

**Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft**

**Technische Universität Darmstadt**



**Zum Verfestigungsverhalten wassergesättigter und verflüssigter  
Granulate**

Am Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Technischen Universität Darmstadt angefertigte und  
beim Fachgebiet für Wasserbau und Hydraulik genehmigte

**Dissertation**

zur Erlangung des Grades

**Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

von

**Jonas Jurisch (Dipl.-Ing.)**

aus Dresden

Erstgutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Boris Lehmann

Zweitgutachter: Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

Darmstadt 2021



Jurisch, Jonas: Zum Verfestigungsverhalten wassergesättigter und verflüssigter Granulate

Dissertationsort: Darmstadt, Technische Universität Darmstadt

Jahr der Veröffentlichung der Dissertation auf TUpriints: 2021

Tag der mündlichen Prüfung: 29.01.2021

Veröffentlicht unter CC BY-ND 4.0 International

<https://creativecommons.org/licenses/>



## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Klärung der Forschungsfrage, welches Verfestigungs- und Phasentransformationsverhalten auf den Innenkippen ehemaliger Tagebaue nach der Verflüssigung ihrer wassergesättigten granularen Systeme vorzufinden ist und wie sich dieses charakterisieren lässt.

Der Stand des Wissens zeigt hierzu deutliche Differenzen in der theoretischen Beschreibung des Materialverhaltens verflüssigter granularer Systeme auf. Zudem war zu Beginn der Forschungsarbeit unklar, inwiefern die bestehenden Theorien von seismisch induzierten Verflüssigungseignissen auf das Materialverhalten der auf den Innenkippen verflüssigten granularen Systeme übertragen werden können.

Ziel der vorliegenden Arbeit war es, mithilfe von geeigneten physikalischen Modellversuchen, das Verhalten der bei der Bodenverflüssigung einsetzenden Prozesse (*Verflüssigung* und *Verfestigung*) sowie deren Einflussgrößen detaillierter zu erfassen, abzubilden und phänomenologisch zu beschreiben. Dabei wurde eine systematische Durchführung von Säulenversuchen mit variierenden Parametern und Randbedingungen (z.B. Versuchsmaterialien, Anregungsintensität, Anregungshäufigkeit) sowie die Messung von Erd- und Porenwasserdrücken vorgenommen.

Anhand der aufgezeichneten Messdaten und -kurven erfolgte die direkte und indirekte Erfassung zweier im granularen System eintretender Grenzflächenbewegungen. Zum einen, die einer aufsteigenden Verfestigungsfront zwischen sich verfestigendem Material und granularer Suspension, und zum anderen, die einer absteigenden Front zwischen sich bildender Klarwasserzone und granularer Suspension.

Entgegen der theoretischen Annahmen konnte festgestellt werden, dass der Verfestigungsprozess mit dem Aufeinandertreffen dieser beiden Grenzflächen nicht beendet ist und ebenso keine vollständig verfestigte Granulatsäule mit erhöhter Scherfestigkeit im Ruhedruckzustand vorliegt. Vielmehr bildet sich ein den Verfestigungsprozess deutlich verlängernder Übergangsbereich aus, der nicht die Eigenschaften einer granularen Suspension und nicht die Charakteristiken eines sich wie ein Festkörper verhaltenden granularen Systems aufweist. Stellvertretend werden hierzu Analogien zur jamming-Theorie gezogen.

Innerhalb dieses Bereichs, aber auch im gesamten Verfestigungsprozess, traten zeit- und ortsabhängige Materialeigenschaften auf. Zudem wurde festgestellt, dass der Aufbau wirksamer Spannungen früher einsetzt als in der Fachliteratur erwartet.

Während die Phasentransformation des granularen Systems im Prozess der Verflüssigung nahezu sprunghaft erfolgte, so wurde der im Verfestigungsprozess eintretende Wechsel von einer flüssigen zu einer festen Phase als kontinuierlich und als nicht spontan ablaufend identifiziert. Insofern unterliegt das verflüssigte granulare System im Prozess der Verfestigung einer Heterogenität und weist währenddessen mehrere simultan vorliegende Phasenzustände auf. Hierzu zählen der Zustand eines Fluids mit dem totalen Verlust der inneren Festigkeit und dem eines physikalischen Systems mit der Wiedererlangung intergranularer Reibung und den Eigenschaften eines Festkörpers.

Aus allen durchgeführten Versuchen geht hervor, dass die oberflächennahen wassergesättigten Bodenschichten stets setzungsfließgefährdeter sind als die tieferliegenden (sohlnahen) Schichten. Es liegt demnach ein teufenabhängiges Verflüssigungspotential vor.

Abschließend wird die Bedeutung der Ergebnisse auf die Anwendung und Praxis wiedergegeben, insbesondere im Hinblick auf die aktuellen Methoden zur Sanierung der Kippenkörper (Verdichtung).

Mit der vorliegenden Arbeit wird ein Beitrag zum verbesserten Verständnis für das im Verfestigungsprozess eintretende komplexe Materialverhalten eines verflüssigten Bodens geleistet, Anregungen und Dateninput für ein Berechnungsverfahren zur Beschreibung der Bruchgeometrie gegeben sowie die Auswirkungen der Erkenntnisse auf Maßnahmen und Verfahren zur Sanierung der Innenkippen auf den Bergbaufolgelandschaften aufgeführt.

**Schlüsselbegriffe:**

Wasserbau, Bodenmechanik, Mehrphasen-Fluidmechanik, Bergbau, Verflüssigung, Verfestigung, jamming transition, Übergangsbereich, Phasentransformation

## Abstract

The present work deals with the research question of which solidification and phase transformation behaviour can be found on the inner dumps of former open pits after liquefaction of their water-saturated granular systems and how these can be characterised.

The current state of knowledge shows clear differences in the theoretical description of the material behaviour of liquefied granular systems. Additionally, at the beginning of the research work it was unclear to what extent the existing theories of seismically induced liquefaction events can be transferred to the material behaviour of the granular systems liquefied on the inner dumps.

The aim of the present work was - with the help of suitable physical model experiments - to record, map and describe phenomenologically the behaviour of the processes involved in soil liquefaction (liquefaction and consolidation) and their influencing variables in more detail. Thereby, a systematic performance of column experiments with varying parameters and boundary conditions (e.g. test materials, excitation intensity, excitation frequency) as well as the measurement of soil and pore water pressures were performed.

Based on the recorded measurement data and curves, the direct and indirect recording of two interfacial movements occurring in the granular system was carried out. On the one hand an ascending solidification front between solidifying material and granular suspension and on the other hand a descending front between forming clear water zone and granular suspension.

Contrary to the theoretical assumptions, it was found that the solidification process is not completed when these two interfaces meet and that there is no fully solidified granular column with increased shear strength in the resting pressure state. Rather, a transition region is formed which significantly prolongs the solidification process and does not have the properties of a granular suspension or the characteristics of a granular system behaving like a solid. Analogies to the jamming theory are given as examples.

Within this range, but also during the entire solidification process, time- and location-dependent material properties occurred. It was also found that the build-up of effective stresses sets in earlier than expected in the technical literature.

While the phase transformation of the granular system in the process of liquefaction was almost suddenly, the change from a liquid to a solid phase during the solidification process was identified as continuous and not spontaneous. In this respect, the liquefied granular system is subject to heterogeneity in the solidification process and exhibits several simultaneously present phase states. These include the state of a fluid with the total loss of internal strength and that of a physical system with the recovery of intergranular friction and the properties of a solid.

From all the experiments carried out, it is clear that the near-surface water-saturated soil layers are always more at risk of settlement flow than the deeper-lying (near the bottom) layers. Accordingly, there is a depth-dependent liquefaction potential.

Finally, the significance of the results for application and practice will be reflected, especially given the current methods for the rehabilitation of dump bodies (compaction).

This thesis contributes to a better understanding of the complex material behaviour of a liquefied soil occurring during the consolidation process, provides suggestions and data input for a calculation method to describe the fracture geometry and lists the effects of the findings on measures and procedures for the rehabilitation of the inner dumps on post-mining landscapes.

**Keywords:**

hydraulic engineering, soil mechanics, multiphase fluid mechanics, mining, liquefaction, solidification, jamming transition, transition zone, phase transformation

# Inhaltsverzeichnis

	Seite
Abbildungsverzeichnis .....	IX
Tabellenverzeichnis .....	XVIII
Abkürzungsverzeichnis .....	XXI
Symbolverzeichnis .....	XXII
<b>1. Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1. Problemstellung.....	2
1.2. Forschungsfrage .....	4
1.3. Zielsetzung .....	5
1.4. Aufbau der Arbeit .....	6
<b>2. Stand des Wissens.....</b>	<b>9</b>
2.1. Arten der Verflüssigung .....	9
2.1.1. Statische Bodenverflüssigung .....	10
2.1.2. Dynamische Bodenverflüssigung .....	10
2.1.3. Initiale Verflüssigung .....	11
2.1.4. Begrenzte Verflüssigung.....	11
2.2. Grad der Verflüssigung .....	11
2.3. Voraussetzungen und Einflussgrößen einer Bodenverflüssigung.....	12
2.3.1. Allgemeine Voraussetzungen.....	12
2.3.2. Einflussgrößen des Verflüssigungspotenzials .....	14
2.3.3. Erörterung der Verflüssigungsneigung von Innenkippen.....	20
2.4. Mechanismus der Bodenverflüssigung .....	22
2.5. Versuchsstände, Berechnungs- und Interpretationsansätze.....	25
2.5.1. Versuchsstände .....	25
2.5.2. Nationale und internationale Beschreibungs- und Interpretationsansätze des Verfestigungsverhaltens .....	30
2.6. Bruchgeometrie .....	43
2.7. Offene Fragen.....	45
<b>3. Einführung in die Mehrphasen-Fluidmechanik und Bodenmechanik wassergesättigter Lockergesteine .....</b>	<b>46</b>

3.1.	Der Boden als Mehrphasensystem mit unterschiedlichen Aggregatzuständen .....	46
3.2.	Definition von Spannungszuständen .....	48
3.2.1.	Geostatische Spannungen – Prinzip der wirksamen Spannungen.....	48
3.2.2.	Hauptspannungen, isotrope und deviatorische Spannung, Differentialspannung.....	51
3.2.3.	Definition der Phasenzustände eines Bodenkontinuums .....	52
3.3.	Stoffgesetze .....	53
3.4.	Festigkeitseigenschaften von Böden .....	54
3.5.	Hydraulische Eigenschaften von Böden.....	56
3.5.1.	Hohlraumgehalt.....	56
3.5.2.	Hydraulische Leitfähigkeit (Durchlässigkeit) .....	56
3.5.3.	Verformbarkeit der Feststoffe und des Gefüges.....	57
3.6.	Wirkende Kräfte auf Granulatkörner im Fluid .....	57
3.6.1.	Massenkräfte.....	57
3.6.2.	Oberflächenkräfte .....	59
3.6.3.	Interpartikuläre- und Wechselwirkungskräfte.....	60
3.7.	Partikelbewegungen in granularen Suspensionen .....	61
<b>4.</b>	<b>Experimentelle Versuche.....</b>	<b>63</b>
4.1.	Hypothesen zum Verfestigungsverhalten verflüssigter Granulate .....	63
4.2.	Entwicklung und Konzeptionierung einer geeigneten Versuchstechnik.....	65
4.2.1.	Vorversuche mit teilgesättigten Böden .....	65
4.2.2.	Bewertung der Voruntersuchung.....	68
4.2.3.	Auswahl der Vorzugsvariante für den Hauptversuchsstand.....	68
4.2.4.	Auswahl der Einbaumethode.....	70
4.3.	Hauptversuche.....	71
4.3.1.	Versuchsaufbau.....	71
4.3.2.	Laborative Voruntersuchung der Versuchsmaterialien .....	75
4.3.3.	Versuchsdurchführung .....	80
4.4.	Versuchsprogramm.....	83
<b>5.</b>	<b>Beobachtungen und Ergebnisse.....</b>	<b>85</b>
5.1.	Beobachtungen.....	85
5.1.1.	Versuche mit Bodenmaterial RL F .....	85
5.1.2.	Versuche mit granularen Glasperlen.....	86
5.2.	Versuchsergebnisse bei einmaligem Initialeintrag .....	87
5.3.	Versuchsergebnisse bei mehrfachem Initialeintrag .....	92
5.3.1.	Versuche mit Bodenmaterial vom Restloch F.....	92

5.3.2.	Versuche mit granularen Glasperlen.....	99
<b>6.</b>	<b>Auswertung und Analyse des Phasentransformationsverhaltens.....</b>	<b>102</b>
6.1.	Zustands- und Prozessbeschreibung verflüssigter wassergesättigter Granulate ..	102
6.1.1.	Ausgangszustand der Granulatsäule als Festkörper (Zustand A) .....	103
6.1.2.	Prozess der Verflüssigung und die Granulatsäule als Suspension (Zustand B) .....	112
6.1.3.	Prozess der Verfestigung .....	119
6.1.4.	Endzustand der Granulatsäule als Festkörper (Zustand C) .....	144
6.1.5.	Erweitertes Zustandsdiagramm .....	150
6.2.	Spannungs- und Absetzverhalten bei mehrfacher Verflüssigung.....	155
6.2.1.	Verflüssigungsfähiges Bodenmaterial (vom Restloch F) .....	155
6.2.2.	Granulare Glasperlen .....	162
6.3.	Reproduzierbarkeit .....	163
<b>7.</b>	<b>Bedeutung für die Anwendung und Praxis .....</b>	<b>165</b>
<b>8.</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>170</b>
8.1.	Zusammenfassung .....	170
8.2.	Ausblick.....	172
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>173</b>
	<b>Glossar .....</b>	<b>184</b>
	<b>Erklärung zur Abschlussarbeit gemäß § 22, Abs. 7 APB .....</b>	<b>186</b>
	<b>Anhang.....</b>	<b>187</b>
A	Versuchsprogramm.....	188
B	Messequipment.....	190
B 1.	Piezoresistiver Druckmessgeber.....	190
B 2.	Induktive Wegmessung .....	191
B 3.	Sonstiges Messequipment.....	192
C	Versuchsergebnisse .....	193
C 1.	Isochronen des Versuchs Nr. 17.....	193
C 2.	Messkurven des Versuchs Nr. 29 .....	194
C 3.	Messkurven des Versuchs Nr. 30 .....	196
C 4.	Messkurven des Versuchs Nr. 31 .....	197
C 5.	Messkurven des Versuchs Nr. 32 .....	199

C 6.	Messkurven des Versuchs Nr. 33 .....	201
C 7.	Messkurven des Versuchs Nr. 34 .....	203
C 8.	Messkurven des Versuchs Nr. 35 .....	206
C 9.	Messkurven des Versuchs Nr. 36 .....	208
D	Hydraulische Leitfähigkeit .....	210
D 1.	Bodenmaterial Restloch F.....	210
D 2.	Granulare Glasperlen .....	212
E	Verfestigungsfront nach SCOTT (1986) und WITTIG (2014).....	214
F	Transienter Erddruckbeiwert – GOMPertz-Funktion .....	215
G	Scherfestigkeitsberechnungen.....	218

---

## Abbildungsverzeichnis

---

	Seite
Abb. 1-1: Rutschungskessel im Tagebau NACHTERSTEDT 2009 (Foto: PICTURE-ALLIANCE/ DPA) .....	3
Abb. 1-2 Abgrenzung zwischen dem Stand des Wissens und dem Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit .....	5
Abb. 1-3: Aufbau der Forschungsarbeit als schematische Darstellung .....	7
Abb. 2-1: Schematische Darstellung von siltigem Sand im locker gelagerten Zustand (links) und im komprimierten Zustand infolge äußerer Belastungen (rechts) nach LADE & YAMAMURO (1997) .....	14
Abb. 2-2: Verflüssigungspotential von Korngrößen nach RÖCHTER & SCHANZ (2013).....	15
Abb. 2-3: Verflüssigungspotential von Korngrößen nach KTA 2201.2. ....	15
Abb. 2-4: Kornband von zur Verflüssigung neigenden Sanden nach DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014).....	16
Abb. 2-5: Einordnung der Kornform (oben) und Kornrauigkeit (unten) nach MÖLLER (2013).....	17
Abb. 2-6: Für das Eintreten einer Verflüssigung erforderliches zykl. Spannungsverhältnis $\lambda = \tau / \sigma'_v$ in Abhängigkeit der Zyklenanzahl $N_C$ ; SEED (1976) .....	19
Abb. 2-7: Definition der Größen $H_K$ , $H_{WK}$ , und $H_{WR}$ ; DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014) .....	21
Abb. 2-8: Skizzenhafte Querschnittsdarstellung bzgl. des technologisch bedingten Aufbaus einer Bergbaufolgelandschaft; nicht maßstäblich; KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013) .....	22
Abb. 2-9 Systemzustände und Prozessabläufe einer verflüssigten Bodensäule (Modellvorstellung) .....	24
Abb. 2-10: Spannungsverteilung aus Bodeneigengewicht im Prototyp, im kleinmaßstäblichen Modell und im Zentrifugenmodell mit erhöhtem Beschleunigungsfeld nach STUDER & KOLLER et al. (2008) .....	26
Abb. 2-11: In einer Laminarbox installierte Porenwasserdruckmessgeber und Wegaufnehmer (LVDT) sowie Beschleunigungssensoren; im Prototyp-Maßstab; KIM & HWANG et al. (2009) .....	26
Abb. 2-12: Aufbau einer Laminarbox; SCOTT (1986) .....	27
Abb. 2-13: Triaxialzelle mit Probenschmierung (links) und ohne Schmierung (rechts); KOLYMBAS (2016) .....	27

Abb. 2-14: Skizze einer Kipprinne der TU Delft; VAN TONGEREN (2018) .....	28
Abb. 2-15: Skizze zum Aufbau eines Säulenmodells; VAN EYCK (2019) .....	29
Abb. 2-16: Isochronen des Porenwasserüberdrucks in Abhängigkeit von der Überdeckungsmächtigkeit nach: a) mehrmaligem und b) einmaligem impulsartigen Initialeintrag; FLORIN & IVANOV (1961).....	30
Abb. 2-17: Darstellung der Verfestigungsfront nach FLORIN & IVANOV (1961) (rot strichlierte Linie) .....	30
Abb. 2-18: Isochronen des Porenwasserüberdrucks in Abhängigkeit von der Überdeckungsmächtigkeit: a) bis zur vollständigen Verflüssigung und b) nach der vollständigen Verflüssigung bei anhaltendem dynamischen Initialeintrag; FLORIN & IVANOV (1961).....	31
Abb. 2-19: Verflüssigungsdauer in Abhängigkeit der Korngröße; FLORIN & IVANOV (1961) .....	31
Abb. 2-20: Porenwasserüberdruckkurven über die Zeit für verschiedene Messhorizonte; SCOTT (1986) .....	33
Abb. 2-21: Isochronen des Porenwasserüberdruckes $\Delta u$ im Verfestigungsprozess gemäß den Theorien nach TERZAGHI (links) und KOLYMBAS (rechts); KOLYMBAS (1994) .....	35
Abb. 2-22: Versuchsaufbau – <i>shaking-table</i> -Test; WANG & ZEN et al. (2013).....	36
Abb. 2-23: Kurven des Porenwasserüberdruckes für Wasser als Porenfluid (links) und für die polymere Flüssigkeit (rechts); WANG & ZEN et al. (2013) .....	36
Abb. 2-24: Absenkkurve für den mit Wasser (links) und mit einem polymeren Fluid (rechts) gesättigten Sand; WANG & ZEN et al. (2013) .....	37
Abb. 2-25: Versuchsaufbau nach ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016); Prototyp-Abmessungen .....	39
Abb. 2-26: Isochronen des Porenwasserüberdruckes nach dynamischer Verflüssigung (im Prototyp-Maßstab); ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) .....	39
Abb. 2-27: Absenkkurve während der Verfestigung (im Prototyp-Maßstab); ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) .....	39
Abb. 2-28: Säulenversuch nach ZANDER (2015) .....	40
Abb. 2-29: Darstellung der Dichtediskontinuitäten im Verfestigungsprozess; WITTIG (2016a) .....	41
Abb. 2-30: Zeitabhängige Absenkungen $s$ einer wassergesättigten Bodensäule bei mehrfacher Anregung und vollständiger Verflüssigung; Zeitpunkt der Anregungen bei $t = 0$ s; WITTIG (2016b); ZANDER (2015) .....	42
Abb. 2-31: Porenwasserüberdruckkurven und Ausbildung der Verfestigungsfront (strichlierte Linie) aus KIM & HWANG et al. (2009) .....	42

Abb. 2-32: Geländeeinbruch infolge einer Bodenverflüssigung; WITTIG (2016b).....	44
Abb. 2-33: Setzungsfließen infolge einer Bodenverflüssigung; KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013) .....	44
Abb. 3-1: Unterscheidungen im Porenwasser und in der Porenluft; aus ZILCH & DIEDERICHS et al. (2013) .....	47
Abb. 3-2: Mehrstoffsystem Boden und die Aufgliederung in seine Bestandteile gemäß der Kontinuumsmechanik .....	48
Abb. 3-3: Spannungsentwicklungen im isotropen Halbraum .....	50
Abb. 3-4: MOHRscher Spannungskreis .....	54
Abb. 3-5: Bruchgerade nach MOHR-COULOMB .....	55
Abb. 3-6: Idealisertes und wirkliches Spannungs- Dehnungs- Verhalten eines Bodens; KEMPFERT & RAITHEL (2014) .....	55
Abb. 3-7: Viskose und intergranulare Reibung; FERRARIS (1998) .....	60
Abb. 3-8: Einteilung der Sedimentationstypen nach FITCH (1962) .....	62
Abb. 4-1: Zustände der Granulatsäule vor, während und nach einer Verflüssigung .....	64
Abb. 4-2: Zu erwartende Setzungslinie einer verflüssigten und sich anschließend verfestigenden wassergesättigten Granulatsäule in Abhängigkeit der Anregungszahl $i_A$ . .....	65
Abb. 4-3: Zu erwartende Setzungslinien in Abhängigkeit der Impulsintensität $p_i$ und Anregungszahl $i_A$ . .....	65
Abb. 4-4: Spaltmodell – Kippe.....	66
Abb. 4-5: Prinzipskizze des Versuchsaufbaus – Spaltmodell.....	66
Abb. 4-6: Aufbau teilgesättigter Bodensäule (Quelle: GIP GMBH DRESDEN) .....	67
Abb. 4-7: Wasserlamelle in verflüssigter (teilgesättigter) Bodensäule (Quelle: GIP GMBH DRESDEN).....	67
Abb. 4-8: Methoden des Probeneinbaus; ISHIHARA (1993) .....	70
Abb. 4-9: Prozessflussdiagramm und technischer Aufbau – Säulenversuch .....	72
Abb. 4-10 Versuchsaufbau - Säulenversuch .....	73
Abb. 4-11: Kombinierte Erd- und Porenwasserdruckmessung – Darstellung der im Messwert enthaltenen Spannungsanteile (links) und der Sensorapplikation (rechts) .....	74
Abb. 4-12: Isolierte Porenwasserdruckmessung – Darstellung der im Messwert enthaltenen Spannungsanteile (links) und der Sensorapplikation (rechts) .....	75
Abb. 4-13: Körnungslinie – Bodenmaterial RL F .....	76

Abb. 4-14: Körnungslinie des Versuchsmaterials vom RL F im Kornband zur Verflüssigung neigender Materialien aus DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014).....	77
Abb. 4-15: Prinzipskizze; DIN 19638-9 .....	77
Abb. 4-16: Körnungslinie – granulare Glasperlen .....	79
Abb. 4-17: Glaskugeln mit eingelagerten Bodenschichten zu Beginn der Aufsättigungsphase.....	81
Abb. 4-18: Versuchsprogramm.....	84
Abb. 5-1: Totale Horizontalspannung $\sigma_H(z, t)$ in Abhängigkeit von der Zeit $t$ – Messkurven der Sensoren 1 – 4; Versuch Nr. 28.....	88
Abb. 5-2: Totale Horizontalspannung $\sigma_H$ in Abhängigkeit von der Zeit $t$ – Messkurve von Sensor 1 zum Zeitpunkt des Initialeintrages; Versuch Nr. 28.....	89
Abb. 5-3: Absetzkurve $s(t)$ der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 28.....	90
Abb. 5-4: Absetzkurve $s(t)$ zum Zeitpunkt des Initialeintrages; Versuch Nr. 28.....	90
Abb. 5-5: Entwicklung des Porenwasserdruckes $u$ in Abhängigkeit von der Zeit $t$ ; Versuch Nr. 17.....	91
Abb. 5-6: Totale Horizontalspannung $\sigma_H(t)$ – Messkurven der Sensoren 1 – 4; Versuch Nr. 28.....	93
Abb. 5-7: Totale Horizontalspannung $\sigma_H(t)$ – überlagerte Messkurven von S1 – S4; Versuch Nr. 28.....	94
Abb. 5-8: Absetzkurve $s(t)$ bei mehrfacher Anregung; Versuch Nr. 28.....	95
Abb. 5-9: Bezogene Sofortsetzung $\varepsilon_0$ in Abhängigkeit von der Anregungszahl $i_A$ , für unterschiedliche Einbaumassen $m_{E,0}$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36.....	96
Abb. 5-10: Bezogene Sofortsetzung $\varepsilon_0$ in Abhängigkeit von der Anregungszahl $i_A$ , für unterschiedliche Impuls-Intensitäten $p$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36.....	96
Abb. 5-11: Bezogene Setzung $\varepsilon$ in Abhängigkeit von der Anregungszahl $i_A$ , für unterschiedliche Einbaumassen $m_{E,0}$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36.....	97
Abb. 5-12: Bezogene Setzung $\varepsilon$ in Abhängigkeit von der Anregungszahl $i_A$ , für unterschiedliche Impuls-Intensitäten $p$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36.....	97
Abb. 5-13: Entwicklung der normierten Porenanteile $n/n_0$ in Abhängigkeit von der Anregungszahl $i_A$ , für unterschiedliche Einbaumassen $m_{E,0}$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36.....	98
Abb. 5-14: Entwicklung der normierten Porenanteile $n/n_0$ in Abhängigkeit von der Anregungszahl $i_A$ , für unterschiedliche Impuls-Intensitäten $p$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36.....	98

Abb. 5-15: Porenanteil $n$ im Ausgangszustand (blau) und im Endzustand (grau) nach einer entsprechenden Anregungsanzahl $i_A$ für Versuchsreihen mit gleicher Impuls-Intensität $p = 8,19 \text{ Ns}$ und unterschiedlicher Einbaumasse.....	99
Abb. 5-16: totale Horizontalspannung $\sigma_H(z, t)$ in Abhängigkeit von der Zeit $t$ – Messkurven der Sensoren 1 – 4; Versuch Nr. 11.....	100
Abb. 5-17: Absetzkurve $s(t)$ – granulare Glasperlen (Hinweis: Messwertaufnahme erfolgte alle zehn Sekunden); Versuch Nr. 11 .....	101
Abb. 6-1: Totale Horizontalspannungskurven $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren 1 – 4 und Einteilung der Bodensäule in entsprechende Zustandsbereiche; Versuch Nr. 28.....	102
Abb. 6-2: Gemessene totale Horizontalspannung $\sigma_H(z, t_0)$ , rechnerisch ermittelter hydrostatischer Porenwasserdruck $u_0(z)$ und totale Vertikalspannung $\sigma_V(z, t_0)$ im wassergesättigten Granulat (vor der Anregung); Versuch Nr. 28.....	104
Abb. 6-3: Wirkende Kräfte und Spannungen an einem scheibenförmigen Volumenelement $dV$ infinitesimaler Höhe $dz$ (links) und Spannungsverteilung in einem schlanken kreisförmigen Behälter (rechts); KOLYMBAS (2016) .....	106
Abb. 6-4: Entwicklung der rechnerischen, wandreibungsbeeinflussten totalen Horizontal- und Vertikalspannungen $\sigma_H(z, t_0)$ und $\sigma_V(z, t_0)$ sowie des Porenwasserruhedruckes $u_0(z)$ ; Versuch Nr. 28.....	110
Abb. 6-5: Berechnete teufenabhängige Scherfestigkeitskurve $\tau_F(z, t_0)$ in Wandnähe und Säulenachse, im Ausgangszustand; Versuch Nr. 28 .....	111
Abb. 6-6: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t_1)$ zum Zeitpunkt $t = t_1$ , hydrostatischer Porenwasserruhedruck $u_0$ sowie berechnete totale Vertikalspannungen $\sigma_V(z, t_0)$ (ohne Wandreibung) zum Zeitpunkt $t = t_0$ ; Versuch Nr. 28.....	113
Abb. 6-7: In Pore eingeschlossene Gasphase.....	116
Abb. 6-8: Vereinfachte exemplarische Darstellung zur Lokalisierung des signifikanten Spannungsabfalls zum Zeitpunkt $t_{SD}$ mithilfe der Sekantensteigungen (rote Linien); hier reduzierte Darstellung der Messkurve am Sensor 1; Versuch Nr. 28.....	120
Abb. 6-9: Totale Horizontalspannungskurven $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren 1 – 4, Absetzkurve $s(t)$ und linear aufsteigende Verfestigungsfront (braun punktiert) .....	121
Abb. 6-10: Sedimentationsweg einzelner Bodenschichten in der Modellvorstellung einer kubisch primitiven Kugelpackung mit $n = 0,476$ . .....	123
Abb. 6-11: Totale Horizontalspannungskurven $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren 1 – 4, Absetzkurve $s(t)$ und die Lokalisierung eines Kompressionspunktes „D“ .....	125

Abb. 6-12: Absetzverhalten einer idealen Suspension: a) Absetzkurve; b) Höhenprofil der Feststoffkonzentrationen $c_{s,i} = \Phi_{s,i}$ nach verschiedenen Absetzzeiten; SCHUBERT (2003) .....	126
Abb. 6-13: Darstellung der verwendeten totalen Horizontalspannungsdifferenzen $\Delta\sigma_H(z, t)$ zur Ermittlung des Verfestigungsverhaltens (beispielhaft für Messhorizont S1); Versuch Nr. 28.....	127
Abb. 6-14: Absetzkurve $s(t)$ und Isolinien abgebauter Horizontalüberspannungsverhältnisse $x_{\ddot{u}}(z, t)$ ; Versuch Nr. 28 .....	128
Abb. 6-15: Prinzipskizze – Differentielle Schichten konstanter Abbauverhältnisse $x_{\ddot{u}}(z, t)$ totaler Horizontalüberspannungen $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$ zu unterschiedlichen Zeitpunkten .....	128
Abb. 6-16: Totale Horizontalspannungskurven $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren 1 – 4, Absetzkurve $s(t)$ und linear aufsteigende Verfestigungsfront (braun punktiert) .....	129
Abb. 6-17: Isochronen der gemessenen totalen Horizontalspannung $\sigma_H(z, t)$ , gemessene Höhe der Feststoffoberfläche (POK), berechneter Porenwasserdruck $u_0(z)$ (blau strichliert), qualitativer Porenwasserüberdruckverlauf $\Delta u_2(z, t)$ (grün strichliert); Versuch Nr. 28.....	131
Abb. 6-18: Isochrone des Porenwasserüberdruckes mit unterhalb der Verfestigungsfront vollständig verfestigten Granulatschichten zum Zeitpunkt $t = t_2$ .....	132
Abb. 6-19: Darstellung der Isochronen gemessener totaler Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ in Abhängigkeit von der Höhe der betrachteten Horizonte, Darstellung der Höhenlage der Verfestigungsfronten und Feststoffoberfläche zu unterschiedlichen Zeitpunkten, Darstellung des hydrostatischen Porenwasserdruckes $u_0(z)$ ; Versuch Nr. 28 .....	134
Abb. 6-20: Zu erwartender qualitativer und zeitlicher Verlauf des (transienten) Erddruckbeiwertes $K(z, t)$ für einen betrachteten Horizont innerhalb einer wassergesättigten und von einer Bodenverflüssigung betroffenen Granulatsäule .....	136
Abb. 6-21: wirkende Kräfte bei Einzelteilchensedimentation .....	138
Abb. 6-22: Absinkende granulare Suspension als durchströmte Partikelstruktur (vgl. TOMAS (2015)) .....	140
Abb. 6-23: instationäre Anströmgeschwindigkeit infolge der Gefügekompensation in der sich verfestigenden Schicht (unterhalb der Verfestigungsfront).....	141
Abb. 6-24: Darstellung der Verfestigungsfront und des Übergangsbereichs; Versuch Nr. 28.....	142
Abb. 6-25: Absetzkurve $s(t)$ ; Versuch Nr. 28.....	143
Abb. 6-26: Absetzkurve $s(t)$ aus ZANDER (2015).....	143

Abb. 6-27: Gemessene totale Horizontalspannung $\sigma_H(z, t_E)$ , rechnerisch ermittelter hydrostatischer Porenwasserdruck $u_0(z)$ und totale Vertikalspannung $\sigma_V(z, t_E)$ im wassergesättigten Granulat (im Endzustand); Versuch Nr. 28 .....	144
Abb. 6-28: Entwicklung der geostatischen Spannungen unter Berücksichtigung einer Wandreibung; Versuch Nr. 28.....	146
Abb. 6-29: Berechnete teufenabhängige Scherfestigkeitskurve $\tau_F$ im Endzustand; Versuch Nr. 28.....	147
Abb. 6-30: Erweiterte Zustandsbereiche einer verflüssigten Granulatsäule sowie Messkurven der totalen Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ und Feststoffoberflächenabsenkung $s(t)$ am Beispiel des Versuchs Nr. 28.....	150
Abb. 6-31: Zustandsbereiche – konventionelles Modell (abstrahierte Darstellung) .....	152
Abb. 6-32: Zustandsbereiche – erweitertes Modell (abstrahierte Darstellung) .....	152
Abb. 6-33: Skizzenhafte Darstellung der Phasenzustände in Abhängigkeit der Beweglichkeit (nicht maßstabgerecht); nach BLOCHOWITZ (2015).....	153
Abb. 6-34: Darstellung der Zustandsbereiche eines verflüssigten Granulates unter Verwendung der jamming transition (abstrahierte Darstellung).....	154
Abb. 6-35: Verlauf der Verfestigungsfronten nach unterschiedlichen Anregungen $i_A$ im Weg-Zeit-Diagramm; Versuch Nr. 28 .....	156
Abb. 6-36: Dauer des Suspensionszustandes nach dem Initialeintrag in Abhängigkeit der verflüssigten Schichtmächtigkeit; Versuch Nr. 26 – 31, 35 – 36.....	158
Abb. 7-1: Prinzipskizze zur Technologie der oberflächennahen (schonenden) Sprengverdichtung; REINHARDT & KEßLER et al. (2014).....	165
Abb. 7-2: Prinzipskizze zur Technologie der tiefen (schonenden) Sprengverdichtung; REINHARDT & KEßLER et al. (2014) .....	165
Abb. B-1: Aufbau des verwendeten piezoresistiven Drucksensors mit messstoffberührender Membran; GÄRMANN & GRIES (2009).....	190
Abb. B-2: Im Versuch verwendeter piezoresistiver Druckmessgeber.....	191
Abb. B-3: Exemplarischer Aufbau eines induktiven Wegaufnehmers; EDDYLAB (2020) .....	191
Abb. C-1: Isochronen des Porenwasserüberdruckes $\Delta u$ ; Versuch Nr. 17 .....	193
Abb. C-2: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $st$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 29.....	194
Abb. C-3: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 29.....	195

Abb. C-4: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 30.....	196
Abb. C-5: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 31.....	197
Abb. C-6: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 31.....	198
Abb. C-7: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 32.....	199
Abb. C-8: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 32.....	200
Abb. C-9: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 33.....	201
Abb. C-10: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 33.....	202
Abb. C-11: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 34.....	203
Abb. C-12: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 34.....	204
Abb. C-13: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ , Initialeinträge 30-32; Versuch Nr. 34.....	205
Abb. C-14: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 35.....	206
Abb. C-15: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 35.....	207
Abb. C-16: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 36.....	208

Abb. C-17: Gemessene totale Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t)$ der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve $s(t)$ nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 36.....	209
Abb. F-1: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes $K(z, t)$ am Messhorizont S1; Versuch Nr.28 .....	216
Abb. F-2: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes $K(z, t)$ am Messhorizont S2; Versuch Nr.28 .....	216
Abb. F-3: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes $K(z, t)$ am Messhorizont S3; Versuch Nr.28 .....	216
Abb. F-4: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes $K(z, t)$ am Messhorizont S4; Versuch Nr.28 .....	216
Abb. F-5: Superposition der sich in den Messhorizonten S1 bis S4 zeitlich entwickelnden transienten Erddruckbeiwerte $K(z, t)$ . .....	217

---

## Tabellenverzeichnis

---

	Seite
Tab. 1-1: Flächeninanspruchnahme der deutschen Braunkohlereviere nach KOHLENWIRTSCHAFT E.V. (2020); Stand: 04/2020 .....	1
Tab. 1-2: Aktuelle Kippensperrungen in der Lausitz, Stand: 10/2020; LMBV MBH (2020) .....	3
Tab. 2-1: Grad der Verflüssigung und dessen Bezeichnung .....	12
Tab. 2-2: Kritischer Feinkornanteil in sandigen Böden aus BUCHHEISTER (2009).....	15
Tab. 2-3: Wertebereiche der bezogenen Lagerungsdichte und deren Bezeichnung nach DIN EN ISO 14688-2 .....	18
Tab. 2-4: Zustandsbeschreibung eines wassergesättigten (locker gelagerten) Bodens vor, während und nach der Verflüssigung anhand bodenmechanischer Kenngrößen.....	24
Tab. 3-1: Einteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte nach DIN 18130-1 .....	57
Tab. 4-1: Säulenmodell – technische Komponenten .....	73
Tab. 4-2: Eigenschaften des Bodenmaterials RL F (Tagebau SCHLABENDORF NORD).....	76
Tab. 4-3: Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte $k_{T,S}$ und $k_{f,S}$ .....	78
Tab. 4-4: Eigenschaften der granularen Glasperlen .....	79
Tab. 4-5: Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte $k_{T,G}$ und $k_{f,G}$ .....	79
Tab. 4-6: Einbaukenngrößen – Glaskugeln und Boden; Versuch Nr.11 .....	82
Tab. 5-1: Ausgangskonfiguration der Bodensäule; Versuch Nr. 28 .....	87
Tab. 5-2: Setzungen und Absinkgeschwindigkeit $v_{ab}$ der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 28.....	90
Tab. 5-3: Ausgangskonfiguration der Bodensäule; Versuch Nr. 17 .....	91
Tab. 5-4: Setzungen und Absinkgeschwindigkeit $v_{ab}$ der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 28.....	92
Tab. 5-5: Ausgangskonfiguration der Glasperlensäule; Versuch Nr. 11 .....	100
Tab. 5-6: Setzungen und Absinkgeschwindigkeit $v_{ab}$ der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 11 .....	101
Tab. 6-1: Geostatische Spannungen in der Granulatsäule; Versuch Nr. 28.....	104
Tab. 6-2: Rechnerische Erddruckbeiwerte $K(z, t_0)$ ; Versuch Nr. 28 .....	105

Tab. 6-3:	Berechnungsparameter für die Spannungsverteilung mit Wandreibung im Ausgangszustand; Versuch Nr. 28 .....	108
Tab. 6-4:	Abweichungen zwischen gemessenen und rechnerisch ermittelten totalen Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t_0)$ im Ausgangszustand unter Berücksichtigung einer Wandreibung; Versuch Nr. 28.....	108
Tab. 6-5:	Rechnerische wandreibungsbeeinflusste Vertikal- und Horizontalspannungen in der Granulatsäule im Ausgangszustand; Versuch Nr. 28.....	109
Tab. 6-6:	Gegenüberstellung der Messwerte totaler Horizontalspannungen $\sigma_H(z, t_1)$ mit den rechnerisch ermittelten totalen Vertikalspannungen $\sigma_V(z, t_0)$ , bei Annahme eines linear-elastisch-isotropen Halbraumes; Versuch Nr. 28.....	114
Tab. 6-7:	Sofortsetzungen $\varepsilon_0$ verschiedener Modellversuche .....	118
Tab. 6-8:	Dauer des Suspensionszustandes; Versuch Nr. 28 .....	122
Tab. 6-9:	Entwicklung der ermittelten Differentialspannung $\sigma_d(z_{S2}, t)$ am Messhorizont S2; Versuch Nr. 28 .....	130
Tab. 6-10:	Gegenüberstellung der nach WITTIG (2014); SCOTT (1986) und der in dieser Arbeit experimentell bestimmten Verfestigungsdauer am Beispiel der Versuche Nr. 28-31, 35-36 .....	143
Tab. 6-11:	Geostatische Spannungen in der Granulatsäule im Endzustand; Versuch Nr. 28.....	145
Tab. 6-12:	Rechnerische Erddruckbeiwerte $K(z, t_E)$ ; Versuch Nr. 28 .....	145
Tab. 6-13:	Berechnungsparameter für die Spannungsverteilung bei Wandreibung; Versuch Nr. 28.....	146
Tab. 6-14:	Änderung der Scherfestigkeit $\tau_{F,S}(z, t)$ in der Säulenachse einer Granulatsäule vor der Verflüssigung ( $t = t_0$ ) und nach der Verfestigung ( $t = t_E$ ) ohne Wandreibung; Versuch Nr. 28 .....	148
Tab. 6-15:	Gesamtsetzungen verschiedener Modellversuche .....	149
Tab. 7-1:	Gegenüberstellung der Modellergebnisse mit den Resultaten einer Sprengverdichtung (vgl. REINHARDT & KEßLER et al. (2014)) .....	166
Tab. 7-2:	Theoretische Zeitdauern (eigene Berechnung) am Beispiel einer Sprengverdichtung .....	167
Tab. A-1:	Versuchs- und Probenkonfigurationen .....	189
Tab. B-1:	Druckmessgeber – technische Daten .....	191
Tab. B-2:	Wegaufnehmer – technische Daten .....	192
Tab. D-1:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; Bodenmaterial RL F, lockere Lagerung .....	210

Tab. D-2:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; Bodenmaterial RL F, lockere Lagerung .....	210
Tab. D-3:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; Bodenmaterial RL F, mitteldichte Lagerung.....	211
Tab. D-4:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; Bodenmaterial RL F, mitteldichte Lagerung.....	211
Tab. D-5:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; granulare Glasperlen, lockere Lagerung .....	212
Tab. D-6:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; granulare Glasperlen, lockere Lagerung .....	212
Tab. D-7:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; granulare Glasperlen, mitteldichte Lagerung.....	213
Tab. D-8:	Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; granulare Glasperlen, mitteldichte Lagerung.....	213
Tab. E-1:	Korrekturbeiwert $\alpha$ für unterschiedliche Temperaturen; MÖLLER (2013) .....	214
Tab. E-2:	Berechnungsparameter für den Verfestigungsprozess; Versuch Nr. 28.....	214
Tab. F-1:	transienter Erddruckbeiwerte $K(z, t)$ der Messhorizonte S1 bis S4; Versuch Nr. 28.....	216
Tab. G-1:	Scherfestigkeit $\tau_F(z, t_0)$ einer Granulatsäule vor der Verflüssigung ( $t = t_0$ ) und ohne Wandreibung; Versuch Nr. 28 .....	218
Tab. G-2:	Scherfestigkeit $\tau_F(z, t_E)$ einer Granulatsäule nach der Verfestigung ( $t = t_E$ ) und ohne Wandreibung; Versuch Nr. 28 .....	218

---

## Abkürzungsverzeichnis

---

DEM	Diskrete-Elemente-Methode
LMBV	Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
RDV	Rütteldruckverdichtung
RL F	Restloch F
RSV	Rüttelstopfverdichtung
SPV	Sprengverdichtung
Tgb.	Tagebau

---

## Symbolverzeichnis

---

### Lateinisch, Groß

Symbol	Bezeichnung	Dimension
A	Querschnitt allgemein	mm <sup>2</sup>
C <sub>C</sub>	Krümmungszahl	–
C <sub>U</sub>	Ungleichförmigkeitszahl	–
D	Lagerungsdichte	–
D <sub>r</sub>	bezogene Lagerungsdichte (engl. Bezeichnung)	–
E <sub>S</sub>	Steifemodul	MN/m <sup>2</sup>
F <sub>A</sub>	statische Auftriebskraft	N
F <sub>C</sub>	Corioliskraft	N
F <sub>D</sub>	dynamische Auftriebskraft	N
F <sub>G</sub>	Gewichtskraft	N
F <sub>R</sub>	Reibungskraft	N
F <sub>Schub</sub>	Wandreibungskraft	N
F <sub>T</sub>	Trägheitskraft	N
F <sub>VM</sub>	virtuelle Massenkraft	N
F <sub>W</sub>	Widerstandskraft (Strömung)	N
F <sub>Z</sub>	Zentrifugalkraft	N
H <sub>0</sub>	Höhe der wassergesättigten Granulatsäule	m
H <sub>1</sub>	Höhe der verflüssigten Granulatsäule	m
H <sub>K</sub>	Mächtigkeit der Kippe	m
H <sub>WK</sub>	Höhe des Wasserspiegels in der Kippenböschung	m
H <sub>WR</sub>	Höhe des Wasserspiegels im Restloch	m
I <sub>D</sub>	Bezogene Lagerungsdichte	–
I <sub>p</sub> , I <sub>d</sub> , I <sub>D</sub> <sup>*</sup>	druckbezogene Lagerungsdichte	–
K	Erddruckbeiwert	–
K <sub>agh</sub>	aktiver horizontaler Erddruckbeiwert	–
K <sub>0</sub>	Erdruhedruckbeiwert	–
L	Induktivität	H
N	Schwingspielzahl	–
Q	Volumenstrom	m <sup>3</sup> /s
R	Elektrischer Widerstand	Ω
R <sup>2</sup>	Residuenquadratsumme	–
R <sub>e</sub>	Reynoldszahl	–
S <sub>r</sub>	Sättigungsgrad	–
T	Temperatur	°C
U	elektrische Spannung	V

Symbol	Bezeichnung	Dimension
$V_G$	Gesamtvolumen der Probe	$m^3$
$V_K$	Kornvolumen der Probe	$m^3$
$V_L$	Gasvolumen der Probe	$m^3$
$V_S$	Volumen des Feststoffpartikels/ -korns	$m^3$
$V_P$	Porenvolumen	$m^3$
$V_V$	Verdrängungsvolumen	$m^3$

## Lateinisch, klein

Symbol	Bezeichnung	Dimension
$a$	Beschleunigung	$m/s^2$
$a_R$	Ordinatenabschnitt der Regressionsgeraden	cm
$b$	Änderungsrate totale Horizontalspannung	$kN/m^2s$
$b_R$	Anstieg der Regressionsgeraden	cm/s
$c_D$	Auftriebsbeiwert	–
$c_V$	Konsolidationsbeiwert	$m^2/s$
$c_w$	Widerstandsbeiwert	–
$d_{10}$	Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang	mm
$d_{30}$	Korndurchmesser bei 30 % Siebdurchgang	mm
$d_{50}$	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang	mm
$d_{60}$	Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang	mm
$d_{Bl}$	Durchmesser einer Gasblase	mm
$d_K$	Korndurchmesser	mm
$d_V$	Äquivalentdurchmesser	mm
$e$	Porenzahl	–
$e_c$	Kritische Porenzahl	–
$e_{c0}$	Kritische Porenzahl bei $\bar{p}' = 0$	–
$e_d$	Porenzahl bei maximaler Verdichtung	–
$f$	innere Fläche des Messrohres	$cm^2$
$g$	Fallbeschleunigung	$m/s^2$
$h_B$	Höhe der Bodensäule in Fließrichtung	cm
$i$	Hydraulischer Gradient	–
$i_A$	Anregungszahl	–
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
$k_T$	exper. Durchlässigkeitsbeiwert (temp.abhängig)	m/s
$l$	Fließstreckenlänge	m

<b>Symbol</b>	<b>Bezeichnung</b>	<b>Dimension</b>
$l_e$	Länge des elektrischen Leiters	m
$m$	Masse allgemein	kg
$m_{E,0}$	erdfeuchte Einbaumasse	kg
$m_p$	Masse der Pendeleinheit	kg
$m_s$	Masse des Sandkorns (Partikels)	kg
$m_v$	Verdichtungsziffer	$m^2/MN$
$min e$	Porenzahl bei dichtester Lagerung	–
$min n$	Porenanteil bei dichtester Lagerung	–
$max e$	Porenzahl bei lockerster Lagerung	–
$max n$	Porenanteil bei lockerster Lagerung	–
$n$	Gesamtporenanteil	–
$n_L$	Porenanteil Luft	–
$n_W$	Porenanteil Wasser	–
$p$	Impulsintensität	Ns
$\bar{p}$	isotrope Spannung	$kN/m^2$
$\bar{p}'$	isotrope effektive Spannung	$kN/m^2$
$q$	deviatorische Spannung	$kN/m^2$
$r$	Radius	m
$s$	Setzungsmaß	m
$s_0$	Initiales Setzungsmaß / Sofortsetzung	m
$t$	Zeit	s
$u$	neutrale Spannung	kPa
$u_0$	Porenwasserruhedruck	kPa
$u_L$	neutrale Spannung des Luftanteils	kPa
$u_W$	neutrale Spannung des Wasseranteils	kPa
$v$	Geschwindigkeit	m/s
$v_{ab}$	Absinkgeschwindigkeit	m/s
$v_F$	Filtergeschwindigkeit nach DARCY	m/s
$v_r$	Relativgeschwindigkeit	m/s
$v_s$	Sedimentationsgeschwindigkeit eines Korns	m/s
$v_{VF}$	Geschwindigkeit Verfestigungsfront	m/s
$v_W$	Fluidgeschwindigkeit	m/s
$w$	Gravimetrischer Wassergehalt	–
$w_L$	Fließgrenze	–
$x_{\dot{u}}$	Verhältnis von momentanen zu maximalen Horizontalüberspannungen	–
$z$	Teufen-/ Tiefenkoordinate	m

## Griechisch, Groß

Symbol	Bezeichnung	Dimension
$\Delta h$	hydr. Druckhöhendifferenz allgemein	Pa
$\Delta h_1$	hydr. Druckhöhendifferenz bei Messbeginn	Pa
$\Delta h_2$	hydr. Druckhöhendifferenz bei Messende	Pa
$\Delta s$	Setzungsänderung	m
$\Delta t$	Zeitinkrement	s
$\Delta u$	Änderung des Porenwasserdrucks	kPa
$\Delta u_{L,W}$	Kapillardruck	kPa
$\Delta \sigma_H$	totale Horizontalüberspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\phi_S$	Feststoffkonzentration	–

## Griechisch, klein

Symbol	Bezeichnung	Dimension
$\alpha$	Wandneigungswinkel	°
$\beta$	Geländeneigungswinkel	°
$\delta$	Wandreibungswinkel	°
$\varepsilon$	bezogene Setzung	–
$\varepsilon_0$	bezogene Sofortsetzung	–
$\varepsilon_V$	Volumendehnung	–
$\mu$	Kombinationsfaktor	–
$\eta$	dynamische Viskosität	N s/m <sup>2</sup>
$\kappa_S$	Kompressibilität des Feststoffs	Pa
$\kappa_w$	Kompressibilität des Wassers	Pa
$\gamma'$	Wichte unter Auftrieb	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_r$	Wichte bei voller Sättigung	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	Kornwichte	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	Wichte des Wassers	kN/m <sup>3</sup>
$\nu$	Poissonzahl	–
$\rho$	spezifischer elektrischer Widerstand	$\Omega\text{mm}^2/\text{m}$
$\varrho$	Dichte des feuchten Bodens	t/m <sup>3</sup>
$\varrho_d$	Dichte des trockenen Bodens	t/m <sup>3</sup>
$\varrho_F$	Dichte der Flüssigkeit	t/m <sup>3</sup>
$\varrho_r$	Dichte des gesättigten Bodens	t/m <sup>3</sup>
$\varrho_s$	Reindichte des Korns	t/m <sup>3</sup>
$\varrho_{\text{sus}}$	Suspensionsdichte	t/m <sup>3</sup>

<b>Symbol</b>	<b>Bezeichnung</b>	<b>Dimension</b>
$\varrho_W$	Dichte des Wassers	t/m <sup>3</sup>
$\sigma$	totale Spannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma'$	effektive/ wirksame Spannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma'_H$	effektive Horizontalspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma'_V$	effektive Vertikalspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_1$	Maximale (totale) Hauptspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_2$	Mittlere (totale) Hauptspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_3$	Minimale (totale) Hauptspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{Bl}$	Oberflächenspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_d$	Differentialspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_H$	totale Horizontalspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_V$	totale Vertikalspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\tau$	Schubspannung	kN/m <sup>2</sup>
$\tau_F$	Scherfestigkeit	kN/m <sup>2</sup>
$\tau_{F,u}$	undrainierte Scherfestigkeit	kN/m <sup>2</sup>
$\tau_R$	Restscherfestigkeit	kN/m <sup>2</sup>
$\varphi'$	innerer Reibungswinkel des drainierten Bodens	°
$\omega$	Drehgeschwindigkeit	rad/s

# 1. Einleitung

Seit Mitte des 19. Jahrhunderts erfolgt in Deutschland die industrielle Förderung von Braunkohle. Sie ist bis heute noch in Teilen aktiv und erreichte in den 80er Jahren des 20. Jahrhunderts mit einer Abbaumenge von über 400 Mio. Tonnen Braunkohle pro Jahr ihren Höhepunkt.

Nach den Angaben der KOHLENWIRTSCHAFT E.V. (2020) führte allein in Deutschland die bisher rund 170 Jahre andauernde Exploration und Braunkohleförderung zu einer Inanspruchnahme von rund 179.400 ha Fläche, was mehr als dem Doppelten der Größe des Bundeslandes Berlin entspricht.

Als wesentliche deutsche Gebiete der Braunkohleförderung sind dabei das Rheinische Revier, Helmstädter Revier, das Mitteldeutsche sowie Lausitzer Revier zu nennen. Letzteres weist gemäß der Angaben aus Tab. 1-1 die derzeit größte Flächeninanspruchnahme innerhalb Deutschlands auf.

Tab. 1-1: Flächeninanspruchnahme der deutschen Braunkohlereviere nach KOHLENWIRTSCHAFT E.V. (2020); Stand: 04/2020

Revier	Landinanspruchnahme [ha]
Rheinland	33.482,0
Helmstedt	2.534,1
Hessen	3.345,5
Bayern	1.803,0
Lausitz	89.365,0
Mitteldeutschland	48.872,5
<b>Gesamt</b>	<b>179.402,1</b>

Zur Rohstoffgewinnung bzw. Förderung der in bis zu 300 m Tiefe liegenden Braunkohle müssen massive bergbauliche Sumpfungmaßnahmen (Heben und Ableiten von Grundwasser zur Trockenlegung) vorgenommen werden, die einen erheblichen Eingriff in den Gebietswasserhaushalt zur Folge haben. Nach DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014) führten diese allein im Lausitzer Revier zu einem Wasserdefizit von rund 13 Mrd. m<sup>3</sup>, was einem Viertel des Bodensees entspricht.

Mit dem Fortschreiten der Grundwasserabsenkung erfolgt der Abtrag der das Braunkohleflöz überdeckenden und bis zu mehreren 100 m mächtigen Deckschichten (z.B. im Rheinischen Revier). Dabei werden Millionen Kubikmeter Erdreich abgebaggert und auf sogenannte Kippen verstrützt. Die ursprünglichen Bodeneigenschaften werden dabei grundlegend verändert und grundwasserführende Schichten, sogenannte Aquifere, trockengelegt oder irreversibel zerstört.

Nach der gewinnbringenden Förderung des freigelegten Braunkohleflözes schließt sich die Stilllegung des Tagebaues und der Verbleib von stark geschädigten sowie zu sanierenden Kippenlandschaften an, deren Erscheinung und Gestalt mit Mondlandschaften auf der Erde zu vergleichen ist.

Zur Wiedernutzbarmachung und Rekultivierung der vom Bergbau in Anspruch genommenen Flächen<sup>1</sup> wurden umfangreiche Sanierungsmaßnahmen mit einem erheblichen Einsatz von öffentlichen Mitteln erforderlich, deren Realisierung durch die LMBV MBH als Projektträger und verantwortliches Unternehmen des Bundes erfolg(t)en. Hierzu wurden unter Berücksichtigung des Erreichens der öffentlichen Sicherheit Böschungssicherungen, Bodenverdichtungen sowie Bodenverbesserungen (in oberflächennahen kulturfähigen Schichten) vorgenommen. Aus der Konsequenz der abgebauten und gefördert Braunkohlemenge verblieben zudem auch die sogenannten Restlöcher.

Mit dem Abstellen der Tagebauentwässerung setzt der Wiederanstieg des Grundwasserspiegels sowie das Fluten dieser Tagebaurestlöcher ein. Das langsam aufsteigende Grundwasser führt zwangsläufig auch zu einer bewussten Aufsättigung der verstürzten und sanierten Kippenkörper. Dabei werden durch die vorangegangene Zerstörung etwaiger Grundwassernichtleiter (Aquifugen) auch Bodenschichten gesättigt, die es zuvor nicht waren.

Der in den hergestellten Bergbau(-folge)-landschaften stattfindende Grundwasserwiederanstieg hatte dabei einen wesentlichen Einfluss auf die bodenmechanische Stabilität der Kippenkörper zur Folge. Trotz aufwendiger Sanierungsmaßnahmen traten auf den bereits rekultivierten und z.T. durch Land- und Forstwirtschaft jahrelang erfolgreich genutzten Kippenflächen Instabilitäten, großflächige Böschungsrutschungen sowie Geländeeinbrüche auf und führten zu einer erheblichen sowie ungewollten Beeinträchtigung der Flächennutzbarkeit.

Hinsichtlich der Erreichung der öffentlichen Sicherheit besteht für diese Gebiete ein außerordentlicher Anspruch zur Lösung dieser Problematik.

Aufgrund dessen beschäftigt sich die vorliegende Forschungsarbeit mit dem für diese Schadensereignisse verantwortlich gemachten Phänomen der Bodenverflüssigung. Der nachfolgenden Erläuterung der Problemstellung schließt sich hierzu die Ableitung der Forschungsfrage sowie die Formulierung der Zielsetzung dieser Arbeit an. Mithilfe einer schemenhaften Darstellung wird gleichfalls eine vereinfachte Übersicht zur Struktur der vorliegenden Forschungsarbeit gegeben.

## 1.1. Problemstellung

Auf den Innenkippen der Bergbaufolgelandschaften kommt es infolge der sogenannten Bodenverflüssigung (engl. *liquefaction*) zu Fließerscheinungen von Sanden, die mit erheblichen Materialumlagerungen (Rutschungen) verbunden sein können und im Allgemeinen als Setzungsfließen bezeichnet werden. Ursache hierfür ist der durch ein Initial (z.B. Erschütterung) ausgelöste Gefügekollaps und Festigkeitsverlust der locker gelagerten, wassergesättigten, gleichförmigen und sandigen Kippen (vgl. LMBV MBH (2018a)).

Während die Bodenverflüssigung weitestgehend in Regionen wie Japan, China, Indonesien oder Nordamerika vorzufinden ist und dort infolge seismischer Aktivitäten (Erdbeben) ausgelöst wird, war dieses Phänomen bei der Sanierung von Kippenlandschaften in Gebieten, die u.a. nicht für Erdbebenereignisse bekannt sind (Lausitz und Mitteldeutschland), nicht erwartet worden. Erst mit dem Grundwasserwiederanstieg und den z.T. katastrophalen Rutschungen in den bereits sanierten Innenkippen wurde die Bodenverflüssigung mit ihrem Risiko erkannt.

---

<sup>1</sup> Für Landwirtschaft, Forst und Wasserflächen.

Beispielsweise fanden im ehemaligen Tagebau NACHTERSTEDT gleich zwei großflächige Rutschungen infolge von Bodenverflüssigungen statt (vgl. Abb. 1-1), wobei während des ersten Ereignisses ca. 4,5 Mio m<sup>3</sup> Erdreich abrutschten und drei Menschen starben.



Abb. 1-1: Rutschungskessel im Tagebau NACHTERSTEDT 2009 (Foto: PICTURE-ALLIANCE/ DPA)

Infolgedessen und weiterer großflächiger Geländeeinbrüche<sup>2</sup> sowie Rutschungsereignisse mit erheblichem Gefährdungspotenzial für Mensch und Natur (z.B. im Tgb. SCHLABENDORF NORD, Tgb. NIEMTSCH, Tgb. LOHSA) sperrte der zuständige Bergbausanierer LMBV MBH vorsorglich zusätzlich Quadratkilometer große Kippenflächen, die zuvor als standsicher galten und z.T. öffentlich genutzt wurden.<sup>3</sup> Diese sind bis heute gesperrt oder nur kleinflächig und unter nutzungsbedingten Einschränkungen wieder freigegeben worden (vgl. Tab. 1-2).

Tab. 1-2: Aktuelle Kippensperrungen in der Lausitz, Stand: 10/2020; LMBV MBH (2020)

Flächenkategorie	Brandenburg	Sachsen	Lausitz gesamt
<b>Gesperrte Flächen durch LMBV [ha]</b>	<b>19.438</b>	<b>11.455</b>	<b>30.893</b>
davon Landfläche [ha]	13.972	7.747	21.719
davon Wasserfläche [ha]	5.466	3.708	9.174
<b>Freigabe gesperrter Flächen</b>	<b>10 %</b>	<b>13 %</b>	<b>11 %</b>
davon Landfläche	73 %	31 %	55 %
davon Wasserfläche	27 %	69 %	45 %

Die Kippenflächen der ehemaligen Braunkohle-Tagebaugebiete stellen derzeit ein ungenutztes Flächenpotenzial für Standorte erneuerbarer Energien (z.B. Wind- und Solarenergie) sowie für forst- und landwirtschaftliche Nutzungen dar.

<sup>2</sup> Die betroffenen Flächen haben ein Ausmaß von 1 bis 170 ha (vgl. LMBV MBH, 2012).

<sup>3</sup> Darstellung der Sperrgebiete: <https://www.lmbv.de/index.php/bergschaeden-sperrungen.html>

Der damit einhergehende Anspruch an einer Optimierung der bestehenden Sanierungsmaßnahmen und -verfahren zur Stabilisierung der Kippen führte zu einem erheblichen wirtschaftlichen Mehraufwand und zu einem Bedarf der Verbesserung des Verständnisses über

- die auslösenden Initiale,
- die Voraussetzungen des Eintretens einer Bodenverflüssigung sowie über
- die dabei einsetzenden Prozesse *Verflüssigung* und *Verfestigung*

auf Basis wissenschaftlicher Untersuchungen.

## 1.2. Forschungsfrage

Für das Auslösen einer Bodenverflüssigung werden auf den Innenkippen der Bergbaufolgelandschaften eine Vielzahl von Initialen (z.B. das Überfahren mit (Ketten-)Fahrzeugen, Änderungen hydrologischer Verhältnisse, Zusammenbrechen unterirdischer Hohlräume ausgemacht (vgl. G.U.B. INGENIEUR AG & BIUG GMBH (2013)).

Während der erdstatische Vorbruchzustand vor der Verflüssigung für Verflüssigungsereignisse auf den Innenkippen als umfangreich untersucht aufgefasst werden kann und für die Beantwortung ingenieurtechnischer Fragestellungen allgemein bekannt ist, sind der Verflüssigungszustand selbst und insbesondere die Zustands- und Prozessbeschreibung der sich anschließenden Verfestigung (Zunahme des Scherwiderstandes infolge plastischer Deformation) bisher nur unzureichend erforscht.

Die betroffenen Bodenkörper sind durch eine mehrfache Phasentransformation gekennzeichnet, weisen zwischenzeitlich Zustände eines viskosen Fluids auf und sind oftmals von gravierenden plastischen Horizontal- und Vertikaldeformationen geprägt.

Hinreichende Erkenntnisse darüber, wie diese Materialumlagerungen unterhalb der erdfeuchten Überdeckung (im Grundwasserbereich) erfolgen, liegen bisher nicht vor.

Die vorliegenden Erfahrungen zeigen, dass sich das Verfestigungsverhalten der auf den Innenkippen verflüssigten granularen Systeme mit dem klassischen Prozessverständnis bzw. den konventionellen Berechnungsmodellen der Bodenmechanik (z.B. Konsolidationstheorie) nicht hinreichend genau beschreiben lassen, da diese u.a. die Eigenschaften eines elastisch-isotropen Festkörpers sowie geringfügige plastische Deformationen erfordern.

Ob zur Beschreibung des Verfestigungsverhaltens Analogien zu bestehenden Theorien seismisch induzierter Verflüssigungsereignisse hergestellt werden können, ist ebenso fraglich, da sie sich in Belastungsart und -dauer erheblich unterscheiden. Während die Verflüssigung in Erdbebenregionen oftmals durch minutenlange dynamische Anregungen hervorgerufen wird, erfolgt sie auf den Innenkippen weitestgehend spontan und infolge kurzzeitiger dynamischer (impulsartiger) oder sogar statischer Belastungen.

Aufgrund dieser Sachverhalte beschäftigt sich die vorliegende Arbeit mit der Klärung der Forschungsfrage:

*Welches Verfestigungs- und Phasentransformationsverhalten ist auf den Innenkippen ehemaliger Tagebaue nach der Verflüssigung ihrer wassergesättigten granularen Systeme vorzufinden und wie lässt sich dieses erklären?*

Abb. 1-2 veranschaulicht hierzu die Abgrenzung zwischen dem Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit und dem Stand des Wissens ergänzend.

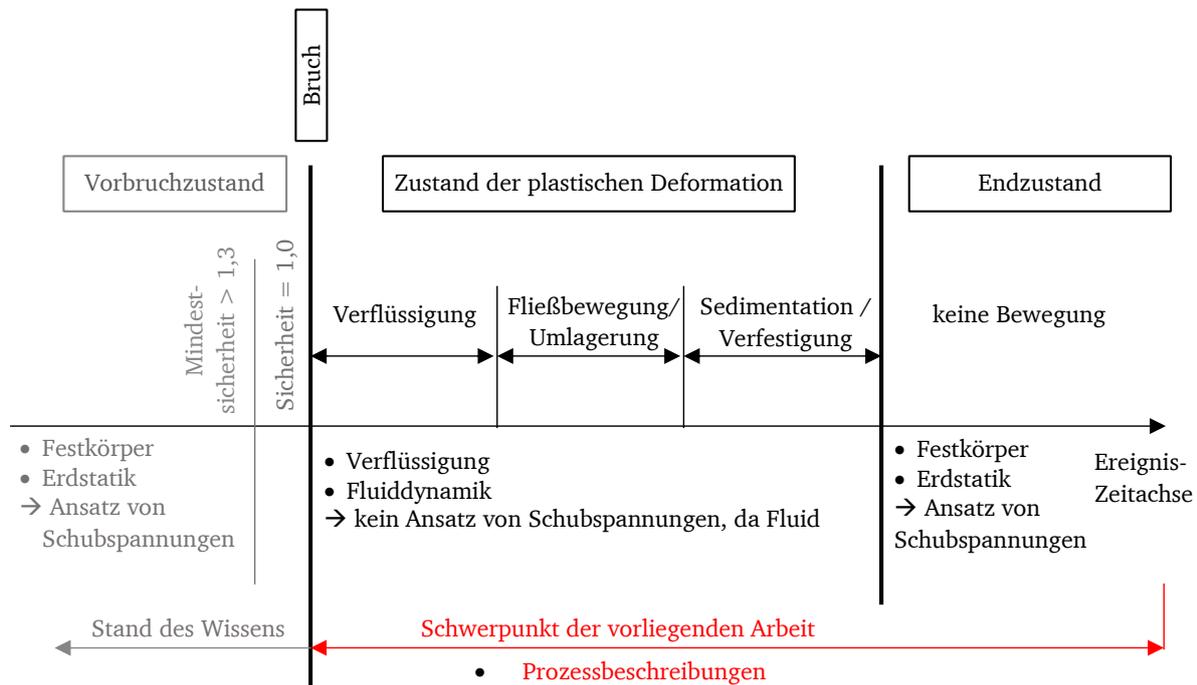


Abb. 1-2 Abgrenzung zwischen dem Stand des Wissens und dem Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit

### 1.3. Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, mithilfe von physikalischen Modellversuchen das Verhalten der bei der Bodenverflüssigung einsetzenden Prozesse (*Verflüssigung* und *Verfestigung*) sowie deren Einflussgrößen detailliert zu erfassen und abzubilden. Dabei soll in Anlehnung an den publizierten Wissensstand eine systematische Durchführung von Versuchen mit variierenden Parametern und Randbedingungen vorgenommen werden. Hierzu zählt u.a. die Änderung der

- Versuchsmaterialien,
- Sohlspannungen (vertikaler Überlagerungsdruck) bzw. der Einbaumassee,
- Anregungsenergie (der Intensität des Initials) sowie der
- Anregungshäufigkeit.

Die wissenschaftlichen Untersuchungen erfolgen dabei zum einen an Sanden eines akut setzungsfließgefährdeten Standortes und zum anderen mit industriell hergestellten granularen Glasperlen. Letztere sollen dazu dienen, das Verhalten eines den theoretischen Annahmen entsprechenden idealen Einkornmaterials mit sphärischer Kornform abzubilden und dessen Eignung zur Beschreibung von Verflüssigungsereignissen auf Innenkippen mit bodenmechanischen Modellen zu überprüfen.

Es werden verflüssigungsgenerierende Belastungsarten sowie Einbauzustände des Versuchsmaterials vorgenommen, die Verflüssigungsereignissen auf den locker gelagerten und setzungsfließgefährdeten Standorten (z.B. Lausitzer Innenkippen mit  $n \approx 0,45..0,47$ ) entsprechen.

Mithilfe des gewonnenen empirischen Datenmaterials wird eine phänomenologische Beschreibung des Verhaltens setzungsfließgefährdeter Materialien anhand makroskopischer Zustands- und Prozessgrößen (Druck, Volumen, etc.) vorgenommen.

Die Ergebnisse bzw. gewonnenen Erkenntnisse sollen anschließend genutzt werden, um eine verbesserte Interpretation der Prozesse *Verflüssigung* und *Verfestigung* zu ermöglichen.

Die Beantwortung der Forschungsfrage ist besonders von Bedeutung, um anschließend Aussagen darüber treffen zu können, wie sich die eintretende Bruchgeometrie bzw. der weitere Verlauf der damit einhergehenden gravitativen Massenbewegungen ausbildet. Des Weiteren liefert sie Erkenntnisse darüber, wann der verflüssigte Bodenkörper seine Standfestigkeit wiedererlangt und in welchem Maß sich diese verändert hat.

Ebenso erscheint dies besonders vor dem Hintergrund aktueller Sanierungsverfahren von Interesse, da hierfür zur Erlangung eines stabilen Kippengeländes Bodenverflüssigungen u.a. bewusst provoziert und Verdichtungen der Bodenkörper allein durch deren sich anschließende gravitationsbedingte Verfestigungen erzielt werden.

Mit der vorliegenden Arbeit soll ein Beitrag zum verbesserten Verständnis des komplexen Materialverhaltens eines von einer Verflüssigung betroffenen Bodens während des Verfestigungsprozesses geleistet, Anregungen und Dateninput für ein Berechnungsverfahren zur Beschreibung der Bruchgeometrie gegeben sowie ein Ausblick für die Optimierung der Maßnahmen und Verfahren zur Sanierung der Innenkippen auf den Bergbaufolgelandschaften ermöglicht werden.

## 1.4. Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in acht Teile, deren Struktur in Abb. 1-3 dargestellt ist. Dem bereits vorgestellten Einführungsteil schließt sich Kapitel 2 mit der Wiedergabe von Definitionen themenspezifischer Begriffe und einer Zusammenfassung des aus der Literatur hervorgehenden Standes des Wissens an. Neben der Erläuterung von Voraussetzungen für das Eintreten von Verflüssigungsereignissen und deren Einflussgrößen, wird zudem der Mechanismus einer Bodenverflüssigung vorgestellt. Der Erörterung von möglichen Versuchsständen zur Generierung von Verflüssigungsereignissen schließt sich ein Abriss mit relevanten Berechnungs- und Interpretationsansätzen aus der nationalen und internationalen Fachliteratur an. Auf Grundlage der erkannten Differenzen, die zwischen diesen wissenschaftlichen Ausarbeitungen hinsichtlich der Beschreibung des Verfestigungsprozesses bestehen, werden ergänzend offene Fragestellungen abgeleitet und formuliert. Deren Aufklärung trägt zur Beantwortung der gestellten Forschungsfrage bei.

In Kapitel 3 werden entsprechende Begrifflichkeiten, charakteristische Stoffgrößen und Berechnungsansätze erläutert, die zum besseren Verständnis der in Kapitel 6 vorgestellten Versuchsauswertung und phänomenologischen Beschreibung des Verfestigungsprozesses dienen.

Der vierte Teil beschäftigt sich mit den experimentellen wissenschaftlichen Untersuchungen zur Beantwortung der Forschungsfrage. Hierzu werden die Entwicklung und Konzeption des Versuchsstandes, dessen Aufbau sowie das genutzte Messequipment und die Eigenschaften der verwendeten Versuchsmaterialien vorgestellt. Zudem werden Hypothesen bzgl. des Verfestigungsverhaltens von verflüssigten Böden formuliert sowie das gewählte Versuchsprogramm erläutert.

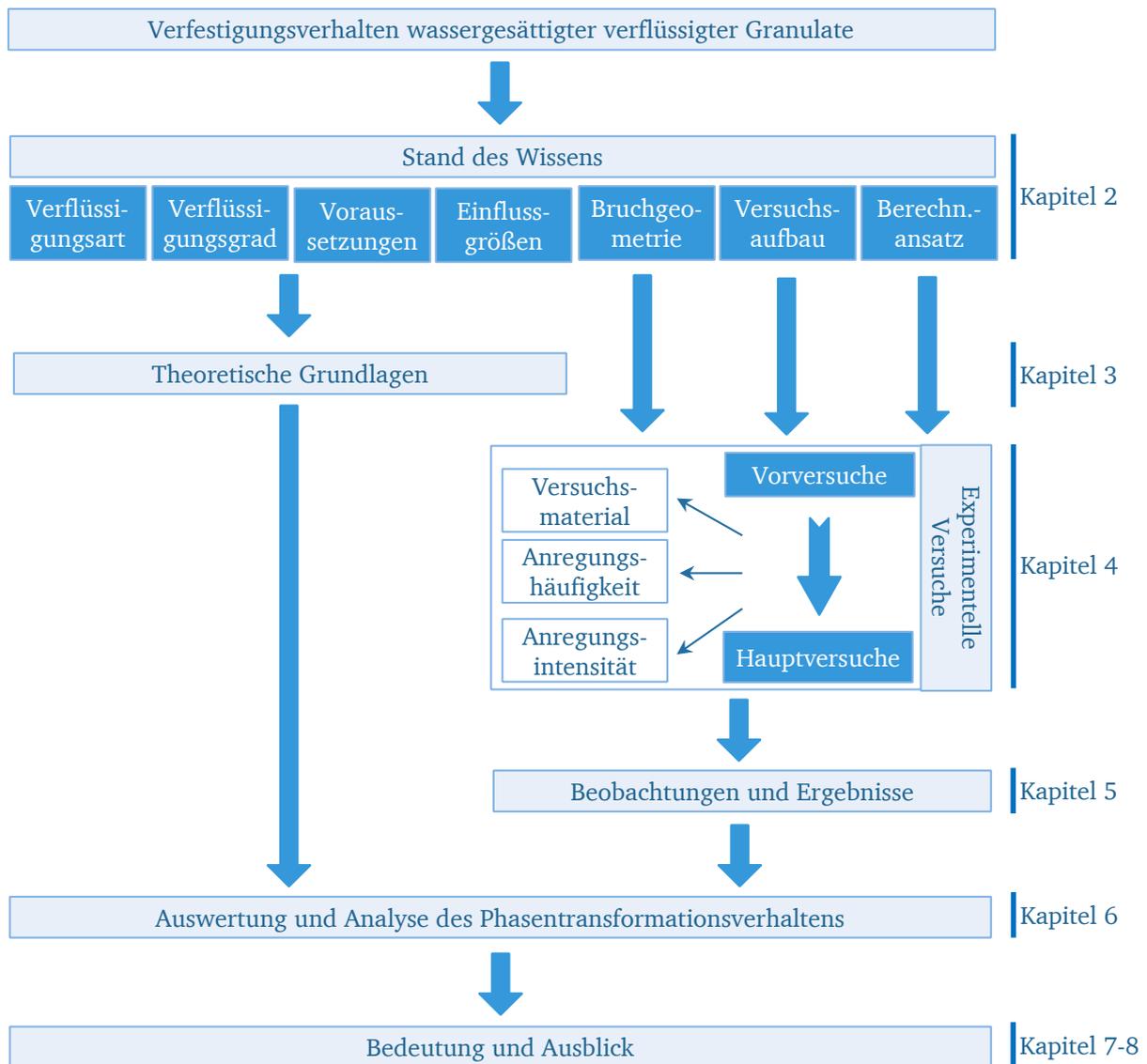


Abb. 1-3: Aufbau der Forschungsarbeit als schematische Darstellung

Mithilfe der in Kapitel 5 aufgeführten Messergebnisse und mit der während der Versuchsdurchführung festgestellten Beobachtungen erfolgt im sechsten Teil die Beantwortung der gestellten Forschungsfrage. Hierin werden Zustands- und Prozessbeschreibungen vor, während und nach der provozierten Verflüssigung anhand von bodenmechanischen Zustandsgrößen und vorliegenden hydraulischen Eigenschaften vorgenommen. Basierend auf der Interpretation der Ergebnisse findet zudem die Aufstellung eines erweiterten Zustandsdiagrammes statt. Abschließend werden die aus den systematisch durchgeführten Versuchen gewonnenen Erkenntnisse dem in Kapitel 2 aufgeführten Stand des Wissens gegenübergestellt und bestehende Diskrepanzen im Verfestigungs- sowie Phasentransformationsverhalten identifiziert.

Welche Bedeutung die erhaltenen Forschungsergebnisse für die Anwendung bzw. die Praxis haben, wird im siebten Teil erörtert, wobei insbesondere auf ausgewählte Sanierungsverfahren und -maßnahmen eingegangen wird, die unmittelbar von den untersuchten Mechanismen betroffen sind.

Das achte und letzte Kapitel gibt eine Zusammenfassung der in dieser Arbeit durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen, der erhaltenen Forschungsergebnisse sowie der gewonnenen Erkenntnisse bzgl. des Verfestigungs- und Phasentransformationsverhaltens verflüssigter Granulate wieder. Des Weiteren wird ein Ausblick über den weiteren Forschungsbedarf der untersuchten Thematik vorgestellt.

Ergänzend sei an dieser Stelle erwähnt, dass zur Klärung einiger Fachbegriffe der vorliegenden Arbeit ein Glossar beigefügt ist. Damit sollen eventuelle Unklarheiten oder Mehrfachdeutungen ausgeschlossen werden.

## 2. Stand des Wissens

---

Einleitend werden in diesem Kapitel bzgl. des Phänomens Bodenverflüssigung Definitionen, Voraussetzungen und Einflussfaktoren aufgeführt, um Ausdrücke, Zusammenhänge sowie Unterschiede aus der nachfolgend genannten Fachliteratur besser nachvollziehen zu können. Ebenso sind diese dienlich, um Mehrfachdeutungen bei diversen Fachbegriffen sowie Interpretationsansätzen zu vermeiden und sie klar abzugrenzen.

Zudem beinhaltet das Kapitel eine Ausarbeitung zu den häufig für die Untersuchung der Bodenverflüssigung verwendeten Versuchsständen. Dies ermöglicht die Diskrepanzen im Aufbau und in der Durchführung sowie der damit einhergehenden Einflussnahme auf die erhaltenen Versuchsergebnisse darzustellen.

Während der Vorbruchzustand (Ausgangszustand eines verflüssigungsgefährdeten Erdkörpers) mit Standsicherheitsnachweisen und Analysen zum Verflüssigungspotenzial als hinreichend gut untersucht gilt, herrscht in der Interpretation des Ablaufes des Verfestigungsprozesses in der Fachwelt zum Teil Uneinigkeit (vgl. Abschnitt 2.5), insbesondere in der Gültigkeit von getroffenen Annahmen und in der Anwendung von bestehenden Theorien der Bodenmechanik (z.B. Konsolidationstheorie). Hierzu werden die wesentlichsten nationalen und internationalen Forschungsarbeiten herausgestellt und erläutert.

Weiterhin findet eine Gegenüberstellung von durch Bodenverflüssigung eintretenden Bruchgeometrie-Typen statt.

Abschließend erfolgt eine Zusammenfassung der aus dem Stand des Wissens gewonnenen Erkenntnisse. Basierend werden darauf Formulierungen von offenen Fragestellungen bzgl. der Übertragbarkeit bzw. Anwendbarkeit von vorhandenen Theorien speziell auf das Phänomen der Bodenverflüssigung auf Innenkippen vorgenommen. Diese werden mithilfe der vorliegenden Arbeit geklärt und tragen zur Beantwortung der eigentlichen Forschungsfrage bei.

Ergänzend sei darauf hingewiesen, dass eine ausführliche Erläuterung der nachfolgend aufgeführten Material- und Zustandsgrößen in Kapitel 3 erfolgt.

### 2.1. Arten der Verflüssigung

Allgemein wird unter Bodenverflüssigung der temporäre Phasenwechsel eines gesättigten Bodens (bzw. eines gesättigten granularen Systems) mit Festkörpereigenschaften in den Zustand eines viskosen Fluids verstanden. Dabei erfährt der betroffene Erdkörper einen teilweisen oder gar vollständigen Verlust seiner inneren Festigkeit.

In Abhängigkeit des auslösenden Initials (der Belastungsart) und den auftretenden Fließerscheinungen kann die Verflüssigung in entsprechende Arten unterteilt werden. Das Grundprinzip ist bei allen Verflüssigungsarten jedoch gleich: Je nach Art des Initials baut sich im wassergesättigten Bereich des Bodens ein Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  auf, der zur Folge hat, dass sich die effektiven Spannungen  $\sigma'$  und somit auch die Tragfähigkeit des beanspruchten Bodens auf ein Minimum reduzieren.

Die nachfolgenden Abschnitte geben eine kurze Erläuterung der möglichen Verflüssigungsarten wieder. Die detaillierte Beschreibung des Versagensmechanismus ist dem Abschnitt 2.4 zu entnehmen.

### 2.1.1. Statische Bodenverflüssigung

Die statische Verflüssigung (engl. *static liquefaction*) beschreibt nach JEFFERIES & BEEN (2006) das undrainierte Versagen eines Bodens unter konstanter Last. Als bestimmende Größe gilt dabei das Spannungsverhältnis  $\lambda = \tau/\sigma'_v$ , aus Scherspannung  $\tau$  und Vertikalspannung  $\sigma'_v$ . Steigt dieses infolge einer zunehmenden Deviatorspannung  $q$  oder infolge einer durch Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  abnehmenden effektiven Hauptspannung  $\sigma'_{1,2,3}$  an, so wird eine entsprechende Verflüssigung bei locker gelagerten Sanden ausgelöst.

Bei der undrainierten Scherung eines dichten, dilatanten Sandes ist dieser Versagensmechanismus dagegen nicht zu erwarten, da dieser eine höhere undrainierte Scherfestigkeit  $\tau_{F,u}$  aufweist als im drainierten Zustand.<sup>4</sup> Für die statische Bodenverflüssigung sind vielmehr die locker gelagerten Sande prädestiniert. (vgl. JEFFERIES & BEEN (2006))

### 2.1.2. Dynamische Bodenverflüssigung

Unterliegt das wassergesättigte Granulat einer dynamischen Belastung, bspw. infolge eines Erdbebens, so erfolgt auch eine zyklische Zunahme des Porenwasser(über)druckes  $u$ , bis hin zum eintretenden Versagen infolge des vollständigen Verlustes seiner Tragfähigkeit (vgl. JEFFERIES & BEEN (2006)). Diese Versagensart wird als dynamische Verflüssigung (engl. *dynamic liquefaction, post-earthquake liquefaction*) bezeichnet und kann in locker gelagerten sowie in dicht gelagerten Böden auftreten.

Um eine dynamische Verflüssigung auszulösen, reichen oft schon deutlich geringere Scherbeanspruchungen aus als sie eine statische Verflüssigung erfordert (vgl. BUCHHEISTER (2009)). Der Boden zeigt dabei ein aus der Betriebsfestigkeit bekanntes ermüdungsähnliches Verhalten (vgl. WÖHLER-Linie/ Maschinenbau) auf. Das heißt, dass bei einer definierten Belastungsamplitude eine entsprechende Anzahl  $N$  von Schwingspielen nötig ist, um ein Versagen des Körpers hervorzurufen. In der Regel benötigen dafür hohe Lastamplituden weniger Schwingspielzahlen  $N$  (z.B. 10 Lastzyklen) als kleine Lastamplituden (z.B. 10.000 Lastzyklen).

Im Vergleich zur statischen Verflüssigung ist bei dicht gelagerten Böden bzw. granularen Systemen die dynamische Verflüssigung durch die Verformung begrenzt. Die einsetzende scherbedingte Dilatation ist durch den Richtungswechsel der dynamischen Belastung wechselwirkend mit dem bei der Verdichtung des Korngerüsts (Richtungswechsel der Scherbeanspruchung) einsetzenden Porenwasserüberdruck  $\Delta u$ .<sup>5</sup> Infolgedessen führt die dynamische Verflüssigung eines dichten Bodens eher zu dessen Erweichung als zu einem unkontrollierten, spontanen Kollabieren seines Korngefüges, wie es bei locker gelagerten Sanden vorzufinden ist. (vgl. JEFFERIES & BEEN (2006))

In der Fachwelt hat sich für die dynamische Verflüssigung eines dilatanten dicht gelagerten Sandes die Bezeichnung *zyklische Mobilität* etabliert und beschreibt die Akkumulation von

---

<sup>4</sup> Bei einer schnellen Scherbeanspruchung im undrainierten Zustand bilden sich in einem dichten dilatanten Sand Porenwasserunterdrücke aus, die die Scherfestigkeit  $\tau_{F,u}$  des Bodens kurzzeitig erhöhen.

<sup>5</sup> Infolge einer dynamischen Beanspruchung überlagern sich die Prozesse Ver- und Entfestigung. Dabei nimmt der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  zwar zu, aber die effektiven Spannungen reduzieren sich nur auf ein von Null abweichendes Minimum ( $\sigma' \neq 0$ ).

Scherverformungen unter zyklischer Belastung. Dabei treten gegenüber der statischen Verflüssigung kleinere Verformungen auf, die mit Beendigung der Belastung nicht weiter andauern. (vgl. BUCHHEISTER (2009))

### 2.1.3. Initiale Verflüssigung

Die initiale Verflüssigung (engl. *initial liquefaction*) kann nach SEED (1976) und ISHIHARA (1993) durch folgende zwei Kriterien definiert werden.

#### 1. 100 % Porenwasserüberdruck $\Delta u$

Liegt im beanspruchten wassergesättigten Boden ein Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  an, der im Betrag den mittleren effektiven Spannungen  $\bar{p}'$  (isotroper Spannungsanteil) im Ausgangszustand entspricht, so beschreibt man diesen Zustand als initiale Verflüssigung ( $\Delta u/\bar{p}' = 100\%$ ). Es liegen keine effektiven Spannungen an ( $\sigma' = 0$ ) und der im betrachteten Horizont anliegende Porenwasserdruck  $u$  ist mit dem entsprechenden Überlagerungsdruck (totale Vertikalspannung)  $\sigma_V$  gleich.

#### 2. 5 % Dehnung (Doppelamplitude)

Findet eine zyklische Belastung statt, so liegt eine initiale Verflüssigung auch dann vor, wenn nach 20 Lastzyklen ein Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  erzeugt wurde, der eine fünf prozentige Scher- oder axiale Dehnung  $\varepsilon$  (Doppelamplitude) zur Folge hat.

Die Auswahl des Kriteriums richtet sich gemäß BUCHHEISTER (2009) nach Versuchsart, Lagerungsdichte  $D$  und Materialart der Bodenprobe.

### 2.1.4. Begrenzte Verflüssigung

Aus RAUCH (1997) geht hervor, dass unter begrenzter Verflüssigung (engl. *limited liquefaction*) der Mechanismus verstanden wird, bei dem nach dem Eintreten der initialen Verflüssigung große Verformungen durch eine Erhöhung der undrainierten Scherfestigkeit  $\tau_{F,u}$  verhindert werden. Nach einer temporären Entfestigung des Bodens mit vollständigem Verlust der effektiven Spannungen  $\sigma'$ , tritt trotz fortschreitender Beanspruchung nur eine begrenzte Volumendehnung  $\varepsilon_V$  auf, da

- sich eine Restscherfestigkeit<sup>6</sup>  $\tau_R$  (infolge zunehmender effektiver Spannungen  $\sigma' \neq 0$ ) aufbaut oder
- bei dilatantem Boden ein Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  einsetzt, der ebenso eine Verfestigung des Bodens zur Folge hat (vgl. SEED (1976)).

## 2.2. Grad der Verflüssigung

Unter dem Grad der Verflüssigung wird in der Bodenmechanik gemäß Gleichung [2-1] das Verhältnis aus Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  und effektiver Vertikalspannung  $\sigma_V'$  verstanden.

---

<sup>6</sup> Unter Restscherfestigkeit (z.T. auch als Gleitfestigkeit bezeichnet) wird die minimale Scherfestigkeit eines dicht gelagerten Bodens bei fortschreitender Verformung (mit hohen Scherwegen) verstanden.

$$r_U = \frac{\Delta u}{\sigma_V} \quad [2-1]$$

Je nach Verflüssigungsgrad wird gemäß Tab. 2-1 in vollständige und partielle Verflüssigung unterschieden.

Tab. 2-1: Grad der Verflüssigung und dessen Bezeichnung

Bezeichnung	Verflüssigungsgrad $r_U$ [-]
Vollständige Verflüssigung	1,0
Partielle Verflüssigung (Teilverflüssigung)	$0 \leq r_U < 1,0$

Demnach beinhaltet die vollständige Verflüssigung den ganzheitlichen Abbau effektiver Spannungen  $\sigma'$  und die Reduzierung der Scherfestigkeit  $\tau_F$  auf Null sowie das Vorliegen eines hydrostatischen Porenwasserdruckes  $u$  der der initialen totalen Vertikalspannung  $\sigma_V$  entspricht.

Nach G.U.B. INGENIEUR AG & BIUG GMBH (2013) ist eine partielle Verflüssigung dadurch gekennzeichnet, dass der im betrachteten Horizont anliegende Porenwasserdruck  $u$  bspw. der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H$  entspricht, aber unterhalb der dazugehörigen totalen Vertikalspannung  $\sigma_V$  liegt.

Dabei kann ein Aufheben der seitlichen Stützkkräfte des Korngefüges einsetzen, dass eine plastische horizontale Deformation mit weiterer einhergehender Verringerung von Stützwirkungen zur Folge hat. Im undrainierten Zustand findet aufgrund dessen eine weitere Zunahme des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  sowie eine Abnahme effektiver Spannungen  $\sigma'$  statt. Unter Umständen schreitet dieser Prozess soweit voran, dass ein fließender Übergang zur vollständigen Verflüssigung mit  $\sigma' = 0$  eintritt.

## 2.3. Voraussetzungen und Einflussgrößen einer Bodenverflüssigung

### 2.3.1. Allgemeine Voraussetzungen

Damit eine Bodenverflüssigung in einem Erdkörper eintreten kann, müssen die nachfolgend aufgeführten Voraussetzungen gegeben sein.

#### 1. Verflüssigungsfähiges Material

Als verflüssigungsfähiges Material wird ein wassergesättigtes, locker gelagertes, gleichförmiges und granulares Lockergestein mit überwiegend runder Kornform und glatter Oberflächentextur (Kornrauigkeit) definiert<sup>7</sup>.

<sup>7</sup> Vgl. GUDEHUS & KEßLER et al. 2015; BUCHHEISTER, 2009; G.U.B. INGENIEUR AG & BIUG GMBH, 2013; LMBV MBH, 2018a; WITTIG, 2014; NIGANG, 2000, S. 11; FLORIN & IVANOV, 1961.

## 2. Hoher Grundwasserspiegel / geringer Grundwasserflurabstand

Im wassergesättigten Boden (Grundwasserbereich) unterliegt das Granulat Korn einer seiner Gewichtskraft  $F_{G,K}$  entgegenwirkenden Auftriebskraft  $F_A$ . Diese ist so groß wie die Gewichtskraft  $F_{G,W}$  der vom Korn verdrängten Wassermasse und übt einen Einfluss auf die zwischen den Granulatkörnern wirkenden Normal- ( $F_N$ ) und Reibungskräfte ( $F_R$ ) aus.

Mit dem Vorliegen eines geringeren Grundwasserflurabstandes bzw. eines hohen Grundwasserspiegels nimmt das Verflüssigungspotential des Erdkörpers zu, da höherliegende (oberflächennahe) Bodenschichten aufgrund der abnehmenden (Material-) Überdeckung eine geringere Scherfestigkeit  $\tau_F$  aufweisen als tieferliegende Schichten (bei gleichem Porenanteil  $n$ ). Zudem wird die Scherfestigkeit  $\tau_F$  infolge der wirkenden Auftriebskraft  $F_A$  um ein zusätzliches Maß reduziert. Demnach steigt mit zunehmendem Grundwasserspiegel die Mächtigkeit des verflüssigbaren Bereichs.<sup>8</sup>

## 3. Initial (auslösende Beanspruchung)

Um eine Bodenverflüssigung hervorzurufen, ist ein auslösendes Initial erforderlich, das je nach Material, Belastungsgeschwindigkeit und hydraulischer Leitfähigkeit  $k_f$  zur Bildung eines Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  führt. Dabei werden im beanspruchten Lockergesteinsbereich undrained Bedingungen generiert, die einen Stabilitätsverlust des Korngefüges zur Folge haben können.

Als Initiale einer Bodenverflüssigung werden nach FÖRSTER & WALDE et al. (1989), JEFFERIES & BEEN (2006), KRUMB & ZWANG et al. (2015) und GUDEHUS & KEßLER et al. (2015) folgende Beispiele aufgeführt:

- plötzliche Erschütterungen (dynamische Belastungen) infolge von Erdbeben, Sprengungen, Massenabwürfen, Befahrungen mit Kettenfahrzeugen
- Einsturz unterirdischer Hohlräume
- schnelle Wasserspiegelabsenkungen oder Wasserspiegelschwankungen angrenzender Seen
- Wellenschläge im geböschten Uferbereich, welche periodische Belastungen im unmittelbaren Untergrund induzieren können
- Veränderungen des Spannungsverhältnisses  $\lambda$  durch Erosionsprozesse an Böschungen (Böschungsinstabilitäten)
- Spannungsänderungen infolge von plötzlich aufgebrachten Auflasten
- aufwärts- oder hangabwärtsgerichtete Grundwasserströmungen mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten

---

<sup>8</sup> Vgl. SCHWARZ & MAIWALD, 2014, S. 482–483; KTA 2201.2, S. 6; vgl. G.U.B. INGENIEUR AG & BIUG GMBH, 2013, S. 40; LMBV MBH, 2012.

### 2.3.2. Einflussgrößen des Verflüssigungspotenzials

Zu den Einflussgrößen der Verflüssigungsempfindlichkeit können nach LMBV MBH (1998), NIGANG (2000), BUCHHEISTER (2009) oder aber auch nach ISHIHARA (1993) und PRINZ & STRAUß (2018) die nachfolgend aufgeführten Kriterien geltend gemacht werden.<sup>9</sup>

#### 2.3.2.1. Bodenart und Korngrößenverteilung

Die Einteilung und Benennung von Bodenarten ist in der DIN 14688-1 geregelt. Mit ihr einhergehend lassen sich im Allgemeinen nach den von SEED & IDRIS (1971) durchgeführten Untersuchungen folgende Bodenarten als verflüssigungsempfindlich benennen:

- Feinsand (Korngrößendefinition gemäß DIN 14688-1:  $> 0,063$  bis  $0,2$  mm)
- Mittelsand (Korngrößendefinition gemäß DIN 14688-1:  $> 0,2$  bis  $0,63$  mm)

Wobei nach NIGANG (2000) und PRINZ & STRAUß (2018) die besonders verflüssigungsempfindlichen Korngrößen im Bereich  $0,09$  mm  $< d_{50} < 1,0$  mm liegen.

Als weiterer Einflussfaktor kommt der in der Bodenart enthaltene Feinkorn- bzw. Siltanteil hinzu. Zwischen den Feinkornanteilen (Korndurchmesser  $d < 0,063$  mm) wirken interpartikuläre Kräfte (VAN DER WAALS-Kräfte), die zu einer Formierung größerer „Kornverbunde“ führen

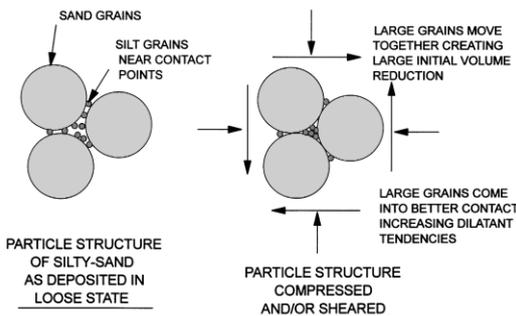


Abb. 2-1: Schematische Darstellung von siltigem Sand im locker gelagerten Zustand (links) und im komprimierten Zustand infolge äußerer Belastungen (rechts) nach LADE & YAMAMURO (1997)

können. Nach LADE & YAMAMURO (1997) bewegen sich diese Feinanteile infolgedessen nicht in die Hohlräume (Haufwerksporen), sondern lagern sich zwischen den Sandkörnern ab (vgl. Abb. 2-1 links). Dabei entsteht ein Korngefüge mit größeren Hohlräumen und ein Gesamtsystem mit verringerter Steifigkeit (vgl. TERZAGHI & PECK (1961)).

Mit dem Aufbringen einer äußeren Last lagern sich bei Überwindung der in den Kornkontakten wirkenden Reibungskräfte  $F_R$  die Körner um. Dabei werden die Feinkornanteile in die zwischen den Sandkörnern befindlichen Porenräume gedrückt. Infolge der damit eintretenden volumetrischen Kontraktion baut sich ein Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  auf, der zu einer temporären statischen Verflüssigung und zu einem strukturellen Zusammenbruch führt. Simultan ermöglicht der hervorgerufene Gefügekollaps bei weiterer Scherbeanspruchung aber auch, dass eine Kontaktzunahme der Sandkörner untereinander stattfindet und daraufhin der Reibungswiderstand  $F_R$  sowie die effektiven Spannungen  $\sigma'$  bei weiterer Verformung wieder zunehmen (siehe auch begrenzte Verflüssigung).

Die in SINGH (1996) durchgeführten Untersuchungen (undrainierte zyklische Triaxialversuche) mit Sanden, die einen Feinkornanteil von 10 %, 20 % und 30 % enthielten, haben gezeigt, dass

<sup>9</sup> Ausführlichere Untersuchungen und Aussagen sind dabei den genannten Quellen zu entnehmen.

mit zunehmendem Feinkornanteil die Verflüssigungsempfindlichkeit steigt und mit dem Erreichen eines bestimmten Grenzwertes wieder sinkt. Gleichfalls wurde dieses Verhalten auch in LAUE & BUCHHEISTER (2004) beobachtet.

Aufbauend auf den Untersuchungen von LADE & YAMAMURO (1997) schlussfolgerte POLITO (1999), dass dieser Grenzwert des Feinkornanteils bei ca. 35 % liegt (vgl. auch BAYAT & BAYAT (2013)). Wobei hier die Ansichten aus der Fachwelt bzgl. des kritischen Feinkornanteils differieren, was auch aus der von BUCHHEISTER (2009) aufgestellten und nachfolgend aufgeführten Tab. 2-2 zu entnehmen ist.

Tab. 2-2: Kritischer Feinkornanteil in sandigen Böden aus BUCHHEISTER (2009)

Forschungsarbeiten	Grenzwert Feinkornanteil (in %)
CHANG & YEH et al. (1982)	10
YANG (2004)	30
NAEINI & BAZIAR (2004)	30...35
XENAKI & ATHANASOPOULOS (2003)	39...44
POLITO & MARTIN II (2001)	25...45

Weitere Untersuchungsergebnisse und detailliertere Erläuterungen zum Verflüssigungspotential in Abhängigkeit des Feinkornanteils sind bspw. in den Forschungsarbeiten von LADE & YAMAMURO et al. (2009), BUCHHEISTER (2009), LADE & YAMAMURO (2011), BAYAT & BAYAT (2013) und LASHKARI (2016) sowie in der DIN EN 1998-5 enthalten.

Für eine erste Beurteilung zum Verflüssigungspotenzial des zu untersuchenden Materials wurden bspw. in KTA 2201.2, RÖCHTER & SCHANZ (2013) oder GÖDECKE & GÖDECKE (2010) bzw. UMEHERA (1997) und DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014) anhand der Körnungslinie verflüssigungsempfindliche Bereiche ausgegeben (vgl. Abb. 2-2, Abb. 2-3, Abb. 2-4).

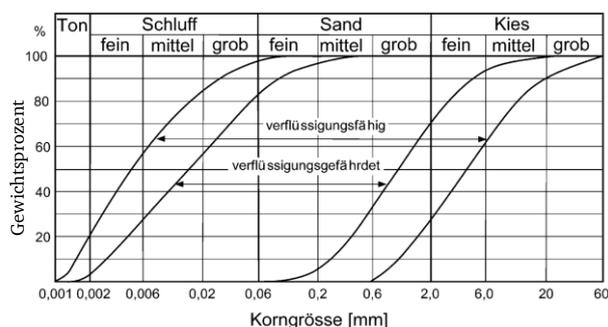


Abb. 2-2: Verflüssigungspotential von Korngrößen nach RÖCHTER & SCHANZ (2013).

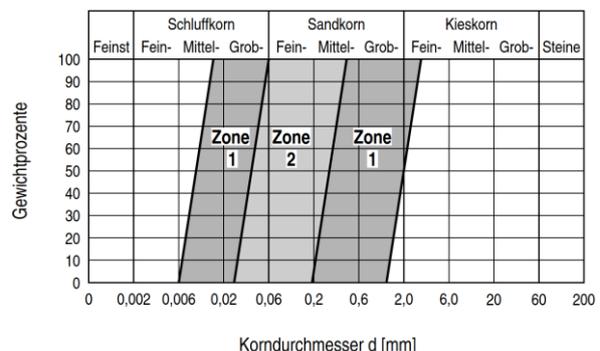


Abb. 2-3: Verflüssigungspotential von Korngrößen nach KTA 2201.2.

Im Wesentlichen repräsentieren alle aufgestellten Kornverteilungsbereiche zwei Zonen, wobei Zone 1 die (mäßig) verflüssigungsfähigen Materialien und Zone 2 die hochgradig verflüssigungsgefährdeten Kornmaterialien kennzeichnet. Liegt die Körnungslinie des untersuchten Materials außerhalb dieser Bereiche bzw. Zonen ist nach den o.g. Autoren von keiner Verflüssigungsgefahr auszugehen.

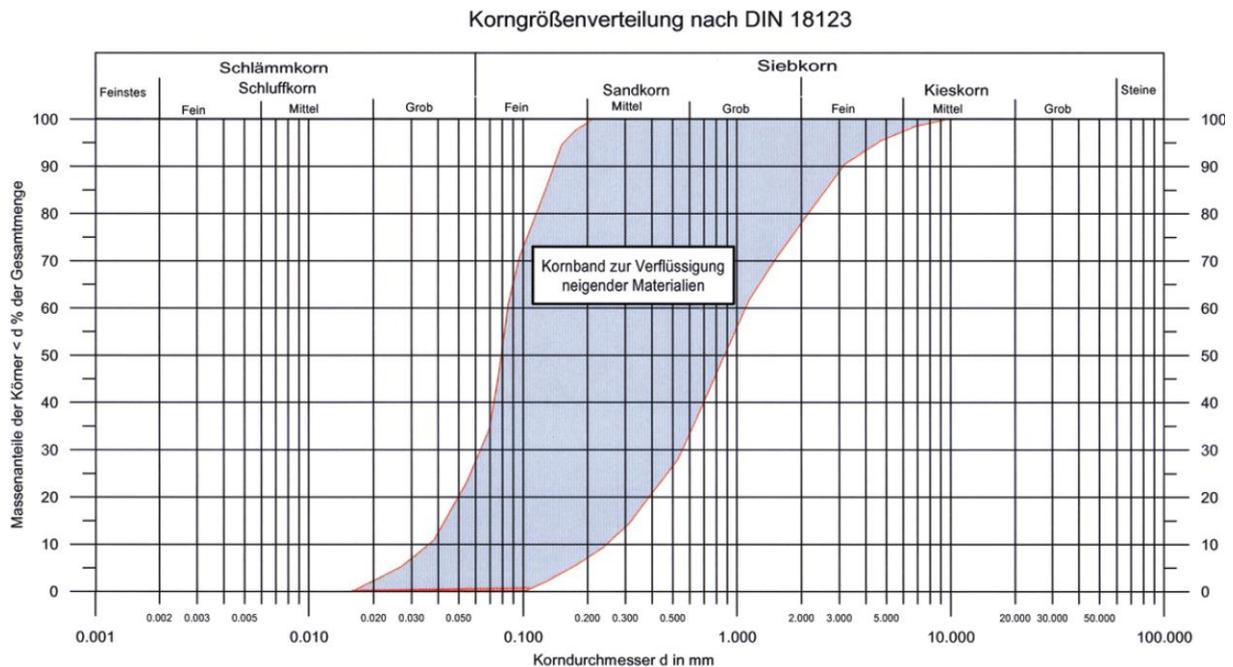


Abb. 2-4: Kornband von zur Verflüssigung neigenden Sanden nach DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014).

Aus der Vielzahl unterschiedlicher Kennzeichnungen von verflüssigungsempfindlichen Zonen anhand der Korngrößenverteilung ist zu erkennen, dass differierende Interpretationsansätze zur Identifikation der Verflüssigungsgefahr des zu untersuchenden Bodens bestehen.

Nach BUCHHEISTER (2009) und ADAM & PAULMICHL (2010) können im Wesentlichen folgende Methoden bzw. Kriterien zur vereinfachten Abschätzung des Verflüssigungspotentials angewendet werden.

- *Modified Chinese Criteria* nach ANDREWS & MARTIN (2000) zur Feststellung der Verflüssigungsempfindlichkeit schluffiger Böden mithilfe der Bestimmung ihrer Fließgrenze  $w_L$  und ihres Fein- (bzw. Ton-)anteils.
- Methode nach ISHIHARA (1985) für überwiegend sandige Böden. Die Abschätzung der Verflüssigungsgefahr erfolgt aus der Gegenüberstellung eines Mächtigkeitsverhältnisses von unverflüssigbarer Sandschicht (z.B. erdfeuchte Überdeckung) und einer darunterliegenden verflüssigungsfähigen Schicht (z.B. Sandschicht im Grundwasserbereich) mit einer empirisch bestimmten Grenzwertkurve.
- Methode nach KTA 2201.2 für überwiegend grobkörnige Böden mit der Bestimmung der Verflüssigungsfähigkeit anhand der Kornverteilungslinie und der Ermittlung eines Sicherheitsfaktors basierend auf der Berechnung eines kritischen zyklischen Spannungs- und Widerstandsverhältnisses.
- *Simplified Procedure* nach SEED & IDRIS (1971) und YOUNG & IDRIS et al. (2001) zur Abschätzung der Verflüssigungsgefahr durch die Aufstellung eines Sicherheitsfaktors für Böden in geringen Tiefen ( $z < 15 \text{ m}$ ). Der Sicherheitsfaktor stellt dabei die Relation aus zyklischem Widerstandsverhältnis (in Abhängigkeit des Feinkornanteils) und einem tiefenabhängigen zyklischen Spannungsverhältnis dar. Hierzu werden auf SPT- und CPT-Tests<sup>10</sup> basierend die Lagerungsdichte des Bodens ermittelt, vorliegende initiale, effek-

<sup>10</sup> Standard-Penetration-Test (SPT) und Cone-Penetration-Test (CPT).

tive und totale Spannungen beachtet sowie die zu erwartende maximale, seismisch induzierte Beschleunigung des Bodens berücksichtigt. Diese Methode zählt zu den am häufigsten angewendeten Verfahren zur Bestimmung des Verflüssigungspotentials von Böden (vgl. YOUNG & IDRISSE et al. (2001)).

Alle Methoden beschränken sich dabei auf die Bestimmung des Verflüssigungspotentials eines Materials bei dynamischen Belastungen (z.B. infolge von Erdbeben). Auf eine genauere Beschreibung bzgl. dieser Berechnungsmethoden soll nicht eingegangen werden, da diese Untersuchung nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist. Die Details können den entsprechenden Publikationen oder auch aus BUCHHEISTER (2009) entnommen werden.

### 2.3.2.2. Kornform

Die Kornform ist durch die Transport- und Verwitterungsgeschichte des Gesteins geprägt und wird nach den Kriterien Rundung, Form und Oberflächenstruktur bewertet.<sup>11</sup> Ihre Einordnung erfolgt gemäß Abb. 2-5. Nach STEIN (2003) und BALKE & BEIMS et al. (2000) beeinflusst sie u.a. die Lagerungsdichte  $D$ , die hydraulische Leitfähigkeit (Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$ ), die Textur und Isotropie des Gesteins sowie den Reibungswiderstand und die Scherfestigkeit  $\tau_F$  des Materials.

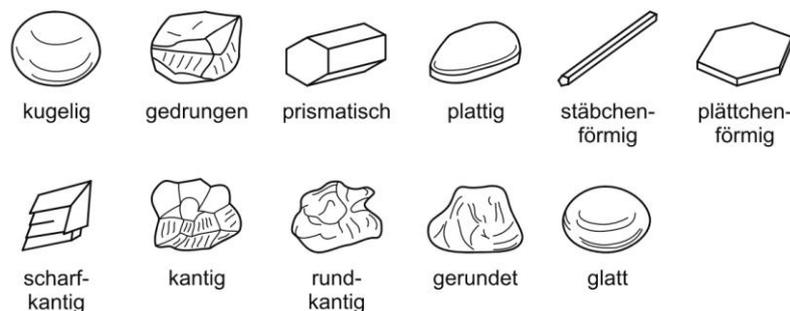


Abb. 2-5: Einordnung der Kornform (oben) und Kornrauhigkeit (unten) nach MÖLLER (2013)

Nach BUCHHEISTER (2009), LMBV MBH (1998) und NIGANG (2000) ist hinsichtlich des Verflüssigungspotentials festzuhalten, dass Granulate mit sphärischen bis gedrungeenen Kornformen empfindlicher für eine Verflüssigung sind als Granulate mit kantigen Körnern, da diese in ihrer Struktur nicht so leicht zu verschieben sind und einen höheren (Struktur-)Widerstand aufweisen. Im Umkehrschluss bedeutet das, je runder und glatter die Körner sind, desto instabiler und verflüssigungsempfindlicher ist das Korngerüst.

### 2.3.2.3. Lagerungsdichte

Die Lagerungsdichte  $D$  bzw. bezogene Lagerungsdichte  $I_D$  (engl.  $D_r$ ) ist ein Maß für den Verdichtungsgrad des Bodens innerhalb der für diesen Boden möglichen Grenzen, deren Berechnung nach den Gleichungen [2-2] bzw. [2-3] erfolgt (vgl. DORNECKER (2018)). Die Grenzwerte  $max n$  und  $min n$  sowie  $max e$  und  $min e$  entsprechen Porenanteilen respektive Porenzahlen eines Bodens bei lockerster und dichtester Lagerung und werden im Laborversuch nach DIN

<sup>11</sup> Je länger der Transportweg ist, desto runder und glatter wird das Korn. Verwitterung raut die Oberfläche auf (vgl. STEIN, 2003).

18126 bestimmt. Die Kenngrößen  $q_d$  und  $q_s$  entsprechen der Trocken- bzw. Korndichte des Materials.

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} \quad \text{mit} \quad n = 1 - \frac{q_d}{q_s} \quad [2-2]$$

$$I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} \quad \text{mit} \quad e = \frac{q_d}{q_s} - 1 \quad \text{bzw.} \quad e = \frac{n}{1 - n} \quad [2-3]$$

Nach DIN EN ISO 14688-2 erfolgt die Bezeichnung bzw. verbale Beschreibung der Wertebereiche der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  gemäß Tab. 2-3.

Tab. 2-3: Wertebereiche der bezogenen Lagerungsdichte und deren Bezeichnung nach DIN EN ISO 14688-2

Bezeichnung	Bezogene Lagerungsdichte $I_D$ [%]
sehr locker	0...15
locker	15...35
mitteldicht	35...65
dicht	65...85
sehr dicht	85...100

Um den Einfluss der Lagerungsdichte  $D$  auf das Verflüssigungspotential zu untersuchen, wurden bspw. in SEED (1976) zyklische Scherversuche durchgeführt. Hierzu wurden Proben mit unterschiedlichen Lagerungsdichten  $D$  mit einer definierten zyklischen Scherspannung  $\tau$  so lange belastet, bis ein Eintreten der Verflüssigung registriert wurde. Die entsprechenden Versuchskurven sind für verschiedene bezogene Lagerungsdichten  $I_D = D_r$  beispielhaft in Abb. 2-6 dargestellt. Aus ihnen geht hervor, dass mit zunehmender bezogener Lagerungsdichte  $D_r$  für die gleiche Anzahl  $N$  von Belastungszyklen das zyklische Spannungsverhältnis  $\lambda = \tau/\sigma'_v$  (Scherbelastung) ebenfalls zunehmen muss, um eine Verflüssigung zu erreichen (vgl. GREEN & TERRI (2005)). Folglich benötigen für das Eintreten einer Verflüssigung locker gelagerte Sande eine geringere Scherbelastung („Störkraft“) als dichter gelagerte Sande (vgl. rote Linie in Abb. 2-6).

Zudem geht aus den in HERLE (1997) durchgeführten statischen Triaxialversuchen mit geschlossenen Drainagen hervor, dass die kritische Porenzahl<sup>12</sup>  $e_{c0}$  bei verschwindenden effektiven mittleren Spannungen  $\bar{p}'$  in etwa  $\max e$  aus Laborversuchen nach DIN 18126 entspricht (vgl. LMBV MBH (1998); DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014)).<sup>13</sup> Mit zunehmenden mittleren Spannungen  $\bar{p}'$  verringern sich jedoch die Porenzahlen  $\max e$ ,  $\min e$  und die druckabhängige kritische Porenzahl  $e_c$ . Das heißt, dass bspw. tieferliegende Schichten eine geringere kritische Porenzahl  $e_c$  aufweisen als oberflächennahe Bodenschichten. Damit einhergehend reduziert sich das von der

<sup>12</sup> Kennzeichnet die Porenzahl  $e$ , bei der der Boden ohne Volumenänderung zu fließen beginnt.

<sup>13</sup> Als *kritischer Zustand* wird in der Bodenmechanik der nach einer großen Scherverformung eintretende stationäre Zustand bezeichnet, welcher charakteristisch bei fortschreitender Scherbeanspruchung eine Spannungs- und Dichte-Konstanz aufweist.

Lagerungsdichte  $D$  abhängige Verflüssigungspotenzial des Bodens. Diese sogenannte Hypoplastizität<sup>14</sup> wird in  $I_D$  jedoch nicht berücksichtigt, weshalb es zu Unsicherheiten bei der Bestimmung des Verflüssigungspotentials in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  kommen kann.

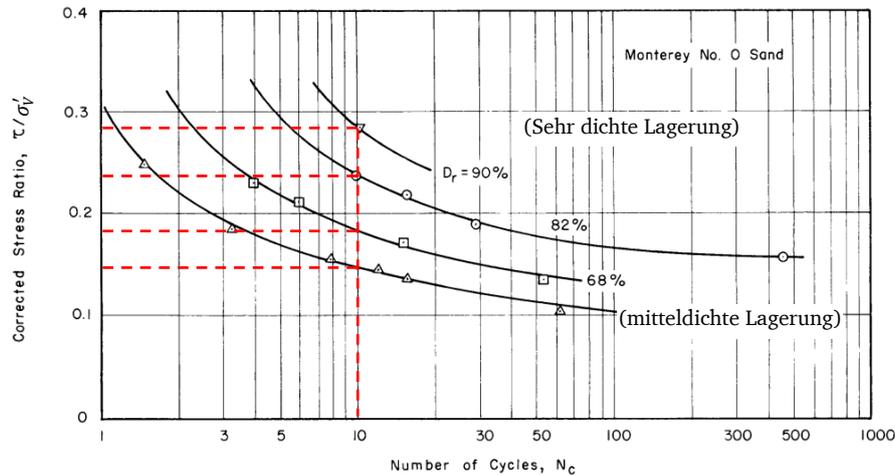


Abb. 2-6: Für das Eintreten einer Verflüssigung erforderliches zykl. Spannungsverhältnis  $\lambda = \tau/\sigma'_v$  in Abhängigkeit der Zyklenanzahl  $N_c$ ; SEED (1976)

Um diesem Umstand entgegenzuwirken, werden in der Regel Verflüssigungsgefahren schon für  $I_D < 0,6$  (mitteldichte Lagerung) ausgegeben (vgl. LMBV MBH (1998); NIGANG (2000); DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014)).

LMBV MBH (1998) und DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014) verweisen hingegen auf die Verwendung des in der Hypoplastizität verwendeten druckbezogenen Dichteindex  $I_p$  als exaktere Einflussgröße bzgl. des Verflüssigungspotenzials (vgl. Gleichung [2-4]). Dieser ist im Gegensatz zur bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  nicht konstant, sondern wird mit zunehmenden effektiven mittleren Spannungen  $\bar{p}'$  kleiner. In RACKWITZ (2006) und CUDMANI (2001) sind für den druckbezogene Dichteindex auch die Bezeichnungen  $I_d$  bzw.  $I_D^*$  wiederzufinden.

$$I_p = I_d = I_D^* = \frac{e_c - e}{e_c - e_d} \quad [2-4]$$

Genauere Ausführungen zur Bestimmung der Grenzporozahlen  $e_c$  und  $e_d$  sind aus HERLE (1997) zu entnehmen.

#### 2.3.2.4. Entwässerungsbedingungen (Drainage)

Die im Boden vorliegenden Entwässerungsbedingungen bzw. die hydraulische Leitfähigkeit üben ebenso einen wesentlichen Einfluss auf dessen Verflüssigungspotential aus. Bei einer (zügigen) scherenden Beanspruchung eines wassergesättigten Granulats findet in der Regel eine Volumenreduktion statt. Das Korn des beanspruchten, sich kontraktant verhaltenden Korngerüsts wandert in die Hohlräume und verdrängt das darin befindliche Porenwasser. Je undurchlässiger das Material dabei ist, desto schlechter fließt das (überschüssige) Porenwasser über die

<sup>14</sup> Beinhaltet das nichtlineare und anelastische Verhalten des Bodens.

Porenkanäle ab. Infolgedessen nimmt (bei anhaltender Scherbeanspruchung) die Gefahr des Aufbaus eines Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  zu. Dieser hat unter Umständen den vollständigen Kollaps des Korngerüsts zur Folge (vgl. Abschnitt 2.4).

Gleichfalls beeinflusst die Drainagefähigkeit des Bodens die Dauer des verflüssigten Zustandes (vgl. vgl.KTA 2201.2). Auch hier gilt: Je schlechter die hydraulische Leitfähigkeit, desto länger der temporäre Zustand als granulare Suspension. Horizontale oder vertikale Drainageschichten bzw. -bohrungen können demnach das Verflüssigungspotenzial eines Bodens reduzieren.

#### 2.3.2.5. Belastungsart

Nach BUCHHEISTER (2009) ist die Belastungsart mit ihrer

- Amplitude,
- Frequenz,
- Dauer,
- Richtung (horizontal, vertikal)

und ihrer Unregelmäßigkeit ebenso für das Potential einer Bodenverflüssigung von Bedeutung.

Da sich die vorliegende Arbeit im Wesentlichen nicht mit der Untersuchung des Verflüssigungspotentials von Böden, sondern mit dem Verfestigungs- und Phasentransformationsverhalten bereits verflüssigter Materialien beschäftigt, sind diese Einflussfaktoren zur Klärung der Forschungsfrage nicht weiter von Bedeutung und werden im Folgenden auch nicht detailliert erörtert. Hierzu wird auf die Arbeit von BUCHHEISTER (2009) verwiesen.

#### 2.3.3. Erörterung der Verflüssigungsneigung von Innenkippen

Um nachvollziehen zu können warum insbesondere die Innenkippen des Lausitzer und Mitteldeutschen Braunkohlereviere für das Eintreten einer Bodenverflüssigung prädestiniert sind, werden nachfolgend, im Hinblick auf die o.g. Voraussetzungen und Einflussgrößen, die geologischen Eigenschaften und der technisch bedingte Aufbau der Tagebaufelder bzw. Bergbaufolgelandschaften erläutert.

Der im Tertiär<sup>15</sup> entstandene und in der Geschichte des Bergbaus gewonnene Braunkohleflöz wurde von einem Deckgebirge (Hangende) überlagert, dass durch gravierende, periodisch ablaufende Klimaveränderungen mit mehrfacher Überdeckung des skandinavischen Inlandeises geprägt wurde (vgl. STOLL & NIEMANN-DELIUS et al. (2009)). Das voranschreitende Gletschereis verdichtete zum einen das unter ihm liegende Material und führte zum anderen, während seines Vorstoßes, enorme Mengen von Lockergesteinen (Sande) mit, die durch den Transport in ihrer Form und Gestalt einer starken mechanischen Beanspruchung unterlagen. Durch die mit der Kaltzeit abwechselnd eintretenden Warmzeiten lagerten sich die mitgeführten Lockergesteine mit den abfließenden Schmelzwässern in den Urstromtälern ab. Dabei entstanden die die gewonnene Braunkohle zum Großteil aus Sanden und Kiesen überdeckenden Gesteinschichten (Hangende) mit Mächtigkeiten von 10 bis 40 Metern (vgl. LMBV MBH (2003)).

---

<sup>15</sup> Geochronologische Periode zwischen Kreidezeit und Quartär (Jüngster Zeitabschnitt der Erdgeschichte).

Besonders im Lausitzer Braunkohlerevier sind die Kornformen der abgelagerten Granulate infolge der mit der Eiszeit einhergehenden mechanischen Beanspruchung gerundet und glatt. Zudem weist dieses Deckgebirge als besondere charakteristische Eigenschaft eine steile Körnungslinie ( $C_U < 3$ ) auf (vgl. GERSTNER & JANSEN et al. (2002)).

Die Kornform der Granulat Körner auf den Mitteldeutschen Innenkippen weichen hingegen von denen im Lausitzer Braunkohlerevier ab. In der Regel sind diese scharfkantiger, was dazu führt, dass die Innenkippen im Mitteldeutschen Braunkohlerevier tendenziell weniger zur Verflüssigung neigen.

Mit dem Beginn des Aufschlusses eines Tagebaus fand zur Gewinnung der Braunkohle ein Abtragen des Deckgebirges statt. Das ursprünglich verdichtete Hangende wurde aufgerissen, abtransportiert und an anderer Stelle (z.B. als Halde, Hoch-, Außen- oder Innenkippen) unverdichtet und in lockerer Lagerung verstürzt.

Damit weisen die verkippten und als Abraum bezeichneten Deckschichten mit ihren

- locker gelagerten,
- gleichförmigen,

Lockergesteinen (Sanden) und

- runden sowie
- glatten

Kornformen, die Eigenschaften eines verflüssigungsfähigen Materials auf (**erste Voraussetzung**).<sup>16</sup>

Mit der Beendigung der Braunkohlegewinnung und der Sanierung sowie Wiedernutzbarmachung der vom Bergbau beanspruchten Flächen, setzt die Wiederherstellung und Normalisierung des Wasserhaushaltes ein. Gemäß Kapitel 1 findet dabei ein Grundwasserwiederanstieg statt, der zum Aufsättigen der locker gelagerten Kippensande führt. In der Regel liegen dann Grundwasserflurabstände von zwei bis vier Metern vor. Infolgedessen weisen die Innenkippen ebenso die **zweite Voraussetzung** - Hoher Grundwasserspiegel - für das Eintreten einer Bodenverflüssigung auf.

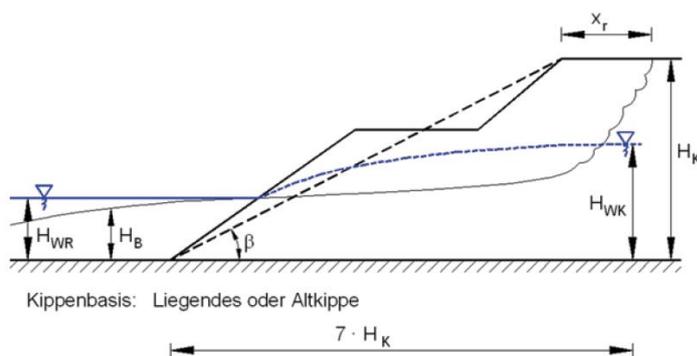


Abb. 2-7: Definition der Größen  $H_K$ ,  $H_{WK}$ , und  $H_{WR}$ ; DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014)

In LMBV MBH (1998) durchgeführte Untersuchungen haben ergeben, dass bei einem Wasserstandsverhältnis von

- $H_{WK} / H_K \geq 0,2$  innerhalb einer Kippenböschung bzw. von
- $H_{WR} / H_K \geq 0,1$  vor einer Kippenböschung

vorsorglich mit dem Eintreten eines Setzungsfließens gerechnet werden muss (vgl. Abb. 2-7).

<sup>16</sup> Nach LMBV MBH, 2009 bestehen die Lausitzer Tagebauhalden und -kippen zu 90 % aus solchen Sanden und Lehmsanden.

Die **dritte Voraussetzung**, das Initial, ist für Bodenverflüssigungen auf einem Kippengelände weitestgehend unbekannt. Hierfür werden die unterschiedlichsten Ursachen verantwortlich gemacht. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass eine seismisch induzierte Bodenverflüssigung die geringste Eintrittswahrscheinlichkeit auf den Kippen der deutschen Braunkohlereviere aufweist. Tatsache jedoch ist, dass Bodenverflüssigungen bis heute dort vorzufinden und ihre Bruchgeometrie bzw. ihr Ausmaß an Schäden schwer vorherzusagen sind.

Nach DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014) kommen für die Innenkippen der Bergbaufolgelandschaften weitere nachfolgende Einflussfaktoren hinsichtlich der Verflüssigungsneigung hinzu:

- Hohe, steile Böschungen
- Einmündungen an der Kippenoberfläche
- Wassergesättigte unterirdische Hohlräume (Abbaustrecken)
- Strossenrichtung
- Sehr locker gelagerte Pflugkippen<sup>17</sup>
- Bevorzugte Strömungsbahnen durch Inhomogenitäten in der Kippe

Es wird ersichtlich, dass infolge der Vielzahl der Einflussgrößen für einen untersuchten Standort nur eine bedingte Einschätzung seiner Verflüssigungsgefahr und das Ausmaß seiner gefährdeten Fläche möglich ist, da oftmals nicht alle geologischen, hydrogeologischen und technologischen Eigenschaften einer Kippe hinreichend bekannt sind.

Im Rahmen der Kippen-Wiedernutzbarmachung wurden vorsorglich mithilfe verschiedener Sanierungsverfahren (z.B. Rütteldruckverdichtung, Rüttelstopfverdichtung, Sprengverdichtung) sogenannte „versteckte Dämme“ hergestellt, um gravitativen Massenbewegungen entgegenzuwirken. Diese sind auf dem Liegenden „gegründet“, weisen eine hohe Lagerungsdichte  $D$  auf und sollen Rutschungen im Hinterland bzw. im Böschungsbereich von Tagebau-Restseen vermeiden oder diese in ihrer Fließbewegung (in Form eines Widerlagers) entgegenwirken (vgl. Abb. 2-8).

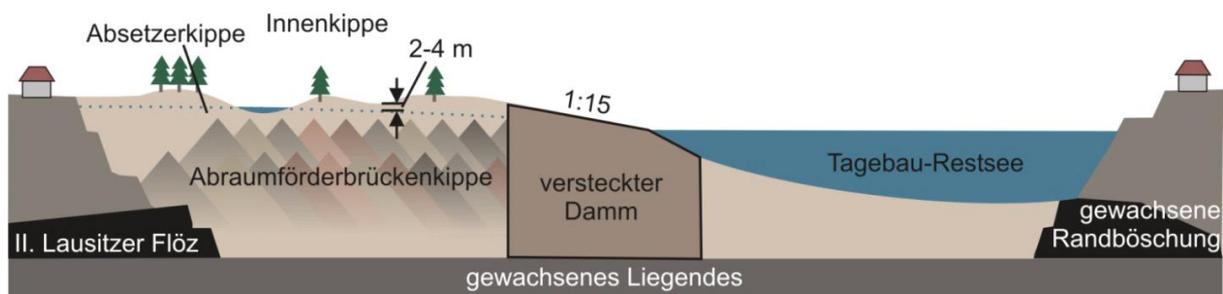


Abb. 2-8: Skizzenhafte Querschnittsdarstellung bzgl. des technologisch bedingten Aufbaus einer Bergbaufolgelandschaft; nicht maßstäblich; KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013)

## 2.4. Mechanismus der Bodenverflüssigung

Gemäß TERZAGHI & PECK (1961), ISHIHARA (1985), GÖDECKE & GÖDECKE (2010) lässt sich der Mechanismus Bodenverflüssigung zusammenfassend wie folgt beschreiben:

<sup>17</sup> In einer Kippe mit einem schienengebundenen Pflug seitlich verstützter Abraum.

Infolge eines Initials wird ein Kollaps des Korngefüges im wassergesättigten Bereich hervorgerufen. Mit den vorliegenden, undrainierten Bedingungen kann das Porenwasser aus den Hohlräumen nicht schnell genug abfließen. Die Granulatkörner werden dementsprechend vom umgebenden Porenwasser getragen, verlieren ihre wirksamen Korn-zu-Korn-Spannungen ( $\sigma' \rightarrow 0$ ) und induzieren im Fluid einen Überdruck  $\Delta u$ .

Das ursprünglich granulare System mit Festkörpereigenschaften ist nunmehr in einen flüssigen Zustand übergegangen und weist Eigenschaften einer instabilen granularen Suspension (viskoses Fluid) auf. Aufgrund des wirkenden Gravitationsfeldes setzt, unmittelbar nach dem Initial, das Sedimentieren der Granulatkörner ein (kontraktantes Verhalten).

Im Verfestigungsprozess sind die Körner darin bestrebt eine dichtere Lagerung einzunehmen und initiieren mit dem „Auspressen“ des in den Hohlräumen befindlichen Porenwassers den erneuten Aufbau wirksamer Korn-zu-Korn-Spannungen ( $\sigma' > 0$ ) sowie die damit einhergehende Rückgewinnung der Standfestigkeit des Bodenkörpers. Dabei tritt abermals eine Phasentransformation im granularen System ein, wobei diese nunmehr vom flüssigen in den festen Zustand erfolgt. Mit dem Abschluss des Verfestigungsprozesses liegt gegenüber dem Ausgangszustand fortan ein festkörperähnliches granulares Medium mit i.d.R. erhöhter Lagerungsdichte  $D$  und Scherfestigkeit  $\tau_F$  vor.

Hiernach lassen sich für das Verhalten einer verflüssigten Bodensäule als physikalisches System drei Zustandsbereiche feststellen, die in Abb. 2-9 schematisch dargestellt sind und in Tab. 2-4 mit den jeweiligen bodenmechanischen und geohydraulischen Kenngrößen beschrieben werden können.

Nach KESSLER & FÖRSTER (1992) wurde eine ähnliche Unterteilung von IVANOV (1983) vorgenommen, wobei die Zustände des physikalischen Systems wie folgt benannt wurden:

**1. Ausgangszustand:**

- Locker aufeinander liegende Partikel
- Ausgangsporosität  $n_0$

**2. Strukturzerstörung:**

- Verminderung der Korn-zu-Korn-Spannungen  $\sigma'$

**3. „flüssiger“ Zustand:**

- Keine Druckübertragung zwischen den Körnern
- Erhöhung des Porenwasserdruckes  $u$

**4. Neuablagerung der Partikel unter Auspressen von Wasser**

- Verringerung der Porosität ( $n_1 < n_0$ )
- Verdichtung
- Abbau des zusätzlichen Porenwasserdruckes  $\Delta u$

Die Phase 2 „Strukturzerstörung“ entspricht dabei dem Verflüssigungsprozess und die Phase 4 „Neuablagerung der Partikel unter Auspressen von Wasser“ dem Verfestigungsprozess.

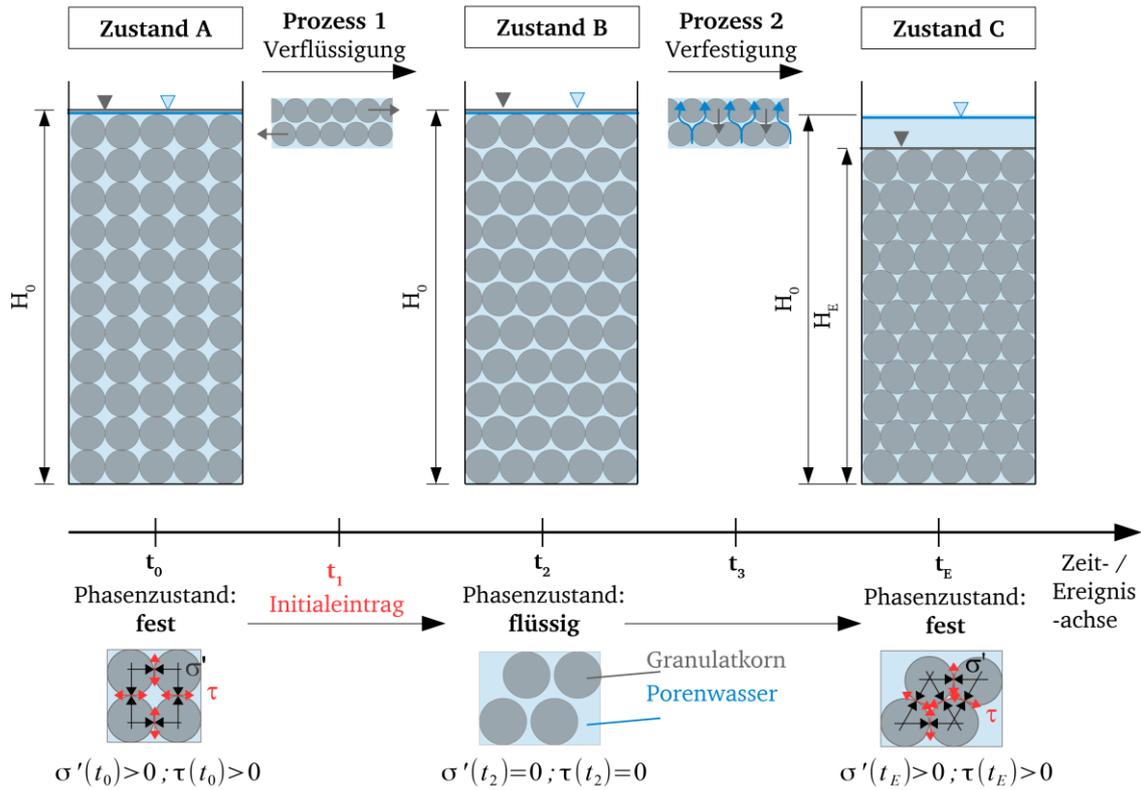


Abb. 2-9 Systemzustände und Prozessabläufe einer verflüssigten Bodensäule (Modellvorstellung)

Tab. 2-4: Zustandsbeschreibung eines wassergesättigten (locker gelagerten) Bodens vor, während und nach der Verflüssigung anhand bodenmechanischer Kenngrößen

	Zustand A	P1	Zustand B	P2	Zustand C
Bezeichnung	Ausgangszustand der Granulatsäule mit Festkörpereigenschaften		Momentanzustand der Granulatsäule als Suspension (vollständige Verflüssigung)		Endzustand der Granulatsäule als verfestigter Körper
Aggregatzustand	Fest	Verflüssigung ( $\Delta u \uparrow, \sigma' \downarrow$ )	Flüssig	Verfestigung ( $n \downarrow, \Delta u \downarrow, \sigma' \uparrow$ )	Fest
Porosität	$n_A(t_0)$		$n_B(t_2) = n_A(t_0)$		$n_C(t_E) < n_A(t_0)$
Mischungsdichte (gesätt.)	$\rho_{r,A}(t_0)$		$\rho_{r,B}(t_2) = \rho_{r,A}(t_0)$		$\rho_{r,C}(t_E) > \rho_{r,A}(t_0)$
Eff. Spannungen	$\sigma'_A(t_0) > 0 \text{ kN/m}^2$		$\sigma'_B(t_2) = 0 \text{ kN/m}^2$		$\sigma'_C(t_E) > 0 \text{ kN/m}^2$
Porenwasserdruck	$u_A(t_0)$		$u_B(t_2) = u_A(t_0) + \Delta u$		$u_C(t_E) = u_A(t_0)$
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_{f,A}(t_0)$		$k_{f,B}(t_2) = k_{f,A}(t_0)$ <sup>18</sup>		$k_{f,C}(t_E) < k_{f,A}(t_0)$
Eff. Reib.winkel	$\varphi'_A(t_0) > 0^\circ$		$\varphi'_B(t_2) = 0^\circ$		$\varphi'_C(t_E) > \varphi'_A(t_0)$
Scherfestigkeit	$\tau_{F,A}(t_0) > 0 \text{ kN/m}^2$		$\tau_{F,B}(t_2) = 0 \text{ kN/m}^2$		$\tau_{F,C}(t_E) > 0 \text{ kN/m}^2$

<sup>18</sup> Annahme: Bei initialer Verflüssigung  $t_2$  ist noch keine Kompaktierung des Korngerüsts eingetreten. Die gleichmäßig absinkenden Granulatkörner können als durchströmte Partikelstruktur aufgefasst werden.

## 2.5. Versuchsstände, Berechnungs- und Interpretationsansätze

Nachfolgend werden die in der Fachliteratur verwendeten Versuchsaufbauten zur Generierung und Untersuchung der Verflüssigung sowie der Verfestigung wassergesättigter Granulate vorgestellt. Zudem erfolgt die Erörterung von Berechnungsansätzen zur Beschreibung des Verfestigungsverhaltens verflüssigter Granulate.

Modell- und Berechnungsverfahren zur Abbildung bzw. Erfassung des Verflüssigungspotentials und -prozesses werden nicht wiedergegeben. Hierzu wird auf die Arbeiten von BUCHHEISTER (2009), JEFFERIES & SHUTTLE (2011), ISHIHARA (1993), GÖDECKE & GÖDECKE (2010), SCHWARZ & MAIWALD (2014), HERLE & SCHWITEILO (2014) verwiesen.

Untersuchungsergebnisse von Modell- und Feldversuchen sowie Berechnungsansätze im Hinblick auf das Verflüssigungspotential von Innenkippen sind bspw. in LMBV MBH (1998), NIGANG (2000), SAVIDIS & AUBRAM et al. (2012), ZSCHIEDRICH & SCHOLZ (2013), SAVIDIS & CAROW et al. (2014) oder in HÄFNER & KUDLA et al. (2012), TAMÁSKOVICS (2014) und WITTIG (2015) festgehalten.

Eine umfassende Sammlung wissenschaftlicher Beiträge zur Bodenverflüssigung auf den Kippen des Lausitzer Braunkohlebergbaus ist in KUDLA (2012) bzw. KUDLA (2014) festgehalten.

Die Vielzahl von Ausarbeitungen zum Verflüssigungspotential gesättigter und teilgesättigter Granulate machen deutlich, dass der sogenannte Vorbruchbereich mit seinen Nachweisen gegen Bodenverflüssigung als Versagensmechanismus weitestgehend als umfangreich untersucht aufzufassen ist.

### 2.5.1. Versuchsstände

Zur Untersuchung des Verflüssigungs- und Verfestigungsverhaltens eines wassergesättigten Granulats werden in der Forschung die verschiedensten experimentellen Versuche durchgeführt, die vom Labormaßstab bis hin zum Feldmaßstab reichen (z.B. in KESSLER & FÖRSTER (1992), HÜLS & KNOBLOCH et al. (2006)).

Die nachfolgend aufgeführten experimentellen Anlagen sind dabei am weitesten verbreitet.

#### 2.5.1.1. Zentrifugen

Mit geotechnischen Zentrifugen durchgeführte Versuche dienen zur Untersuchung des Materialverhaltens unter dem Einfluss von um den Faktor  $j$  erhöhten Massenkräften  $F = m \cdot g$ . Dies ist z.B. dann erforderlich, wenn mithilfe von Modellversuchen die Stabilität einer Böschung oder Verflüssigungsereignisse in 20 Metern Teufe untersucht werden müssen (vgl. KOLYMBAS (2016), STUDER & KOLLER et al. (2008)). Sie erfordern einen hohen technischen Aufwand sowie aufwendige Versuchsvorbereitungen.

Je nach Rotationsradius  $r$  und Drehgeschwindigkeit  $\omega$  der Zentrifuge können die Modelle mit bis zu  $50 g$  oder höher belastet werden (vgl. HLEIBIEH (2018)). Um dabei im Modell ein realitätsnahes Spannungs- und Materialverhalten abbilden zu können, ist eine Dimensionierung des Versuchsaufbaus unter Berücksichtigung der Ähnlichkeitsgesetze erforderlich. Insbesondere wird dabei das Porenfluid hinsichtlich seiner Viskosität angepasst, um Prototyp-Eigenschaften zu generieren (vgl. STUDER & KOLLER et al. (2008)). Modell und Prototyp sind um einen Skalie-

rungsfaktor (Maßstabsfaktor  $j$ ) verschieden (vgl. Abb. 2-10). Nach VEDER (1979) werden infolgedessen im Modell eintretende zeitabhängige Vorgänge um das Quadrat der Zentrifugalbeschleunigung  $(j \cdot g)^2$  verkürzt, was sich u.a. als Vorteil gegenüber großmaßstäblichen Versuchen auswirken kann.

Um Verflüssigungsereignisse infolge eines Erdbebens im Modell mit Prototyp-Eigenschaften zu untersuchen, wird das verflüssigungsfähige Material des Öfteren in eine sogenannte Laminarbox (vgl. Abschnitt 2.5.1.2) eingebaut. Mithilfe von Porenwasserdruckmessgeräten sowie Wegaufnehmern erfolgt die Aufzeichnung des Spannungs- und Deformationsverhaltens (vgl. Abb. 2-11, vgl. HLEIBIEH (2018); SCOTT (1986)).

Im Zustand der Suspension bewegt sich das Granulatkorn im Fluid (Dispersionsmedium) relativ zum Bezugssystem. Währenddessen unterliegt es radialen und tangentialen Geschwindigkeitskomponenten, die dazu führen, dass der Prozess von einer zusätzlichen Kraft, der Corioliskraft  $F_C$ , beeinflusst wird. Nach KOLYMBAS (2016) können dadurch im Versuch Fehler resultieren. Die Massenkraft  $F_G$  wirkt nicht mehr homogen, sondern steigt mit zunehmendem Rotationsradius  $r$ . Hinzu kommen mit den Skalierungen (im Kleinmaßstab) eventuelle Einflussnahmen durch zunehmende Wandreibungseffekte.

In SCOTT (1986), HLEIBIEH (2018); ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) oder KIM & HWANG et al. (2009) konnten mit diesen Versuchsaufbauten jedoch gute Übereinstimmungen mit dem im Feld beobachteten Materialverhalten erzeugt werden, weshalb der Einfluss vernachlässigbar gering erscheint.

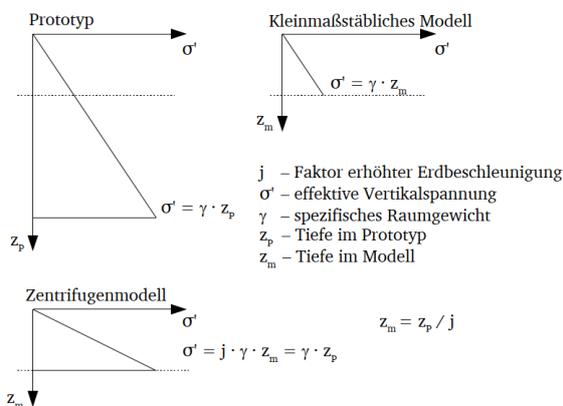


Abb. 2-10: Spannungsverteilung aus Bodeneigengewicht im Prototyp, im kleinmaßstäblichen Modell und im Zentrifugenmodell mit erhöhtem Beschleunigungsfeld nach STUDER & KOLLER et al. (2008)

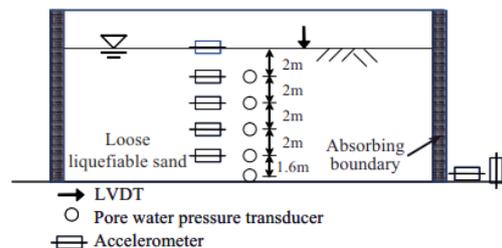


Abb. 2-11: In einer Laminarbox installierte Porenwasserdruckmessgeber und Wegaufnehmer (LVDT) sowie Beschleunigungssensoren; im Prototyp-Maßstab; KIM & HWANG et al. (2009)

Mit geotechnischen Zentrifugenversuchen ist folglich im Kleinmaßstabmodell die Untersuchung des Verflüssigungs- und Verfestigungsverhaltens unter Einfluss hoher Massenkräfte möglich.

### 2.5.1.2. Laminarbox

Laminarboxen sind quaderförmige, aus Scheibensegmenten bestehende Behälter, die dazu genutzt werden können, Scherfestigkeiten eines Materials zu bestimmen oder Verflüssigungsprozesse in einem Boden infolge aufgebrachtener horizontaler Scherbelastungen zu untersuchen. Die einzelnen Lamellen bzw. Scheibensegmente werden dazu senkrecht zur Bauteil-Höhenachse gleichmäßig ausgelenkt (Fußpunktdrehung) (vgl. Abb. 2-12).

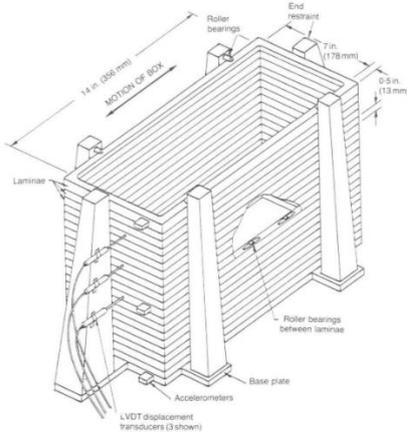


Abb. 2-12: Aufbau einer Laminarbox; SCOTT (1986)

Mit der Anwendung zyklischer oder dynamischer Scherbelastungen werden horizontale Verschiebungen der Körner initiiert, die dazu führen, dass das Gefüge kollabiert und eine seismisch induzierte Verflüssigung generiert wird. Mithilfe von Beschleunigungssensoren wird zusätzlich das Lastkollektiv erfasst. Porenwasserdruckmessgeber und installierte Wegaufnehmer dienen zur Aufzeichnung des Spannungs- und Deformationsverhaltens des untersuchten

Materials. Die Aufbringung erhöhter Massenkräfte, wie sie mit einer Zentrifuge erreicht werden können, sind mit diesem Versuchsaufbau nicht realisierbar.

Dieses Modell ermöglicht die Analyse des Materialverhaltens vor, während und nach der Verflüssigung unter  $1g$ -Bedingungen und bei zyklischen Belastungen.

### 2.5.1.3. Triaxialzelle

Triaxialgeräte dienen zur Ermittlung der Scherfestigkeit  $\tau_F$  und des Spannungs- und Deformationsverhaltens eines Bodens unter monotonen oder dynamischen sowie zyklischen Belastungen.

Verwendet wird ein zylindrischer (meist wassergesättigter) Probenkörper, dessen Mantelfläche von einer dünnen Membran umgeben ist und dessen Ober- sowie Unterseite von einer Endplatte begrenzt sind. Die Probe befindet sich in einer Zelle, die mit einer Flüssigkeit gefüllt ist und in der ein hydrostatischer Flüssigkeitsdruck aufgebracht werden kann.

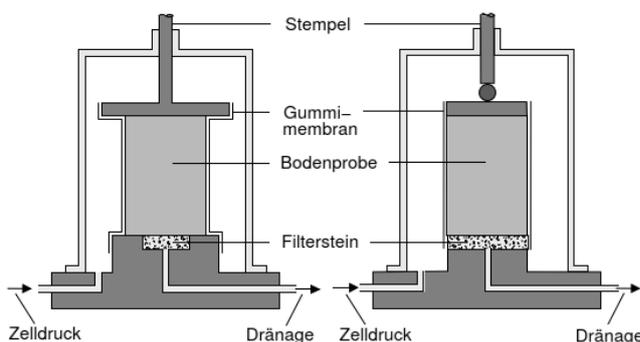


Abb. 2-13: Triaxialzelle mit Probenschmierung (links) und ohne Schmierung (rechts); KOLYMBAS (2016)

Charakteristisch für das Triaxialgerät ist, dass der Probenkörper mit vorliegendem axialsymmetrischen Spannungszustand axial über einen Stempel und radial über den Zellendruck belastet werden kann (vgl. Abb. 2-13). Dabei entspricht i. d. R. die kleinste Hauptspannung  $\sigma_2 = \sigma_3$

dem Flüssigkeitsdruck  $u$  und die größte Hauptspannung  $\sigma_1$  den Einwirkungen aus Flüssigkeitsdruck  $u$  und aufgebrachtener Axialkraft  $F$ . Zellendruck  $u$  und Axialkraft  $F$  sowie der Stempelvorschub  $s$  und die seitliche Dehnung  $\varepsilon$  bzw. die Volumenänderung werden gemessen, weshalb so

für die Proben Spannungs- und Deformationskurven ausgegeben werden können. (vgl. KOLYMBAS (2016))

In der Regel wird die Hauptspannung  $\sigma_3$  (hier übereinstimmend mit totaler Horizontalspannung  $\sigma_H$ ) über den Flüssigkeitsdruck  $u$  in der Zelle konstant gehalten, während die Axialspannung  $\sigma_1$  bis zum Bruch erhöht wird (triaxialer Kompressionsversuch).<sup>19</sup> Eine Drainage-Leitung ermöglicht dabei den Abfluss des aus der wassergesättigten Bodenprobe ausgepressten Porenwassers. Mit der Triaxialzelle können so unterschiedliche Versuche durchgeführt werden, wobei die Drainageleitung geöffnet oder geschlossen ist. Hierzu zählt bspw. der

- UU-Versuch (unkonsolidiert, undrainiert),
- CU-Versuch (konsolidiert, undrainiert),
- CD- Versuch (konsolidiert, drainiert).

Um das Verflüssigungsverhalten einer wassergesättigten Bodenprobe zu untersuchen, werden im Allgemeinen UU-Versuche mit monotoner oder zyklischer Belastung  $\sigma_1$  durchgeführt. Hierzu wird sich speziell auf das Verflüssigungspotential konzentriert und eine kritische Spannungsamplitude (entspricht maximalem Spannungsdeviator  $q$  oder Spannungsamplitude nach 5 % - Dehnung<sup>20</sup>) ermittelt. (vgl. KOLYMBAS (2016))

Die Triaxialzelle wird neben den Zentrifugen am häufigsten zur Untersuchung des Verflüssigungspotentials bzw. des Verflüssigungsverhaltens verwendet.

#### 2.5.1.4. Kipprinnen

Ein weiteres Mittel zur Untersuchung des Verflüssigungs- und Verfestigungsverhaltens von Böden besteht in der Verwendung von Kipprinnen (engl. *static liquefaction tank*), deren Aufbau exemplarisch in Abb. 2-14 veranschaulicht ist. Sie ermöglichen die Berücksichtigung des Einflusses von plastischen Horizontal- und Vertikaldeformationen auf das Materialverhalten und ebenso die Abbildung der eintretenden Bruchgeometrie eines Setzungsfließens.

Entsprechend dem Untersuchungsziel wird in die Kipprinne zunächst der verflüssigungsfähige Boden eingebracht und profiliert (z.B. für die Standsicherheit von wasserseitigen Böschungsbereichen).

Mit der Aufsättigung des Materials bzw. Zugabe von Wasser wird eine statische Verflüssigung durch bspw. (langsames) Schrägstellen (Kippen) der Rinne initiiert. Ebenso ist dies mit einer Anregung des Materials im Bereich des Böschungskopfes bzw. der Geländeoberfläche möglich (z.B. durch eine Auflast). (vgl. ASKARINEJAD )

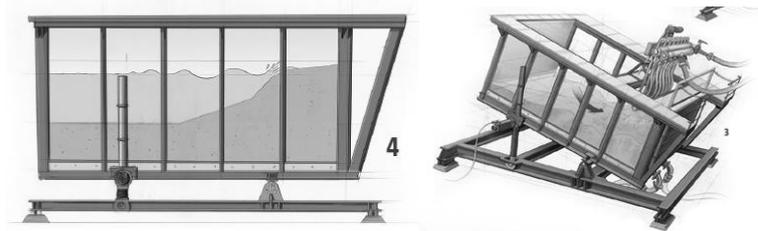


Abb. 2-14: Skizze einer Kipprinne der TU Delft; VAN TONGEREN (2018)

<sup>19</sup> Nach KOLYMBAS , 2016 besteht auch die Möglichkeit den Flüssigkeitsdruck derart zu regeln, dass die Summe der Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  konstant bleibt. Ebenso sind triaxiale Extensionsversuche möglich, bei denen  $\sigma_3 = const.$  ist und  $\sigma_1$  bis zum Bruch verringert wird.

<sup>20</sup> Doppelamplitude, vgl. Abschnitt 2.1.3.

Zur Untersuchung der sich im Material einstellenden Zustandsgrößen (z.B. Volumen  $V$ , Druck  $u$ , Temperatur  $T$ ) weisen diese Versuchsanlagen im Allgemeinen eine ganze Reihe von Mess-sensoren auf. Beispielsweise enthält der Verflüssigungstank der TU DELFT:

- Porenwasserdruckmessgeber
- Kraftmessdosen
- Beschleunigungs- und Neigungssensoren
- Temperatursensoren

Diese Anlagen sind im Großmaßstab sowie im Kleinmaßstab für  $1g$ -Versuche vorzufinden.

### 2.5.1.5. Säulenmodell

Säulenmodelle ermöglichen  $1g$ -Versuche und dienen u.a. zur Untersuchung des Verflüssigungs- und Verfestigungsverhaltens bei ausschließlich plastischer Vertikaldeformation. Sie erlauben mit ihrem relativ unkomplizierten Aufbau in der Regel eine schnelle und einfache Untersuchung des Verflüssigungspotentials unterschiedlicher Materialien.

Der Modellaufbau ist in Abb. 2-15 beispielhaft veranschaulicht und besteht im Allgemeinen aus einem (transparenten) Zylinder mit rechteckigem oder quadratischem Querschnitt. Während die Oberseite der Säule offen ist und keine Endplatte aufweist, ist die Unterseite mit einem Filterstein versehen. Dieser dient dazu, das zur Aufsättigung erforderliche und von unten einströmende Wasser gleichmäßig in die Bodensäule einzubringen.

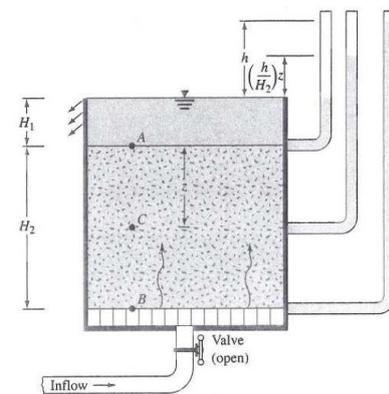


Abb. 2-15: Skizze zum Aufbau eines Säulenmodells; VAN EYCK (2019)

Entlang der Säulenachse sind entsprechende Messgeräte zur Erfassung des Porenwasserdruckes  $u$  installiert (z.B. Piezometer). Zur Aufzeichnung der sich während der Verfestigung absenkenden Feststoffoberfläche sind häufig induktive Wegaufnehmer oder am Mantel der Säule Maßbänder mit metrischer Längeneinteilung angebracht.

Mit dem Versuchsaufbau können in relativ kurzer Zeit eine Vielzahl von Versuchsreihen durchgeführt werden, in denen bspw. die

- Ausgangsporenanteile  $n_0$ ,
- Bodenarten,
- Körnungslinien,
- Spannungszustände,

variiert werden.

Die Verflüssigung des Materials erfolgt entweder mithilfe eines mechanischen Schocks (z.B. durch seitliches Aufprallen eines Pendelkörpers gegen den Zylindermantel) oder durch die Induzierung einer aufwärtsgerichteten Fluidströmung.

### 2.5.2. Nationale und internationale Beschreibungs- und Interpretationsansätze des Verfestigungsverhaltens

Mithilfe der o.g. Versuchsstände werden weltweit in Forschungseinrichtungen Untersuchungen zum Verflüssigungs- und Verfestigungsverhalten verschiedener Materialien durchgeführt. Nachfolgend werden die dabei aus den Versuchsdaten abgeleiteten Interpretations- und Berechnungsansätze vorgestellt. Es sei vorab erwähnt, dass die Untersuchungen sich weitestgehend auf dynamische Verflüssigungsereignisse konzentrieren (z.B. seismisch induzierte Bodenverflüssigungen).

#### FLORIN & IVANOV (1961)

In FLORIN & IVANOV (1961) werden theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Verflüssigungs- und Verfestigungsverhalten wassergesättigter Sande in Abhängigkeit der Körnungslinie, Korndichte, Kornform sowie des Gasgehalts und des Anfangsspannungszustandes vorgestellt.

Durchgeführt wurden zum einen Säulenversuche mit monotoner (impulsartiger) und zum anderen mit dynamischer Belastung (Vibration). Während der gesamten Versuchsdauer wurden die Porenwasserdrücke mithilfe von Drucksensoren aufgezeichnet.

Anhand der Messkurven wurde in FLORIN & IVANOV (1961) registriert, dass unmittelbar nach der Verflüssigung und nach dem Abschluss des Initialeintrages das Absetzen (Sedimentieren) der Granulatkörner und damit einhergehend der Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  einsetzt. Die Granulatkörner werden bestrebt sich mit einer dichteren Lagerung auf dem Säulenboden aufeinander aufzustapeln und zu verfestigen ( $n_1 < n_0$ ). Indes bildete sich eine Grenzfläche zwischen abgelagerter und verflüssigter Schicht, die den Unterschied der entsprechenden Porenanteile  $n_1$  und  $n_0$  kennzeichnet (vgl. rote strichlierte Linie in Abb. 2-17). Anhand der Messkurvenverläufe bzw. den in den Abb. 2-16-b enthaltenen Isochronen des Porenwasserüberdruckes konnte festgestellt werden, dass diese Grenzfläche (rote, strichlierte Linie) zwischen verflüssigter und verfestigter Schicht linear von unten nach oben voranschreitet. Sobald diese auf die absinkende Feststoffoberfläche trifft, ist nach FLORIN & IVANOV (1961) der Verfestigungsprozess beendet und der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  nahezu vollständig abgebaut.

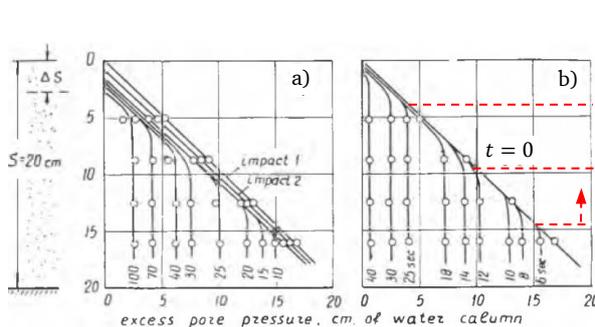


Abb. 2-16: Isochronen des Porenwasserüberdrucks in Abhängigkeit von der Überdeckungsmächtigkeit nach: a) mehrmaligem und b) einmaligem impulsartigen Initialeintrag; FLORIN & IVANOV (1961)

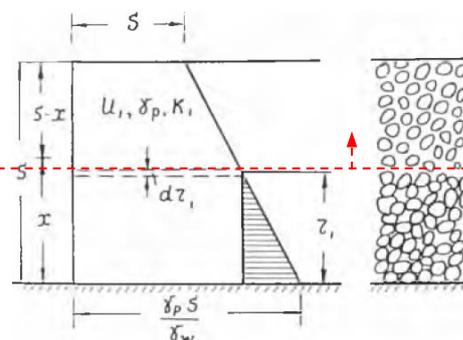


Abb. 2-17: Darstellung der Verfestigungsfront nach FLORIN & IVANOV (1961) (rot strichlierte Linie)

Während mit dem impulsartigen Initialeintrag eine sofortige Verflüssigung in der gesamten Säule festgestellt werden konnte, wurde bei der dynamischen Belastung beobachtet, dass die Verflüssigung von oben nach unten voranschreitet und mit ihr eine Mächtigtkeitszunahme der damit hervorgerufenen Suspension kontinuierlich stattfindet (vgl. Abb. 2-18-a).

Zudem ging aus den Kurven hervor, dass im Gegensatz zum impulsartigen Initialeintrag sich während der dynamischen Anregung die Prozesse der Verflüssigung und Verfestigung simultan überlagern.<sup>21</sup> Nach FLORIN & IVANOV (1961) geht aus Abb. 2-18-b hervor, dass nach ca.  $t = 5$  s die Verfestigung einsetzte, jedoch durch fortwährende dynamischer Anregung die Schichten mit erneuter Verflüssigung in ihrer Verfestigung behindert wurden und sich infolgedessen der Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  zeitlich verzögerte (vgl. Abb. 2-16-b mit Abb. 2-18-b).

Ein Unterschied im erzielten Maß der plastischen Deformation war für die unterschiedlichen Belastungsarten ebenso erkennbar. Dabei zeigt die Gegenüberstellung von Abb. 2-16-b und Abb. 2-18-b, dass der impulsartige Initialeintrag zu einer größeren Setzung  $\Delta s$  führte als es mit der dynamischen Anregung möglich war. Eine mehrmalige impulsartige Anregung führte wiederum nochmals zu einer Steigerung des erzielten Setzungsmaßes  $\Delta s$  (vgl. Abb. 2-16-a).

Eine Abhängigkeit der Verflüssigungsdauer von der Korngröße konnte in FLORIN & IVANOV (1961) festgestellt werden. Die Autoren beobachteten, dass Böden jeglicher Korngrößen verflüssigt werden konnten, allerdings mit zunehmendem Korndurchmesser und einhergehender Steigerung der hydraulischen Leitfähigkeit die Dauer des verflüssigten Zustandes sich verringerte (vgl. Abb. 2-19).

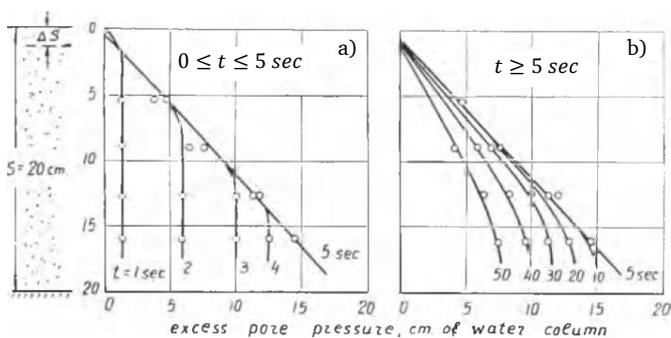


Abb. 2-18: Isochronen des Porenwasserüberdrucks in Abhängigkeit von der Überdeckungsmächtigkeit: a) bis zur vollständigen Verflüssigung und b) nach der vollständigen Verflüssigung bei anhaltendem dynamischen Initialeintrag; FLORIN & IVANOV (1961)

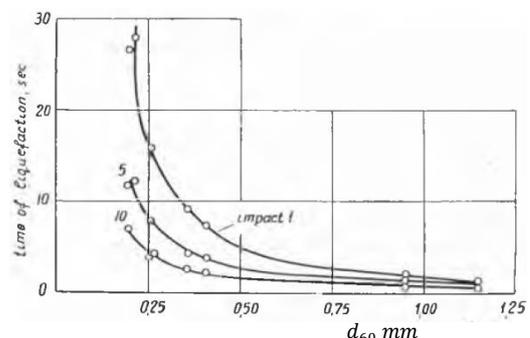


Abb. 2-19: Verflüssigungsdauer in Abhängigkeit der Korngröße; FLORIN & IVANOV (1961)

Gemäß den Aussagen der Autoren war die Dauer des verflüssigten Zustandes nur sehr kurz, so dass die Bodenmassen keine Zeit für wesentliche Verschiebungen bzw. Deformationen hatten und praktisch keinen Hinweis auf diesen Versagensmechanismus in grobkörnigen Böden aufzeigten.

Als weitere Einflussgröße des Verflüssigungspotentials wurde in FLORIN & IVANOV (1961) der Überlagerungsdruck bzw. eine einwirkende Auflast untersucht. Festgestellt wurde dabei, dass

<sup>21</sup> Die Untersuchungen wurden mit demselben verflüssigungsfähigen Material durchgeführt.

sich mit dessen Zunahme das Verflüssigungsrisiko reduzierte. Dies sei auf die Erhöhung der wirksamen Spannungen  $\sigma'$  und der damit einhergehenden Scherfestigkeit  $\tau_F$  zurückzuführen. Mit ihnen muss auch die Belastung zunehmen, die erforderlich ist, um einen Gefügekollaps hervorzurufen.<sup>22</sup> Dieser Effekt gilt ebenso für die Zunahme der Korndichte  $\rho_s$ .

Labor- und Feldversuche haben in FLORIN & IVANOV (1961) gezeigt, dass die Präsenz einer Gasphase in der wassergesättigten Bodensäule den Verflüssigungsprozess stark beeinflussen kann. Der eingeschlossene komprimierbare Gaskörper reduziert die Intensität und Ausbreitungsgeschwindigkeit des Belastungsstoßes und verringert somit die Zone der Verflüssigung. Mit zunehmendem Gasgehalt reduziert sich das Verflüssigungspotential.

### SCOTT (1986)

In SCOTT (1986) wird eine mathematische Beschreibung zum Verfestigungsverhalten seismisch induzierter Verflüssigungsereignisse vorgenommen. Zur Überprüfung des Modells wird ein von LAMBE (1981) durchgeführter Zentrifugenversuch mit dynamischer Anregung zu Hilfe gezogen.

Die darin 0,133 m mächtige Bodenprobe (wassergesättigt, gleichförmiges Material mit einem durchschnittlichen Korndurchmesser von  $d=0,1\text{ mm}$ ) wurde auf 35,5 g bzw. 80 g beschleunigt und anschließend einer horizontalen Scherbelastung ausgesetzt. Dabei wurden mit Druckmessgebern die sich einstellenden Porenwasserdrücke  $u$  sowie mit einem (LVDT-)Wegaufnehmer die Absenkung der Feststoffoberfläche gemessen.

Anhand theoretischer Überlegungen sowie unter Zuhilfenahme der Porenwasserdruckkurven konnte ebenfalls eine Grenzfläche zwischen dem verflüssigten und verfestigten Material festgestellt werden, die in SCOTT (1986) als Verfestigungsfront bezeichnet und deren Aufstiegs geschwindigkeit  $v_{Vf}$  gemäß Gleichung [2-5] berechnet wird. Mit Gleichung [2-6] stellt er zudem eine Berechnung der Dauer  $t_f$  des Verfestigungsprozesses auf.

$$v_{Vf} = \frac{\gamma' \cdot (1 - n_2) \cdot k_f}{\gamma_W \cdot (n_1 - n_2)} = \frac{\gamma' \cdot (1 + e_2) \cdot k_f}{\gamma_W \cdot (e_1 - e_2)} \quad [2-5]$$

$$t_f = \frac{\gamma_W \cdot (n_1 - n_2) \cdot H}{\gamma' \cdot (1 - n_2) \cdot k_f} = \frac{\gamma_W \cdot (e_1 - e_2) \cdot H}{\gamma' \cdot (1 + e_2) \cdot k_F} \quad [2-6]$$

$\gamma_W$	Raumwichte des Wassers in $[kN/m^3]$
$\gamma'$	Wichte unter Auftrieb in $[kN/m^3]$
$H$	Mächtigkeit der verflüssigten Schicht in $[m]$
$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert in $[m/s]$
$n_i$	Porenanteil [-]
$e_i$	Porenzahl [-]

<sup>22</sup> Die Autoren konnten aus Feldbeobachtungen schließen, dass ein locker gelagerter Sand in 10 – 15 Meter Tiefe kaum noch verflüssigt werden kann.

Weiterhin wird in SCOTT (1986) eine zweite Grenzfläche zwischen sich absetzendem Feststoff und überlagernder Klarwasserzone lokalisiert. Abweichend von FLORIN & IVANOV (1961) wurde jedoch festgestellt, dass der Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  nicht linear verlief und ebenso nicht mit dem Auftreffen der Verfestigungsfront auf die Feststoffoberfläche (zweite Grenzfläche) beendet war.

Eine idealisierte Annahme bzgl. eines linearen Verfestigungsprozesses und Porenwasserüberdruckabbaus, wie sie in FLORIN & IVANOV (1961) getroffen wurde, ist nach SCOTT (1986) unzulässig und nicht praxisnah, da der in der Realität vorliegende Boden kompressibel ist. Vielmehr erwartet der Autor, dass während der Verfestigung und nach dem Auftreffen der Verfestigungsfront auf die zweite Grenzfläche sich ein Konsolidationsprozess mit weiterem Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  sowie Absenken  $\Delta s$  der Feststoffoberfläche anschließt.

Der Zeitpunkt des Eintreffens der Verfestigungsfront ist in Abb. 2-20 durch einen Pfeil bzw. durch die signifikante Änderung in der Steigung der Porenwasserdruckkurven gekennzeichnet.

Anhand der Messkurven stellte der Autor fest, dass sobald die Verfestigungsfront den Messhorizont erreicht hat, kein abrupt

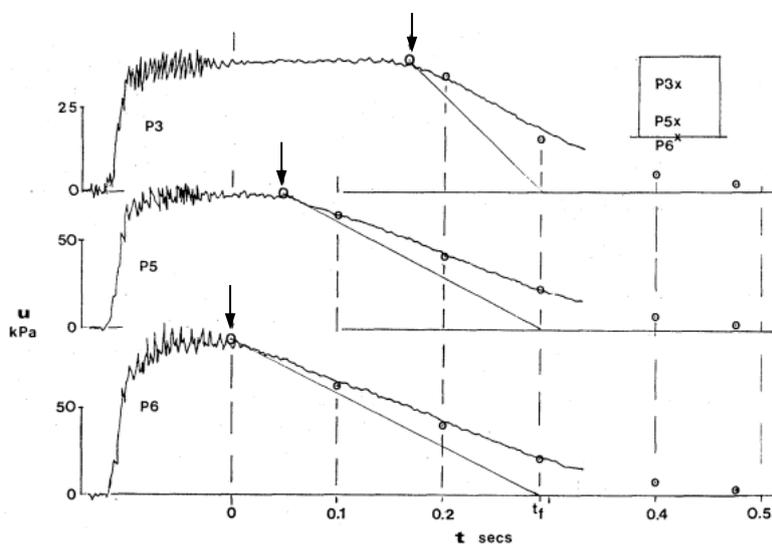


Abb. 2-20: Porenwasserüberdruckkurven über die Zeit für verschiedene Messhorizonte; SCOTT (1986)

er Porenwasserüberdruckabbau einsetzte wie er in FLORIN & IVANOV (1961) erwartet wurde. Dies führte SCOTT auf folgende Eventualität zurück:

Mit dem Aufeinanderstapeln des sich absetzenden Granulatkorns auf die darunterliegenden Granulatschichten erreicht dieses nicht unmittelbar eine stabile Position. Vielmehr führt es dazu, dass es mit seinem Gewicht das bereits verfestigte Korngerüst einer höheren Belastung aussetzt und es wieder destabilisiert. Aufgrund dessen

setzt ein erneutes Rollen und Gleiten der Körner ein, das solange andauert bis sie eine endgültig stabile Position eingenommen haben. Diese Eventualität führe dazu, dass es einen Übergangsbereich (engl. *transition zone*) zwischen verflüssigtem und bereits verfestigtem Material gibt.

Aus Sicht des Autors ist dieser Bereich für den gewählten Versuchssand jedoch nicht von Bedeutung und sieht dessen Relevanz eher bei feinkörnigen Sedimenten wie Schluffen und Tonen.

Anhand der Messkurven und der nur geringfügigen Setzung ( $s = 1,18 \text{ mm} \triangleq \varepsilon = 0,88 \%$ ) ist es nach Ansicht des Autors zulässig, den Verfestigungsprozess bzw. die eintretende Setzung mithilfe einer modifizierten GIBSON-Theorie zu beschreiben. Zur Vereinfachung werden in SCOTT (1986) die hydraulische Leitfähigkeit  $k_f$  sowie das Kompressionsmodul  $K$  während der gesamten Prozessdauer als konstant angenommen.

### KOLYMBAS (1994)

Eine Theorie zur mathematischen Beschreibung des nach einer Verflüssigung eintretenden Verfestigungsprozesses ist in KOLYMBAS (1994) auf Basis durchgeführter Säulenversuche gegeben.

Hierzu wird, abweichend von der Konsolidationstheorie nach TERZAGHI, die Abhängigkeit der Volumenreduktion von einer zunehmenden Druckspannung (Auflast) losgelöst. Zu diesem Zweck wird vom Autor angenommen, dass im verflüssigten Granulat

- ein Steifemodul  $E_S = \infty$  vorliegt,
- jegliche Konsolidation (gemäß TERZAGHI) vernachlässigt werden kann,
- der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  nach der Verflüssigung konstant ist und
- eine sogenannte Kompaktierungswelle eintritt.

Wobei diese Welle in idealisierter Form einen Übergangsbereich darstellt, dessen Mächtigkeit vernachlässigbar gering ist und in dem die Kompaktierung des Granulates stattfindet. Mithilfe einer Dirac-Funktion<sup>23</sup> gemäß Gleichung [2-7] nimmt der Autor eine mathematische Beschreibung der Wellenbewegung vor.

$$k_f \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = b \cdot \delta(x - ct) \quad [2-7]$$

Dabei entsprechen die Parameter  $b$  der Volumenänderungsrate,  $c$  der Wellengeschwindigkeit,  $t$  der Verfestigungsdauer und  $x = H - z$  der (vertikalen) Position der Kompaktierungswelle in der verflüssigten Granulatsäule.

Unter der Anwendung einer der Mischungstheorie entsprechenden Sprungbedingung für die Massebilanz und der vorausgesetzten Gültigkeit des DARCY-Gesetzes im verflüssigten und sich verfestigenden Zwei-Phasen-Gemischs wird in KOLYMBAS (1994) die Aufstiegsgeschwindigkeit  $c$  dieser Diskontinuität (Kompaktierungswelle) gemäß Gleichung [2-8] hergeleitet und damit einhergehend die Dauer  $t_1$  des Verfestigungsprozesses gemäß Gleichung [2-9] ermittelt.<sup>24</sup>

$$c = \alpha \cdot k_f \cdot i \quad [2-8]$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{e_1}{e_1 - e_2} \cdot \frac{1 + e_2}{1 - e_1}, \quad i = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

$$t_1 = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma' \cdot k_f} \cdot H \quad [2-9]$$

Im Ergebnis ließ sich zur Konsolidationstheorie von TERZAGHI eine erhebliche Diskrepanz sowie Reduzierung hinsichtlich der Dauer des Verfestigungsprozesses und dessen Verhalten konstatieren (vgl. Abb. 2-21).

<sup>23</sup> Auch bekannt als Impuls- oder Stoßfunktion ( $\delta$ -Funktion).

<sup>24</sup> Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  bezieht sich dabei auf den Ausgangszustand (nicht verflüssigtes Material).

Zudem ist mit Gleichung [2-9] eine direkte Proportionalität zwischen der Dauer des Verfestigungsprozesses und der Mächtigkeit  $H$  des verfestigten Körpers gegeben.

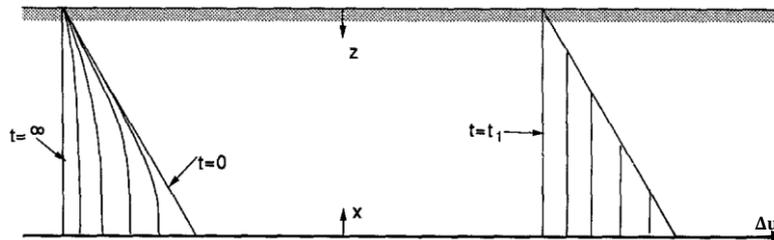


Abb. 2-21: Isochronen des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  im Verfestigungsprozess gemäß den Theorien nach TERZAGHI (links) und KOLYMBAS (rechts); KOLYMBAS (1994)

Der anschließend in KOLYMBAS (1994) durchgeführte Säulenversuch bestätigt die Theorie des Autors weitestgehend und ließ nach eigenen Angaben eine Diskontinuität (Kompaktierungswelle) zwischen granularer Suspension und verfestigtem Material mithilfe einer Hochgeschwindigkeitskamera erkennen. Hierzu wurde mit einer 60 cm hohen, wassergesättigten Säule aus Feinsand eine impulsartige Verflüssigung vorgenommen, die dazu führte, dass sich die Säule innerhalb von weniger als zwei Sekunden um ca. zwei Zentimeter vollständig setzte.<sup>25</sup>

Zusammenfassend geht aus KOLYMBAS (1994) für den Verfestigungsprozess einer verflüssigten Granulatsäule ein lineares Verhalten hervor, dessen Prozessdauer mit dem Aufeinandertreffen der Kompaktierungswelle auf die Grenzfläche zwischen Klarwasserzone und verflüssigtem Granulat zeitlich begrenzt sowie abgeschlossen war (vgl. Abb. 2-21).

#### WANG & ZEN et al. (2013)

Die in WANG & ZEN et al. (2013) durchgeführten Untersuchungen beschäftigten sich mit dem Verfestigungsverhalten eines verflüssigten Toyoura-Sandes<sup>26</sup> infolge eines seismischen Ereignisses. Hierzu wurden entsprechende *shaking-table*-Tests mit unterschiedlichen hydraulischen Leitfähigkeiten und Anregungsdauern<sup>27</sup> durchgeführt. Als Porenfluid wurde zum einen Wasser und zum anderen eine polymere Flüssigkeit mit erhöhter Viskosität zur Steuerung der Bodendurchlässigkeit verwendet.

Während der Versuchsdurchführung wurden die sich einstellenden Porenwasserdrücke  $u$  sowie die Setzung  $s$  der Feststoffoberfläche aufgezeichnet. Der vollständige Versuchsaufbau ist in Abb. 2-22 dargestellt.

Anhand der Testergebnisse konnte nach der Verflüssigung des wassergesättigten Sandes eine aufsteigende Grenzfläche zwischen verflüssigtem und verfestigtem Material lokalisiert werden. Wobei mit Wasser als Porenfluid ein lineares Verfestigungsverhalten und mit der polymeren Flüssigkeit eine nicht lineare Charakteristik festgestellt wurde. Im letztgenannten Fall war die Aufstiegs geschwindigkeit der Grenzfläche auf der Bodenseite am größten und nahm in Richtung ihrer Bewegung ab (vgl. schwarze Linie in Abb. 2-23).

<sup>25</sup> Weitere Angaben zum Versuchsaufbau wurden vom Autor nicht getätigt.

<sup>26</sup> Entspricht einem sehr eng abgestuften Sand mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von  $U = 1,21$  und einem Korndurchmesser von  $d_{50} = 0,22 \text{ mm}$  (vgl. WU & YAMAMOTO et al. 2013; BUCHHEISTER, 2009)

<sup>27</sup> Die maximale Anregungsdauer betrug ca. zwei Sekunden.

Im Ergebnis konnte so beobachtet werden, dass je niedriger die Durchlässigkeit des Bodens war, desto länger verblieb dieser im verflüssigten Zustand. In den von WANG durchgeführten Versuchen lag das mit der polymeren Flüssigkeit gesättigte Granulat im Vergleich zum Porenwasser über eine bis zu zwölfmal längere Zeitdauer im verflüssigten Zustand vor. Folglich wurde vom Autor konstatiert, dass die Aufstiegs geschwindigkeit der Verfestigungsfront u.a. von der hydraulischen Leitfähigkeit  $k_f$  des verflüssigten Bodens bestimmt wird.

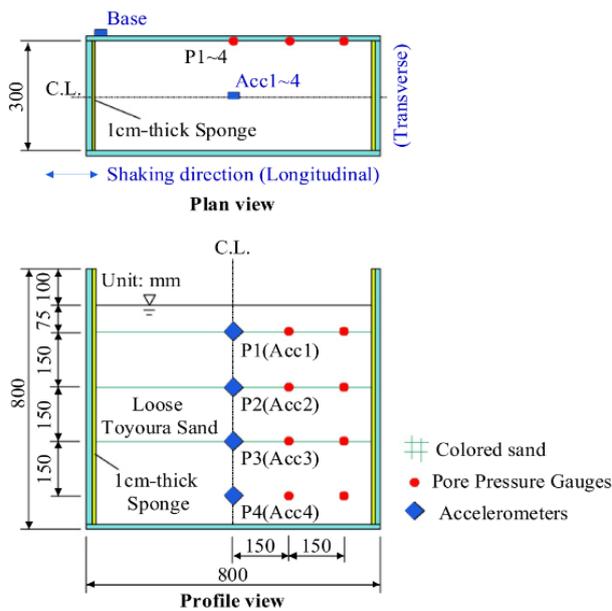


Abb. 2-22: Versuchsaufbau – *shaking-table*-Test; WANG & ZEN et al. (2013)

mal größer waren als die hydraulischen Leitfähigkeiten des Sandes im Ausgangszustand (vor der Anregung). Eine Begründung hierfür wurde vom Autor nicht angegeben.

Für die durchgeführten Versuche konnte der Autor während der initialen Verflüssigung eine erhebliche Zunahme der hydraulischen Leitfähigkeit  $k_f$  identifizieren. Sowohl für den mit Wasser als auch für den mit einer polymeren Flüssigkeit gesättigten Sand. Von ihm wurden so Durchlässigkeiten bestimmt, die im Mittel ca. 1,2 bis 4,0-

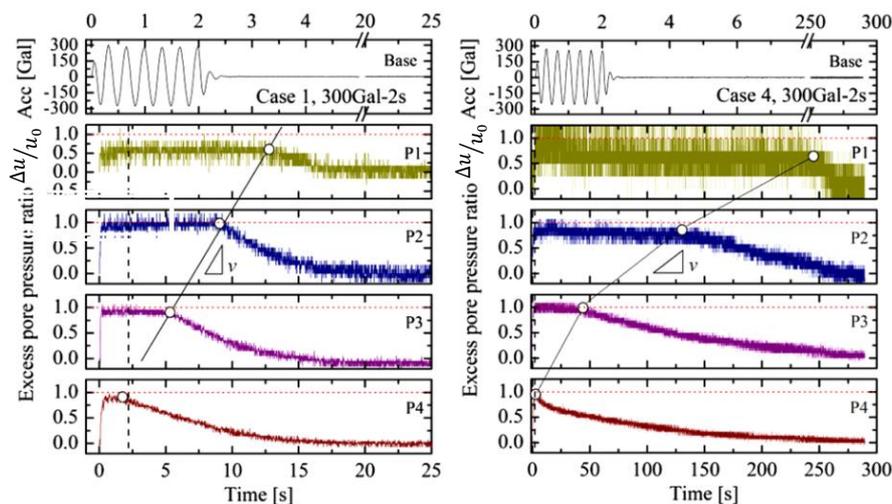


Abb. 2-23: Kurven des Porenwasserüberdrucks für Wasser als Porenfluid (links) und für die polymere Flüssigkeit (rechts); WANG & ZEN et al. (2013)

Die aufgezeichnete Absenkung des ca. 60 Zentimeter mächtigen und verflüssigten Materials liegt in beiden Fällen (Wasser und polymere Flüssigkeit als Porenfluid) bei ca.  $s = 2 \dots 3 \text{ mm}$  und ist in Abb. 2-24 dargestellt.

Daraus geht hervor, dass mit dem wassergesättigten Fluid eine Sofortsetzung (ca. 25 % der Gesamtsetzung bzw.  $\varepsilon_0 \approx 0,07 \%$ ) registriert wurde, während das verflüssigte Material mit re-

duzierter Durchlässigkeit zu einem „schleppenden“ bzw. langsamen Absenken ohne Sofortsetzung tendiert (Abb. 2-24, rechts). Die nach der dynamischen Anregung weiterhin registrierten Schwankungen der Probenoberfläche wurden vom Autor nicht näher erörtert.

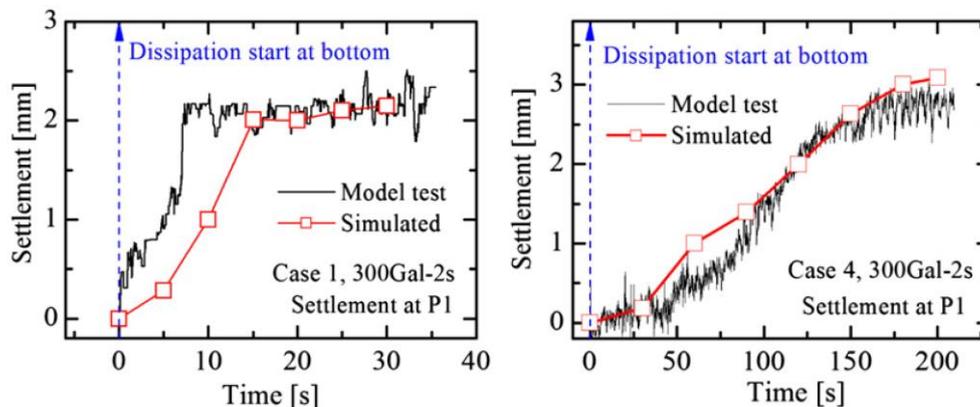


Abb. 2-24: Absenkkurve für den mit Wasser (links) und mit einem polymeren Fluid (rechts) gesättigten Sand; WANG & ZEN et al. (2013)

Mithilfe der empirisch ermittelten Formeln [2-10] und [2-11] und der Anwendung einer nicht benannten Simulationemethode gelingt es dem Autor den Verlauf der Porenwasserüberdruck- und Absetzkurven nach einer Verflüssigung in guter Näherung rechnerisch zu bestimmen. Nach WANG & ZEN et al. (2013) berücksichtigt die Simulation zudem die eintretenden Änderungen der Verdichtungsziffer  $m_v$ , des Konsolidationsbeiwertes  $c_v$  sowie des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_f$  infolge des Verfestigungsprozesses. Diese wurden mithilfe von ergänzenden Versuchen und anschließenden Regressionsanalysen der Messdaten ermittelt.

$$u(t) = u_0 e^{-\left(\frac{t-t_d}{t_{drain}}\right)} \quad \text{mit} \quad t_{drain} = \frac{z_{drain}^2}{c_v} \quad [2-10]$$

$$s(t) = m_v \cdot H_1 \cdot \Delta \bar{p}' \quad [2-11]$$

Für die Berechnung des zeitabhängigen Porenwasserüberdruckes  $u(t)$  bzw. der Setzung  $s(t)$  müssen ergänzend

- der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{f,0}$  im Ausgangszustand,
- die durchschnittliche Änderung  $\Delta \bar{p}'$  der effektiven Spannung im Verfestigungsprozess,
- die Mächtigkeit der verflüssigten Bodensäule  $H_1$  sowie
- der Drainageweg  $z_{drain}$  und
- der Zeitpunkt  $t_d$  des Dissipationsbeginns

bekannt sein.

Aussagen, ob mit dem Aufeinandertreffen der aufsteigenden Verfestigungsfront mit der Grenzfläche zwischen Klarwasserzone und verflüssigtem Material der Verfestigungsprozess abgeschlossen ist, werden von den Autoren nicht getätigt. Sie verweisen jedoch darauf, dass die Untersuchung der zeitabhängigen Entwicklung der o.g. Parameter während der Verfestigung Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten sein muss.

### ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016)

Eine weitere Arbeit, die sich mit seismisch induzierten Bodenverflüssigungen und dem danach eintretenden Verfestigungsverhalten auseinandersetzt, ist in ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) vorzufinden.

Basierend auf einer modifizierten Konsolidationstheorie werden numerische Simulationen durchgeführt und mit entsprechenden Zentrifugen- und Ödometertests validiert.

Nach Ansicht der Autoren sind die konventionelle Konsolidationstheorie von TERZAGHI und weitere Abwandlungen zur Beschreibung einer Bodenverflüssigung nicht ohne weiteres anwendbar, da sie entweder von konstanten Parametern wie dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f = const.$  und dem Steifemodul  $E_S = const.$  ausgehen oder aber in der Gleichung Terme beinhalten, die jeweils die zeitliche Änderung des Porendruckes  $u$  und des Porenanteils  $n$  beinhalten. Besonders beim letztgenannten ist es problematisch, dass die Änderung des Porenanteils  $n$  weitestgehend angenommen oder aber mit aufwendigen Berechnungsverfahren (DEM) nur näherungsweise ermittelt werden kann. Infolgedessen wird in ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) TERZAGHI'S Annahme eines direkten Zusammenhanges zwischen der Änderung der effektiven Spannungen  $\sigma'$  (oder Porenwasserdruckes  $u$ ) und der Änderung des Porenanteils  $n$  eines wassergesättigten Sandes aufgegriffen.

Mithilfe einer Massenbilanz und der Annahme konstanter totaler Vertikalspannungen  $\sigma_V$  wird eine modifizierte Konsolidationsgleichung aufgestellt, die die Änderung des Porenwasserüberdruckes  $u_e = \Delta u$  in Abhängigkeit der Durchlässigkeit  $k_f$ , der Porenzahl  $e$  und der Steifigkeit  $E_S$  berücksichtigt.

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{E_S}{\gamma_w} \left( \frac{e_0 + 1}{e + 1} \right)^2 \left( \frac{\partial k_f}{\partial z_0} \frac{\partial u_e}{\partial z_0} + k_f \frac{\partial^2 u_e}{\partial z_0^2} - k_f \frac{\partial u_e}{\partial z_0} \frac{1}{e + 1} \frac{\partial e}{\partial z_0} \right) \quad [2-12]$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  wird dabei mit einer zusätzlichen Exponentialgleichung in Abhängigkeit von der effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_V$  ermittelt. Zur Berechnung der Steifigkeit  $E_S$  wurden vom Autor Ödometertests durchgeführt und anhand derer eine empirisch gewonnene Funktion aufgestellt, die diesen Parameter in Abhängigkeit von der effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_V$  liefert.<sup>28</sup>

Die aufgestellten Formeln werden mithilfe der sogenannten Finite-Differenzen-Methode<sup>29</sup> der Numerik gelöst und ihre Ergebnisse anhand von nachfolgend genannten Zentrifugentests validiert.

Experimentell wurde das Verfestigungsverhalten eines 12 Meter mächtigen und 25 Meter breiten Bodenkörpers (Abmessungen des Prototyps) bei einem Erdbeben untersucht. Hierzu erfolgte der Einbau des wassergesättigten Bodens in eine Laminarbox (vgl. Abb. 2-25), welche wiederum in einer (geotechnischen) Zentrifuge installiert wurde.

<sup>28</sup> Die Ödometerversuche wurden nur mit einer Bodenart durchgeführt.

<sup>29</sup> Verfahren zur approximierten Lösung partieller oder gewöhnlicher Differentialgleichungen in einem Netz aus äquidistanten und endlich vielen Gitterpunkten.

Um die Ähnlichkeitsgesetze einzuhalten, wurde ein Porenfluid mit erhöhter Viskosität verwendet. Nach einer Beschleunigung des Bodenkörpers auf  $50\text{ g}$  fand eine horizontale, dynamische Scherbeanspruchung über die gesamte Mächtigkeit statt. Währenddessen erfolgte die Aufnahme der sich einstellenden Porenwasserüberdrücke  $\Delta u$  und der Absenkung  $s$  der Probenoberfläche.

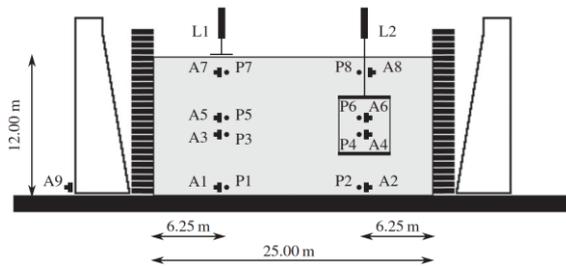


Abb. 2-25: Versuchsaufbau nach ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016); Prototyp-Abmessungen

Dabei konnte eine linear aufsteigende Grenzfläche zwischen verflüssigtem und verfestigtem Material lokalisiert werden sowie ein Verfestigungsverhalten, das nicht dem in KOLYMBAS (1994) genannten entspricht (vgl. Abb. 2-26).

Ebenso wird aus Abb. 2-27 deutlich, dass auch hier nur eine geringfügige Absenkung der Feststoffoberfläche eingetreten ist (Gesamtsetzung  $I_D = 0,5\%$ ). Die mit der modifizierten Konsolidationsgleichung durchgeführten Berechnungen wiesen eine gute Übereinstimmung mit den aufgenommenen Messdaten auf.

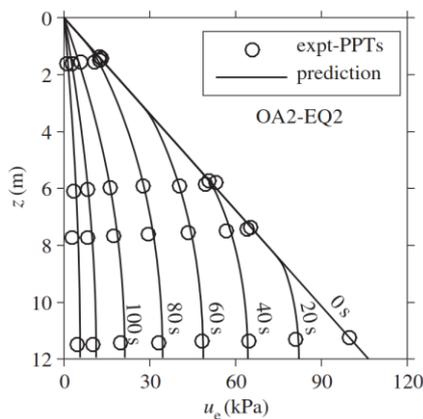


Abb. 2-26: Isochronen des Porenwasserüberdruckes nach dynamischer Verflüssigung (im Prototyp-Maßstab); ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016)

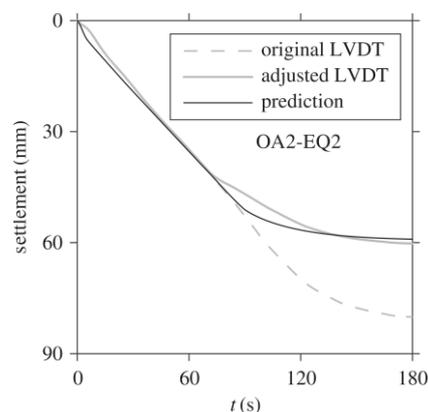


Abb. 2-27: Absenkcurve während der Verfestigung (im Prototyp-Maßstab); ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016)

Ergänzende numerische Simulationen mit variierenden hydraulischen Leitfähigkeiten  $k_f$  und Steifigkeiten  $E_s$  konnten aufzeigen, dass Letztere den größten Einfluss auf das Verfestigungsverhalten ausüben. Basierend auf den gewonnenen Ergebnissen weisen die Autoren in ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) schlussfolgernd daraufhin, dass für die Verflüssigung bzw. den Verfestigungsprozess die bei konventionellen Konsolidationstheorien getroffene Annahme eines linear elastischen Bodenverhaltens gemäß Gleichung [2-13] mit konstanten Steifigkeiten nicht gerechtfertigt und unzulässig ist.

$$E_s = \frac{\sigma'}{\varepsilon} \quad [2-13]$$

Für ein hinreichendes Beschreiben des Materialverhaltens muss die mit dem Verfestigungsprozess einhergehende Änderung der Bodensteifigkeit  $E_s$  Berücksichtigung finden.

### WITTIG (2014) und ZANDER (2015)

Aus den o.g. Forschungsarbeiten wurde deutlich, dass diese sich in der Regel mit einer seismisch induzierten Bodenverflüssigung in Erdbebenregionen auseinandersetzen.

In den Arbeiten WITTIG (2014); WITTIG (2016b); ZANDER (2015)) wird sich allerdings mit dem Verflüssigungs- und Verfestigungsverhalten von Materialien der Innenkippen ehemaliger Tagebaue beschäftigt, welche zumindest in der Lausitz nicht von Erdbeben o.ä. seismischen Aktivitäten betroffen sind.

Von beiden Autoren wurden hierzu einfache Säulenversuche mit der Messung der Porenwasserdrücke  $u$  (durch Piezometer) und der Feststoffoberflächenabsenkung  $s$  durchgeführt (vgl. Abb. 2-28). Entsprechend des Versuchsaufbaus war die Bruchgeometrie infolge einer provozier- ten Verflüssigung ausschließlich von einer Vertikaldeformation geprägt. Horizontaldeformationen wurden nicht zugelassen.

Mit dem Initialeintrag zeigte das verflüssigungsfähige Material ein Verhalten auf, dass dem der o.g. Arbeiten ähnlich ist. Es wurde eine erste Dichtediskontinuität zwischen sich bildender Klarwasserzone und verflüssigtem Material festgestellt, deren Bewegungsverhalten weitestgehend linear auftrat. Anhand theoretischer Überlegungen vertritt WITTIG ebenfalls die Auffassung, dass es eine zweite, linear aufsteigende Dichtediskontinuität zwischen verflüssigtem und verfestigtem Material (Verfestigungsfront) geben muss. Diese konnte jedoch messtechnisch nicht erfasst werden.

Nach WITTIG (2016a) ist in Übereinstimmung mit FLORIN & IVANOV (1961); KOLYMBAS (1994); ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016) mit dem Aufeinandertreffen dieser beiden Diskontinuitäten der Verfestigungsprozess abgeschlossen.

Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde in WITTIG (2016b) zum einen ein mathematisches Modell und zum anderen ein physikalisches Modell für den Verfestigungsvorgang eines verflüssigten Bodenkörpers aufgestellt. Das physikalische Modell gliedert dabei den nach der Verflüssigung eintretenden Prozess in zwei Teilprozesse auf. Demnach setzt unmittelbar nach der initialen Verflüssigung der *Verfestigungsprozess* ein, dessen zeitliche und räumliche Begrenzung durch das Aufeinandertreffen der aufsteigenden Verfestigungsfront und der absinkenden Grenzfläche zwischen Klarwasserzone und granularer Suspension bestimmt wird. Währenddessen erfährt der verflüssigte Bodenkörper die größte Vertikaldeformation bzw. Absenkung und ist wesentlich durch die Dissipation des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  sowie den Aufbau der effektiven Spannungen  $\sigma'$  gekennzeichnet. Der sich anschließende Teilprozess 2 beinhaltet den *Konsolidationsvorgang*. Mit ihm gehen nur noch geringfügige Setzungen (ca. fünf bis zehn Prozent der Gesamtsetzung) und Zunahmen der effektiven Spannungen  $\sigma'$  einher.



Abb. 2-28: Säulenversuch nach ZANDER (2015)

Für die verflüssigten Bodenschichten ist nach WITTIG (2014) die Anwendung der klassischen Bodenmechanik (z.B. Konsolidationstheorie) zur Beschreibung des Spannungszustandes erst wieder gültig, wenn diese von der Verfestigungsfront passiert wurden. Für die Zustände davor sind die Nachweise der Bodenmechanik nicht anwendbar, weshalb zur Beschreibung des Verfestigungsprozesses eher Berechnungsmodelle aus der Fluidmechanik o.ä. Anwendung finden müssen.

Vom Autor wurde diesbezüglich ergänzend ein mathematisches Modell aufgestellt, dass sich zur Beschreibung des Verfestigungsverhaltens der sogenannten Schockwellentheorie bedient. Dabei werden die auftretenden Dichtediskontinuitäten (Grenzflächen) als zwei Schockwellen definiert und ihre Bewegung mithilfe der Lösung partieller Differentialgleichungen charakterisiert (vgl. Abb. 2-29).<sup>30</sup>

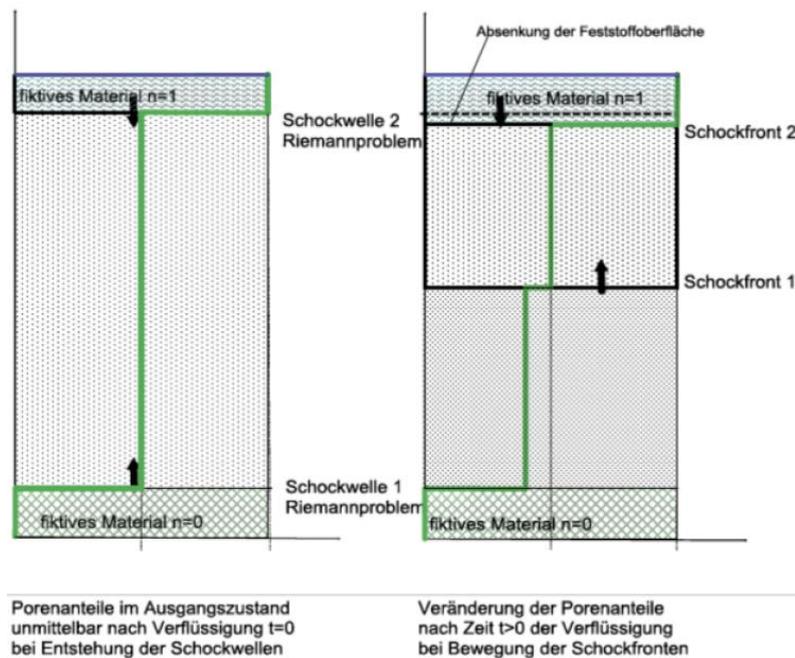


Abb. 2-29: Darstellung der Dichtediskontinuitäten im Verfestigungsprozess; WITTIG (2016a)

Gestützt wird die Anwendbarkeit der Schockwellentheorie auf Ergebnisse der in ZANDER (2015) durchgeführten Säulenversuche. In allen Versuchen konnte sowohl bei einmaliger als auch bei mehrfacher Anregung ein konstantes und lineares Absenken der Feststoffoberfläche (Dichtediskontinuität) beobachtet werden (vgl. Abb. 2-30).

<sup>30</sup> Für eine genauere Beschreibung dieser Theorie wird auf die Arbeit von WITTIG, 2016a verwiesen.

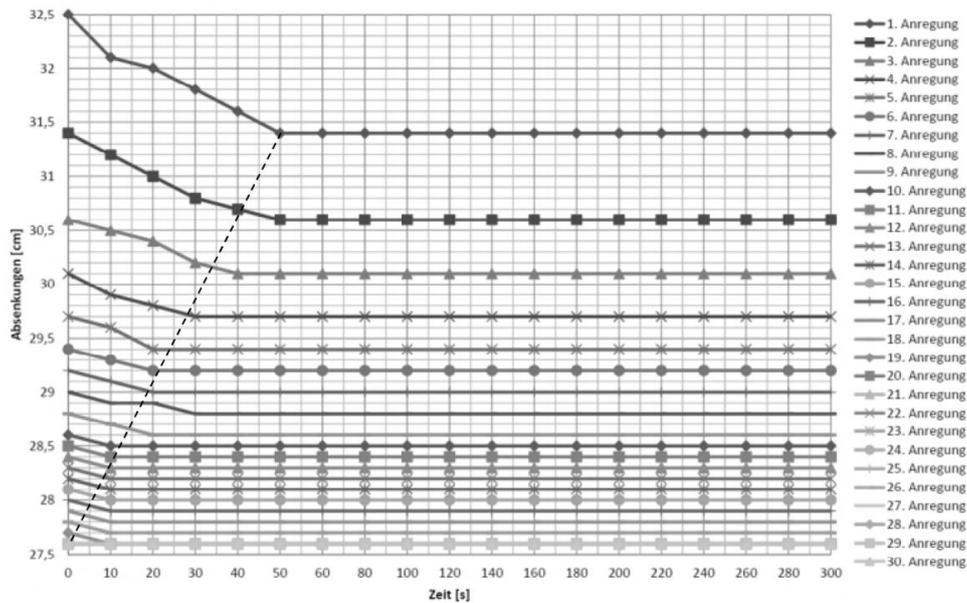


Abb. 2-30: Zeitabhängige Absenkungen  $s$  einer wassergesättigten Bodensäule bei mehrfacher Anregung und vollständiger Verflüssigung; Zeitpunkt der Anregungen bei  $t = 0$  s; WITTIG (2016b); ZANDER (2015)

Weiterhin werden in WITTIG (2014) Berechnungen zur Geschwindigkeit der Verfestigungsfront und zur Dauer des Verfestigungsvorganges aufgestellt, die die Theorie aus SCOTT (1986) unterstützen.

### Weitere Arbeiten

Wie in FLORIN & IVANOV (1961), SCOTT (1986) oder KOLYMBAS (1994) wird auch in TSURUMI & MIZUMOTO et al. (2000) die Auffassung vertreten, dass zwischen verflüssigtem und verfestigtem Material eine Grenzfläche existiert und dass der Verfestigungsprozess linear mit konstanter Geschwindigkeit voranschreitet. Der Prozess ist beendet, sobald die aufsteigende Verfestigungsfront die Feststoffoberfläche erreicht. Zudem konnten die Autoren mit der Durchführung von Säulenversuchen aus wassergesättigtem Sand, in denen eine dünne Schluffschicht eingebracht wurde, feststellen, dass diese Schicht mit geringerer Durchlässigkeit wesentlich die Dissipation des Porenwasserüberdruckes und damit die Dauer des Verfestigungsprozesses beeinflusst. Die Publikation bestätigt ebenso die Ergebnisse aus KOKUSHO (1999), welche die Ausbildung einer Wasserlamelle innerhalb eines wassergesättigten und verflüssigten Bodenkörpers untersucht.

Abweichend von den o.g. Publikationen wurde in KIM & HWANG et al. (2009) mithilfe von Zentrifugentests und der dynamischen Anregung wassergesättigter Sande während der Verfestigung eine nicht lineare Bewegung der aufsteigen-

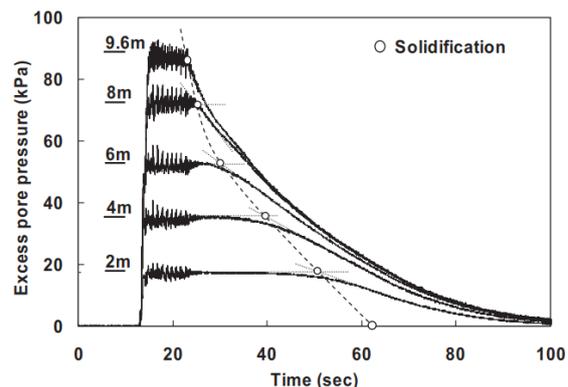


Abb. 2-31: Porenwasserüberdruckkurven und Ausbildung der Verfestigungsfront (strichlierte Linie) aus KIM & HWANG et al. (2009)

den Grenzfläche festgestellt (vgl. Abb. 2-31). Dabei war die Geschwindigkeit der Verfestigungsfront auf der sohnnahen Seite am größten und nahm in ihrer Bewegungsrichtung zur Feststoffoberfläche hin ab. Hierfür wurden zur Beschreibung entsprechende Berechnungsalgorithmen aufgestellt.

Die dabei durchgeführten Setzungsberechnungen zeigten zudem gute Übereinstimmungen mit der Konsolidationsgleichung nach GIBSON (1958) (auch bekannt als GIBSON-Theorie).

In SAVIDIS & AUBRAM et al. (2012) bzw. SAVIDIS & CAROW et al. (2014) werden mithilfe eines Triaxialgerätes zyklische Bodenverflüssigungen hervorgerufen, die als Grundlage für die Aufstellung eines geeigneten Materialgesetzes zur Modellierung des mechanischen Verhaltens des Korngerüsts dienen.

Mit der Implementierung dieses Stoffgesetzes<sup>31</sup> und eines finiten Zwei-Phasen-Elementes<sup>32</sup> zur Berücksichtigung der Wechselwirkungskräfte zwischen Granulatkorn und Porenfluid in einem numerischen Simulationsprogramm konnte näherungsweise das komplexe Materialverhalten eines verflüssigten Erdkörpers (bei kleinen Verformungen) berechnet werden.

## 2.6. Bruchgeometrie

Mit der Betrachtung eintretender Bruchgeometrien der von einer Verflüssigung betroffenen Erdkörper (insbesondere auf den Innenkippen der ehemaligen Tagebaue) ist gemäß KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013) zu konstatieren, dass diese sich in zwei wesentliche Typen unterscheiden lassen. Hierzu zählen:

- Bruchgeometrie – Typ 1: In Form von Geländeeinbrüchen

Die von einer Bodenverflüssigung betroffenen Erdkörper weisen Bruchgeometrien auf, die ausschließlich von Vertikaldeformationen (Hebungen o. Senkungen) geprägt sind (vgl. Abb. 2-32).

Treten großflächige Geländeeinbrüche mit Hebungen und Einsenkungen, aber ohne oberflächennahe Horizontalverschiebungen an der Geländeoberfläche auf, so ist davon auszugehen, dass unterhalb der Grundwasseroberfläche eine Verflüssigung mit horizontalen Massenumlagerungen stattgefunden hat. Diese Form der Bruchgeometrie wird in dieser Arbeit dennoch als Typ 1 klassifiziert. In WITTIG (2017) wird diese bspw. unter einem dritten Bruchtyp kategorisiert.

- Bruchgeometrie – Typ 2: In Form eines Setzungsfließens

Die von einer Bodenverflüssigung betroffenen Erdkörper weisen Bruchgeometrien auf, die von Horizontal- und Vertikaldeformationen geprägt sind (vgl. Abb. 2-33). Nach KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013) ist ein Setzungsfließen bereits ab Geländeneigungen von  $\beta > 4^\circ$  zu erwarten.

---

<sup>31</sup> Hierbei handelt es sich um ein elasto-plastisches Stoffgesetz, bezeichnet als CSSA-Modell (Critical State Sand Modell).

<sup>32</sup> Beinhaltet die Impulsbilanz für ein Zwei-Phasen-Gemisch.



Abb. 2-32: Geländeeinbruch infolge einer Bodenverflüssigung; WITTIG (2016b)



Abb. 2-33: Setzungsfließen infolge einer Bodenverflüssigung; KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013)

Insbesondere beim Setzungsfließen ist deren Verlauf bzw. das Ausmaß der Bruchgeometrie vom Verfestigungsverhalten des verflüssigten Erdkörpers und weiteren Einflussfaktoren (z.B. Geländeneigung) abhängig. Mit dem bei der Verflüssigung eintretenden Verlust des Bodenwiderstandes und den in einer Böschung vorhandenen Hangabtriebskräften setzt eine Beschleunigung des betroffenen Erdkörpers ein. Die Bruchgeometrie ist dann insbesondere von den am Rand des Bruchkörpers wirkenden Kräften und den durch das Setzungsfließen beeinflussten Drainagewegen abhängig.

Mit zunehmender verflüssigter Materialmasse steigt die Trägheit des sich bewegenden Erdkörpers. Je nach dem am Korn angreifenden Kräfteverhältnis zwischen treibenden und rückhaltenden Kräften kann sich die Bruchgeometrie durch Mitreißen von umliegenden Teilbereichen vergrößern.

Durch die Überlagerung von Sedimentation und hangabwärts gerichteten Granulatbewegungen ist das Strömungsverhalten der generierten Suspension komplex. Das verflüssigte Granulat unterliegt hierbei nicht nur einer vertikalen, sondern auch einer horizontalen Scherung. Infolgedessen kann sich ggf. der Zustand einer granularen Suspension länger aufrechterhalten, da sich der Sedimentationsweg eines Kornes verlängert und die Einnahme einer stabilen Position verzögert. Andererseits geht aus GUDEHUS & KEBLER et al. (2015) hervor, dass sich diese gravitative Massenbewegungen während des Fließens in Bruchstufen verklemmen können. Demzufolge bilden sich u.U. Drainagewege (Porenkanäle), die zu einer besseren Entwässerung des verflüssigten Materials führen und mit einem Ableiten des unter Überdruck stehenden Porenwassers einhergehen. Dies hätte wiederum eine Verkürzung des Verfestigungsprozesses zur Folge und könnte die hervorgerufene Bruchgeometrie verkleinern.

Neben den Materialkenngrößen sind ebenso die vorhandene Geländeneigung, die Mächtigkeit des verflüssigten Bereichs sowie die eintretende Phasenseparation und ggf. bei polydispersen Materialien einsetzende Entmischung als weitere Einflussfaktoren im Verfestigungsprozess zu berücksichtigen. Infolge des komplexen Zusammenspiels der Vielzahl von Einflussfaktoren auf das Materialverhalten gravitativer Massenbewegungen empfiehlt es sich zunächst ein Verständnis für das Verfestigungs- und Phasentransformationsverhalten des Bruchtyps I zu erlangen, um anschließend den Einfluss einer der Vertikaldeformation überlagernden Horizontaldeformation berücksichtigen zu können.

## 2.7. Offene Fragen

Anhand der vorangegangenen Abschnitte ist festzustellen, dass eine Vielzahl von wissenschaftlichen Ausarbeitungen und Beiträgen bzgl. des Verflüssigungs- und Verfestigungsverhaltens vorhanden sind. Diese konzentrieren sich jedoch im Wesentlichen auf dynamische Verflüssigungen infolge seismischer Aktivitäten (Erdbeben) o.ä. dynamischer Anregungen.

Es wird dabei deutlich, dass in der Fachliteratur verschiedene Auffassungen zum Ablauf bzw. zur Beschreibung des Verfestigungsverhaltens eines verflüssigten Erdkörpers existieren. Differenzen bestehen in

- der Gültigkeit getroffener Modellannahmen (z.B. kleine Verformungen, konstante Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_f$ , Materialsteifigkeiten  $E_S$ ),
- der Anwendbarkeit von Gesetzmäßigkeiten und Theorien (Konsolidationstheorie nach TERZAGHI, GIBSON)

oder aber auch in den aus den Versuchen und Modellen gewonnenen Erkenntnissen hinsichtlich

- dem Vorliegen eines linearen oder nicht linearen Verfestigungsprozesses oder
- dem Zeitpunkt des Vorliegens eines verfestigten Materials nach seiner Verflüssigung.

Des Weiteren erscheinen die gewonnenen Untersuchungsergebnisse eine ausgesprochene Abhängigkeit vom Versuchsaufbau und der Versuchsdurchführung aufzuweisen.

Im Vergleich mit den Verflüssigungsereignissen auf den Innenkippen der ehemaligen Bergbaufolgelandschaften ist festzustellen, dass diese eher durch quasi-statische oder impulsartige Anregungen (keine seismisch induzierten Verflüssigungen) generiert werden und deren Bruchgeometrien teilweise von großen Verformungen geprägt sind. Zur Klärung der in der vorliegenden Arbeit gestellten Forschungsfrage muss infolgedessen hilfsweise auch die Beantwortung der folgenden Fragestellungen stattfinden:

- Können die Annahmen aus der Literatur zu dynamischen Verflüssigungsereignissen übertragen werden?
- Ist, wie in der Fachliteratur zu dynamischen Verflüssigungsereignissen festgestellt, ebenso die Bildung von Diskontinuitäten im verflüssigten Material der Innenkippen vorzufinden?
- Wenn ja, ist mit ihrem Aufeinandertreffen der Verfestigungsvorgang abgeschlossen oder ist ein Übergangsbereich zu erwarten?
- Welches Verfestigungsverhalten (linear/ nicht linear) ist infolge einer Verflüssigung auf den Innenkippen zu erwarten?

---

## 3. Einführung in die Mehrphasen-Fluidmechanik und Bodenmechanik wassergesättigter Lockergesteine

---

Aus den vorangegangenen Kapiteln wurde deutlich, dass die Verflüssigung des Mehrphasensystems Boden eine fachübergreifende Problematik darstellt. Infolge der Phasentransformation des granularen Systems kann dessen Zustands- und Prozessbeschreibung allein mit den (Stoff-) Gesetzen der Bodenmechanik nicht gelöst werden. Hierzu wird zusätzlich die Hydromechanik als Lehre von ruhenden und strömenden Fluiden erforderlich. Dabei ist insbesondere die Mehrphasen-Fluidmechanik mit der Berücksichtigung der Wechselwirkungen einzelner Phasenanteile zur Beschreibung des Verformungs- und Fließverhaltens nicht-newtonscher Fluide (z.B. granularer Suspensionen) von Bedeutung.

In diesem Kapitel werden entsprechende Begrifflichkeiten, charakteristische Stoffgrößen und Berechnungsansätze erklärt, die zum besseren Verständnis der in Kapitel 6 getätigten Versuchsauswertung und phänomenologischen Beschreibung beitragen.

### 3.1. Der Boden als Mehrphasensystem mit unterschiedlichen Aggregatzuständen

Der Boden als geologischer Körper<sup>33</sup> stellt im Allgemeinen ein Mehrphasensystem aus Festsubstanz und Hohlräumen (Poren) dar. Während die Festsubstanz einer Locker- bzw. Festgesteinsmatrix (*feste Phase*) entspricht, bestehen die dazwischenliegenden Poren zum einen aus dem tropfbaren Fluid Wasser (*flüssige Phase*) und zum anderen aus dem nichttropfbaren Fluid Luft (*gasförmige Phase*). Während der allgemeine Fall als Drei-Phasen-System bezeichnet wird, stellt das Zwei-Phasen-System, bei dem der Hohlraum entweder nur mit Wasser (wassergesättigter / gesättigter Boden) oder mit Luft (trockener Boden) gefüllt ist, einen Sonderfall dar (vgl. BUSCH & LUCKNER et al. (1993); MÖLLER (2013)).

Zwischen den drei Phasen können unterschiedliche Wechselwirkungen wirksam werden, die dazu führen, dass die fluiden Phasen selbst und ihre jeweilige Mobilität sich unterschiedlich verhalten. Hierfür stehen verschiedene Termini wie

- Gravitationswasser (Sickerwasser),
- Haftwasser,
- hygroskopisches Wasser,
- Porenwinkelwasser,
- Kapillarwasser,
- Grundwasser,
- freies Wasser,
- freies und gebundenes Gas,

zur Verfügung, deren jeweiliges Auftreten im Boden mit Abb. 3-1 veranschaulicht wird.

---

<sup>33</sup> Als Körper wird hier die Definition der Kontinuumsmechanik verstanden. Er repräsentiert ein kontinuierlich mit Materie ausgefülltes Gebiet (vgl. ALTENBACH, 2018).



Zur Beschreibung des Materialverhaltens vor, während und nach den eintretenden Zuständen, Prozessen sowie Phasentransformationen wird die Anwendung mehrerer Wissenschaftsgebiete (z.B. Bodenmechanik, Fluidmechanik, Geohydraulik) erforderlich, die zum Teil differierende Terminologien und bei der Berechnung makroskopischer Größen unterschiedliche fachspezifische Notationen verwendet.

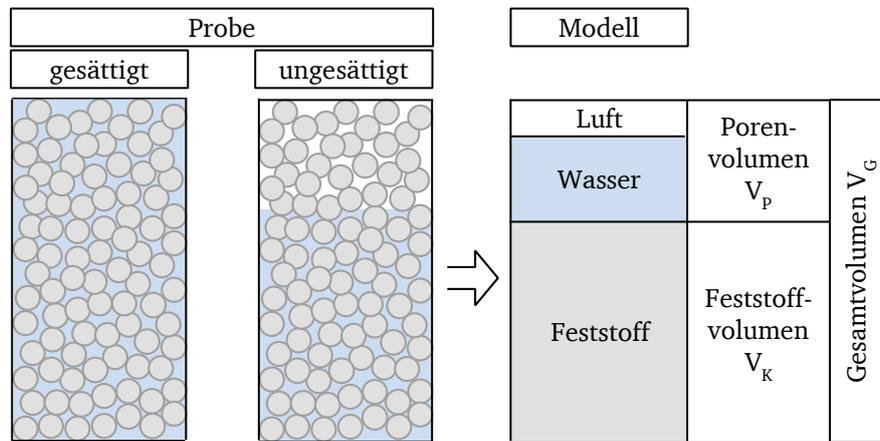


Abb. 3-2: Mehrstoffsystem Boden und die Aufgliederung in seine Bestandteile gemäß der Kontinuumsmechanik

Infolgedessen wurde in der vorliegenden Arbeit zur einheitlichen Bezeichnung der Kenngrößen nachfolgender Untersuchungen die Notation der Bodenmechanik verwendet. Zudem sei an dieser Stelle erwähnt, dass für den Boden(-körper) des Öfteren auch die Bezeichnungen „granulares System“ und für die enthaltenen Feststoffe der Begriff „Granulate“ Anwendung finden werden.

## 3.2. Definition von Spannungszuständen

### 3.2.1. Geostatische Spannungen – Prinzip der wirksamen Spannungen

Ein Boden weist in der Regel ein nicht-lineares Materialverhalten mit elastoplastischen Baugrundeigenschaften sowie eine Anisotropie auf. Nach vgl. KEMPFERT & RAITHEL (2014) sowie BOLEY & ADAM (2012) ist es in der Bodenmechanik oftmals hinreichend für den Baugrund (das Bodenkontinuum) entsprechende Vereinfachungen bzw. Idealisierungen vorzunehmen. Beispielsweise wird als vereinfachter Ansatz zur Spannungsermittlung der Bodenkörper als linear-elastisch isotroper (unvorbelasteter) Halbraum definiert, welcher eine unendlich weit ausge dehnte horizontale Oberfläche aufweist.<sup>34</sup>

Basierend auf der aus der Kontinuumsmechanik bekannten Mischungstheorie wurde in TERZAGHI (1943) das Prinzip der wirksamen Spannungen (effektives Spannungskonzept) als wesentliche Grundlage der Bodenmechanik eingeführt. Hiernach teilen sich in einer Schnittebene eines (wassergesättigten) Bodenkörper die sogenannten *totalen Spannungen*  $\sigma$  auf die im Korngerüst wirkenden *effektiven Spannungen*  $\sigma'$  und auf die im Porenwasser wirkenden *neutralen Spannungen*  $u$  (oder *Porenwasserdruck*) auf. Die mathematische Beschreibung ist in Gleichung [3-1] gegeben.

<sup>34</sup> Es wird in der vorliegenden Arbeit vorausgesetzt, dass dieser Ansatz auch hier seine Gültigkeit besitzt.

$$\sigma = \sigma' + u \quad [3-1]$$

Die totale Spannung  $\sigma_V$ , resultierend aus dem in der Teufe  $z$  überlagernden Eigengewicht des Bodens und ggf. aus äußeren Lasten, unterliegt, ebenso wie die neutralen Spannungen  $u$  des in den kohärenten Poren befindlichen (Grund-)Wassers, nur dem Gravitationsfeld  $g$ , weshalb deren Berechnung gemäß Gleichung [3-2] bzw. [3-3] erfolgt. Letztere Formel ist im Allgemeinen als hydrostatisches Grundgesetz bekannt.

$$\sigma(z) = \int_0^z \rho_r \cdot g \, dz = \int_0^z \gamma_r \, dz \quad [3-2]$$

$$u(z) = \int_0^z \rho_w \cdot g \, dz = \int_0^z \gamma_w \, dz \quad [3-3]$$

Die Kenngrößen  $\rho_r$  und  $\rho_w$  entsprechen dabei der Dichte des gesättigten Materials und der des Wassers. Zudem wird die Wichte des gesättigten Materials durch  $\gamma_r$  und die des Wassers durch  $\gamma_w$  ausgedrückt.

Aus der Umstellung von Gleichung [3-1] gehen die in den Kornkontaktpunkten wirkenden *effektiven* Spannungen  $\sigma'$  aus der Differenz der *totalen* und *neutralen* Spannungen (vgl. Gleichung [3-4]) hervor.

$$\sigma' = \sigma - u \quad [3-4]$$

Dieses Prinzip gilt für den elastisch-isotropen Halbraum in allen Raumrichtungen ( $\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z$ ). Wobei im Allgemeinen für den Halbraum ein axialsymmetrischer Spannungszustand identifiziert werden kann, der den eigentlichen triaxialen Spannungszustand vereinfachend in einen ebenen Spannungszustand überführt. Das heißt, dass  $\sigma_x = \sigma_y$  bzw.  $\sigma'_x = \sigma'_y$  gilt und der totale Spannungszustand mit den Vertikal- und Horizontalspannungen  $\sigma_z = \sigma_V$  sowie  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_H$  definiert werden kann. Gleichfalls ist Gleichung [3-4] zu entnehmen, dass für trockene Böden mit  $u = 0$  die effektiven Spannungen  $\sigma'$  den totalen Spannungen  $\sigma$  entsprechen.

Mit der Implementierung von Gleichung [3-2] bzw. [3-3] in Gleichung [3-4] lässt sich so der in der Teufe  $z$  vorliegende lithostatische Druck<sup>35</sup> bestimmen. Wobei  $\gamma'$  die Wichte unter Auftrieb darstellt.

$$\sigma'(z) = \int_0^z (\gamma_r - \gamma_w) \, dz = \int_0^z \gamma' \, dz \quad [3-5]$$

<sup>35</sup> Vertikale Druck(-spannung), die in einer entsprechenden Teufe an einem Gesteinspunkt wirkt und aus dem Eigengewicht der überlagernden Gesteinssäule resultiert

Im Ruhedruckzustand<sup>36</sup> liegen im (wassergesättigten) Untergrund Spannungsverteilungen gemäß Abb. 3-3 vor. Aus ihnen wird ebenso ersichtlich, dass in einem homogenen Baugrund unter dem Grundwasserspiegel sowohl die vertikalen Spannungen  $\sigma_V$  als auch die horizontalen  $\sigma_H$  mit der Tiefe  $z$  linear zunehmen.

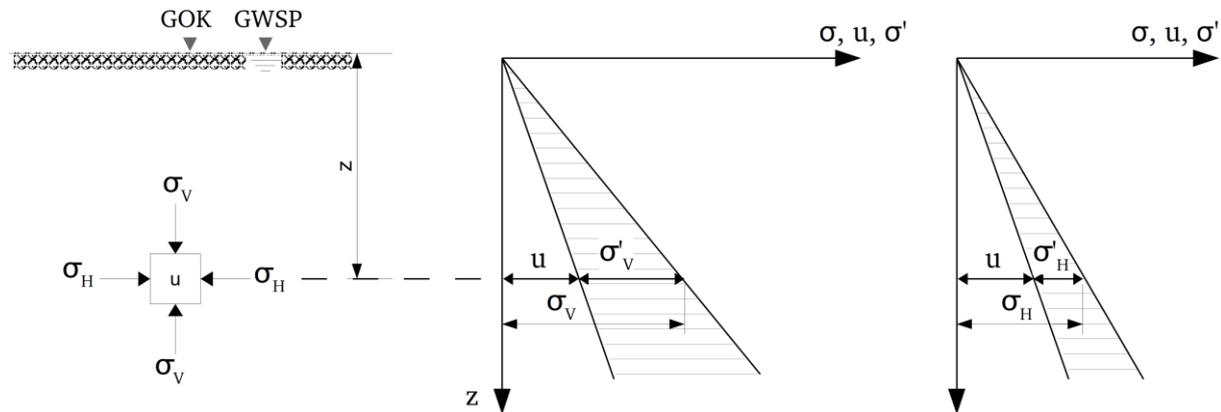


Abb. 3-3: Spannungsentwicklungen im isotropen Halbraum

Während die totalen und effektiven Horizontal- bzw. Vertikalspannungen gerichtete Größen darstellen, handelt es sich bei der neutralen Spannung  $u$  um eine skalare Größe. Das heißt, der Porenwasserdruck  $u$  wirkt in der Tiefe  $z$  gemäß der Hydrostatik in alle Raumrichtungen gleich. Für die richtungsabhängigen effektiven Horizontal- und Vertikalspannungen  $\sigma'_H$  und  $\sigma'_V$  besteht im Ruhedruckzustand ein Zusammenhang gemäß Gleichung [3-6], wobei der Parameter  $K_0$  als Ruhedruckbeiwert bezeichnet wird.<sup>37</sup>

$$\sigma'_x(z) = \sigma'_y(z) = K_0 \cdot \sigma'_z(z) \quad [3-6]$$

Die Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes ist von der Vorbelastungsgeschichte des Bodens abhängig (vgl. BOLEY & ADAM (2012)). So wird bei unter Eigengewicht verdichteten grobkörnigen sowie bei normalkonsolidierten Böden die Abschätzung des Ruhedruckbeiwertes nach JAKY (1937) gemäß Gleichung [3-7] vorgenommen.

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad [3-7]$$

Mit der Annahme eines linear-elastischen homogenen Baugrundes kann auf der Elastizitätstheorie basierend dessen Ermittlung auch nach Gleichung [3-7] erfolgen. Wobei der Parameter die Poissonzahl (Querkontraktionszahl) darstellt.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad [3-8]$$

<sup>36</sup> Dieser liegt nur bei einem deformationsfreien Spannungszustand vor.

<sup>37</sup> In der Schüttgutmechanik wird dieser auch als Horizontalspannungsverhältnis definiert (vgl. SCHULZE, 2009).

### 3.2.2. Hauptspannungen, isotrope und deviatorische Spannung, Differentialspannung

Der Spannungszustand eines materiellen Punktes (Bodenelementes) ist u.a. durch maximale, mittlere und minimale Normalspannungen (Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) definiert, die dadurch gekennzeichnet sind, dass in deren jeweiligen Schnittebenen keine Schubspannungen  $\tau$  wirken.

Das Bodenelement im elastisch-isotropen und unvorbelasteten Halbraum (eines nicht bindigen Materials) ist in der horizontalen und vertikalen Ebene frei von Schubspannungen ( $\tau = 0$ ), weshalb diese als Hauptspannungsebenen definiert werden können. Mit der aus der Festigkeitslehre einhergehenden Konvention und unter der Berücksichtigung, dass im Halbraum ein ebener Spannungszustand vorliegt und die Horizontalspannung  $\sigma_H$  im Boden aufgrund der vertikalen Belastung in der Regel kleiner als die Vertikalspannung  $\sigma_V$  ist, können nachfolgende Gleichungen geltend gemacht werden.

$$\sigma_z = \sigma_V = \sigma_1 \quad \text{max. Hauptspannung} \quad [3-9]$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_H = \sigma_2 = \sigma_3 \quad \text{min. Hauptspannung} \quad [3-10]$$

Jeder Spannungszustand eines Punktes wird zudem durch einen Spannungstensor beschrieben, der sich aus der Summation einer *hydrostatischen* Spannungskomponente  $\bar{p}$  und eines sogenannten *Spannungsdeviators*  $q$  gemäß Gleichung [3-11] ergibt.

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & \sigma_2 & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & \sigma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{p} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{p} & 0 \\ 0 & 0 & \bar{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} q_1 & \tau_{12} & \tau_{13} \\ \tau_{21} & q_2 & \tau_{23} \\ \tau_{31} & \tau_{32} & q_3 \end{bmatrix} \quad [3-11]$$

Im Hinblick auf die o.g. Hauptspannungen kann für diese so eine *Mittelspannung* ausgegeben werden, die als *hydrostatische* Spannungskomponente  $\bar{p}$  aus dem arithmetischen Mittel der drei Hauptspannungskomponenten gemäß Gleichung [3-12] errechnet wird. Diese wirkt in alle Raumrichtungen gleich und wird demnach auch als *Kugeltensor* oder *isotrope* Spannung bezeichnet.

$$\bar{p} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad [3-12]$$

Sind alle Hauptspannungen identisch ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \bar{p}$ ), liegt im Boden, wie bei Flüssigkeiten, ausschließlich ein *hydrostatischer* Spannungszustand vor.

Der Abstand eines materiellen Punktes vom *hydrostatischen* Spannungszustand stellt der *Spannungsdeviator*  $q$  dar (vgl. KEMPFERT & RAITHEL (2014)). Seine Ermittlung erfolgt für jede Hauptspannung gemäß den Gleichungen [3-13] bis [3-15], unter Berücksichtigung, dass diese schubspannungsfrei sind.

$$q_1 = \sigma_1 - \bar{p} \quad [3-13]$$

$$q_2 = \sigma_2 - \bar{p} \quad [3-14]$$

$$q_3 = \sigma_3 - \bar{p} \quad [3-15]$$

Wobei die größte deviatorische Spannung  $q_1$  immer positiv und die kleinste  $q_3$  immer negativ ist.

Im Hinblick auf das Spannungs- Deformationsverhalten eines Bodens ist zu konstatieren, dass eine Änderung der Mittelspannung  $\bar{p}$  nur eine Volumenänderung bewirkt, während die deviatorische Spannung  $q$  die Formänderung hervorruft. Der Spannungsdeviator  $q$  bestimmt mit seinen Spannungsbeträgen folglich die effektive Scherspannung  $\tau$ , die wiederum dessen Intensität widerspiegelt (vgl. BURG (2019)).

Eine weitere deformationsbestimmende Größe stellt die *Differentialspannung*  $\sigma_d$  dar. Sie repräsentiert als skalare Größe die Differenz aus größter und kleinster Hauptspannung  $\sigma_1$  bzw.  $\sigma_3$  und ist unabhängig von der *hydrostatischen* Spannungskomponente  $\bar{p}$ .

$$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad [3-16]$$

Die maximale *Differentialspannung*  $\sigma_d$  bestimmt den Wert der größten Scherspannung  $\tau$  eines Lockergesteins (vgl. Abschnitt 3.3).

Die hier aufgeführten Gleichungen zur Definition des Spannungszustandes eines materiellen Punktes gelten sowohl für totale als auch für effektive Spannungen.

Die Kenntnis der in einem materiellen Punkt wirkenden Hauptspannungen ist erforderlich, um Aussagen über das Festigkeitsverhalten ableiten zu können. Abschnitt 3.3 verdeutlicht diese Thematik.

### 3.2.3. Definition der Phasenzustände eines Bodenkontinuums

Für das von einer Verflüssigung und Verfestigung betroffene Bodenkontinuum bzw. granulare System werden in der vorliegenden Arbeit anhand der o.g. Spannungskomponenten und des Deformationsverhaltens folgende Definitionen der Phasenzustände aufgegriffen.

**Festkörper:** Zitat aus ALTENBACH (2018)

*„Der Körper kann bei definierten Belastungen im Spannungsdeviator von Null verschiedene Komponenten aufbauen, d.h. er setzt einer Gestaltänderung Widerstand entgegen.“*

Dabei wird in den folgenden Abschnitten insbesondere die Bezeichnung des wassergesättigten Bodens vor der Verflüssigung und nach der Verfestigung als granulares System mit Festkörpereigenschaften Anwendung finden.

**Fluid:** Zitat aus ALTENBACH (2018)

*„Der Körper kann bei definierten Belastungen keine Deviatorspannungen aufbauen, d.h. er hat keine Tendenz zur Erhaltung der Gestalt.“*

**Plastischer Stoff:** Zitat aus MEZGER (2000) bzw. DIN 1342-13

*„Ein deformierbarer Stoff heißt plastisch, wenn er sich in einem unteren Schubspannungsbereich wie ein starrer, elastischer oder viskoelastischer Festkörper, in einem oberen Schubspannungsbereich dagegen wie eine Flüssigkeit verhält. Die Schubspannung, bei der dieser Übergang stattfindet, wird als Fließgrenze (auch Fließspannung) bezeichnet.“*

Ergänzend sei hierzu darauf hingewiesen, dass der Boden als Festkörper auch hypoplastisch sein kann.

### 3.3. Stoffgesetze

Stoffgesetze (Materialmodelle) stellen einen mathematischen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen in einem Bodenkontinuum her und ermöglichen somit dessen Formänderungsverhalten zu beschreiben. Sie können bspw. in

- elastische,
- elastoplastische,
- plastische,
- hypoplastische sowie
- viskoelastische

Stoffgesetze unterteilt werden, welche Anwendung in der Bestimmung eines Grenzzustandes, bei dynamischen Beanspruchungen oder aber auch bei der Beschreibung des mechanischen Bodenverhaltens bei Verflüssigungsvorgängen finden. Welches Modell für welchen Anwendungsbereich geeignet ist, hängt nach WITT (2017) von den vorliegenden Baugrundverhältnissen und den Anforderungen an die Berechnungen ab (z.B. die Berücksichtigung von Kriecheffekten oder Konsolidationsvorgängen in bindigen Böden).

Um das oftmals komplexe mechanische Bodenverhalten mathematisch beschreiben zu können, werden mit den Stoffgesetzen entsprechende Idealisierungen vorgenommen oder Näherungslösungen aufgestellt.

Das einfachste Stoffgesetz ist das Gesetz von HOOK, welches ein linear-elastisches Materialverhalten annimmt und für homogene, isotrope Kontinua gilt. Das heißt, dass die mechanischen Eigenschaften (z.B. E-Modul, Poissonzahl  $\nu$ ) des vorliegenden inhomogenen Bodens mit seinem nichtlinearen Materialverhalten, näherungsweise als linear-elastisch und richtungsunabhängig angenommen werden (vgl. Abschnitt 3.2.1). Dabei besteht über das Steifemodul  $E_s$  als Proportionalitätskonstante ein linearer Zusammenhang zwischen der effektiven Spannung  $\sigma'$  und der Dehnung  $\epsilon$ . Da jedoch in der Regel die meisten Böden (z.B. nichtbindige Böden) bei einer gewissen Belastung plastischen Verformungen unterliegen, wird dieser Umstand erst in den elastoplastischen Materialmodellen berücksichtigt. Beispielsweise erweitert das MOHR-COULOMB-Modell hierzu das elastische Gesetz um eine Grenzbedingung bzw. der Definition einer Fließgrenze (vgl. WITT (2017)).

Zur Beschreibung des Spannungs-Deformationsverhaltens eines Materials über den Bruchbereich hinaus, werden je nach vorliegendem Boden und Belastungszustand (z.B. dynamische Belastung) höherwertige Modelle der Plastizitätstheorie erforderlich (hypoplastische oder viskoelastische Stoffmodelle).

### 3.4. Festigkeitseigenschaften von Böden

Im Zusammenhang mit den o.g. Stoffgesetzen bestehen für die unterschiedlichen Materialien auch diverse Festigkeitshypothesen, die zur Definition der ertragbaren Spannungsbereiche des Materials verwendet werden. Neben den Normal- und Gestaltänderungsenergiehypothesen stehen als klassische Fließbedingungen auch die Schubspannungshypothesen nach TRESCA, VON MISES, DRUCKER-PRAGER oder MOHR-COULOMB zur Verfügung, die die Grenze der Materialelastizität für verschiedene Spannungs-kombinationen detektieren. Für praktische Zwecke hat sich in der Bodenmechanik das Bruchkriterium nach MOHR-COULOMB durchgesetzt (vgl. ZILCH & DIEDERICHS et al. (2013)), auf das im Folgenden näher eingegangen wird.

Um vereinfacht feststellen zu können, ob für einen gegebenen Spannungszustand ein Bruch im betrachteten Bodenkörper zu erwarten ist, ist die zeichnerische Darstellung des MOHRschen Spannungskreises dienlich. Seine Konstruktion erfolgt mithilfe der o.g. Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  in einem  $\sigma - \tau$ -Diagramm (vgl. Abb. 3-4). Dabei wird angenommen, dass die mittlere Hauptspannung  $\sigma_2$  auf das Festigkeitsverhalten eines Materials einen vernachlässigbaren Einfluss ausübt. Nach FÖRSTER (1996) ist diese Annahme für diese Festigkeitshypothese zulässig, weshalb hierfür nur die extremalen Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  von Bedeutung sind.

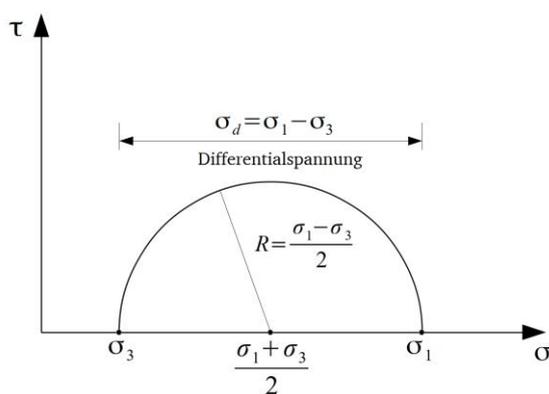


Abb. 3-4: MOHRscher Spannungskreis

Dieser beinhaltet für den vorliegenden Spannungszustand die möglichen Normal- und Schubspannungskombinationen aller Schnittebenen im betrachteten Bodenelement.

Dieser beinhaltet für den vorliegenden Spannungszustand die möglichen Normal- und Schubspannungskombinationen aller Schnittebenen im betrachteten Bodenelement.

Die Kenntnis der im Element wirkenden Schubspannungen  $\tau$  ist für den einsetzenden Bewegungsbeginn von Partikeln (Granulaten) bei Scherbeanspruchungen von Bedeutung. Hierzu wird für bindige und nicht bindige Böden mit dem Schergesetz nach MOHR-COULOMB gemäß Gleichung [3-17] eine Grenzlinie aufgestellt, die für unterschiedliche Spannungszustände die Scherspannung repräsentiert, die erforderlich ist, um eine Relativverschiebung zwischen den Granulatkörnern (Bewegungsbeginn) zu erzielen (vgl. FÖRSTER (1985)). Sie wird als Scherfestigkeit  $\tau_F$  bezeichnet und setzt sich aus dem im Bodenelement wirkenden Kohäsionsanteil  $c$  und Reibungsanteil  $\sigma \cdot \tan(\varphi)$  zusammen. Wobei der Reibungswinkel  $\varphi$  und die Kohäsion  $c$  die Scherparameter sowie  $\sigma$  die Normalspannung darstellen. Verwendbar sind in Gleichung [3-17] ebenso der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  sowie die effektive Normalspannung  $\sigma'$ .

$$\tau_F = \sigma \cdot \tan(\varphi) + c \quad [3-17]$$

<sup>38</sup> In der Realität liegen räumliche Spannungszustände vor, weshalb zwei zusätzliche Spannungskreise in Abhängigkeit von der intermediären (mittleren) Hauptspannung  $\sigma_2$  eingezeichnet werden können. Diese liegen innerhalb des größten Spannungskreises.

Alle Spannungszustände deren Spannungskreise unterhalb dieser Bruchgeraden liegen, sind

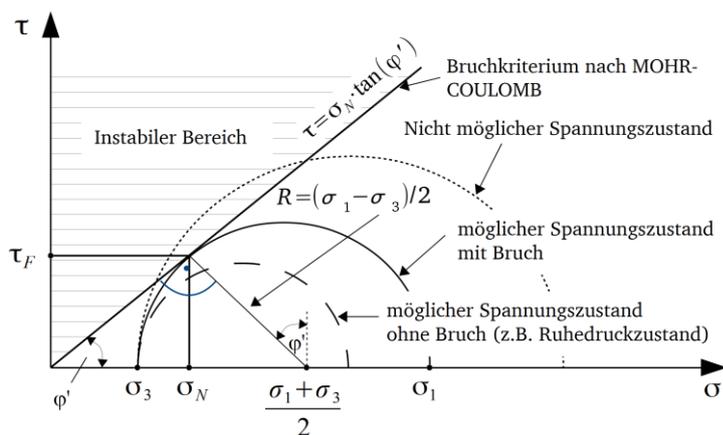


Abb. 3-5: Bruchgerade nach MOHR-COULOMB

möglich. Tangieren sie die Bruchbedingung, so befinden sie sich im Grenzgleichgewicht. Spannungszustände deren Spannungskreise die Grenzlinie schneiden, können vom Lockergestein nicht aufgenommen werden und führen zu dessen Bruch bzw. Fließen (vgl. Abb. 3-5).

Mit der Kenntnis der Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_3$  des betrachteten Spannungszustandes kann nach Gleichung [3-18] die in einer (geeigneten) Bruchfläche wirkende Normalspannung  $\sigma_N$  ermittelt werden.

$$\sigma_N = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin(\varphi) \quad [3-18]$$

Gleichfalls geht aus dem in Abb. 3-5 dargestellten MOHR'schen Spannungskreis für eine geneigte Bruchfläche die im Grenzgleichgewicht ( $\tau = \tau_F$ ) befindliche Schubspannung  $\tau$  bzw. die Scherfestigkeit  $\tau_F$  des Granulates nach Gleichung [3-19] hervor, sofern die extremalen Hauptspannungen des Bruchzustandes bekannt sind.

$$\tau_F = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos(\varphi) \quad [3-19]$$

Für eine horizontale Scherfuge bzw. Bruchfläche findet Gleichung [3-17] unter Nutzung der anliegenden Normalspannung  $\sigma_1$  Anwendung.

Infolge der dann im Versagenszustand eintretenden plastischen Deformationen (Stauchungen, Setzungen) kann der Boden keine weiteren Spannungen mehr aufnehmen. Er weicht der Belastung aus. Hierfür bildet sich ein verändertes Spannungs- Deformationsverhalten aus, dass mit der Elastizitätstheorie nicht mehr beschrieben werden kann (vgl. Abb. 3-6). Vielmehr findet für die danach eintretenden Vorgänge die Anwendung der Plastizitätstheorie statt. (vgl. KEMPFFERT & RAITHEL (2014))

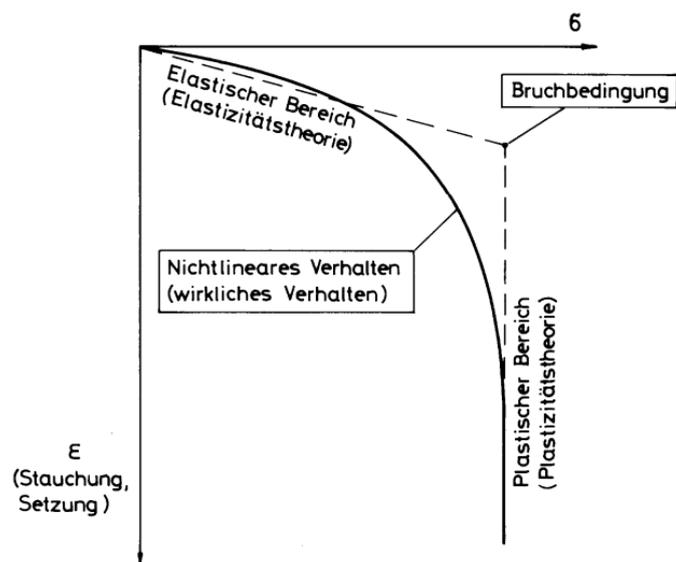


Abb. 3-6: Idealisiertes und wirkliches Spannungs- Dehnungs- Verhalten eines Bodens; KEMPFFERT & RAITHEL (2014)

### 3.5. Hydraulische Eigenschaften von Böden

Nach BUSCH & LUCKNER et al. (1993) sind für die hohlraumfüllenden Fluide folgende drei Eigenschaften der Feststoffmatrix von Bedeutung:

- der Hohlraumgehalt und sein Speichervermögen
- die Durchgängigkeit der Hohlräume und der mit ihr einhergehenden Durchlässigkeit
- die auf die Elastizität der Feststoffe und des Gefüges beruhende Verformbarkeit

Auf diese drei Einflussfaktoren wird im Folgenden kurz eingegangen.

#### 3.5.1. Hohlraumgehalt

Der Hohlraumgehalt eines Lockergesteines setzt sich aus dem Volumen der Haufwerks- und Kornporen zusammen und wird über den Porenanteil  $n$  als Verhältnis von Porenvolumen  $V_p$  zu Gesamtvolumen  $V_G$  definiert. Seine Größe, Gestalt und die Konnektivität untereinander bestimmen die Größe der Durchlässigkeit (vgl. BUSCH & LUCKNER et al. (1993)).

Beeinflusst wird der Hohlraumgehalt bzw. der Porenanteil  $n$  durch die Lagerungsdichte  $D$ , Korngrößenverteilung und Kornform (vgl. BALKE & BEIMS et al. (2000)). Je größer die Lagerungsdichte  $D$  ist, desto kleiner wird das Porenvolumen.

Nach BALKE & BEIMS et al. (2000) und BUSCH & LUCKNER et al. (1993) ist zu berücksichtigen, dass infolge von Haftwasser (Adsorptionswasser, Kapillarwasser) und in Abhängigkeit von der Konnektivität der Hohlräume, die durchströmte Porosität stets kleiner als die Gesamtporosität ist. Dieser Einfluss ist besonders bei Tonen und Schluffen bedeutend, da sich der Porenkanaldurchmesser aufgrund des an Körnern haftenden und aus Wasser bestehenden Adsorptionsfilm verringert. Bei den nicht tropfbaren Fluiden (z.B. Luft) ist der Einfluss aufgrund des geringen Adsorptionsfilm aus Luftmolekülen vernachlässigbar gering.

#### 3.5.2. Hydraulische Leitfähigkeit (Durchlässigkeit)

Die hydraulische Leitfähigkeit eines porösen Mediums wird durch den Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  oder die spezifische Permeabilität gekennzeichnet und ist vom Hohlraumanteil, von der Porenkanalgeometrie sowie von den Fließeigenschaften des Wassers abhängig (vgl. BALKE & BEIMS et al. (2000)).

Die Ermittlung des  $k_f$ - Wertes kann nach MEHLHORN (1996) anhand von Labor- und Feldversuchen bestimmt werden, auf deren Erläuterung in dieser Arbeit nicht näher eingegangen wird. Nach DIN 18130-1 wird für den Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  folgende Einteilung vorgenommen (vgl. Tab. 3-1).

Mithilfe des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_f(T = 10^\circ C)$  und dem Fließgesetz nach DARCY kann gemäß Gleichung [3-20] eine Grundwasserströmung beschrieben werden, vorausgesetzt, dass laminare (wirbelfreie) Strömungsverhältnisse vorliegen (vgl. BALKE & BEIMS et al. (2000)).

$$\frac{Q}{A} = v_f = k_f \cdot i \quad [3-20]$$

Daraus folgt, dass ein die Querschnittsfläche  $A$  durchströmender (Grundwasser-)Volumenstrom direkt proportional dem Durchflussbeiwert  $k_f$  und dem hydraulischen Gefälle  $i$ , resultierend aus dem Verhältnis von Druckhöhenunterschied  $\Delta h$  und Fließstreckenlänge  $l_e$ , ist. Das Verhältnis aus  $Q/A$  wird dabei als Filtergeschwindigkeit<sup>39</sup>  $v_f$  bezeichnet.

Tab. 3-1: Einteilung der Durchlässigkeitsbeiwerte nach DIN 18130-1

Bezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ (in m/s)
Sehr stark durchlässig	$> 10^{-2}$
stark durchlässig	$10^{-2} \dots 10^{-4}$
durchlässig	$10^{-4} \dots 10^{-6}$
Schwach durchlässig	$10^{-6} \dots 10^{-8}$
Sehr schwach durchlässig	$< 10^{-8}$

### 3.5.3. Verformbarkeit der Feststoffe und des Gefüges

Die Verformbarkeit des Feststoffes und des Korngefüges in einem porösen Medium bzw. granularen System haben ebenfalls einen Einfluss auf dessen hydraulische Eigenschaften.

Nach BUSCH & LUCKNER et al. (1993) können Verformungen poröser Medien hervorgerufen werden durch

- Quellen und Schrumpfen (Aufnahme oder Verdampfen von Wassermolekülen in den die Feststoffe umgebenden Adsorptionswasserhüllen),
- Auftauen und Gefrieren (bei Eisbildung entsteht ein hoher Porenwasserdruck, der ggf. zum Auspressen des Porenwassers führt) oder durch
- die Kompressibilität des Feststoffes und des Gefüges.

All diese Verformungen bewirken eine Volumenänderung der Hohlräume, die wiederum eine Veränderung im Speichervermögen und der Durchlässigkeit des porösen Mediums zur Folge haben.

## 3.6. Wirkende Kräfte auf Granulatkörner im Fluid

Im Mehrphasensystem Boden wirken sowohl auf die Granulatkörner als auch auf das hohlraumfüllende Fluid eine Vielzahl von Kräften bzw. Kraftfeldern ein. Zudem bestehen im statischen wie auch im dynamischen Zustand (Vorliegen von Relativbewegungen) zwischen den Phasen Interaktionen, die auf Wechselwirkungskräfte beruhen. Um das in Kapitel 6 beschriebene Materialverhalten, während der Prozesse Verflüssigung und Verfestigung, besser nachvollziehen zu können, wird folgend eine kurze Einführung in die Mehrphasen-Fluidmechanik gegeben.

### 3.6.1. Massenkräfte

Partikel bzw. Granulatkörner unterliegen diversen Beschleunigungsfeldern, die je nach Art unterschiedliche Massenkräfte hervorrufen.

<sup>39</sup> Die Filtergeschwindigkeit ist eine fiktive Geschwindigkeit. Von ihr sind Poren-, Bahn- und Abstandsgeschwindigkeit zu unterscheiden (vgl. BALKE & BEIMS et al. 2000).

### 3.6.1.1. Gewichtskraft

Die an einem Partikel angreifende Schwerkraft resultiert aus dem Produkt von Partikelmasse  $m_S$  und Gravitationsfeld  $g$  gemäß Gleichung [3-21].

$$F_G = m_S \cdot g = \rho_S \cdot V_S \cdot g \quad [3-21]$$

Nach STIEß (2009) wird zur Ermittlung des Partikelvolumens  $V_S = \pi/6 \cdot d_V^3$  eine sphärische Kornform<sup>40</sup> unter Berücksichtigung eines geometrischen Äquivalentdurchmessers<sup>41</sup>  $d_V$  angenommen.

### 3.6.1.2. Trägheitskraft

Wirkt auf ein Granulatkorn oder Partikel ein zusätzliches Beschleunigungsfeld  $a$ , dann setzt es diesen einen Trägheitswiderstand  $F_T$  entgegen. Dieser ist das negative Produkt aus Partikelmasse  $m_S$  und Beschleunigung  $a$ .

$$F_T = -m_S \cdot a = -\rho_S \cdot V_S \cdot a \quad [3-22]$$

Während Gleichung [3-22] für eine geradlinig, beschleunigte Bewegung gilt, muss bei einer Relativbewegung<sup>42</sup> des Partikels mit der Geschwindigkeit  $v$  in einem mit der Winkelgeschwindigkeit  $\omega$  rotierenden Bezugssystem Gleichung [3-23] Anwendung finden.

$$F_C = -2 \cdot m_S \cdot (\omega \times v) \quad [3-23]$$

Sie beschreibt die Corioliskraft  $F_C$ , welche nach STIEß (2009) bei den Trägheitskräften vergleichsweise einen so kleinen Betrag hat, dass sie vernachlässigt werden kann.

Vielmehr von Bedeutung ist die radial (nach außen) wirkende Zentrifugalkraft  $F_Z$ , die auf ein Partikel wirkt, wenn es eine krummlinige Bewegung ausübt. Genauer gesagt beschreibt sie den Widerstand, den das Partikel gemäß dem Trägheitsprinzip entgegengesetzt, wenn es aus einer geradlinigen Bahn in eine krummlinige abgelenkt wird. Diese Trägheitskraft wird oftmals für bodenmechanische Versuche in Zentrifugen zur Erhöhung der Massenkräfte ausgeübt (vgl. Abschnitt 2.5.1.1)

$$F_Z = m_S \cdot \omega^2 \cdot r = \rho_S \cdot V_S \cdot \omega^2 \cdot r \quad [3-24]$$

Die Zentrifugalkraft  $F_Z$  ist abhängig von der Winkelgeschwindigkeit  $\omega$  und dem Kurvenradius  $r$  der Bewegungsbahn (Abstand des Partikelschwerpunktes von der Drehachse).

<sup>40</sup> In der Realität weichen die Kornformen von einer Kugelgeometrie ab.

<sup>41</sup> Hier: Partikeldurchmesser wird idealisiert als Durchmesser einer volumengleichen Kugel.

<sup>42</sup> Sofern diese nicht parallel zur Drehachse der rotierenden Bewegungsachse stattfindet.

### 3.6.2. Oberflächenkräfte

Mit einer dispersen Phase (hier Granulat Korn) in einem ruhenden oder sich bewegenden Fluid wirken an den Partikeloberflächen nachfolgende Druck- und Reibungskräfte. Diese wirken den Massenkraften entgegen.

#### 3.6.2.1. Druckkräfte

Beschleunigungsfelder rufen in einem Fluid einen Druckgradienten hervor. Mit dem Eintauchen eines Partikels in ein ruhendes Fluid greifen an der Oberfläche des Körpers Druckkräfte an. Wobei sich diese in horizontaler Richtung (infolge gleich großer Beträge) aufheben. Die Integration der in vertikaler Richtung auftretenden Druckkräfte über die Partikeloberfläche führt zu einer Kraft die im Schwerpunkt des Verdrängungsvolumens  $V_V$  angreift. Diese Kraft wird als Auftriebskraft  $F_A$  oder statischer Auftrieb bezeichnet und kann nach Gleichung [3-25] berechnet werden. Sie wirkt der Schwerkraft  $F_G$  entgegen. (vgl. STIEß (2009), BOLLRICH 2000))

$$F_A = \rho_w \cdot g \cdot V_V \quad [3-25]$$

Eine weitere Druckkraft kann infolge des dynamischen Auftriebes auftreten. Dabei wird ein Partikel von einem sich bewegenden Fluid unsymmetrisch umströmt. Dies hat zur Folge, dass sich an der Partikeloberfläche eine unsymmetrische Druckverteilung ausbildet, die wiederum eine resultierende, senkrecht zur Anströmungsrichtung stehende Kraft  $F_D$  nach sich zieht.

$$F_D = c_D \cdot A \cdot \frac{\rho_w}{2} \cdot v_r^2 \quad [3-26]$$

Dabei entspricht  $c_D$  dem Auftriebsbeiwert,  $A$  dem senkrecht zur Strömung stehenden Oberflächenanteil (Projektionsfläche) und  $v_r$  der Anströmgeschwindigkeit. In granularen Suspensionen entstehen dynamische Auftriebskräfte bspw. durch Rotation der Granulat Körner im strömenden Fluid (MAGNUS-Effekt).

#### 3.6.2.2. Widerstandskräfte

Führen in einem Mehrphasensystem die Komponenten (Fluid-Feststoff) eine Relativbewegung zueinander aus, so kann in Anströmrichtung der Partikel eine weitere Kraft, die Widerstandskraft bzw. der Strömungswiderstand  $F_W$ , ausgemacht werden (vgl. SCHUBERT (2003)). Sie ist die Summe der infolge der Umströmung auf das Partikel ausgeübten Druck- und Reibungskräfte (vgl. STIEß (2009)) und kann nach Gleichung [3-27] ermittelt werden (vgl. Abschnitt 3.6.3.1).

$$F_W = c_W(Re) \cdot A \cdot \rho_w \cdot \frac{|v_r| \cdot v_r}{2} \quad [3-27]$$

Der Widerstandsbeiwert  $c_W(Re)$  ist eine Funktion in Abhängigkeit von der Reynoldszahl  $Re$ . Die Relativgeschwindigkeit  $v_r = v_W - v_S$  zwischen Fluid und Partikel wird u.a. als Anströmgeschwindigkeit bezeichnet. Sie stimmt mit der Richtung der Widerstandskraft  $F_W$  überein.  $A$  ist der Anströmquerschnitt (als Projektionsfläche).

Zudem wird die Widerstandskraft  $F_W$  durch die Viskosität  $\eta$  und Dichte  $\rho_w$  des Fluids sowie der charakteristischen Partikelgröße  $d_V$  bestimmt, da sie die Einflussgrößen der Reynoldszahl  $Re$

und damit einhergehend den Widerstandsbeiwert  $c_w$  darstellen (vgl. SCHUBERT (2003); STIEß (2009)).

### 3.6.3. Interpartikuläre- und Wechselwirkungskräfte

#### 3.6.3.1. Reibungskräfte

Reibungskräfte werden auch infolge von Kollisionen zwischen den einzelnen Feststoffpartikeln (Partikel-Partikel-Interaktion) oder durch Umströmung eines Feststoffs vom Fluid verursacht. Letztgenannte wird auch als viskose Reibung bezeichnet und resultiert aus der Grenzschichtablösung eines umströmten Partikels infolge innerer Flüssigkeitsreibung. Dabei entsteht an der Partikeloberfläche ein Druckgradient der eine resultierende Kraft entgegen dessen Bewegungsrichtung zur Folge hat. Für hohe feststoffbeladene Suspensionen kann die Berechnung der viskosen Reibung nicht nach STOKES berechnet werden, da hier die Wechselwirkungskräfte zwischen den Partikel unberücksichtigt bleiben (vgl. MEZGER (2000)). Nach MALCHEREK (2010) treten die Wechselwirkungen nicht nur mit der Kollision beider Partikel auf, sondern bereits dann, wenn das durch das eine Partikel gestörte Geschwindigkeitsfeld auf das benachbarte Partikel einwirkt.

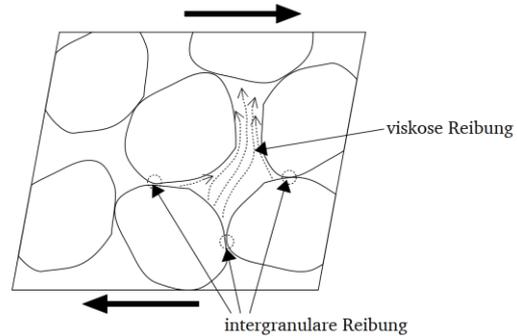


Abb. 3-7: Viskose und intergranulare Reibung; FERRARIS (1998)

Im Hinblick auf die intergranulare Reibung ist festzustellen, dass diese von der Partikelgröße und der Feststoffkonzentration  $\phi_s$  der Suspension beeinflusst wird. Je größer bzw. höher diese sind, desto stärker sind die entstehenden Reibungskräfte in den Kollisions- bzw. Kontaktpunkten. Hierzu gibt es im Hinblick auf ihren Einfluss auf die Viskosität  $\eta$  der granularen Suspension zahlreiche Untersuchungen. Beispielhaft sind an dieser Stelle EILERS (1941), KONIJN & SANDERINK et al. (2014), BALDOCK & TOMKINS et al. (2004) oder STICKEL & POWELL (2005) zu nennen, aus denen sehr komplexe empirische Zusammenhänge hervorgehen und im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter erörtert werden.

#### 3.6.3.2. Kapillarität / Kapillare Anziehungskraft

Infolge des Zusammenwirkens molekularer Anziehungskräfte zwischen Feststoff (Granulat-korn) und benetzenden sowie nicht benetzenden Fluiden (hier Wasser und Luft) bildet die Oberfläche des Porenwinkelwassers einen Meniskus mit der Oberflächenspannung  $\sigma_{BL}$  der zwischen dem Druck des Wassers<sup>43</sup>  $u_w$  und dem Druck der Gasphase (Atmosphärendruck)  $u_L$  eine Druckdifferenz  $\Delta u$  zur Folge hat, die als Kapillardruck  $\Delta u_{L,W}$  bezeichnet wird.

Der Kapillardruck  $\Delta u_{L,W}$  bewirkt einen Unterdruck in der benetzenden fluiden Phase, der wiederum ein Anheben des Porenwassers über den Grundwasserspiegel (Aerationszone) zur Folge hat. Deren Eigengewicht wird vom Korngerüst getragen und führt zur Erhöhung der effektiven Spannungen in den Kornkontaktpunkten und damit des Scherwiderstandes des Korngefüges.

<sup>43</sup> In der Bodenmechanik sowie im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird dieser Wert als  $u$  bezeichnet.

Eine weitere Erhöhung der Korn-zu-Korn-Spannungen  $\sigma'$  erfolgt durch sogenanntes Porenwinkelwasser, das sich im Kontaktbereich der Granulat Körner in der teilgesättigten Zone einlagern kann. Infolge dort ebenfalls wirkender kapillarer Anziehungskräfte (resultierend aus dem Unterdruck) werden die in Kontakt stehenden Körner „zusammengezogen“ und ihre wirksamen Normal- und Reibungskräfte erhöht.

Diese sogenannte Kapillarkohäsion und die damit einhergehende Anziehungskraft zwischen den Granulat Körnern sind stark vom Wassergehalt  $w$  bzw. dem Sättigungsgrad  $S_r$  der betrachteten Bodenzone abhängig. Ein zu geringer oder aber auch ein zu hoher Wassergehalt (trockener oder gesättigter Boden) bewirkt jeweils ein Aufheben dieser scherfestigkeitserhöhenden Anziehungskraft. In einer granularen Suspension sind diese Kräfte nicht vorhanden.

### 3.6.3.3. Weitere Wechselwirkungskräfte

Weitere Wechselwirkungen entstehen bspw. durch

- die BROWNSche Bewegung von Fluidteilchen, deren Kollisionspotenzial mit steigender Temperatur zunimmt und demnach
- elektromolekulare Anziehungskräfte, die die Bildung eines Adsorptionswasserfilms um die Oberfläche des Feststoffes hervorrufen (vgl. Abschnitt 3.1).

Diese sind für die Untersuchung des Materialverhaltens bzgl. der o.g. Problematik in der wassergesättigten Bodenzone nicht von Interesse und vernachlässigbar gering, weshalb im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter auf sie eingegangen wird.

## 3.7. Partikelbewegungen in granularen Suspensionen

In Abhängigkeit der Feststoffkonzentration  $\phi_S = 1 - n$  einer Suspension ergeben sich für die sedimentierenden Partikel bzw. Granulat Körner unterschiedliche Geschwindigkeiten  $v_S$ . Nach LUCKERT (2004) spielen zudem für die eintretende Sedimentation die Eigenschaften des Feststoffes wie Korngrößenverteilung, Kornform, Dichte  $\rho_S$ , aber auch Eigenschaften der Flüssigkeit wie Zähigkeit  $\eta$  und Dichte  $\rho_F$  eine entscheidende Rolle.

In FITCH (1962) wurde hierzu eine Darstellung ausgegeben, die unterschiedliche Sedimentationstypen bzw. Sedimentationsprozesse wie

- Einzelteilchen-Sedimentation,
- Zonensedimentation,
- Übergang (Kanalbildung),
- Kompression

in Abhängigkeit von der Feststoffkonzentration  $\phi_S$  und der Flockungsintensität veranschaulicht (vgl. Abb. 3-8). Auf diese wird im Folgenden näher eingegangen.

Nach LUCKERT (2004) ist die Einzelteilchen-Sedimentation dadurch gekennzeichnet, dass die Feststoffe eine individuelle Sedimentationsgeschwindigkeit  $v_S$  besitzen, die im Wesentlichen von ihrer Partikelgröße  $d$  bestimmt wird. Nach RIPPERGER (2005) liegt die Einzelteilchen-Sedimentation bis zu einer Konzentration von  $\phi_S \leq 0,5 \%$  vor.

Mit der Zunahme der Feststoffkonzentration auf einen Wert bis  $\phi_S \leq 30 \%$  kommt es zu einer sogenannten Schwarm sedimentation, die in Abb. 3-8 nicht dargestellt ist. Dabei bilden einzelne

Partikel sogenannte Cluster, deren Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  über die der Einzelteilchen-Sedimentation steigt.

Nimmt die Feststoffkonzentration einer Suspension Werte von  $\phi_s > 30\%$  an, tritt der Prozess einer Zonensedimentation ein. Charakteristisch für diese ist, dass bei nichtgeflockten Suspensionen die Partikel der dispersen Phase unabhängig von ihrer Größe und Dichte mit der gleichen Geschwindigkeit sedimentieren (vgl. SCHUBERT (2003)). Nach LUCKERT (2004) wird mit zunehmender Partikelkonzentration  $\phi_s$  der Abstand zum benachbarten Teilchen geringer und damit die Sedimentationsbehinderung durch Wechselwirkungskräfte größer. Die Folge dieser mechanischen Verhinderung einer Partikel-Relativbewegung, auch bekannt als Sperrwirkung, ist, dass mögliche Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Partikeln (z.B. durch Dichte- und Größenunterschiede) während der Sedimentation gegen Null gehen und die Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  niedriger als die der Einzelteilchen-Sedimentation wird. Die Suspension setzt sich als Ganzes ab und ist indes durch eine scharfe Trennfläche zur sich bildenden und überlagernden Klarwasserzone geprägt (vgl. LUCKERT (2004)).

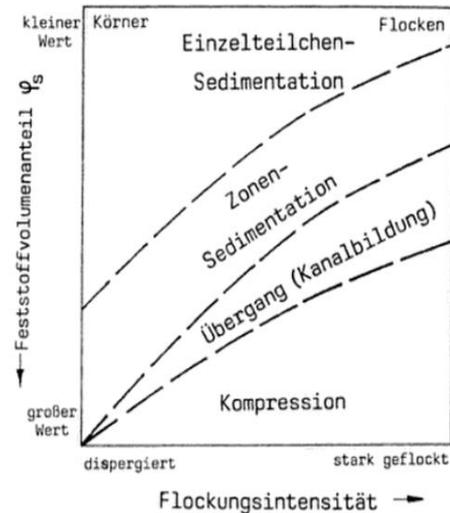


Abb. 3-8: Einteilung der Sedimentationstypen nach FITCH (1962)

Für die Ermittlung der Sedimentationsgeschwindigkeit  $v_s$  gibt es je nach Sedimentationstyp eine Vielzahl von Berechnungsansätzen (z.B. STOKES, RICHARDSON & ZAKI oder BARNEA & MIZRAHI). Da diese sich alle weitestgehend für Suspensionen mit Feststoffkonzentration von  $\phi_s \leq 30\%$  eignen und die in dieser Arbeit untersuchten granularen Flüssigkeiten Werte von  $\phi_s > 52\%$  aufweisen, soll an dieser Stelle nicht näher auf die Berechnungsansätze eingegangen werden. Für diese Feststoffkonzentration müssen zur Bestimmung der Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  entsprechende Absetzversuche durchgeführt und diese anhand von Messkurven ermittelt werden.

Gelegentlich ist zwischen Zonensedimentation und Kompression ein Übergangsbereich festzustellen. Dabei überlagern sich nach SCHUBERT (2003) die Wirkungen aus Zonensedimentation (Absetzen der Partikelstruktur gegen den Durchströmungswiderstand) und Kompression (Verdichtung durch Überwinden der Wechselwirkungskräfte zwischen den Granulatkörnern und dem Eigengewicht der Partikelstruktur). Fehlt diese, so ist die entsprechende Absetzkurve durch eine Unstetigkeit gekennzeichnet, die als *Kompressionspunkt* bezeichnet wird. In diesem Bereich kann es u.a. durch den Zusammenschluss großer Poren zu einer (aufwärtsgerichteten) Kanalbildung für das verdrängte Dispersionsmedium kommen.

Nach LUCKERT (2004) und SCHUBERT (2003) beginnen sich im Kompressionsbereich die Partikel bzw. Granulatkörner intensiv zu berühren und bilden so ein Gerüst aufeinander abstützender Teilchen, das komprimiert wird. Dies tritt in der Regel nach dem *Kompressionspunkt* ein und ist von geringfügigen Absenkungen der Feststoffoberfläche geprägt (sehr flacher Kurvenabschnitt).

---

## 4. Experimentelle Versuche

---

Nachfolgend wird die Entwicklung und Konzeptionierung einer Versuchstechnik beschrieben, die dazu geeignet ist, das Verfestigungsverhalten eines verflüssigten Bodens auf den Innenkippen der Bergbaufolgelandschaften abzubilden. Es werden der Versuchsaufbau, die laborative Untersuchung des verwendeten Probenmaterials sowie die Versuchsdurchführung erläutert. Ebenso enthalten ist die Beschreibung der verwendeten Messgeräte und des aufgestellten Messkonzeptes, das es ermöglicht, den Einfluss des Erddruckes (wirksame Korn-zu-Korn-Spannung) sowie den des Porenwasserdruckes  $u$  zu erfassen, ohne dabei in den Verfestigungsprozess einzugreifen bzw. die währenddessen eintretenden Stoffströme in ihrer Bewegung zu behindern.

Gleichfalls wird ein Versuchsprogramm vorgestellt, das dazu dienen soll, die im folgenden Abschnitt aufgestellten Hypothesen zu überprüfen sowie um festzustellen, ob bzgl. des Verfestigungsverhaltens zwischen den (aus der Literatur bekannten) in Erdbebenregionen verflüssigten Böden und den auf den Innenkippen vorzufindenden Sanden maßgebende Unterschiede auftreten.

### 4.1. Hypothesen zum Verfestigungsverhalten verflüssigter Granulate

Mit der systematischen Durchführung der Versuche sollen die nachfolgend genannten Hypothesen überprüft, bestätigt oder widerlegt werden und so wesentlich zum Verständnis des Verfestigungsverhaltens wassergesättigter verflüssigter Granulate auf den Innenkippen der Bergbaufolgelandschaften bzw. zur Beantwortung der Forschungsfrage aus Abschnitt 1.2 beitragen.

#### 1. Hypothese:

Gemäß dem effektiven Spannungskonzept von TERZAGHI (1943) ist zu erwarten, dass bei vollständiger Verflüssigung der maximale Porenwasserdruck  $u$  sowie auch die totale Horizontalspannung  $\sigma_H$  mit den Überlagerungsspannungen  $\sigma_V$  der entsprechenden Bodenschichten übereinstimmen. Das heißt, dass eine vollständige Aufhebung der effektiven Spannungen  $\sigma'$  eingetreten ist und die deviatorischen Spannungen  $q$  gegen Null gehen. Es liegt folglich ein hydrostatischer Spannungszustand vor.

Bei einer Teilverflüssigung nehmen die gemessenen Werte des Porenwasserdruckes  $u$  sowie der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H$  zwar zu, liegen aber unterhalb der totalen Vertikalspannung  $\sigma_V$ .

#### 2. Hypothese:

Mit dem Sedimentieren der Granulatkörner im Dispersionsmedium setzt die Dissipation des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  ein. Dabei bildet sich eine von unten nach oben linear bewegende Verfestigungsfront, welche die Grenzfläche zwischen granularer Suspension (Fluid) und verfestigtem Material (Festkörper) darstellt. Simultan setzt sich die Feststoffoberfläche ab, die wiederum eine linear fallende Grenzfläche zwischen überlagernder Klarwasserzone und verflüssigtem Granulat darstellt (vgl. Abb. 4-1).

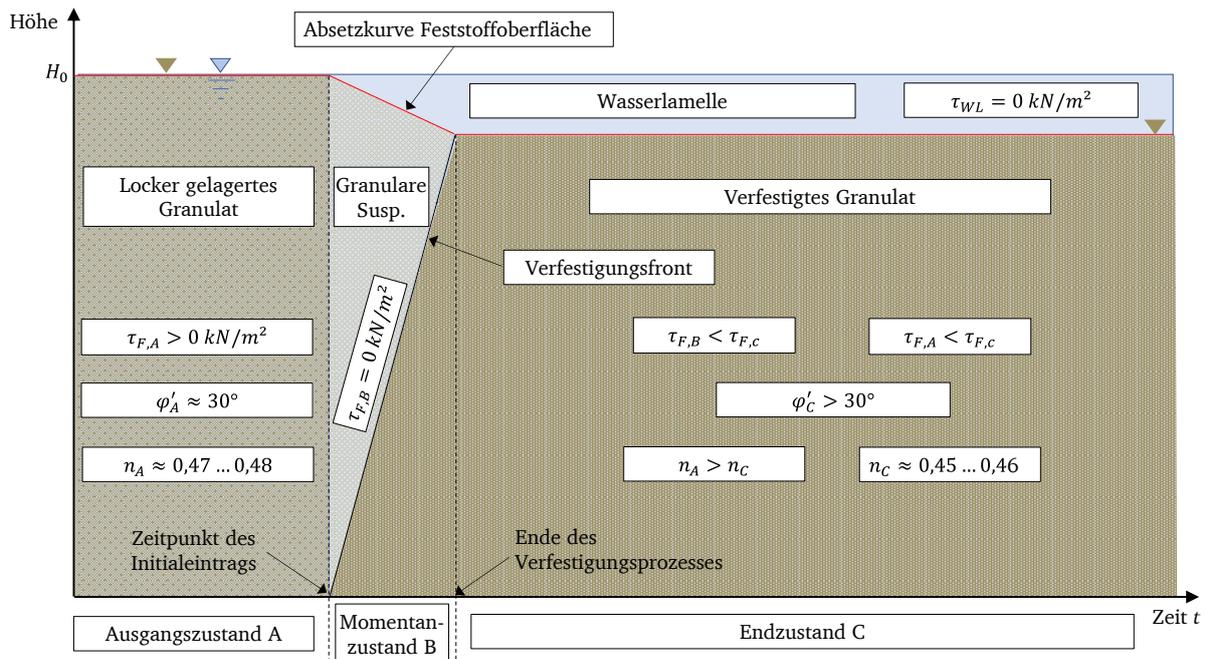


Abb. 4-1: Zustände der Granulatsäule vor, während und nach einer Verflüssigung

### 3. Hypothese:

Gemäß dem in Abschnitt 2.5.2 aufgeführten Verfestigungsverhalten ist mit dem Aufeinandertreffen der in Hypothese 2 genannten Grenzflächen der Vorgang der Sedimentation und folglich der Verfestigung abgeschlossen. Der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  ist vollständig abgebaut und das verfestigte Granulat befindet sich im Ruhedruckzustand.

### 4. Hypothese:

Infolge der mit der Verfestigung zunehmenden Lagerungsdichte sind gegenüber dem Ausgangszustand ein erhöhter effektiver Reibungswinkel  $\varphi'$  sowie eine erhöhte Scherfestigkeit  $\tau_F$  zu erwarten.

### 5. Hypothese:

Infolge der zunehmenden Lagerungsdichte und der damit einhergehenden Verringerung der Sedimentationswege der Granulatkörner im verflüssigten Zustand sollte sich bei mehrfacher Anregung (mit  $p = const.$ ) ein degressiver Zuwachs der bezogenen Setzung  $\varepsilon$  einstellen, welcher einem Grenzwert entgegenstrebt (vgl. Abb. 4-2).

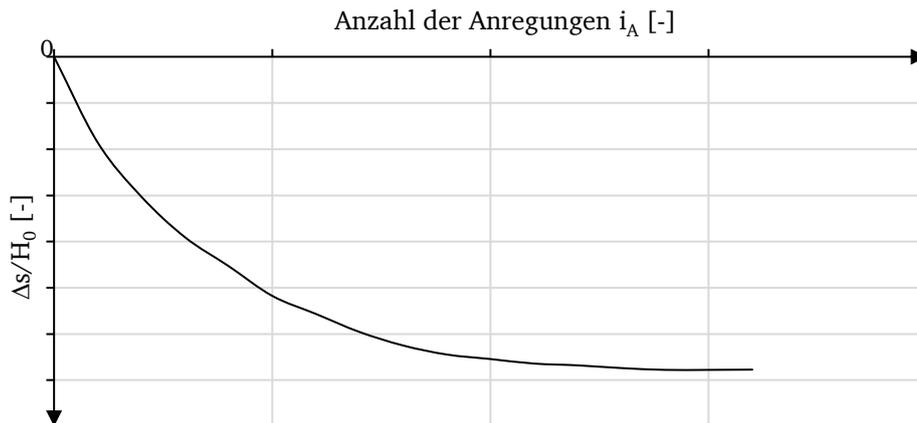


Abb. 4-2: Zu erwartende Setzungslinie einer verflüssigten und sich anschließend verfestigenden wassergesättigten Granulatsäule in Abhängigkeit der Anregungszahl  $i_A$ .

## 6. Hypothese:

Mit zunehmender Impulsintensität  $p_i$  wird eine degressive Steigerung der bezogenen Setzung  $\varepsilon$  erwartet, sowohl bei einmaliger als auch bei mehrfacher Anregung. Je höher die aufgebrauchte Belastungsintensität ist, desto größer wird die Mächtigkeit des verflüssigten Materials und desto größer ist die hervorgerufene Setzung  $s$  (vgl. Abb. 4-3).

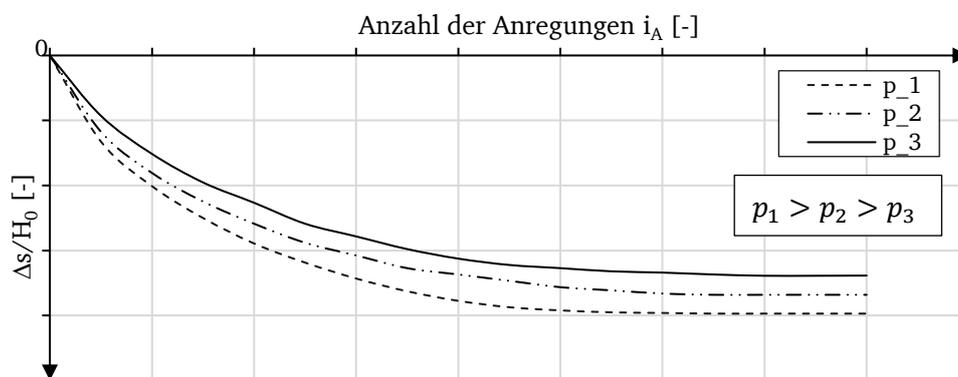


Abb. 4-3: Zu erwartende Setzungslinien in Abhängigkeit der Impulsintensität  $p_i$  und Anregungszahl  $i_A$ .

## 4.2. Entwicklung und Konzeptionierung einer geeigneten Versuchstechnik

### 4.2.1. Vorversuche mit teilgesättigten Böden

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden zur Entwicklung eines geeigneten Versuchszustandes für die Untersuchung des Verfestigungsverhaltens eines verflüssigten Granulates diverse Vorversuche durchgeführt. Dabei handelte es sich zum einen um Versuche mit teilgesättigten Böden in einem Spaltmodell und zum anderen um Untersuchungen in einem Säulenmodell. Diese werden nachfolgend erläutert.

#### 4.2.1.1. Spaltmodell

Die vereinfachten Spaltmodellversuche mit setzungsfließgefährdeten Materialien (vgl. Abschnitt 4.3.2.1) wurden durchgeführt, um das in den Tagebaukippen beobachtete Verhalten abgerutschter Böschungen infolge von Verflüssigungsereignissen qualitativ abzubilden (vgl. Abb. 4-4).



Abb. 4-4: Spaltmodell – Kippe

Die Versuche ermöglichten dabei den Einfluss der Kippenkontur auf die Prozesse der Bodenverflüssigung sowie der Verfestigung zu berücksichtigen und die anschließende Ausbildung der Endkontur der Kippenböschung modellhaft darzustellen.

Der Eintrag des erforderlichen Initials erfolgte mit Hilfe eines an der Gehäuse-Rückseite angebrachten Turbinenvibrators. Drucksensoren im Sohlbereich sowie zwei transparente, perforierte Zylinder im Randbereich des Versuchsmodells erfassen die sich ausbildenden Porenwasserdrücke  $u$ .

Das beobachtete Materialverhalten bestätigte die Vermutung einer eintretenden Ausgleichsdeformation der Geländeoberkante infolge einer provozierten Bodenverflüssigung mit anschließender gravitativer Massenbewegung. Anhand des Modells konnte ebenso veranschaulicht werden, dass besonders im wassergesättigten Bereich die temporär verminderten bzw. verloren gegangenen Scherfestigkeiten des granularen Mediums einen horizontalen Materialfluss (Bodenumlagerungen) begünstigen (vgl. Abb. 4-5, grauer Pfeil), welcher mit abnehmendem Geländehöhenunterschied bis zur Ausgleichsdeformation aufrechterhalten wird. Die Endkontur der geneigten Kippenböschung ist durch vertikale Bodenverformungen in Form von Senkungen und Hebungen des Bodenmaterials in eine nahezu horizontale Fläche übergegangen.

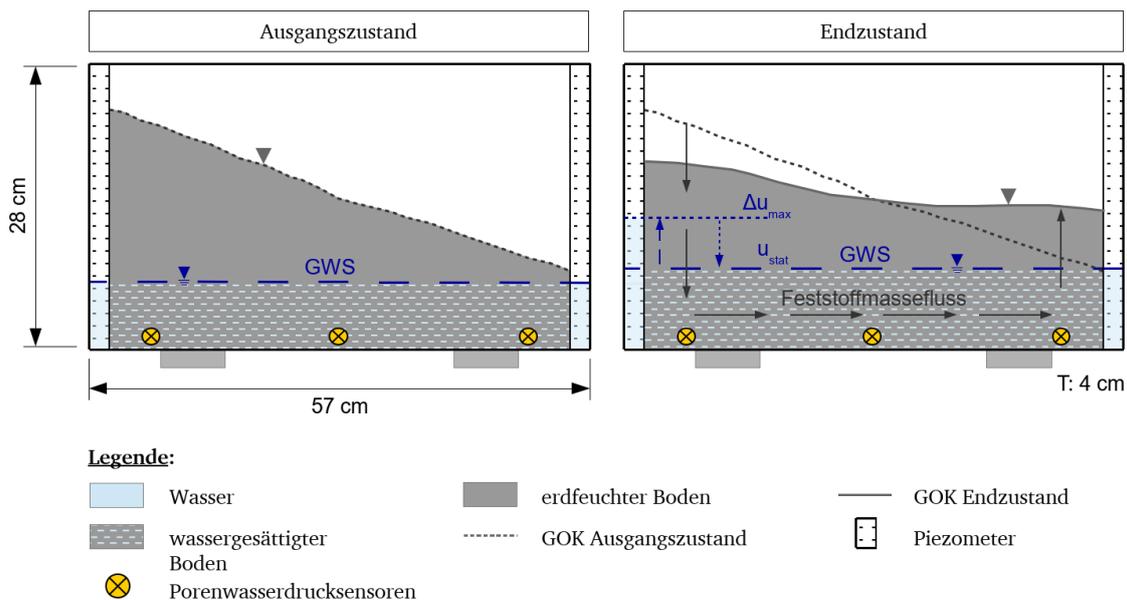


Abb. 4-5: Prinzipische Skizze des Versuchsaufbaus – Spaltmodell

Nach Beendigung der Ausgleichsdeformation fand weiterhin ein Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  statt, welcher simultan von einer geringfügigen Vertikaldeformation begleitet wurde.

Mit dem vorliegenden Versuch bestätigte sich, dass besonders der wassergesättigte Bereich eine kritische Zone in den Innenkippen der ehemaligen Tagebaue darstellt und einer genaueren Betrachtung bzw. Untersuchung bedarf. Dies ist einhergehend mit den in KUDLA (2012) und KUDLA (2014) aufgeführten Untersuchungen.

#### 4.2.1.2. Säulenmodell

Während im Spaltmodell die Auswirkungen einer Horizontaldeformation mit überlagernder Vertikaldeformation betrachtet wurden, erfolgte im nachfolgenden Säulenversuch die Voruntersuchung einer Bodenverflüssigung und Verfestigung ohne den Einfluss von Horizontaldeformationen. Dieser stellt folglich einen Versuch mit behinderter Seitendehnung dar (vgl. Abb. 4-6).

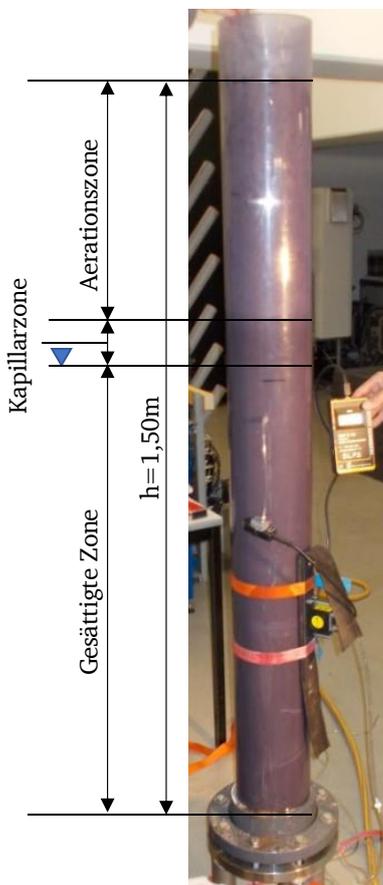


Abb. 4-6: Aufbau teilgesättigter Bodensäule (Quelle: GIP GMBH DRESDEN)

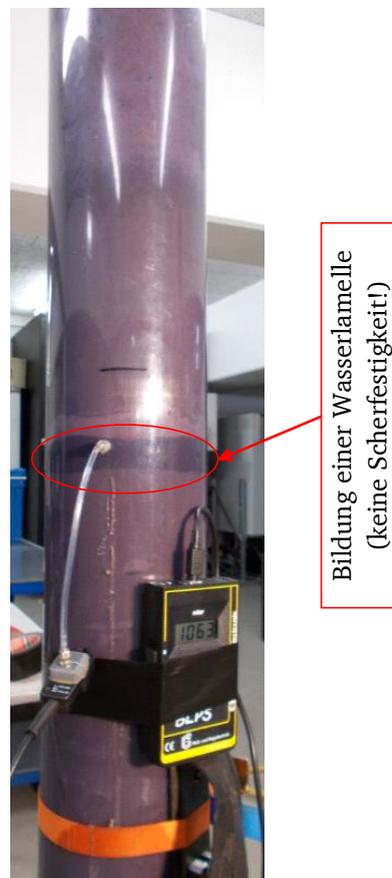


Abb. 4-7: Wasserlamelle in verflüssigter (teilgesättigter) Bodensäule (Quelle: GIP GMBH DRESDEN)

Hierzu wurde eine teilgesättigte und 1,50 m hohe Bodensäule ( $\varnothing 150\text{ mm}$ ) mit einem Turbinenvibrator (dauerhaften) Schwingungsbelastungen ausgesetzt. Infolge der eintretenden Verflüssigung und des sich aufbauenden Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  bildeten sich eine aufwärtsgerichtete Fluidströmung aber auch abwärtsgerichtete Feststoffströmung aus, die u.a. zur Folge

hatten, dass der teilgesättigte Bereich (offene Kapillarzone + Aerationzone) ebenfalls aufgesättigt und verflüssigt wurden. Zudem konnte im wassergesättigten Bereich beobachtet werden, wie sich simultan lokal turbulente aufwärtsgerichtete Massenströme granularer Suspensionen (Feinanteile + Porenwasser) ausbildeten.

Diese zum Teil gegensätzlichen Massenströme verursachten im Säulenquerschnitt mit fortschreitendem Initialeintrag die Bildung einer natürlichen Sperrschicht aus Feinanteilen mit stark verringerter hydraulischer Leitfähigkeit. Infolgedessen konnte das aus den Porenräumen verdrängte und aufwärtsströmende Wasser nicht mehr abfließen und entwickelte unterhalb dieser Schicht eine Klarwasserzone (vgl. Abb. 4-7). Diese in der Bodensäule „eingelagerte“ Zone wies offensichtlich keine Scherfestigkeit  $\tau_F$  auf und stellte folglich eine Superschwachzone dar, die unter Einwirkung von horizontalen Kräften ein Abscheren der darüberliegenden Bodenschichten zur Folge gehabt hätte.

Erst mit der Beendigung des Initialeintrages floss das Wasser aus dieser Zone in die sie überlagernden Schichten und über eine Zeitdauer von mehreren Stunden hinweg ab. Dies führte zum Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  sowie dem Übergang der Bodensäule zu einem Festkörper im Ruhedruckzustand mit erhöhter Scherfestigkeit  $\tau_F$ .

#### 4.2.2. Bewertung der Voruntersuchung

Anhand der durchgeführten Vorversuche war festzustellen, dass der nach der Verflüssigung eintretende Verfestigungsprozess bereits bei einer Vertikaldeformation sehr komplex werden kann und der wassergesättigte Bereich als besonders kritische Verflüssigungszone auszumachen ist. Die mit dem Säulenmodell hervorgerufenen Verwirbelungen granularer Suspensionsströme in der wassergesättigten Zone sowie die sich darin bildende Klarwasserzone könnten auf die Anregungsart und die Installation des Turbinenvibrators zurückzuführen sein. Infolge der anhaltenden dynamischen Belastung fand eine Überlagerung der Prozesse Verflüssigung und Verfestigung statt, die insofern eher einer seismologisch induzierten Bodenverflüssigung entsprechen und auf den Innenkippen der ehemaligen Tagebaue so nicht zu erwarten sind.

Des Weiteren war mit der Dimensionierung der verwendeten Versuchsanlagen eine Beeinflussung des Verfestigungsprozesses durch Wandreibungseffekte nicht auszuschließen.

Die im Spaltmodell durchgeführten Versuche haben zudem gezeigt, dass eine Installation der Messensorik erforderlich ist, die die eintretenden Stoffströme in ihrer Bewegung nicht behindert bzw. beeinflusst. Ebenso nachteilig war die Messung der Porenwasserdrücke über Piezometer, da diese keine volumentreue Deformation zulassen und als technische Entlastungskomponenten für den Porenwasserüberdruck fungierten. Dies führte teilweise zu drainierten Bedingungen.

#### 4.2.3. Auswahl der Vorzugsvariante für den Hauptversuchsstand

Die aus den Vorversuchen gewonnenen Erkenntnisse wurden verwendet, um für den Hauptversuch eine Einrichtung zu entwickeln, die den in Abschnitt 4.2.2 aufgeführten Kriterien und Ansprüchen gerecht wird. Hierzu zählen insbesondere:

- die Minimierung des Einflusses der Wandreibung durch eine geeignete Dimensionierung der Behältergeometrie

- das Vermeiden der Behinderung der Massenbewegung durch die applizierte Messtechnik bzw. Messensorik
- die Gewährleistung einer volumentreuen Deformation (geschlossenes System)
- das Isolieren des Einflusses von Horizontaldeformationen infolge unebener Geländeoberflächen

Gleichfalls ist eine Anregung der wassergesättigten Bodensäule vorzunehmen, die den auf den Innenkippen zu erwartenden Initialen entspricht. Das heißt, dass möglichst keine dynamische Anregung mit anhaltender Belastungsdauer vorzunehmen ist. Vielmehr ist ein einmaliger bzw. impulsartiger Initialeintrag einzubringen, um überlagernde und simultan ablaufende Prozesse der Verflüssigung und Verfestigung zu vermeiden. Auch sind Initialeinträge infolge plötzlich an der Feststoffoberfläche aufgebrachtener Auflasten zu vermeiden.

Ein Versuchsstand gemäß einer *Triaxialzelle* wird diesen Anforderungen nicht gerecht. Zwar kann mit der Einrichtung eine Bodenverflüssigung erzielt werden, allerdings wird hierzu die Aufbringung einer zusätzlichen Auflast (Vertikalspannung) erforderlich. Eigens durchgeführte Voruntersuchungen haben ergeben, dass diese den Verfestigungsprozess beeinflussen und erheblich beschleunigen können. Zudem ist dieser Belastungszustand auf den Innenkippen bei Verflüssigungsereignissen fast nicht vorzufinden. Das heißt, dass oftmals Bodenverflüssigungen in Erdkörpern eingetreten sind, deren Oberflächen lastfrei waren.

Geotechnische *Zentrifugenversuche* sind infolge ihrer sehr komplexen technischen Konstruktion und Dimensionsabmessungen sowie wegen ihres hohen Aufwandes zur Probenvorbereitung im Modellmaßstab für die vorliegende Forschungsarbeit ebenfalls ungeeignet. Hierzu zählen bspw. viskositätsbeeinflussende Maßnahmen im Modellfluid, um die im Prototyp (Erdkörper) vorliegenden Durchlässigkeiten zu generieren (vgl. Abschnitt 2.5.1.1).

Eine Versuchseinrichtung, die einer *Laminarbox* entspricht, ist hinsichtlich des Initials bzw. der Verflüssigungsart ebenfalls ungeeignet. Mit ihr sind weitestgehend nur dynamische Anregungen bzw. zyklische Verflüssigungsereignisse abzubilden. Weiterhin ist mit ihrer Konstruktion ebenfalls ein hoher technischer Aufwand verbunden.

*Kipprinnen* können aufgrund ihrer Konstruktion sehr praktikabel und vielfältig einsetzbar sein. Sie ermöglichen zudem eine einfache Probeneinbringung sowie die Untersuchung unterschiedlicher Probenkonfigurationen. Allerdings lassen sie aufgrund ihrer Geometrie unter Umständen Horizontaldeformationen zu und finden daher im Rahmen dieser Arbeit keine Verwendung.

Die präferierte Variante zur Untersuchung des Verfestigungsverhaltens von verflüssigten Granulaten im wassergesättigten Bereich mit behinderter Seitendehnung (Vertikaldeformation) ist das *Säulenmodell*. Mit der Verwendung einer kreisförmigen Grundfläche wird in der Bodensäule eine über dem Umfang ungleichmäßige Spannungsverteilung vermieden. Bei einem Rechteck bzw. Polygon als Grundfläche führen die Eckbereiche ggf. zu lokalen Spannungsüberhöhungen und zusätzlichen Wandreibungseffekten. Ebenso werden hier unter Umständen eintretende Vorzugsrichtungen eintretender Stoffströme generiert, da das Probenmaterial diese Bereiche nicht vollständig ausfüllt.

Das Säulenmodell ermöglicht des Weiteren eine einfache Applikation der Messtechnik für die Messung der Feststoffabsenkung  $s$ , der Porenwasserdrücke  $u$  und der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H$ . Letztere berücksichtigen den Einfluss der horizontalen wirksamen Korn-zu-Korn-Spannungen  $\sigma'_H$ , der aktuell von der Fachwelt im Hinblick auf die Bodenverflüssigung (in Säulenversuchen) in dieser Art noch nicht messtechnisch erfasst wird.

Mit dem in der vorliegenden Arbeit präferierten Säulenmodell sind sowohl eine statische Verflüssigung mit impulsartigen Initialeinträgen als auch zyklische Verflüssigungen mit dynamischer Belastung für ergänzende Untersuchungen möglich. Die Auslösung einer Verflüssigung sowie die Beeinflussung des Verfestigungsprozesses durch zusätzliche Auflasten an der Feststoffoberfläche, wie sie bspw. bei einem Triaxialversuch vorzufinden sind, können konsequent ausgeschlossen werden.

Der Aufbau des Versuches ist Abschnitt 4.3.1 zu entnehmen.

#### 4.2.4. Auswahl der Einbaumethode

Nach KOLYMBAS (2016) und ISHIHARA (1993) können zur Herstellung einer locker gelagerten Sandprobe<sup>44</sup> im Labor drei Verfahren herangezogen werden, die in Abb. 4-8 skizzenhaft dargestellt sind und nachfolgend erläutert werden.

Die Grundanforderung ist bei allen Einbaumethoden die Generierung einer homogenen Probe

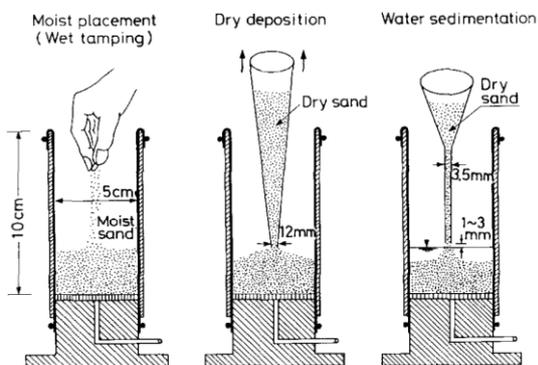


Abb. 4-8: Methoden des Probeneinbaus;  
ISHIHARA (1993)

mit einheitlicher bzw. gleichmäßiger Porenraumverteilung. Nach dem Materialeinbau wird der Porenraum mit CO<sub>2</sub>-Gas freigespült und anschließend mit entlüftetem Wasser gesättigt. Die dabei eintretenden Setzungen müssen akzeptiert werden. Ergänzend sei an dieser Stelle zu erwähnen, dass die zyklische Festigkeit bei einer ungestörten Sandprobe (in situ) und gleicher Dichte doppelt so groß sein kann wie bei einer künstlich eingebauten Probe (vgl. KOLYMBAS (2016)).

#### Feuchte Einbaumethode (*engl. moist placement method*)

Bei dieser Methode wird der Boden mit einem gravimetrischen Wassergehalt von ca.  $w \approx 5\%$  lagenweise händisch eingestreut. Je nach erforderlichem Probenzustand wird dieser nach fünf bis sechs Lagen auf die entsprechende Lagerungsdichte mit einem Stampfer verdichtet.

Nach ISHIHARA (1993) kann mit dieser Methode ein sehr breites Einflusspektrum des Porenanteils untersucht werden. Beispielsweise von einer sehr locker gelagerten, kontraktanten Probe bis hin zu einer sehr dichten Probe mit dilatantem Verhalten. Allerdings ist die anschließende vollständige Aufsättigung der Probe nur schwer durchzuführen.

#### Trockene Einbaumethode (*engl. dry position method*)

Mithilfe eines speziellen Einfülltrichters erfolgt der Einbau einer ofentrockenen Bodenprobe. Dabei wird der Trichter auf einer Höhe von Null über dem Gefäßboden bzw. über der Probenoberfläche gehalten. Mit konstanter Geschwindigkeit fallen die Feststoffpartikel und

<sup>44</sup> Diese Variante entspricht Untersuchungen an einer gestörten Probe.

lagern sich ab. Zur Erreichung einer dichteren Lagerung muss vorsichtig an die Behälterwand geschlagen oder die freie Fallhöhe des Bodens aus dem Trichterrohr erhöht werden.

Diese Methode ist nach ISHIHARA (1993) für Proben mit stark kontraktantem Verhalten ungeeignet. Gegenüber der feuchten Einbaumethode führt sie im Allgemeinen zu einer dichteren Lagerung der Probe. Gleichfalls ergeben sich auch hier Schwierigkeiten in der anschließenden Aufsättigung des Materials.

### **Nasse Einbaumethode (*engl. water sedimentation method*)**

Bei der nassen Einbaumethode wird ebenfalls mithilfe eines speziellen Trichters trockenes Material direkt an der Wasseroberfläche eingerieselt. Dabei muss der Wasserstand im Probengefäß so hoch sein, dass für die Granulatkörner ein Sedimentationsweg von ca. zwei bis drei Zentimeter vorliegt. In Abhängigkeit des Korndurchmesser  $d_{50}$  muss ggf. eine Anpassung des Sedimentationsweges vorgenommen werden. Für eine dichte Lagerung der Feststoffpartikel muss ebenfalls ein vorsichtiges Anschlagen an die Behälterwand erfolgen.

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die Feststoffprobe mit entlüftetem Wasser zu mischen und diese granulare Suspension mit dem Einfülltrichter in das Probengefäß mit verschwindender Fallhöhe einzubringen. Der Vorteil besteht darin, dass Feststoff- und Wasserspiegel immer koinzidieren.

Ein weiterer Vorteil dieser Methode ist, dass mit dem Einbau des Materials simultan eine vollständige Sättigung erzielt wird.

Nachteilig bei dieser Methode ist, dass die Gefahr einer Entmischung des Materials (Segregation) besteht und damit eine Schichtung in der Probe entstehen kann.

Im Hinblick auf die Untersuchung des Verfestigungsverhaltens einer verflüssigten anthropogenen Innenkippe (vgl. Abschnitt 2.3.3) muss in den Versuchen ein Probeneinbau gemäß der *feuchten Einbaumethode* vorgenommen werden. Mit dem Einstreuen von erdfeuchtem Material kann ein Verstürzen der im Braunkohletagebau abgetragenen Deckschichten modellhaft simuliert und gleichfalls im Boden ein Zustand der lockeren Lagerung hergestellt werden. Ebenso ermöglicht dieser Probeneinbau die Simulation des Grundwasserwiederanstiegs und ggf. dessen zusätzlichen Einflusses auf die sich einstellende Porosität der Probe während der Sättigungsphase zu berücksichtigen.

Eine CO<sub>2</sub>-Gas-Spülung des Materials wird nicht vorgenommen.

## **4.3. Hauptversuche**

### **4.3.1. Versuchsaufbau**

Für die in Abschnitt 4.2.3 gewählte Vorzugsvariante wurde ein Säulenmodell konstruiert, das aus zwei transparenten Kunststoff-Zylindern besteht, welche über eine bodenseitig angebrachte Schlauchleitung (Flutungsleitung) miteinander gekoppelt sind (vgl. Abb. 4-9). Während in Behälter 1 die Einfüllung des zu untersuchenden Probenmaterials stattfindet, wird in Behälter 2 das Porenfluid Wasser eingebracht. Gemäß dem Prinzip kommunizierender Röhren erfolgt mit einem definierten Druckgradienten die Aufsättigung des Probenmaterials in Behälter 1 über eine entsprechende Zugabe von Wasser aus Behälter 2.

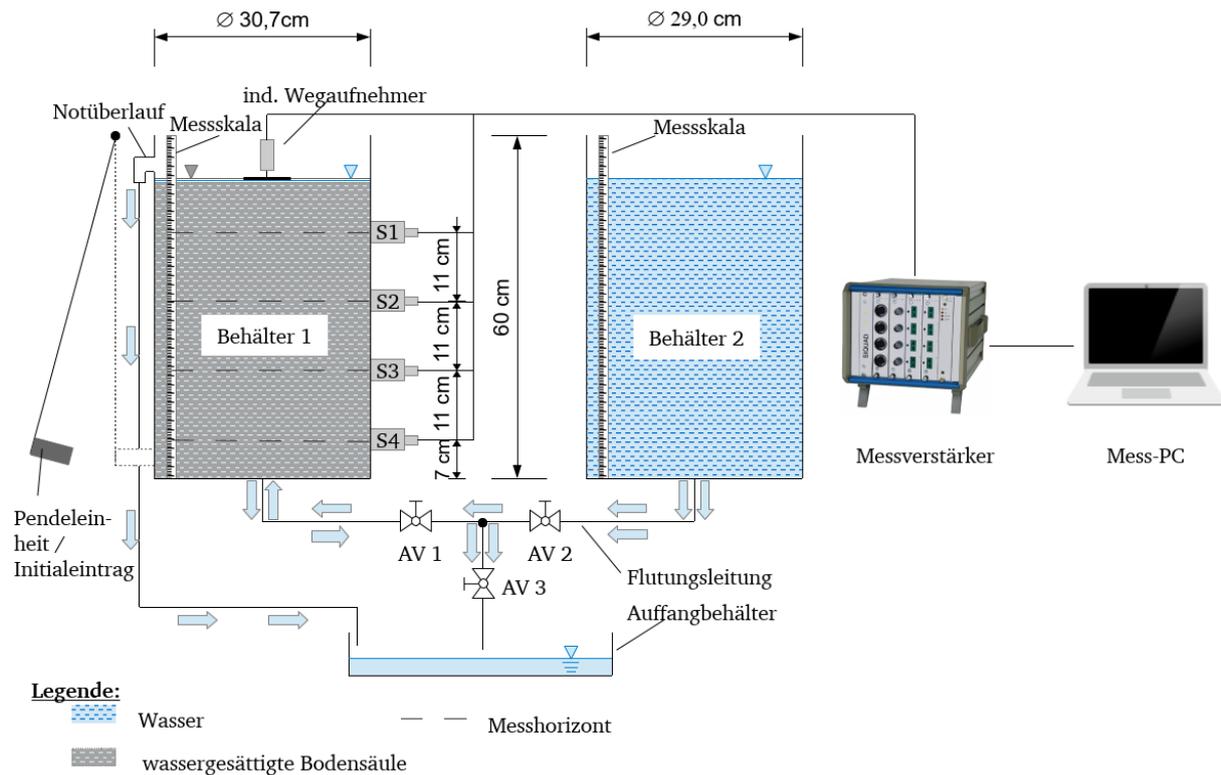


Abb. 4-9: Prozessflussdiagramm und technischer Aufbau – Säulenversuch

Mithilfe von Absperrventilen (AV) wird jeder Behälter in ein abgeschlossenes System überführt.

An der Peripherie des Behälters 1 sind vier piezoresistive Druckmessgeber lotrecht und äquidistant angeordnet. Um vor, während und nach einer Bodenverflüssigung die Porenwasserdrücke  $u$  und ebenso die horizontalen Erddrücke bzw. totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H$  aufzeichnen zu können, weisen die Sensoren messstoffberührende Membrane auf (vgl. Anhang B). Die Sensoren sind dabei so installiert, dass ihre Membran bündig mit der Innenseite des Behälters 1 ist. Dadurch kann eine Behinderung der Bewegung der Massenströme während der Verflüssigung und Verfestigung vermieden werden.

Zur Messung der Absenkung  $s$  der Feststoffoberfläche ist an dieser ein induktiver Wegaufnehmer (vgl. Anhang B) appliziert. Dessen loser Tauchanker ist mit einer Lochplatte (5x5 cm) aus Aluminium verbunden, die den Feststoff über ihre entsprechende Fläche berührt. Die Löcher mit einem Durchmesser von  $\varnothing = 8 \text{ mm}$  dienen dazu, den Einfluss durch die an der Platte angreifenden Auftriebskräfte auf ein Minimum zu reduzieren.

Die Drucksensoren und der Wegaufnehmer sind an einem Messverstärker angeschlossen, der das elektrische Ausgangssignal der Sensoren in ein digitales Eingangssignal für den Mess-PC umwandelt und an diesen weiterleitet. Wobei die Drucksensoren zur Signalumwandlung einen zwischengeschalteten Datenlogger benötigen.

Die applizierte Messtechnik ist dazu in der Lage während der gesamten Versuchsdauer simultan die Absenkung  $s$  der Feststoffoberfläche mit der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H$  oder dem Porenwasserdruck  $u$  in einer Messrate von 1000 Messungen pro Sekunde aufzuzeichnen.

Der Innendurchmesser des Behälters 1 ist mit  $\varnothing 307 \text{ mm}$  so gewählt, dass der Einfluss von Wandreibungseffekten auf das Verhalten der verflüssigten Bodensäule auf ein Minimum reduziert werden kann.

Um Beschädigungen, wie z.B. Risse in der Zylinderwand, infolge des mechanischen Schocks vorbeugen zu können, weist der Behälter 1 eine Verstärkung im Bereich des Initialeintrages auf (vgl. Abb. 4-10).

Der Initialeintrag erfolgt horizontal, über eine Pendelvorrichtung mit definierbarer Pendelmasse. Die Vorrichtung ist derart konstruiert, dass Pendellänge, Auslenkwinkel und Pendelmasse variiert werden können. Um bei mehrmaliger Anregung die Fallhöhe bzw. Auslenkung konstant halten zu können, ist an der Pendelvorrichtung zusätzlich ein dreh- und fixierbarer Anschlagpunkt installiert.

Die gesamte Versuchseinrichtung ist auf einer Stahlkonstruktion montiert und zusätzlich verspannt, um Eigen- und Nachschwingungen des Säulenmodells infolge des Initialeintrages auf ein Minimum zu reduzieren.



Abb. 4-10 Versuchsaufbau - Säulenversuch

Die technischen Komponenten des Säulenmodells und ihre wesentlichen Eigenschaften sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

Tab. 4-1: Säulenmodell – technische Komponenten

Komponente	Bemerkung
Behälter 1	$\varnothing 315, L = 600 \text{ mm}, d = 4 \text{ mm}$ , Material: PVC (transparent)
Behälter 2	$\varnothing 300, L = 600 \text{ mm}, d = 4 \text{ mm}$ , Material: Acryl (transparent)
Piezoresistive Drucksensoren 1-4	siehe Anhang B
Induktiver Wegaufnehmer	siehe Anhang B
Pendeleinheit:	
Pendellänge	$L_P = 500 \dots 600 \text{ mm}$ (stufenlos einstellbar)
Pendelmasse	$m_P = 1500 \dots 3000 \text{ g}$ (stufenlos einstellbar)
Auslenkwinkel	$\alpha = 0 \dots 120^\circ$ (stufenlos einstellbar)
Zu- und Ablaufleitung	$\varnothing \frac{3}{4}''$
Messskala	Metrisch, Auflösung: 0,5 mm

#### 4.3.1.1. Messkonzept

Die Auslegung des Messkonzeptes erfolgte so, dass im jeweiligen Messhorizont entweder die totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  oder der anliegende Porenwasserdruck  $u(z, t)$  gemessen werden konnte. Beide werden nachfolgend vorgestellt.

#### Kombinierte Erd- und Porenwasserdruckmessung

Für die kombinierte Erd- und Porenwasserdruckmessung, also der Messung totaler Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$ , werden die gewählten piezoresistiven Druckmessgeber an der Wandung des Behälters 1 so appliziert, dass ihre messstoffberührende Membran bündig mit der Innenseite des Zylinders ist (vgl. Abb. 4-11). Die Membran ermöglicht es die Spannungsanteile des Korngefüges sowie die vom Porenfluid ausgeübten hydrostatischen Drücke (neutralen Spannungen) zu erfassen.

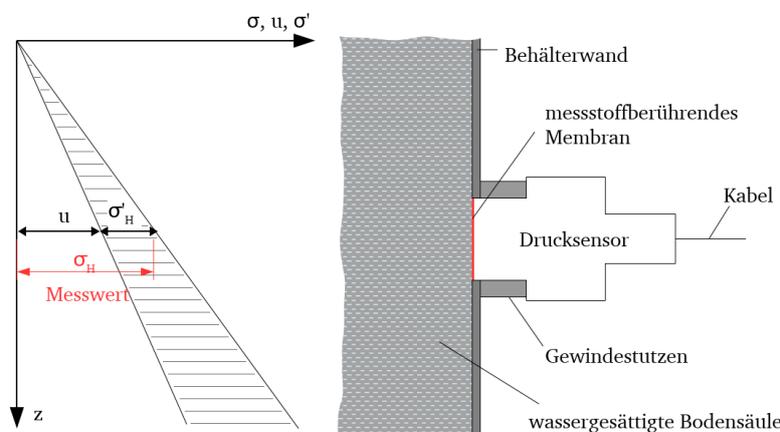


Abb. 4-11: Kombinierte Erd- und Porenwasserdruckmessung – Darstellung der im Messwert enthaltenen Spannungsanteile (links) und der Sensorapplikation (rechts)

Der Vorteil dieser Art der Messung besteht darin, dass für die Zustands- und Prozessbeschreibung der Granulatsäule der Einfluss wirksamer Spannungen  $\sigma'$  indirekt erfasst wird. Dieser steht somit für die Ausgabe der vorliegenden Spannungsentwicklung  $\sigma_H(z, t)$  und des Erddruckbeiwertes bzw. der Horizontalspannungsverhältnisse  $K(z, t)$  bereit, sowohl für den Ausgangszustand als auch für den Endzustand und die dazwischenliegenden Momentanzustände der wassergesättigten Granulatsäule.

#### Isolierte Porenwasserdruckmessung

Zur isolierten Messung der Porenwasserdrücke  $u(z, t)$  (ohne Erddruckanteile) werden die Drucksensoren auf den entsprechenden Messhorizonten über ein zwischengeschaltetes Distanzstück zurückgesetzt. Mithilfe einer vorgeschalteten und an der Zylinderinnenwand angebrachten Gaze wird der anstehende Feststoff zurückgehalten, das Porenfluid jedoch nicht. Dabei ergibt sich zwischen Zylinderinnenwand und der messstoffberührenden Membran ein feststofffreier Flüssigkeitsraum, der dem im Behälter 1 vorherrschenden Fluiddruck unterliegt.

Um den vor der Aufsättigung in der Kammer vorliegenden Gasanteil entweichen lassen zu können, ist am Scheitel der Distanzstücke eine Entlüftungsschraube installiert (vgl. Abb. 4-12).

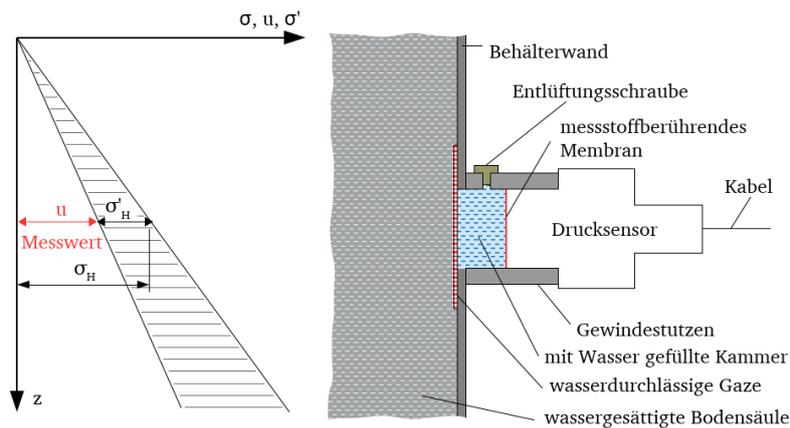


Abb. 4-12: Isolierte Porenwasserdruckmessung – Darstellung der im Messwert enthaltenen Spannungsanteile (links) und der Sensorapplikation (rechts)

#### 4.3.1.2. Modifizierungen

Der Versuchsaufbau ist des Weiteren so konzipiert, dass zusätzlich eine Fluidisierung der Bodensäule stattfinden kann. Hierzu wird lediglich die Zulaufleitung des Behälters 2 entkoppelt und der Zulaufanschluss des Behälters 1 mit dem laborinternen Wasserkreislaufsystem verbunden. Der zugeführte Wasser-Volumenstrom wird dabei über einen zwischengeschalteten Durchflussmesser erfasst und durch ein entsprechendes Absperrventil reguliert. Ein Notüberlauf auf der oberen Seite des Behälters 1 leitet das überschüssige Wasser drucklos ab.

#### 4.3.1.3. Messequipment

Die Beschreibung des verwendeten Messequipments ist dem Anhang B zu entnehmen.

### 4.3.2. Laborative Voruntersuchung der Versuchsmaterialien

Zur Untersuchung des Verflüssigungs- und Verfestigungsverhaltens von wassergesättigten locker gelagerten Granulaten wurde zum einen verflüssigungsfähiges Material von den Innenkippen des Tagebauriums SCHLABENDORF NORD (Restloch F, im Folgenden als RL F bezeichnet) und zum anderen industriell hergestellte granulare Glasperlen verwendet. Letztere sollten dazu dienen, die in den Berechnungsmodellen angenommenen, idealen Randbedingungen, wie Einkornmaterial und glatte, sphärische Kornform, in die Versuchsdurchführung zu übernehmen und somit einen direkten Vergleich zwischen dem theoretischen und dem tatsächlichen Materialverhalten bzw. eine Gegenüberstellung von Mess- und Berechnungsergebnissen zu ermöglichen.

#### 4.3.2.1. Bodenmaterial Restloch F

##### Trockendichte

Die Ermittlung der Trockenrohndichte erfolgte mit einem Pyknometer und der Verwendung eines Referenz-Fluides mit bekannten Fließeigenschaften nach DIN EN ISO 11272.

Für den verflüssigungsfähigen Sand vom Restloch F wurde laborativ (nicht in situ) eine Trockenrohndichte von  $\rho_d = 1,54 \text{ g/cm}^3$  ermittelt.

## Reindichte

Die laborative Ermittlung der Reindichte erfolgte nach DIN 66137-2 mit einem Gaspyknometer und beträgt  $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$ .

## Korngrößenverteilung

Zur Ermittlung der Korngrößenverteilung des verflüssigungsfähigen Sandes vom RL F wurde zum einen eine Siebanalyse nach DIN EN ISO 17892-4 und zum anderen eine Sedimentationsanalyse mit einem Sedigraph (Röntgenstrahlung) durchgeführt. Aus der ermittelten und in Abb. 4-13 dargestellten Korngrößenverteilung können die in Tab. 4-2 aufgeführten Charakteristiken des Bodens bestimmt werden.

Dabei ergeben sich aus den Korndurchmessern bei 10 %, 30 % und 60 % Siebdurchgang gemäß Gleichung [4-1] die Ungleichförmigkeitszahl  $C_U$  und nach Gleichung [4-2] die Krümmungszahl  $C_C$ . Mit einer ermittelten Ungleichförmigkeitszahl von  $C_U = 2,8$  und einer Krümmungszahl von  $C_C = 0,9$  gilt der Boden nach DIN 18196 als eng gestuft (gleichförmig).

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad [4-1]$$

$$C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \quad [4-2]$$

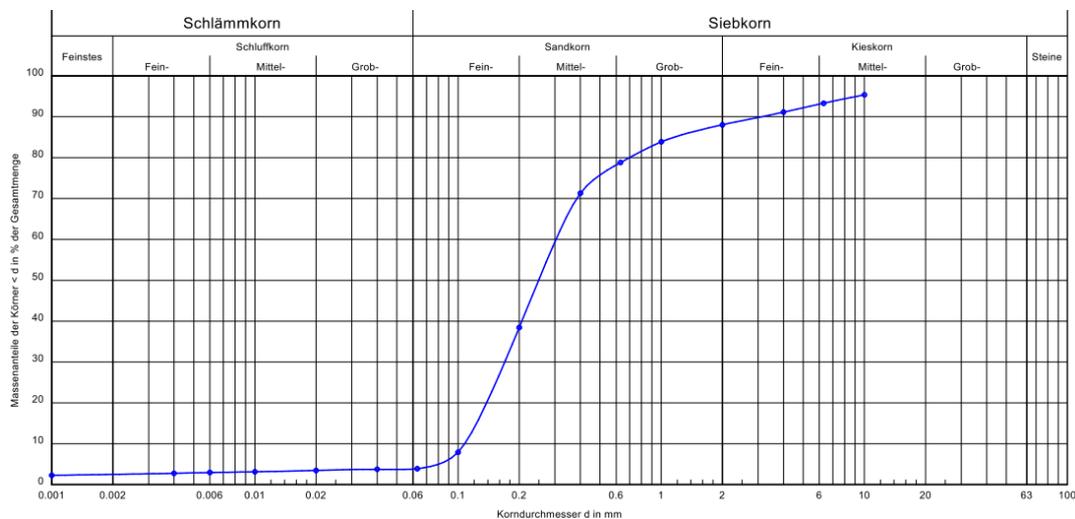


Abb. 4-13: Körnungslinie – Bodenmaterial RL F

Tab. 4-2: Eigenschaften des Bodenmaterials RL F (Tagebau SCHLABENDORF NORD)

Bodenart nach DIN 4022	S, fg', mg'
Anteil < 0,063 mm [%]	3,95
Korndurchmesser $d_{10}$ [mm]	0,108
Korndurchmesser $d_{50}$ [mm]	0,246
Korndurchmesser $d_{60}$ [mm]	0,297
Ungleichförmigkeitsgrad $C_U$	2,8
Krümmungszahl $C_C$	0,9

Fügt man nun die aus den laborativen Untersuchungen erhaltene Körnungslinie des Bodenmaterials vom RL F in das Kornverteilungsdiagramm von DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014) ein, so ist zu konstatieren, dass diese innerhalb des Kornbandes von zur Verflüssigung neigenden Materialien liegt (vgl. Abb. 4-14).

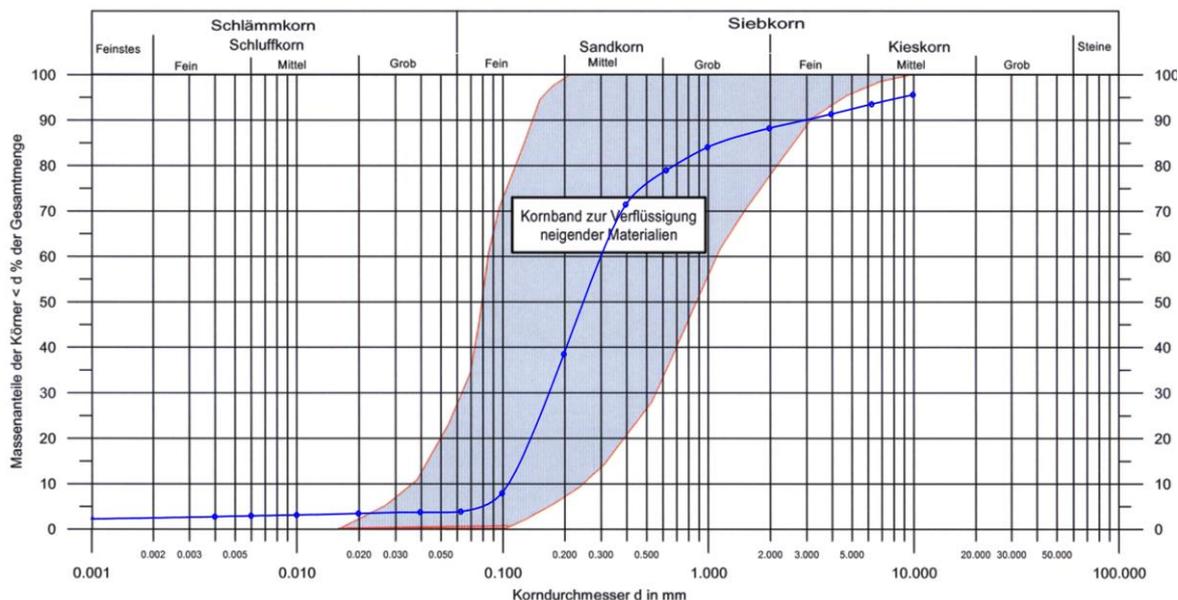
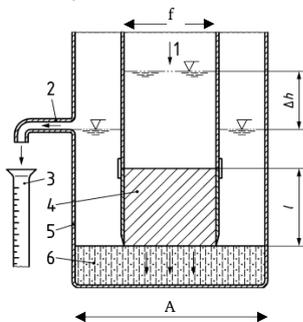


Abb. 4-14: Körnungslinie des Versuchsmaterials vom RL F im Kornband zur Verflüssigung neigender Materialien aus DREBENSTEDT & KUYUMCU (2014).

## Hydraulische Leitfähigkeit

Die Ermittlung der hydraulischen Leitfähigkeit erfolgte laborativ mit dem *Falling-Head-Verfahren* nach DIN 19638-9. Die Prinzipskizze bzw. der Versuchsaufbau sind exemplarisch in Abb. 4-15 dargestellt.



### Legende

- 1 Zufluss mit Niveauregelung
- 2 Überlauf
- 3 Messzylinder
- 4 Stechzylinderbodenprobe
- 5 Messbehälter
- 6 Filterschicht
- $l$  Höhe der Bodensäule in Fließrichtung
- $\Delta h$  hydraulische Druckdifferenz

Abb. 4-15: Prinzipskizze; DIN 19638-9

Bei einer im Versuch vorliegenden Wassertemperatur von  $T = 12,7^\circ\text{C}$  konnten nach dem Verfahren der instationären Durchströmung und mehreren Versuchsdurchführungen für das vorliegende Bodenmaterial gemäß Gleichung [4-3] die in Tab. 4-3 enthaltenen Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_{T,S}$  als arithmetische Mittelwerte sowohl für den Zustand der lockeren Lagerung ( $n \approx 0,445$ ) als auch für den der mitteldichten Lagerung ( $n \approx 0,396$ ) bestimmt werden..

$$k_{T,S} = \frac{f}{A} \cdot \frac{l}{t} \cdot \ln \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2} \quad [4-3]$$

Mit deren Umrechnung auf das Temperaturniveau eines Grundwasserleiters von  $T = 10^\circ\text{C}$  ergeben sich für das vorliegende Versuchsmaterial gemäß Gleichung [4-4] die ebenfalls in Tab. 4-3 enthaltenen Durchlässigkeitsbeiwerte von  $k_{f,S} = k_{f,10}$ .

$$k_{f,10} = \frac{1,359}{1 + 0,0337 \cdot T + ,00022 \cdot T^2} \cdot k_{T,S} \quad [4-4]$$

Tab. 4-3: Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_{T,S}$  und  $k_{f,S}$ 

Lagerungszustand	$k_{T,S}$ [m/s]	$k_{f,S}$ [m/s]
locker	$2,66 \cdot 10^{-4}$	$2,47 \cdot 10^{-4}$
mitteldicht	$1,50 \cdot 10^{-4}$	$1,40 \cdot 10^{-4}$

Die Versuchsdaten sowie die einzelnen Berechnungswerte sind dem Anhang D beigefügt.

#### 4.3.2.2. Granulare Glasperlen

Die im Versuch verwendeten granularen Glasperlen stellen Mikroglasskugeln aus Kalknatronglas dar, welche in einem Schachtofenverfahren hergestellt werden und eine feuerpolierte<sup>45</sup> Oberfläche aufweisen (vgl. LINDNER (2017)). Ihr Rundungskoeffizient wird vom Hersteller mit 0,89 angegeben (bei einer Kugel beträgt dieser 1).

#### Reindichte

Die Angabe der Reindichte (bzw. Korndichte<sup>46</sup>) wird von LINDNER (2017) übernommen und ist mit  $\rho_s = 2,5 \text{ g/cm}^3$  beziffert. Dieser liegt damit geringfügig unterhalb der Korndichte vom verflüssigungsfähigen Sand (vgl. Abschnitt 4.3.2.1).

#### Korngrößenverteilung

Die Körnungslinie wurde ebenfalls durch eine Siebanalyse nach DIN EN ISO 17892-4 ermittelt und ist in Abb. 4-16 dargestellt. Aufgrund der Abstinenz von Feinanteilen wurde keine Sedimentationsanalyse vorgenommen.

Die aus der Korngrößenverteilung ermittelten granularen Eigenschaften sind in Tab. 4-4 festgehalten. Die Ermittlung der Ungleichförmigkeitszahl  $C_U$  bzw. der Krümmungszahl  $C_C$  erfolgte dabei nach den Gleichungen [4-1] bzw. [4-2]. Die granularen Glasperlen gelten nach DIN 18196 als gleichförmig.

Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Körnungslinie tatsächlich steiler ausfallen wird und sich vermutlich weiter der eines Einkornmaterials nähert. Dies ist zum einen auf die Angaben des Herstellers zurückzuführen, der für die verwendeten Glasperlen einen Korndurchmesser im Größenbereich von  $d = 0,15 \dots 0,25 \text{ mm}$  angibt und zum anderen auf die Tatsache, dass der verwendete Siebsatz keine Siebstufe mit einer Maschenweite zwischen  $0,2 \text{ mm}$  und  $0,4 \text{ mm}$  enthält. Für die nachfolgende Versuchsauswertung werden die in Tab. 4-4 aufgeführten Werte als hinreichend genau erachtet und verwendet.

<sup>45</sup> Mithilfe dieses Prozesses werden die beim Herstellen der Glasperlen entstandenen Rillen und Rauigkeiten durch Zuführung von Wärme entfernt. Die Oberfläche wird dabei sehr glatt.

<sup>46</sup> Nach (DIN 18124).

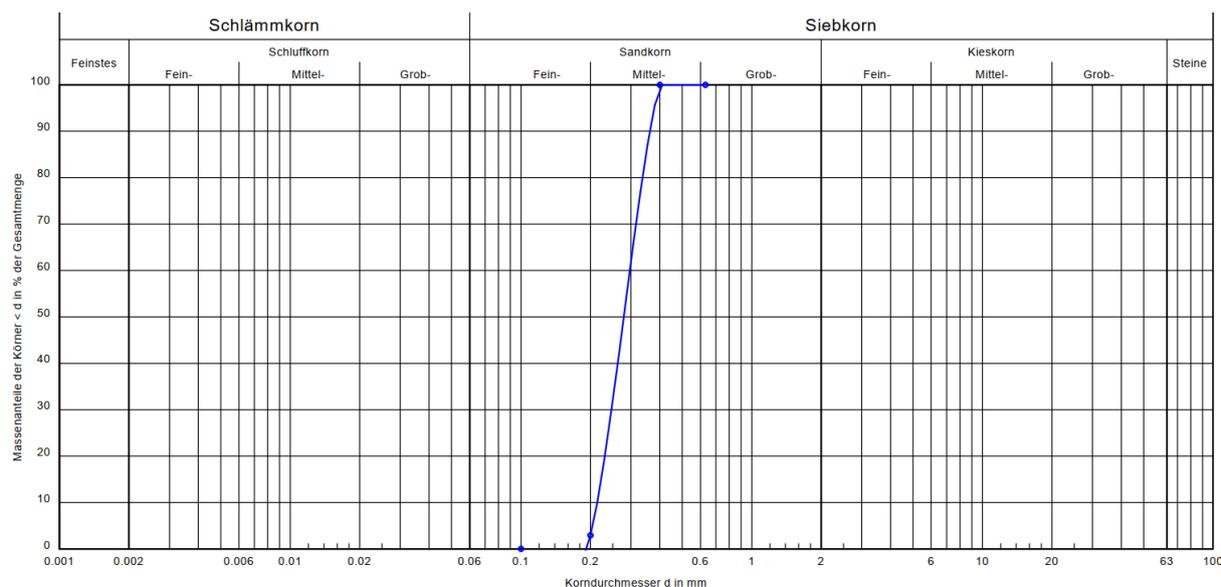


Abb. 4-16: Körnungslinie – granulare Glasperlen

Tab. 4-4: Eigenschaften der granularen Glasperlen

Bodenart nach DIN 4022	mS
Anteil < 0,063 mm [%]	0
Korndurchmesser $d_{10}$ [mm]	0,214
Korndurchmesser $d_{50}$ [mm]	0,279
Korndurchmesser $d_{60}$ [mm]	0,296
Ungleichförmigkeitsgrad $C_U$	1,4
Krümmungszahl $C_C$	1,0

### Hydraulische Leitfähigkeit

Die Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte erfolgt für die granularen Glasperlen ebenfalls nach DIN 19638-9 und instationärer Durchströmung. Mit der Anwendung der Gleichungen [4-3] und [4-4] ergeben sich für diese mittlere Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_{f,G}$  gemäß Tab. 4-5.

Tab. 4-5: Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte  $k_{T,G}$  und  $k_{f,G}$ 

Lagerungszustand	$k_{T,G}$ [m/s]	$k_{f,G}$ [m/s]
locker	$4,20 \cdot 10^{-4}$	$4,08 \cdot 10^{-4}$
mitteldicht	$3,14 \cdot 10^{-4}$	$3,05 \cdot 10^{-4}$

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{f,G}$  der granularen Glasperlen ist somit je nach Lagerungszustand ca. 1,6- bis 2-mal höher als der  $k_{f,S}$ - Wert, der verflüssigungsfähigen Sande vom RL F.

Die Versuchsdaten sowie die einzelnen Berechnungswerte sind dem Anhang D beigefügt.

### 4.3.3. Versuchsdurchführung

#### 4.3.3.1. Vorbereitungsphase

Vor dem Beginn jedes Versuchs erfolgte eine Kalibrierung der einzelnen Druckmessgeber. Um Messabweichungen festzustellen, wurde hierzu der Behälter 1 mit Wasser aufgefüllt und dessen Füllstand (Wassersäule) zum einen mit einem Stahlmaßstab und zum anderen mit den Drucksensoren gemessen. Bei einer Abweichung zwischen den Werten beider Messverfahren wurde eine Justierung mittels Nullpunktgleich vorgenommen, welche bei einer Diskrepanz der Messwerte von  $\Delta h_{H_2O} \leq \pm 1 \text{ mmWS}$  abgeschlossen war.

Um für den Verflüssigungs- und Verfestigungsprozess eine volumentreue Deformation der Bodensäule sowie den Zustand undrainierter Bedingungen zu gewährleisten, erfolgte vor jedem Versuch eine Sicht-, Dicht- und Funktionsprüfung der gesamten Versuchseinrichtung.

Nach Abschluss dieser Bearbeitungsschritte wurde vor dem Einbau des Materials die zur Aufsättigung genutzte Zulaufleitung mit Wasser geflutet. Mit der vorgenommenen Entlüftung wurde während der Aufsättigungsphase ein zusätzlicher Gaseintrag in die Bodensäule und dessen Einfluss auf das Materialverhalten vermieden.

Alle Versuche wurden bei einer konstanten Umgebungstemperatur von  $T = (19 \pm 1)^\circ\text{C}$  durchgeführt.

#### 4.3.3.2. Einbau und Aufsättigung des Versuchsmaterials

##### **Bodenmaterial Restloch F**

Vor dem Einbau des Bodens (Granulats) erfolgte dessen Konditionierung, um ähnliche Eigenschaften bzw. Zustände zu generieren, wie sie auf den Lausitzer Innenkippen vorzufinden sind. Hierzu erfolgte die Einstellung eines gravimetrischen Wassergehaltes von  $w = 8 \dots 10 \%$ . Anschließend wurde der einzubauende Boden im erdfeuchten Zustand gewogen und dessen Gesamtmasse  $m_{E,0}$  bestimmt. Je nach Versuchsreihe lag diese bei  $m_{E,0} \approx 50 \dots 66 \text{ kg}$ .

Der Einbau des konditionierten Bodens erfolgte nach der in Abschnitt 4.2.4 gewählten Methode des feuchten Einstreuens gleichmäßig und in lockerer Lagerung (ohne Verdichtung). Dabei ergab sich ein Einbauporenanteil von  $n = 0,58 \dots 0,61$ .

Um Beeinflussungen im Verflüssigungs- und Verfestigungsprozess durch eventuelle Unebenheiten in der Feststoffoberfläche zu vermeiden, wurden die Erhöhungen durch ein rotierendes Schälmesser abgetragen und in Senkungen aufgetragen. Die Rotation erfolgte langsam und ohne Ausübung vertikaler Druckkräfte, um keine Inhomogenitäten in der Feststoffsäule zu generieren.

Die anschließende Aufsättigung des Bodenmaterials wurde so vorgenommen, dass durch geringe Druckhöhenunterschiede Bodenumlagerungen möglichst vermieden wurden. Hierzu wurde im 30-Minuten-Takt die Wassersäule in Behälter 2 jeweils um einen Zentimeter erhöht. Sobald der Wasserspiegel in der Bodensäule bzw. die Fließstrecke ein Niveau von 15 Prozent der Bodenschicht erreicht hatte, fand wiederum alle 30 Minuten eine sukzessive Erhöhung des Druckhöhenunterschiedes auf drei Zentimeter Wassersäulendifferenz  $\Delta h_{H_2O}$  statt.

Der Aufsättigungsprozess erfolgte über einen Zeitraum von ca. 24 h und war mit der Koinzidenz des Wasserspiegels und der Feststoffoberfläche abgeschlossen.

Ergänzend sei an dieser Stelle erwähnt, dass während des Aufsättigungsprozesses bei den Versuchen mit isolierter Porenwasserdruckmessung ein Entlüften der mit Wasser gefüllten Kammern vorgenommen wurde. Erst mit Austritt des Wassers an der Entlüftungsschraube wurde diese geschlossen. Ergänzend erfolgte das Absaugen von ggf. an der Gaze befindlichen Gasblasen mithilfe einer Kanüle.

In jeder der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuchsreihen lag eine wassergesättigte Bodensäule bzw. Granulatsäule mit einem initialen Porenanteil von  $n = 0,47 \dots 0,48$  vor.<sup>47</sup>

Nach den in DENNHARDT & LUCKE et al. (2014) durchgeführten Untersuchungen entspricht dies in guter Näherung dem auf der Innenkippe des ehemaligen Tagebaus SCHLABENDORF NORD maximalen Porenanteil  $max\ n$  für die lockerste Lagerung.

Um nach dem Initialeintrag eine volumentreue Deformation der Bodensäule im Verflüssigungs- und Verfestigungsprozess gewährleisten zu können, wurde unmittelbar nach dem Prozess der Aufsättigung der Behälter 1 durch Schließen des Absperrventils AV 1 vom Behälter 2 entkoppelt (vgl. Abb. 4-9).

### Granulare Glasperlen

Die industriell hergestellten Glasperlen wurden in gleicher Weise eingebaut wie es mit dem

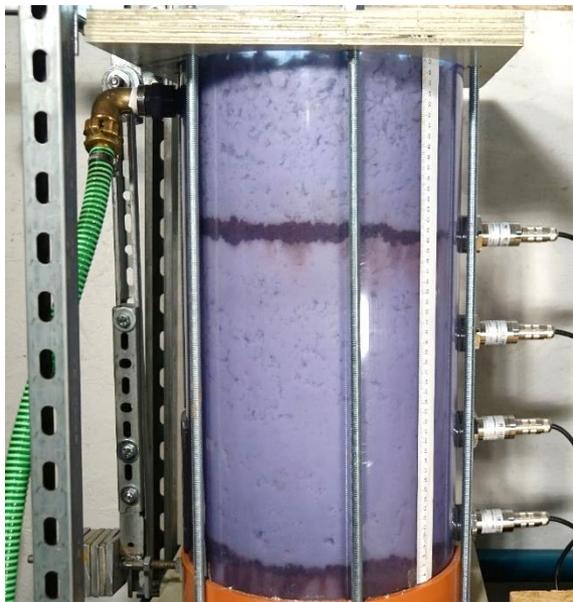


Abb. 4-17: Glaskugeln mit eingelagerten Bodenschichten zu Beginn der Aufsättigungsphase

Die industriell hergestellten Glasperlen wurden in gleicher Weise eingebaut wie es mit dem

Bodenmaterial aus dem Tagebau SCHLABENDORF NORD erfolgte. Um nach dem Initialeintrag das Voranschreiten einer von unten nach oben aufsteigenden Verfestigungsfront optisch zu erfassen, wurden zusätzlich auf dem Höhenniveau der Drucksensoren S1 und S4 ein Zentimeter mächtige Materialschichten, bestehend aus dem verflüssigungsfähigen Boden des RL F, eingebracht. Optisch waren diese beiden Schichten aufgrund ihrer verschiedenen Farben sehr gut zu unterscheiden (vgl. Abb. 4-17). Infolge der nahezu gleichen bodenmechanischen Kenngrößen (z.B. Korndichte  $\rho_s$ , Korndurchmesser  $d_{60}$ ) war eine derartige Einbaukombination zulässig ohne das Verfestigungsverhalten der Glasperlensäule entscheidend zu beeinflussen.

Die gravimetrischen Wassergehalte  $w$  und Einbaumassen  $m_{E,0}$  beider Versuchsmateria-

<sup>47</sup> In der Modellvorstellung entspricht dies der kubisch primitiven Kugelpackung (lockerste Lagerung).

Tab. 4-6: Einbaukenngrößen – Glaskugeln und Boden; Versuch Nr.11

Kenngröße	Glasperlen	Bodenmaterial RL F
Wassergehalt $w$ [%]	10,26	14,29
Einbaumasse $m_{E,0}$ [kg]	56,399	2,403
Porenanteil vor der Aufsättigung $n$ [-]	0,497	0,643

Die Aufsättigung der aus granularen Glasperlen und Boden bestehenden Granulatsäule erfolgte nach der in Abschnitt 4.3.3.2 beschriebenen Verfahrensweise. Mit dem Abschluss der Aufsättigung wurde im Mittel ein Porenanteil von  $n = 0,431$  festgestellt.

#### 4.3.3.3. Initialeintrag

Um eine Verflüssigung zu generieren, wurde in allen Versuchen ausschließlich ein impulsartiger Initialeintrag mithilfe einer Pendeleinheit (vgl. Abb. 4-10) vorgenommen, welcher von einem teilelastischen Stoß geprägt war.

Bei einmaliger Anregung wurde je nach Versuchsreihe die einstellbare Gesamtmasse der Pendeleinheit von  $m_p = (2,079... 2,515)$  kg auf einer Höhe von  $h = 0,54$  m um  $90^\circ$  ausgelenkt und anschließend im freien Fall gegen die Behälterwand anschlagen gelassen.

Bei mehrfacher Anregung wurde in Abhängigkeit der Versuchsreihe 6 bis 32 mal mit konstanter Pendelmasse  $m_p$  und Auslenkung  $\alpha$  gegen die Außenseite des Behälters geschlagen. Zwischen den jeweiligen Initialeinträgen wurde zum Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  eine Zeitspanne von  $t = 7$  min eingehalten. Wobei diese sich mit zunehmender Anregungszahl  $i_A$  auf  $t = 3$  min verringerte. Initialeinträge mit geringeren Impulsintensitäten  $p$  erfolgten über die Veränderung des Auslenkwinkels.

Für eine bessere Darstellung der Messkurven und Handhabung der Messdaten erfolgte der erste Initialeintrag immer bei einer Dauer von  $t = 60$  s (Versuchsbeginn bei  $t = 0$  s).

Die für die jeweiligen Versuche gewählten Belastungskonfigurationen sind mit der Angabe der Pendelmasse, der Auslenkhöhe und des Auslenkwinkels dem Anhang A zu entnehmen.

#### 4.3.3.4. Nachbereitungsphase

Mit dem Ende der Versuchsdurchführung erfolgte durch Öffnen der Absperrventile AV 1 und AV 3 die Entwässerung der Bodensäule bis zu deren Feldkapazität (vgl. Abb. 4-9). Um das Auswaschen der Feinanteile aus der Bodensäule infolge der Entwässerung auf ein Minimum zu reduzieren, wurde das abgeleitete Wasser in einem separaten Behälter aufgefangen. Nach dem über mehrere Tage anhaltenden Prozess des Absetzens darin enthaltener Feststoffe wurde das Wasser abgeschöpft und die Sedimentschicht aus Feinanteilen dem ursprünglichen Boden zugeführt. Dabei konnten kleinste Schwebstoffe dem Fluid nicht entzogen werden und sind daher als Verlust zu berücksichtigen.

Nach dem sorgfältigen Ausbau des Versuchsmaterials erfolgte dessen Trocknung auf einen gravimetrischen Wassergehalt von  $w = 8 \dots 10$  %, um ihn für nachfolgende Versuche wiederzuverwenden.

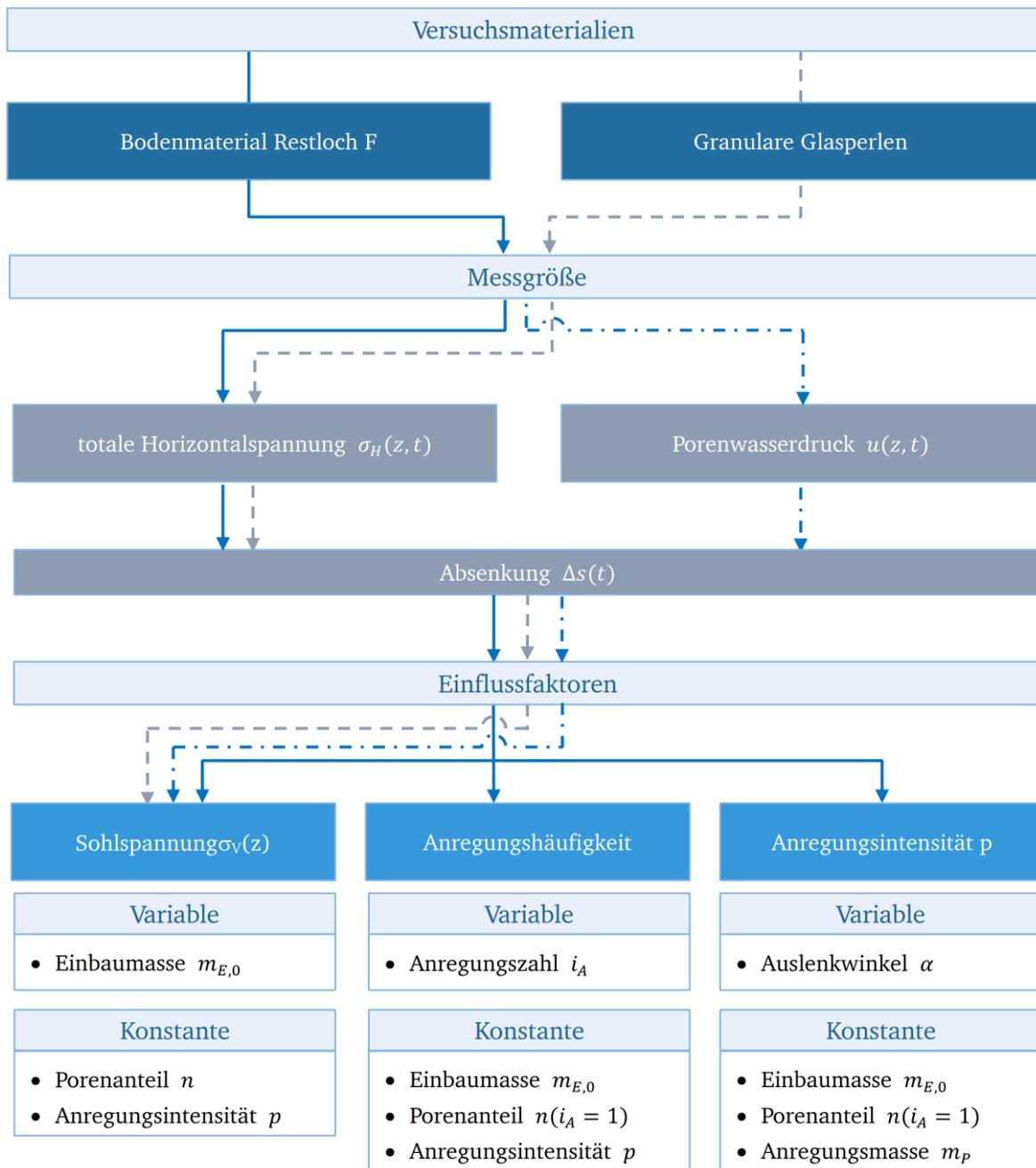
## 4.4. Versuchsprogramm

Zur Aufklärung der Hypothesen und Forschungsfrage wurde das in Abb. 4-18 aufgestellte Versuchsprogramm durchgeführt. Dieses besteht im Wesentlichen aus drei Versuchsgruppen mit unterschiedlichen Messgrößen, Probenkonfigurationen sowie Einflussfaktoren des Initials.

Versuchsgruppe 1 umfasste die Untersuchung des Verfestigungsverhaltens eines verflüssigten Bodenmaterials anhand der Entwicklung der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Absenkung  $\Delta s(t)$ . Hierzu wurden 3 Versuchsreihen mit veränderten Sohlspannungen  $\sigma_V(z)$ , Anregungshäufigkeiten  $i$  und Anregungsintensitäten  $p$  durchgeführt.

Um weitere Erkenntnisse über die Entwicklung der geostatischen Spannungen (insbesondere der effektiven Spannungen  $\sigma'(z, t)$ ) im Verflüssigungs- und Verfestigungsprozess zu erhalten, erfolgte in der Versuchsgruppe 2 die Aufzeichnung der sich in den Messhorizonten einstellenden Porenwasserdrücke  $u(z, t)$  im verflüssigten Bodenmaterial. Hierzu wurden die Probenkonfigurationen der Versuchsgruppe 1 übernommen. Nachdem mit der Durchführung der Reihe 1 festgestellt werden konnte, dass eine vollständige Evakuierung des Gasanteiles in der Bodensäule (insbesondere im Bereich der Messhorizonte) nicht vollständig möglich war und infolgedessen das Vorliegen eines Zwei-Phasen-Gemisches nicht erzielt werden konnte (vgl. Abschnitt 4.3.3), wurde keine Durchführung der weiteren Versuchsreihen (Veränderung der Anregungshäufigkeiten  $i_A$  und -intensitäten  $p$ ) vorgenommen. In der im Anhang A enthaltenen Tabelle sind diese in der Spalte „Durchführung“ durch „nicht erfolgreich“ gekennzeichnet.

Um für das in dieser Arbeit untersuchte Verfestigungsverhalten des verflüssigten Bodens ein Referenzmaterial bereitzustellen, erfolgte in Versuchsgruppe 3 die Verflüssigung industriell hergestellter Glasperlen. Basierend auf den in Versuchsgruppe 2 gewonnenen Erkenntnissen wurde in diesen Experimenten ausschließlich die Messung der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  vorgenommen. Mit der Feststellung, dass bereits in der Versuchsreihe 1 die granularen Glasperlen während der Aufsättigung in der Probenkonfiguration (z.B. Porenanteil  $n$ ) sowie im anschließend eintretenden Verflüssigungs- und Verfestigungsverhalten von dem des verflüssigbaren Bodenmaterials stark abwichen, wurde keine Durchführung weiterer Versuchsreihen vorgenommen. Vorab sei an dieser Stelle erwähnt, dass zudem mit den granularen Glasperlen keine vollständige Verflüssigung erzielt werden konnte.

**Legende:**

- Versuchsguppe 1: Bodenmaterial RL F, Messung totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  + Absenkung  $\Delta s(t)$   
 Reihe 1: Änderung Sohlspannung  $\sigma_V(z)$   
 Reihe 2: Änderung Anregungszahl  $i_A$   
 Reihe 3: Änderung Anregungsintensität  $p$
- - - - - Versuchsguppe 2: Bodenmaterial RL F, Messung Porenwasserdruck  $u(z, t)$  + Absenkung  $\Delta s(t)$   
 Reihe 1: Änderung Sohlspannung  $\sigma_V(z)$
- - - - - Versuchsguppe 3: Glasperlen, Messung totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  + Absenkung  $\Delta s(t)$   
 Reihe 1: Änderung Sohlspannung  $\sigma_V(z)$

Abb. 4-18: Versuchsprogramm

---

## 5. Beobachtungen und Ergebnisse

---

In diesem Kapitel werden die Beobachtungen und Versuchsergebnisse im Detail vorgestellt, deren Auswertung in Kapitel 6 erfolgt. Die Aufführung der Ergebnisse weiterer durchgeführter Versuche ist dem Anhang B zu entnehmen.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass für die Verarbeitung und gezielte Auswertung der im Versuch gewonnenen Datenmenge, eine entsprechende Datenreduktion vorgenommen wurde. Hierzu wurde für die mit einer Messrate von 1000 Messungen pro Sekunde aufgenommenen Daten für alle 100 Millisekunden ein arithmetischer Mittelwert gebildet und ausgegeben. Die nachfolgend aufgeführten Messkurven der Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$ , Porenwasserdrücke  $u(z, t)$  und Feststoffoberflächenabsenkung  $s(t)$  repräsentieren somit Messergebnisse im Dezisekundenbereich.

### 5.1. Beobachtungen

#### 5.1.1. Versuche mit Bodenmaterial RL F

##### **Vor der ersten Anregung:**

Während des Einbaus des feuchten Bodenmaterials ( $w = 8 \dots 10 \%$ ) bildeten sich über die gesamte Bodensäule hinweg visuell sichtbare Makroporen<sup>48</sup> ( $d > 2 \text{ mm}$ ), welche mit der Formierung von Granulatkörnern zu Agglomeraten durch bindende Flüssigkeitsbrücken (scheinbare Kohäsion) einhergingen. Es ergab sich infolgedessen ein Einbau-Porenanteil von  $n \approx 0,60$ .

Mit dem Aufstieg des Wassers in der Bodensäule (Aufsättigungsphase) konnte beobachtet werden, dass, mit der Aufhebung der die Granulatkörner bindenden Kapillarkräfte, ein Zerfall der Agglomerate einsetzte. Dabei kollabierten die Hohlräume (Makroporen) und reduzierten ihren Durchmesser auf ein Minimum. Dies hatte zur Folge, dass die Bodensäule mit Abschluss der Aufsättigungsphase um bis zu  $17 \text{ cm}$  zusammengesackt war, ihre Oberkante aber nicht unter das Höhenniveau des obersten Sensors S1 fiel. Makroporen waren in der Bodensäule nicht mehr visuell festzustellen.

Zu Beginn des Aufsättigungsprozesses konnte innerhalb der Granulatsäule ein zügiger Aufstieg des Wasserspiegels beobachtet werden, welcher sich jedoch mit dem einsetzenden Kollabieren der Makroporen verlangsamte. Des Weiteren wurde an der Peripherie der Bodensäule registriert, dass mit kleiner werdenden Porendurchmessern eine Zunahme der kapillaren Steighöhe eingetreten und lokal sehr unterschiedlich ausgeprägt war.

##### **Nach der ersten Anregung:**

Unmittelbar nach dem Initialeintrag bildete sich über der Feststoffoberfläche eine Wasserlamelle (Klarwasserzone) aus. In einzelnen Versuchen konnten während der Sedimentation bzw. Verfestigung teilweise kleine explosionsartige Ausgasungen (blow-outs) an der Feststoffoberfläche beobachtet werden, die u.a. Körner aus der sich ablagernden Schicht aus Feinanteilen mitriss. Diese Schicht hatte bspw. im Versuch Nr. 08 eine Mächtigkeit von ca. zwei Millimeter.

---

<sup>48</sup> Nach STIEß, 2009 werden, Poren deren Durchmesser  $d > 50 \text{ nm}$  betragen, als Makroporen definiert.

Mit voranschreitender Setzung wurde zudem eine Reduzierung der Absenkgeschwindigkeit beobachtet.

Bei der Durchführung der Versuche mit isolierter Porenwasserdruckmessung konnten zum Teil im Bereich der applizierten Drucksensoren (insbesondere im Messhorizont S1) hohe Turbulenzen und aufwärtsgerichtete Massenströme registriert werden, die sich bis zur Feststoffoberfläche bewegten. Es liegt die Vermutung nahe, dass dies auf überschüssige Gasanteile zurückzuführen ist. Mit ihrer Komprimierung treten in der flüssigen Phase Strömungsvorgänge ein, die hohe Strömungsgeschwindigkeiten besitzen und damit hohe Impulskräfte auf die in unmittelbarer Umgebung vorliegenden Granulatkörner ausüben.

#### **Nach mehrfacher Anregung:**

Mit zunehmender Anregungszahl  $i_A$  fanden weitere Setzungen der Feststoffoberfläche statt, die jedoch in Summe ein degressives Wachstumsverhalten aufwiesen und direkt mit der Zunahme der Mächtigkeit der Wasserlamelle verbunden waren. Eine Zunahme der Schichtmächtigkeit aus Feinanteilen sowie das weitere Austreten von Gasblasen konnte visuell nicht mehr festgestellt werden.

### 5.1.2. Versuche mit granularen Glasperlen

#### **Vor der ersten Anregung:**

Mit dem Einbau der granularen Glasperlen und den entsprechenden zwei Bodenschichten konnte eine Bildung von Makroporen beobachtet werden, welche ebenfalls mit der Formierung von Granulatkörnern zu Agglomeraten einhergingen. Trotz konvergierender Einbaumassen und annähernd gleichem Wassergehalt  $w$  konnte die Einbauhöhe  $H_0$ , wie sie in Versuchen mit Bodenmaterialien vorzufinden war, nicht erreicht werden.

Mit dem Einsetzen des Aufsättigungsprozesses und dem Fluten der Hohlräume (Poren) begann ein Setzen der Probe. Mit aufsteigendem Wasserspiegel erfolgte des Weiteren ein Stofftransport der Feinanteile des Bodens in die Materialbereiche der Glaskugeln und verursachte ein Verschmieren der Grenzschichten zwischen Glaskugeln und Bodenmaterial.

Die Absackung der Granulatsäule infolge des Aufsättigungsprozesses war mit  $s \approx 5 \text{ cm}$  deutlich geringer als die der Säule aus Bodenmaterial. Dies lässt auf eine dichtere Lagerung der Feststoffsäule vor der Aufsättigung schließen. Des Weiteren war zu erkennen, dass in der Granulatsäule im Bereich der Glaskugeln vereinzelt Makroporen erhalten geblieben bzw. neu entstanden sind.

#### **Nach der ersten Anregung:**

Mit der ersten Anregung fand ein Ausgleich der Oberflächenunebenheiten der Granulatsäule statt. Simultan bildete sich mit dem absinkenden Feststoff eine darüberliegende Wasserlamelle aus. Während des gesamten Verfestigungsprozesses konnte eine konstante Absetzgeschwindigkeit beobachtet werden.

Bereits nach der ersten Anregung bildeten sich verstärkt gas- und wassergefüllte Makroporen aus, die sich besonders im Bereich oberflächennaher Granulatschichten konzentrierten.

Mit Abschluss des Verfestigungsprozesses bildete sich eine Wasserlamelle mit einer Mächtigkeit von  $h \approx 0,8 \text{ cm}$  aus.

### Nach mehrfacher Anregung:

Mit der zweiten Anregung konnte eine weitere Absackung der Granulatsäule um ca.  $s = 0,4 \text{ cm}$  beobachtet werden. Ebenso nahm die Anzahl der gas- und wassergefüllten Makroporen in oberflächennahen Bereich zu. Infolge der weiteren Initialeintragung fand ein zunehmender Transport der Bodenfeinanteile in oberflächennahe Bereiche statt.

## 5.2. Versuchsergebnisse bei einmaligem Initialeintrag

Für die Untersuchung der Prozesse *Verflüssigung* und *Verfestigung* und des sich dabei einstellenden Spannungs- und Deformationsverhaltens einer wassergesättigten und verflüssigten Bodensäule bei einmaligem Initialeintrag dient repräsentativ der nachfolgend dargestellte Versuch Nr. 28 (vgl. Anhang A). Hierbei wurde der Behälter 1 mit einer Impuls-Intensität  $p = 8,19 \text{ Ns}$  angeregt sowie an vier verschiedenen Messhorizonten die sich in der Bodensäule einstellenden totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z,t)$  gemessen und aufgezeichnet. Simultan erfolgte über die gesamte Versuchszeit die Aufnahme der Feststoffoberflächenabsenkung  $s(t)$ .

Der Einbauzustand (Ausgangskonfiguration) der Bodensäule ist Tab. 5-1 zu entnehmen. Während die Einbaumasse  $m_{E,0}$ , der gravimetrische Einbau-Wassergehalt  $w$  und die Einbauhöhe  $H_0$  direkt bzw. indirekt gemessen wurden, erfolgte die Ermittlung des Porenanteils  $n$  der Bodensäule mithilfe der zuvor genannten Messwerte rechnerisch nach Gleichung [5-1].

$$n = 1 - \frac{\varrho}{\varrho_s \cdot (1 + w)} \quad \text{mit} \quad \varrho = \frac{m_{E,0}}{V} \quad [5-1]$$

Die Ermittlung des Porenanteils  $n$  nach der Aufsättigung erfolgte über entsprechende Volumenbeziehungen gemäß Gleichung [5-2].

$$n = 1 - \frac{V_K}{V_G} \quad [5-2]$$

Tab. 5-1: Ausgangskonfiguration der Bodensäule; Versuch Nr. 28

Einbaumasse Sand $m_{E,0}$ [kg]	56,001
Probenmächtigkeit gesättigt, $H_0$ [m]	0,5015
Einbau-Wassergehalt $w$ [%]	8,96
Porenanteil $n$ [-]	
Vor der Aufsättigung	0,606
Nach der Aufsättigung	0,478
Gesättigte Wichte [ $\text{kN/m}^3$ ]	18,27

In Abb. 5-1 sind für jeden Messhorizont (Sensor 1 - 4) die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H$  über die Zeit  $t$  dargestellt. Um sinngemäß die Zunahme der totalen Horizontalspannung mit der Teufe (Mächtigkeit der Bodensäule) darzustellen, sind die Ordinatenwerte in umgekehrter Reihenfolge aufgetragen.

Zudem gilt es zu beachten, dass die Messkurven zur Versuchsauswertung entsprechend aufgearbeitet wurden. Tatsächlich wurde mit dem Zeitpunkt des Initialeintrages eine erhöhte Dynamik in den Messwerten festgestellt, welche beispielhaft für den Sensor 1 in Abb. 5-2 veranschaulicht ist. Diese Dynamik der Messwerte war mit einem divergierenden Verhalten in allen Messhorizonten vorzufinden. Mit der Durchführung weiterer Versuche war keine Charakteristik in dem Schwingverhalten der Messwerte bzgl. Schwingungsamplitude<sup>49</sup> und -frequenz festzustellen. Diese traten in ihrer Größe eher zufällig auf.

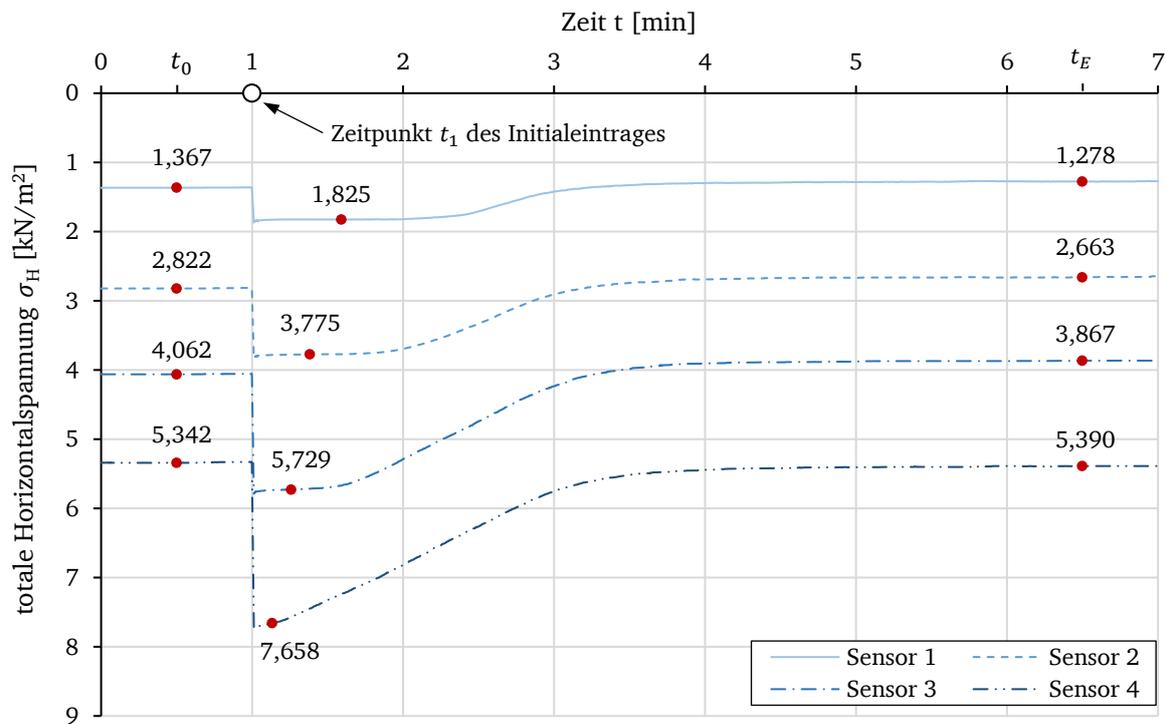


Abb. 5-1: Totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  – Messkurven der Sensoren 1 – 4; Versuch Nr. 28

Es ist anzunehmen, dass die Messwerte zum Zeitpunkt des Initialeintrages u.a. von den mechanischen Eigen- und Nachschwingungen der technischen Komponenten (z.B. Druckmessgeber inklusive internem Übertragungsmedium, Versuchsbehälter, Unterbaukonstruktion) betroffen sind und nur schwer von diesen isoliert werden können. Nach einer Dauer von ca.  $t \approx 1$  s waren diese nahezu abgeklungen und gingen in einen stationären Zustand über.

Da im Rahmen dieser Arbeit vielmehr der Prozess der *Verfestigung* untersucht wird und das Verhalten zum Zeitpunkt des Initialeintrages  $t = t_1$  nur eine untergeordnete Rolle spielt, wurden diese Spitzenwerte mit der Datenreduktion auf ihren arithmetischen Mittelwert (strichlierte Linie in Abb. 5-2) herabgesetzt.

Mit dem Initialeintrag ( $t = 1$  min) wurde in jedem Messhorizont für die totale Horizontalspannung ein sprunghafter Anstieg des Anfangswertes auf einen Maximalwert verzeichnet.

<sup>49</sup> Im Versuch Nr. 28 entsprach der Spitzenwert der gemessenen totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  dem Siebenfachen des Spannungswertes im Ruhedruckzustand (Ausgangszustand).

Die Spannungsänderung war dabei umso größer, je höher die Überlagerungsspannung am entsprechenden Sensor war. Während im untersten betrachteten Messhorizont der Maximalwertzustand über einen Zeitraum von  $t = 10$  s nahezu konstant blieb, stagnierte dieser im obersten Sensor nach dem Initialeintrag bis zu  $t = 60$  s. Anschließend gingen alle Kurven in einen linearen Abfall der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  über.

Etwa zweieinhalb Minuten nach der Anregung begann in allen Spannungskurven sich ein nichtlinearer Bereich zum Endzustand hin auszubilden, der durch eine instationäre Geschwindigkeitsabnahme im Spannungsabfall gekennzeichnet war. Der nach rund sieben Minuten im Endzustand gemessene und stagnierende totale Horizontalspannungswert  $\sigma_H(z, t_E)$  lag in allen betrachteten Horizonten unterhalb derer des Anfangszustandes  $\sigma_H(z, t_0)$ .

Weitere über einen Zeitraum von 12 Stunden aufgenommene und hier nicht dargestellte Datensätze ergaben, dass in allen Messhorizonten ein statischer Zustand nach ca. sechs Minuten nahezu erreicht war. Anschließend konnten signifikante Messwertänderungen nicht mehr festgestellt werden.

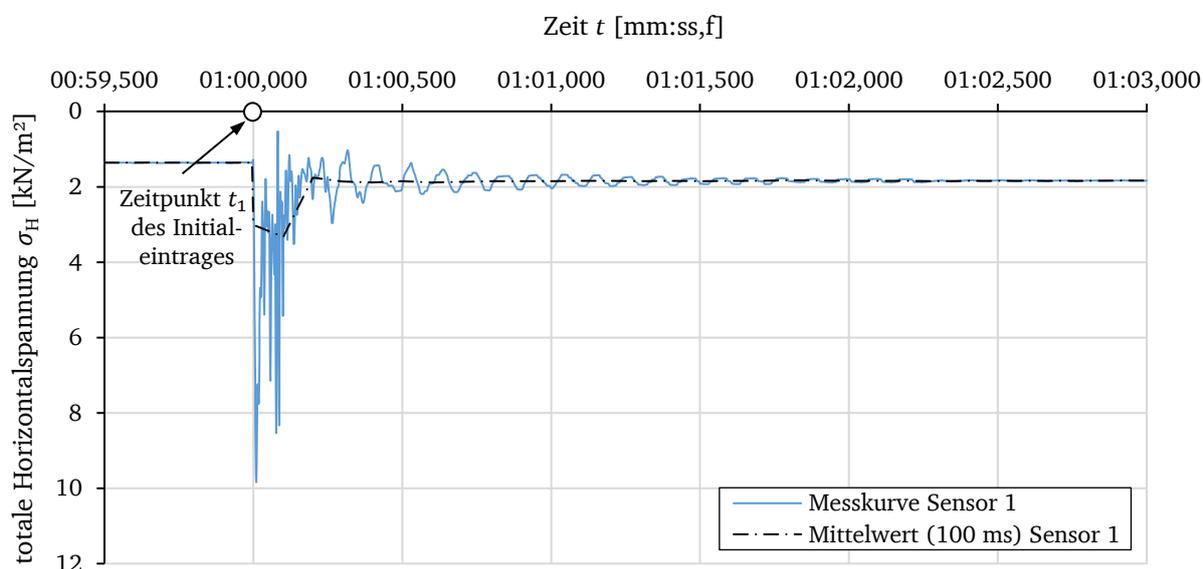
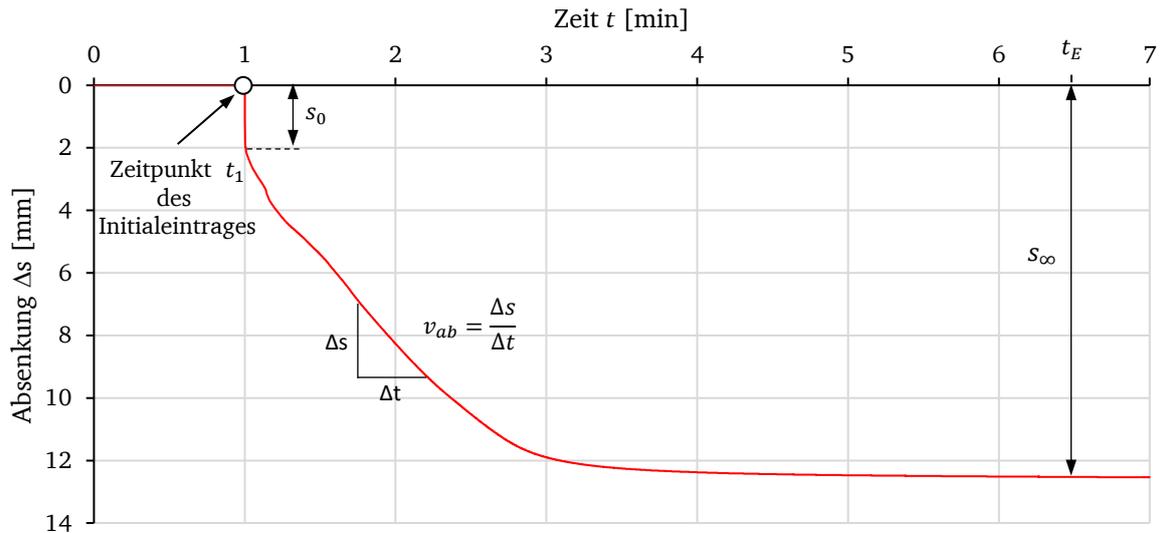


Abb. 5-2: Totale Horizontalspannung  $\sigma_H$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  – Messkurve von Sensor 1 zum Zeitpunkt des Initialeintrages; Versuch Nr. 28

Das nach dem Initialeintrag eintretende Absetzverhalten der Feststoffoberfläche ist in Abb. 5-3 als Funktion der Absenkung  $s$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  dargestellt.

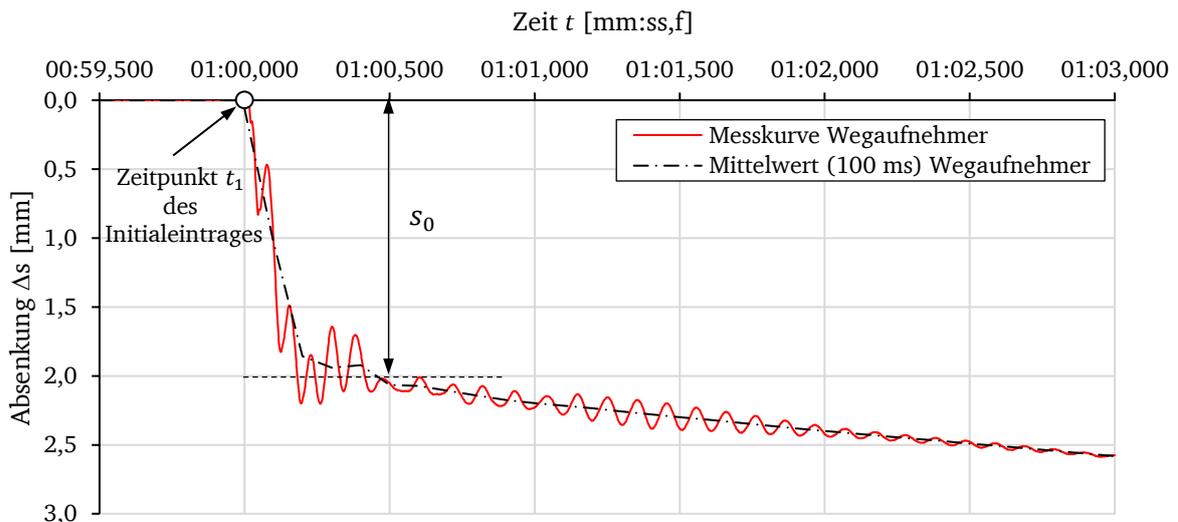
Unmittelbar nach der Anregung ist die Feststoffoberfläche offensichtlich von einer Sofortsetzung  $s_0$  betroffen und geht dann in ein lineares Absetzverhalten über. Nach ca. zweieinhalb Minuten bildet sich ebenfalls ein nichtlinearer Bereich zum Endzustand hin aus, der durch eine signifikante Abnahme der Absetzgeschwindigkeit  $v_s$  charakterisiert ist. Nach einer Dauer von ca. sechs Minuten nach dem Initialeintrag  $t_1$  war eine Absenkung  $s(t)$  der Feststoffoberfläche nicht mehr festzustellen.

Aus der Absetzkurve lassen sich die in Tab. 5-2 aufgeführten Absenkungen sowie für den linearen Bereich die gemittelte Absinkgeschwindigkeit  $v_s$  aus der Steigung der Messkurve ermitteln.

Abb. 5-3: Absetzkurve  $s(t)$  der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 28Tab. 5-2: Setzungen und Absinkgeschwindigkeit  $v_{ab}$  der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 28

Sofortsetzung $s_0$ [mm]	2,0
Gesamtsetzung $s_\infty$ [mm]	12,6
Absinkgeschwindigkeit $v_{ab}$ im linearen Bereich [mm/s]	0,097
bezogene Sofortsetzung $\varepsilon_0$ [%]	0,4
bezogene Gesamtsetzung $\varepsilon_\infty$ [%]	2,51

Abb. 5-4 veranschaulicht die Absetzkurve zum Zeitpunkt des Initialeintrages. Aus ihr geht hervor, dass auch hier eine Dynamik in den Messwerten festzustellen ist, deren Schwingungen nach ca.  $t = 3$  s vollständig abgeklungen sind.

Abb. 5-4: Absetzkurve  $s(t)$  zum Zeitpunkt des Initialeintrages; Versuch Nr. 28

Die isolierte Messung der sich in der wassergesättigten Bodensäule einstellenden Porenwasserdrücke  $u(z, t)$  vor, während und nach einer Verflüssigung wird am Versuch Nr. 17 (vgl. Anhang

A) dargestellt. Die darin aufgenommenen Porenwasserdruckkurven  $u(z, t)$  sind in Abb. 5-5 zu finden. Aus ihnen geht qualitativ ein ähnliches Kurvenverhalten hervor, wie es bei den Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  festzustellen war. Ein direkter quantitativer Vergleich ist jedoch nicht möglich, da die beiden Versuche eine unterschiedliche Ausgangskonfiguration aufweisen (vgl. Tab. 5-3).

Tab. 5-3: Ausgangskonfiguration der Bodensäule; Versuch Nr. 17

Einbaumasse Sand $m_{E,0}$ [kg]	58,767
Probenmächtigkeit gesättigt, $H_0$ [m]	0,532
Einbau-Wassergehalt $w$ [%]	9,25
Porenanteil $n$ [-]	
Vor der Aufsättigung	0,602
Nach der Aufsättigung	0,483
Gesättigte Wichte [ $\text{kN/m}^3$ ]	18,15

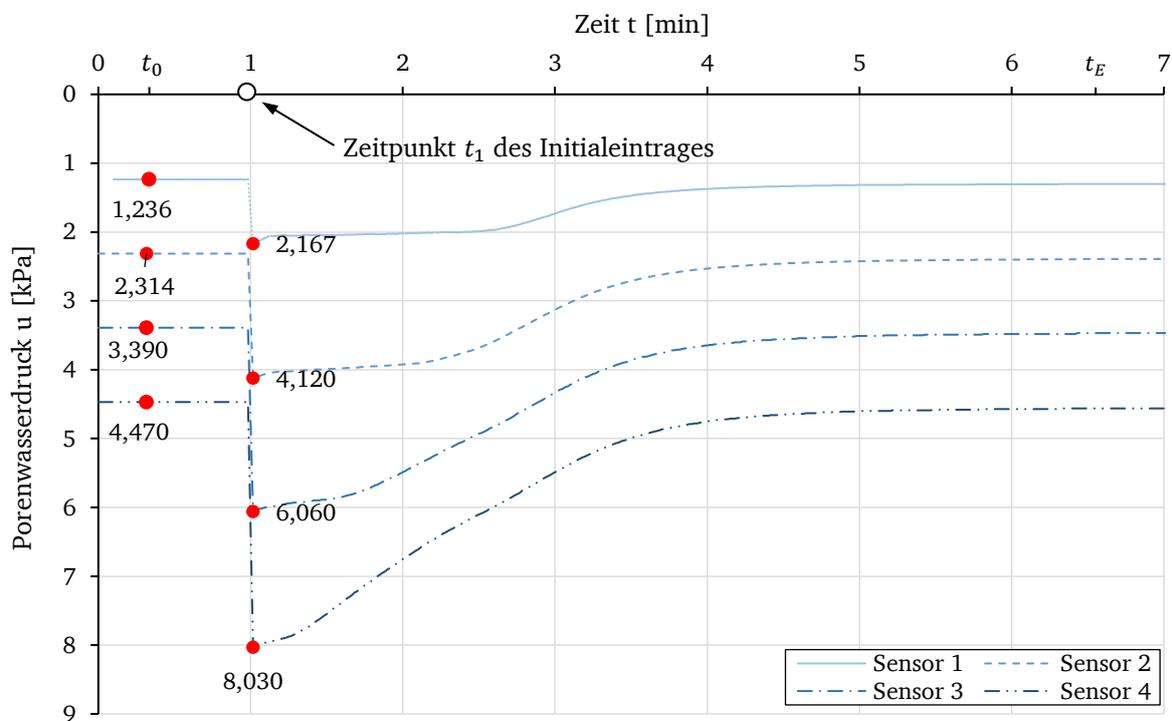


Abb. 5-5: Entwicklung des Porenwasserdruckes  $u$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$ ; Versuch Nr. 17

In den Porenwasserdruckkurven konnte ebenfalls eine Dynamik in den Messwerten festgestellt werden, mit der in der nachfolgenden Auswertung wie mit der zuvor aufgeführten totalen Horizontalspannungsmessung umgegangen wird (Reduzierung der schwingenden Spitzenwerte auf den arithmetischen Mittelwert).

### 5.3. Versuchsergebnisse bei mehrfachem Initialeintrag

#### 5.3.1. Versuche mit Bodenmaterial vom Restloch F

Für die Untersuchung des Verhaltens des Bodenmaterials vom RL F bei mehrfachen Initialeinträgen sind der Versuch Nr. 28 sowie die Versuche Nr. 29-36 (vgl. Anhang B) repräsentativ.

Für die in Abb. 5-6 dargestellte Entwicklung der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  des Versuches Nr. 28 gilt es zu berücksichtigen, dass die Impuls-Intensität bei jedem Initialeintrag bzw. bei jeder Anregung mit  $p = 8,19 \text{ Ns}$  gleichgeblieben ist. Die Auftragung der Ordinatenwerte erfolgt auch hier in umgekehrter Reihenfolge, um sinngemäß die Zunahme der Überlagerungsspannungen mit der Teufe abzubilden.

Um die Veränderung der einzelnen Messkurven für jeden Sensor und für jede Anregung zu verdeutlichen, ist in Abb. 5-7 eine Überlagerung der Kurven vorgenommen worden. Wobei jeder Initialeintrag durch den sprunghaften Anstieg der Messwerte zum Zeitpunkt  $t = 1 \text{ min}$  gekennzeichnet ist.

Die entsprechende Auswertung dieser Messkurven erfolgt in Kapitel 6.

Die Darstellung des Deformationsverhaltens einer wassergesättigten Bodensäule bei mehrfacher Anregung ist mit Abb. 5-8 gegeben. Auch hier erfolgt die Auftragung der Setzungsmesswerte auf der Ordinate in umgekehrter Reihenfolge, um die Absenkung der Feststoffoberfläche infolge der Verflüssigungs- und Verfestigungsprozesse bildhaft darzustellen.

Aus der Messkurve wird deutlich, dass sich die jeweiligen Verläufe bei jeder Anregung qualitativ sehr ähneln und das bis zum letzten Initialeintrag Sofortsetzungen  $s_0$  auftreten (vgl. Tab. 5-4).

Tab. 5-4: Setzungen und Absinkgeschwindigkeit  $v_{ab}$  der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 28

	Anregung					
	1	2	3	4	5	6
Sofortsetzung $s_0$ [mm]	2,16	1,61	0,85	0,64	0,59	0,53
Gesamtsetzung $s_{\infty,i}$ [mm]	12,6	7,6	5,0	3,8	3,2	2,7
Absinkgeschwindigkeit $v_{ab,i}$ im linearen Bereich [mm/s]	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05
bezogene Sofortsetzung $\varepsilon_{0,i}$ [%]	0,4	0,32	0,16	0,13	0,12	0,12
bezogene Gesamtsetzung $\varepsilon_{\infty,i}$ [%]	2,51	1,55	1,04	0,80	0,68	0,58

Das (Deformations-)Verhalten verflüssigter und wassergesättigter Bodensäulen in Abhängigkeit von differierenden Einbaumassen (bzw. verflüssigbarer Bodenmächtigkeiten) sowie unterschiedlichen Anregungsenergien wurden mit den Versuchen Nr. 28 bis 36 untersucht.

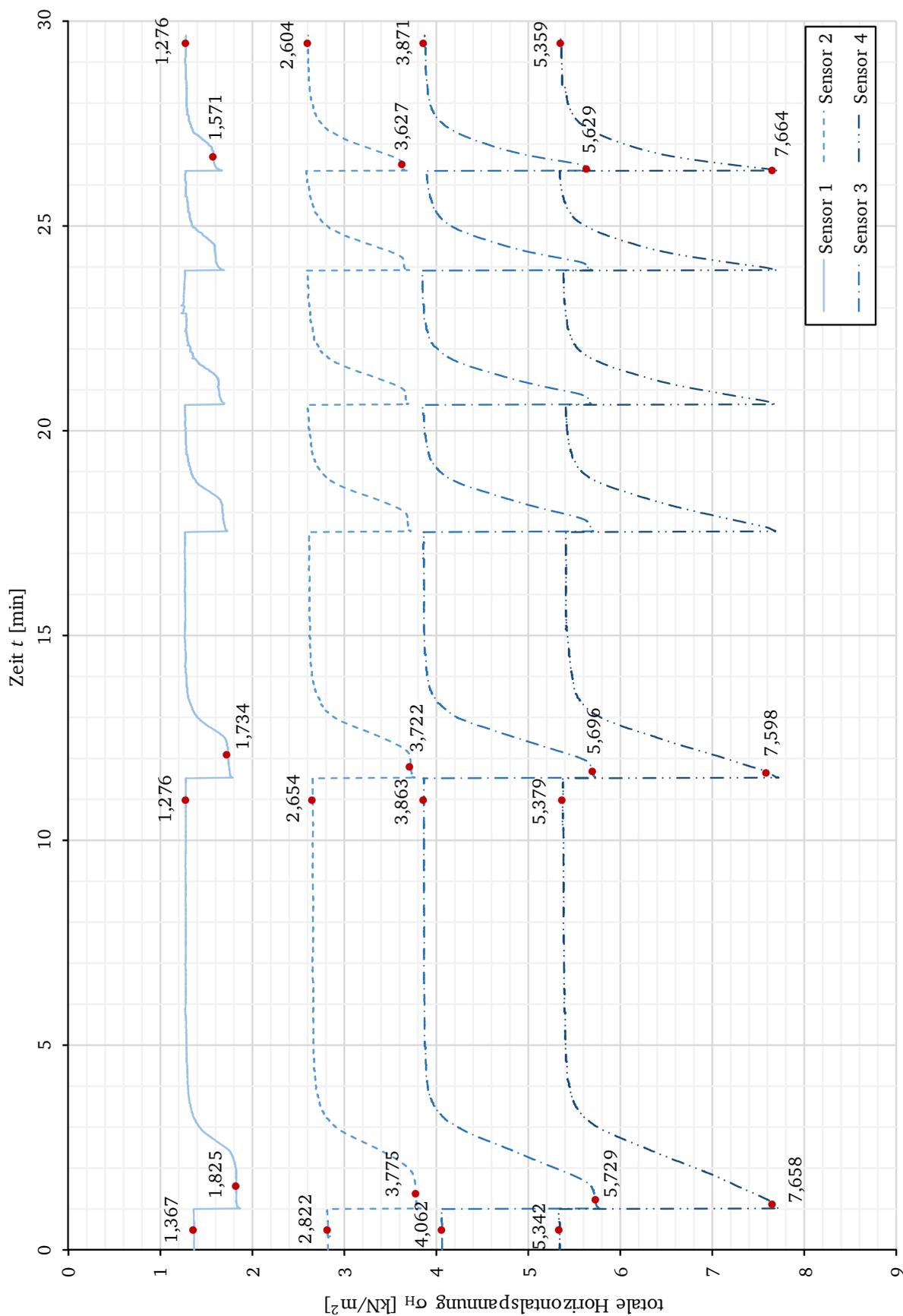


Abb. 5-6: Totale Horizontalspannung  $\sigma_H(t)$  – Messkurven der Sensoren 1 – 4; Versuch Nr. 28

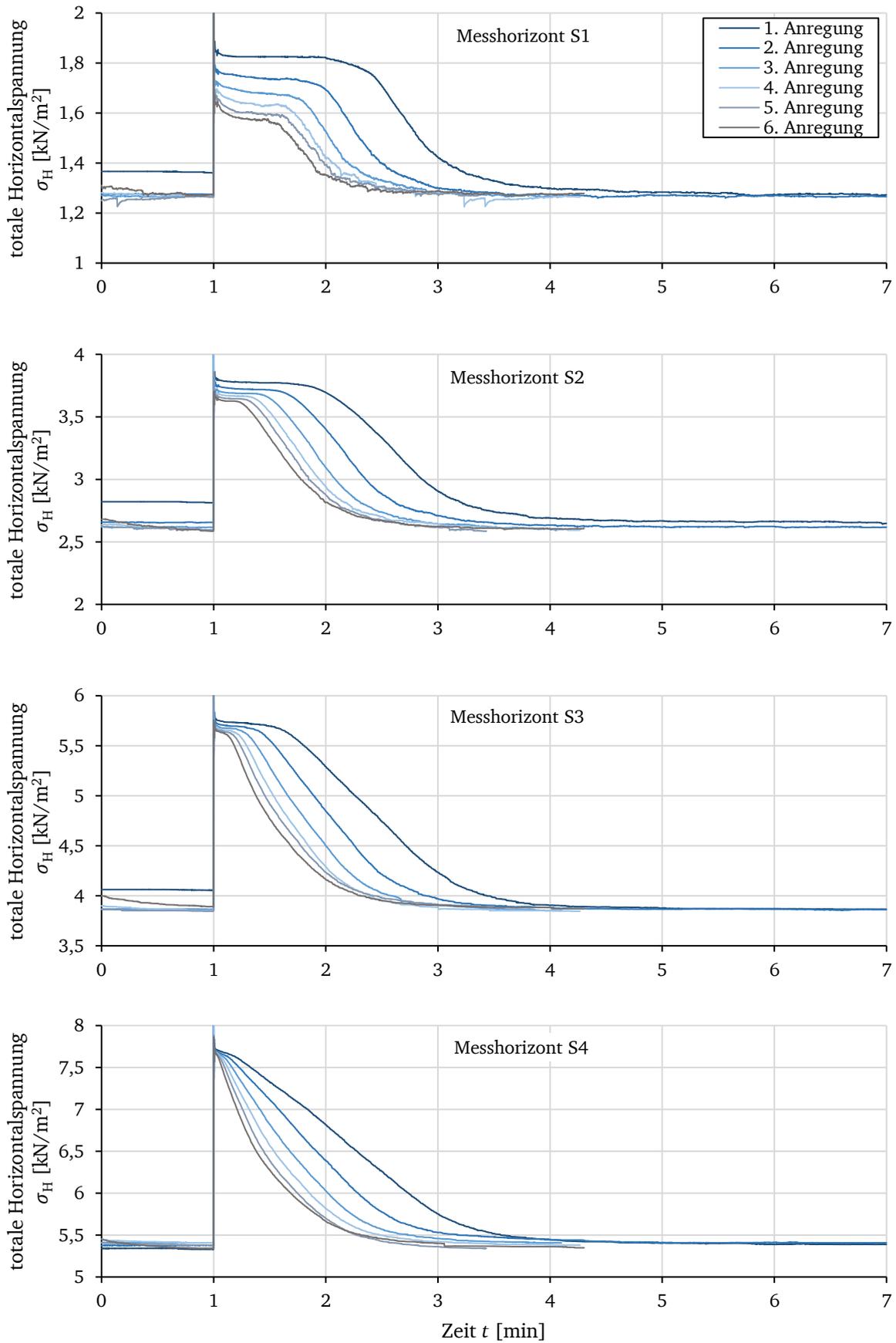


Abb. 5-7: Totale Horizontalspannung  $\sigma_H(t)$  – überlagerte Messkurven von S1 – S4; Versuch Nr. 28

In Abb. 5-9 sind für verschiedene Einbaumassen ( $m_{E,0} = 50,097 \dots 66,675 \text{ kg}$ ) erdfeuchten Bodenmaterials die Entwicklung der bezogenen Sofortsetzung  $\varepsilon_{0,i}$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$  aufgetragen. Die Impulsintensitäten der jeweiligen Anregungen waren in jeder Versuchsreihe mit  $p = 8,19 \text{ Ns}$  konstant. Für die einzelnen Versuche lagen die gravimetrischen Einbau-Wassergehalte bei  $w = 8 \dots 10 \%$  und die Porenanteile bei  $n \approx 0,48$  (im Ausgangszustand). Bei gleichbleibender Behälterquerschnittsfläche und zunehmender Einbaumasse variierten somit die im Ausgangszustand erzielten und verflüssigbaren Bodenmächtigkeiten zwischen  $H_0 = 0,446 \dots 0,579 \text{ m}$ . Die rechnerisch ermittelte und in Abb. 5-9 dargestellte bezogene Sofortsetzung  $\varepsilon_0$  bezieht sich für jede Anregung  $i_A$  auf die durch die vorhergehende Belastung erreichte und gemessene Ausgangshöhe der Feststoffsäule (vgl. Gleichung [5-3]). Die daraus resultierenden Funktionen  $s_0(i_A)$  weisen ein asymptotisches Verhalten auf und streben bei allen Versuchsreihen mit zunehmender Anregungszahl  $i$  bzgl. der Sofortsetzung einem Grenzwert von  $\varepsilon_0 \approx 0,09\%$  entgegen.

$$\varepsilon_{0,i} = \frac{\Delta S_{0,i}}{H_{0,i}} \quad [5-3]$$

Ein ähnliches Sofortsetzungsverhalten ist Abb. 5-10 zu entnehmen. Die darin dargestellten Funktionen resultieren ebenfalls aus der nach Gleichung [5-3] rechnerisch ermittelten bezogenen Sofortsetzung  $\varepsilon_{0,i}$  für unterschiedliche Anregungsintensitäten  $p$  mithilfe der in den Versuchen Nr. 29 – 33 gemessenen Absenkungen  $s(t)$ . Für die durchgeführten Versuche konnte so ein Grenzwert von  $\varepsilon_0 \approx 0,09 \%$  ermittelt werden. Während das Verhalten bzw. das Maß der bezogenen Sofortsetzung  $\varepsilon_0$  mit zunehmender Anregung  $i_A$  trotz unterschiedlicher Einbaumassen  $m_{E,0}$  annähernd gleich ist, so differieren sie bei variierender Impulsintensität  $p$  und gleicher Einbaumasse  $m_{E,0}$ .

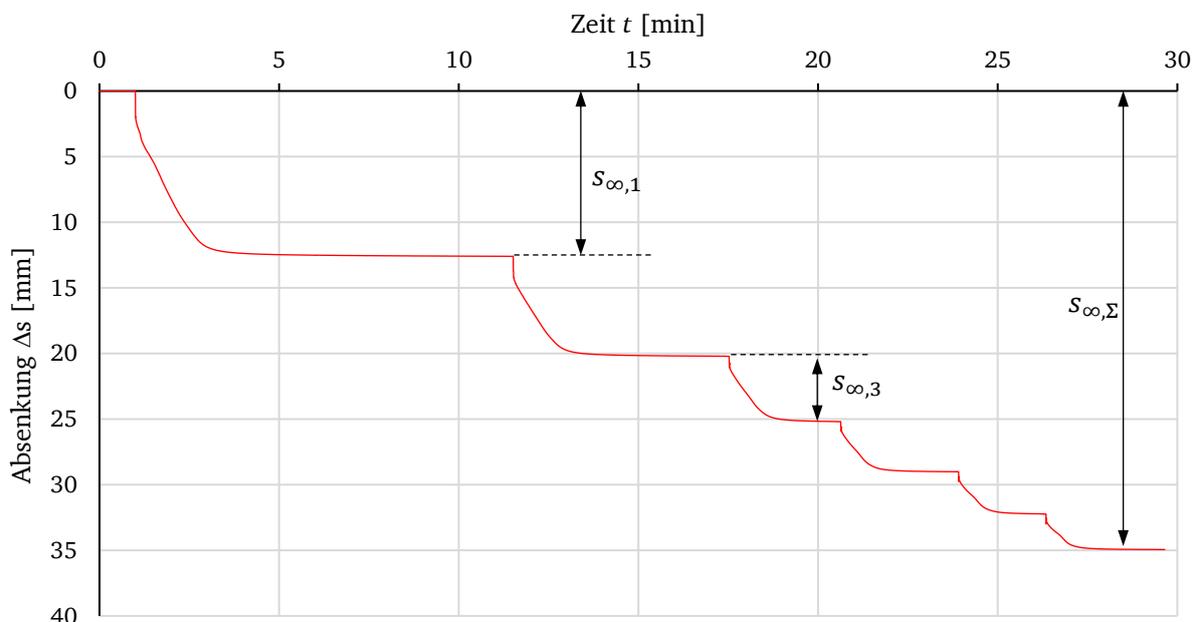


Abb. 5-8: Absatzkurve  $s(t)$  bei mehrfacher Anregung; Versuch Nr. 28

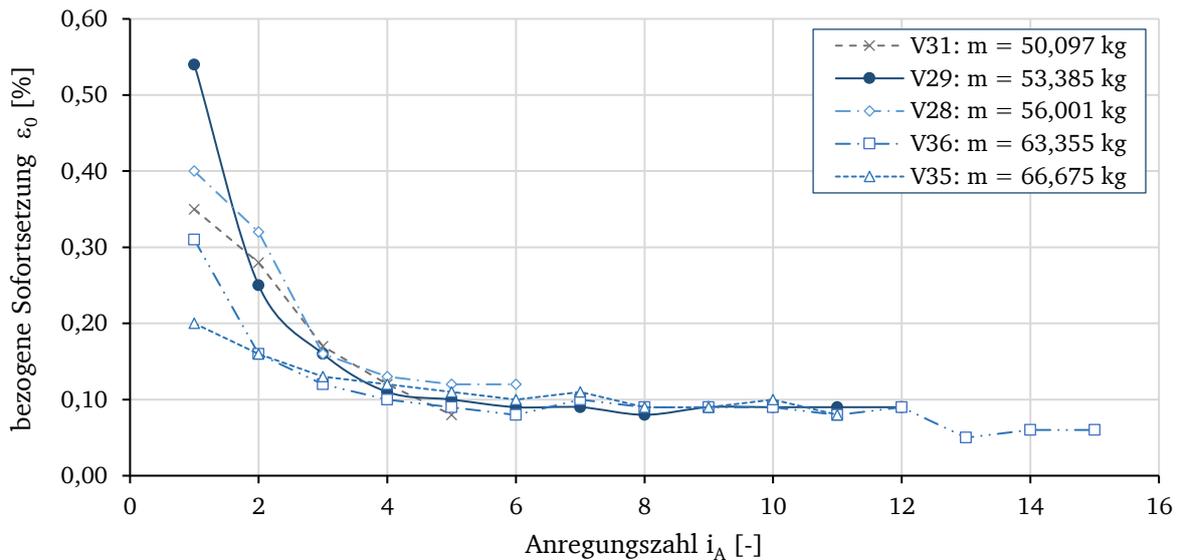


Abb. 5-9: Bezogene Sofortsetzung  $\varepsilon_0$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$ , für unterschiedliche Einbaumassen  $m_{E,0}$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36

Die Darstellung der sich entwickelnden bezogenen Gesamtsetzung  $\varepsilon_\infty$  über die Anregungszahl  $i_A$  erfolgt für eine konstante Impuls-Intensität  $p = 8,19 \text{ Ns}$  und variierender Einbaumasse  $m_{E,0}$  in Abb. 5-11. Diese ist dabei ebenso auf der Ordinate in umgekehrter Reihenfolge dargestellt und bezieht sich für jede Anregung  $i_A$  auf die ursprüngliche Höhe der Feststoffsäule im Ausgangszustand (Höhe  $H_0$  vor dem ersten Initialeintrag).

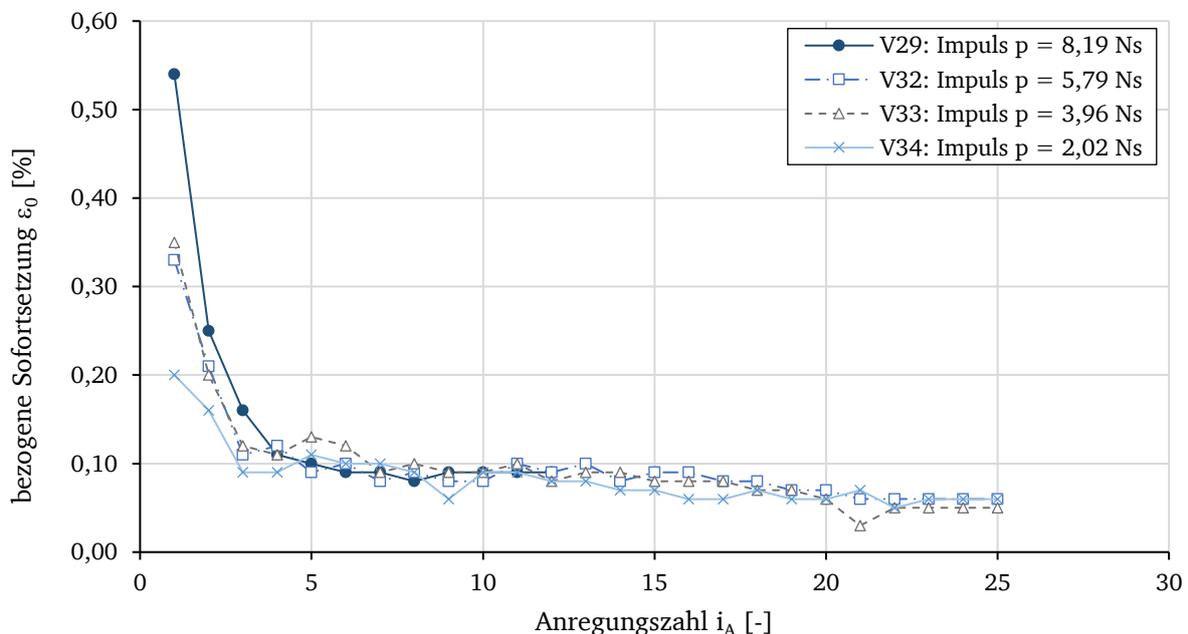


Abb. 5-10: Bezogene Sofortsetzung  $\varepsilon_0$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$ , für unterschiedliche Impuls-Intensitäten  $p$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36

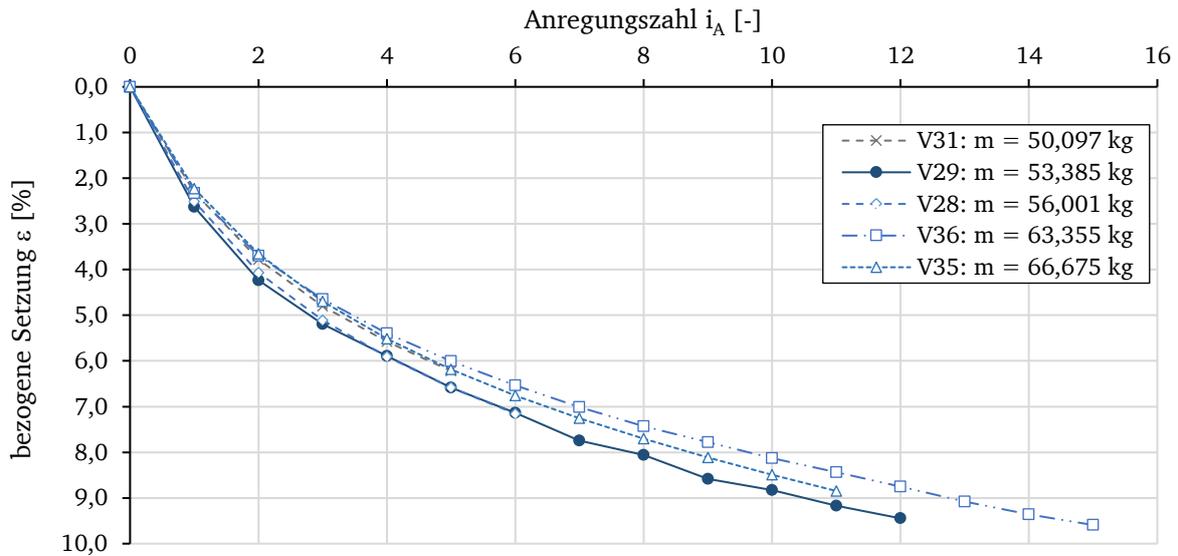


Abb. 5-11: Bezogene Setzung  $\varepsilon$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$ , für unterschiedliche Einbaumassen  $m_{E,0}$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36

Mit Abb. 5-12 erfolgt für die Versuchsreihen Nr. 29 sowie Nr. 32 – 34 die Darstellung des Gesamtsetzungsverhaltens über die Anregungszahl  $i_A$  bei konstanter Ausgangskonfiguration (Einbaumasse  $m_{E,0}$ , Porenanteil  $n$ ), aber variierender Impulsintensität  $p$  der Anregung. Dabei bezieht sich die ermittelte Gesamtsetzung für jede Anregung auf die Höhe  $H_0$  der wassergesättigten Feststoffsäule vor dem ersten Initialeintrag (Ausgangszustand).

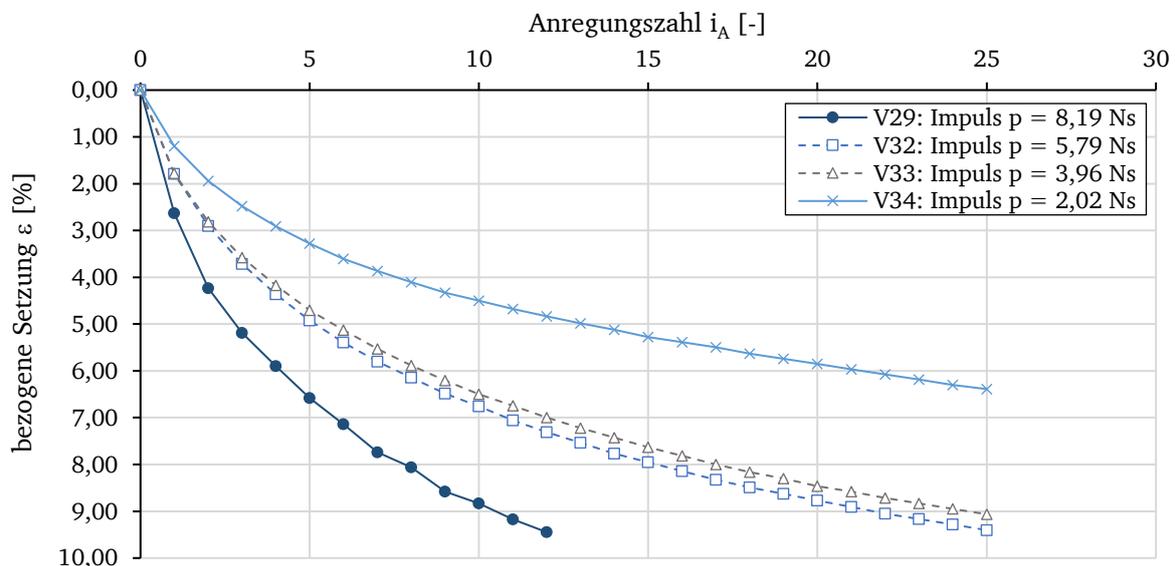


Abb. 5-12: Bezogene Setzung  $\varepsilon$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$ , für unterschiedliche Impuls-Intensitäten  $p$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36

Die Entwicklung der rechnerisch ermittelten Porenanteile  $n$  ist für die jeweiligen Versuchsreihen mit variierenden Anregungsintensitäten  $p$  bzw. differierenden Einbaumassen  $m_{E,0}$  in den Abb. 5-13 und Abb. 5-14 vorzufinden. Um das Kurvenverhalten für alle Versuchsreihen in einem

Diagramm darstellen zu können, wurde für jeden Versuch und für jede Anregung  $i_A$  der berechnete Porenanteil<sup>50</sup>  $n$  auf den im Ausgangszustand ( $i_A = 0$ ) vorliegenden Porenanteil  $n_0$  der jeweiligen Bodensäule bezogen.

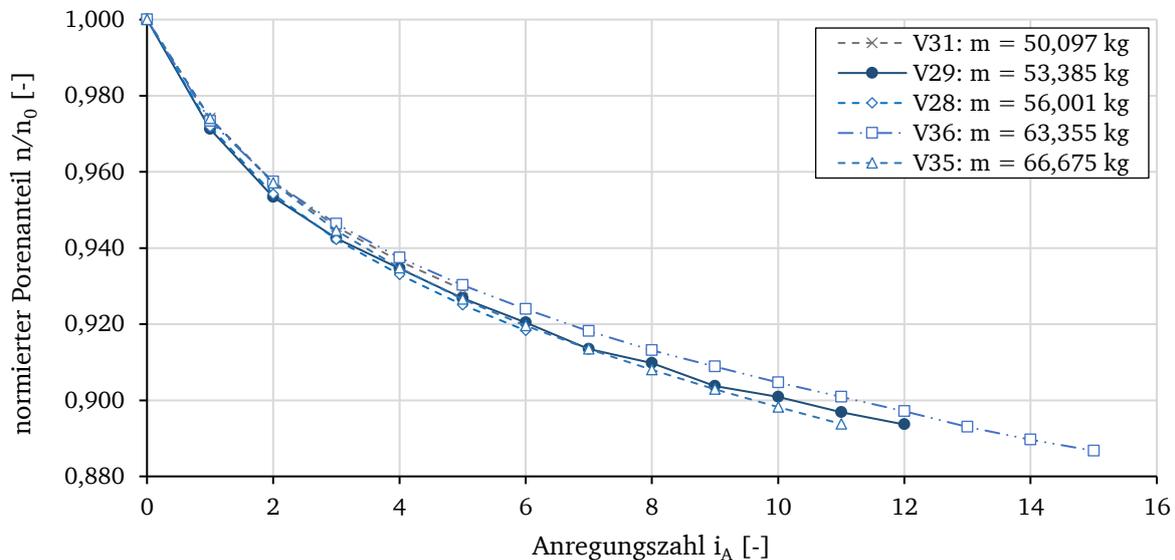


Abb. 5-13: Entwicklung der normierten Porenanteile  $n/n_0$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$ , für unterschiedliche Einbaumassen  $m_{E,0}$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36

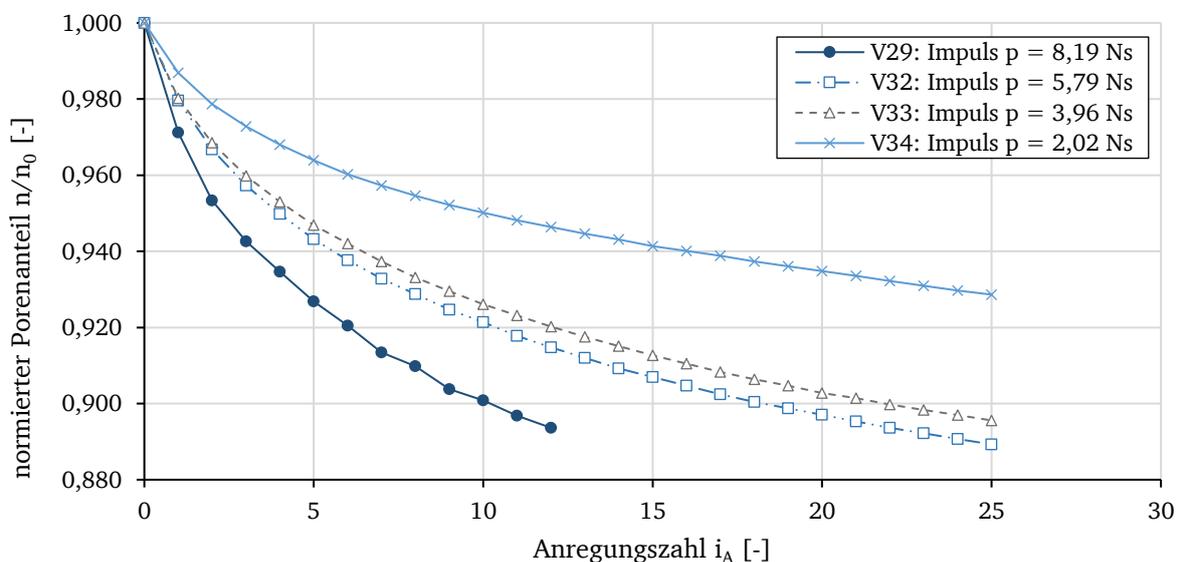


Abb. 5-14: Entwicklung der normierten Porenanteile  $n/n_0$  in Abhängigkeit von der Anregungszahl  $i_A$ , für unterschiedliche Impuls-Intensitäten  $p$ ; Versuch Nr. 28-29, 31, 35-36

Eine andere Darstellung der in verschiedenen Versuchen und mit unterschiedlichen Anregungszahlen  $i_A$  erzielten Porenanteile  $n$  ist mit Abb. 5-15 gegeben. Die Impulsintensität betrug dabei

<sup>50</sup> Errechnet wurde immer der Porenanteil  $n$ , der nach jeder Anregung infolge des Verfestigungsprozesses im jeweiligen Endzustand erzielt wurde.

in jedem Versuch  $p = 8,19 \text{ Ns}$ . Allerdings unterschieden sie sich in der Einbaumasse  $m_{E,0}$  des eingebauten erdfeuchten Bodenmaterials.

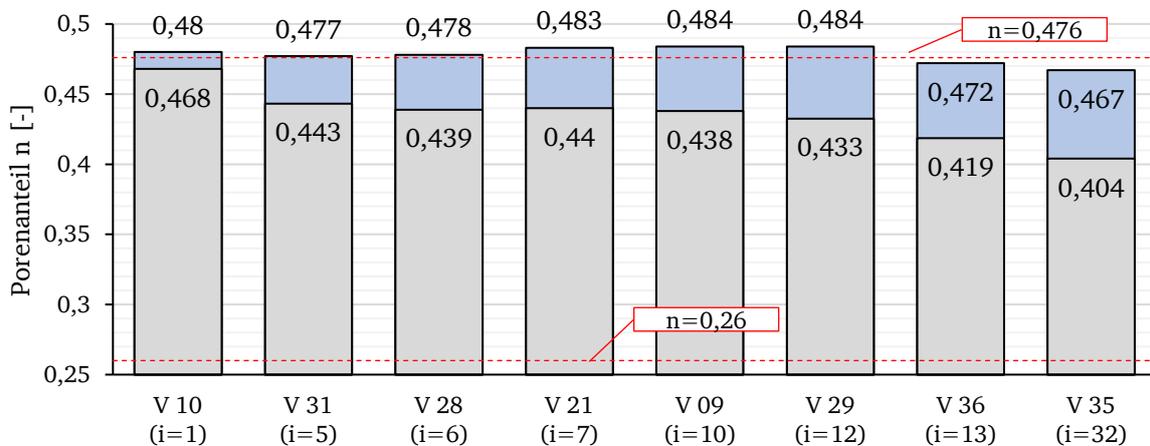


Abb. 5-15: Porenanteil  $n$  im Ausgangszustand (blau) und im Endzustand (grau) nach einer entsprechenden Anregungsanzahl  $i_A$  für Versuchsreihen mit gleicher Impuls-Intensität  $p = 8,19 \text{ Ns}$  und unterschiedlicher Einbaumasse  $m_{E,0}$

Die blau markierten Porenanteile  $n$  kennzeichnen den Ausgangszustand und der grau markierte Bereich die im Endzustand erreichten Porenanteile  $n$ . Zu erkennen ist, dass mit zunehmender Anregung  $i_A$  der Porenanteil  $n$  des Materials kleiner wird. Beispielsweise wurde im Versuch Nr. 10 mit einer einmaligen Anregung eine Verringerung des Porenanteils von  $\Delta n = 0,012$  erreicht, während im Versuch Nr. 35 mit 32 Anregungen eine Porenanteilreduzierung von  $\Delta n = 0,063$  erzielt werden konnte.

Zudem sind im Diagramm die Porenanteile der für die in der Modellvorstellung<sup>51</sup> bekannten Grenzen der *lockersten* und *dichtesten* Lagerung als rote strichlierte Linien mit  $n = 0,476$  bzw.  $n = 0,26$  dargestellt.

Der im durchgeführten Versuchsprogramm erreichte minimale Porenanteil lag bei  $n = 0,404$ .

### 5.3.2. Versuche mit granularen Glasperlen

Die Entwicklung der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  für den mit wassergesättigten granularen Glasperlen durchgeführten Versuch Nr. 11 ist in Abb. 5-16 wiedergegeben. Dabei erfolgte ein zweifacher Initialeintrag, wobei jede Anregung erst nach Erreichen eines Zustandes unveränderter Messwerte vorgenommen wurde. Die Ausgangskonfiguration ist der Tab. 5-5 zu entnehmen.

Aus den Messkurven der Sensoren 1-4 wird ein vom Bodenmaterial abweichendes Verhalten festgestellt. Ein sprunghafter Anstieg ist zwar auch hier gegeben, jedoch bleibt das Stagnieren auf einen Maximalwert aus. Vielmehr setzt unmittelbar nach der Anregung ein zügiger Abfall des Maximalwertes auf die totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_{E,i})$  im Endzustand ein. Dies gilt für beide Initialeinträge und in allen Messhorizonten.

<sup>51</sup> Die Grenzwerte gelten für eine sogenannte Kugelpackung und dem damit einhergehenden Hohlraum einer Elementarzelle.

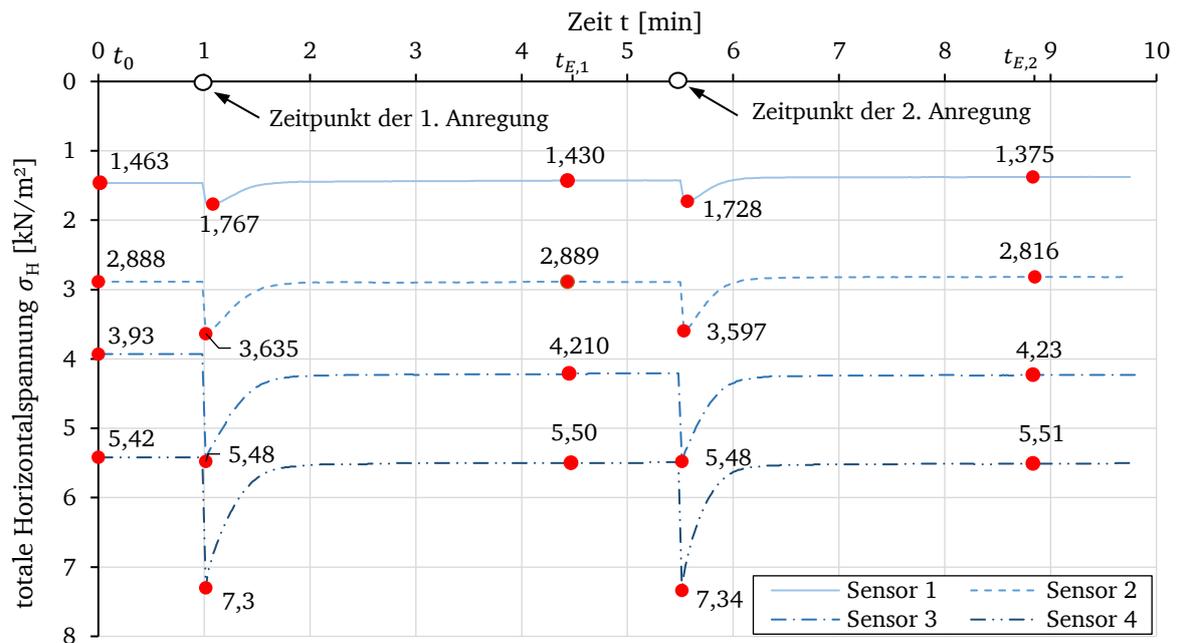


Abb. 5-16: totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  in Abhängigkeit von der Zeit  $t$  – Messkurven der Sensoren 1 – 4; Versuch Nr. 11

Tab. 5-5: Ausgangskonfiguration der Glasperlensäule; Versuch Nr. 11

Einbaumasse $m_{E,0}$ [kg]	56,399
Probenmächtigkeit gesättigt, $H_0$ [m]	0,505
Einbau-Wassergehalt $w$ [%]	10,26
Porenanteil $n$ [-]	
Vor der Aufsättigung	0,497
Nach der Aufsättigung	0,431
Gesättigte Wichte [kN/m <sup>3</sup> ]	18,18

Zudem ist festzustellen, dass gegenüber dem Bodenmaterial die Dauer bis zum Erreichen der im Endzustand vorliegenden totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_E)$  erheblich kürzer ist.

Das nach der Verflüssigung eintretende Absetzverhalten der wassergesättigten granularen Glasperlen ist in Abb. 5-17 dargestellt. Dabei sei zu erwähnen, dass bei der Durchführung des Versuches Nr. 11 noch kein induktiver Wegaufnehmer zur Messung der Feststoffoberflächenabsenkung eingesetzt werden konnte. Die Messwertaufnahme erfolgte alle zehn Sekunden durch Ablesen der Setzung auf einem von außen aufgetragenen metrischen Stahlmaßstab.

Die Messung einer Sofortsetzung  $s_0$  war demnach nicht möglich. Die Charakteristik der Messkurven ist für die erste und zweite Anregung nahezu gleich. Wobei bei der ersten Anregung Anzeichen für eine instationäre Geschwindigkeitsabnahme in der Absenkung der Feststoffoberfläche bestehen. Aus den Messkurven lassen sich für beide Anregungen die entsprechenden erzielten Absenkungen sowie die eintretenden mittleren Absinkgeschwindigkeiten  $v_s$  ermitteln, welche in Tab. 5-6 aufgeführt sind.

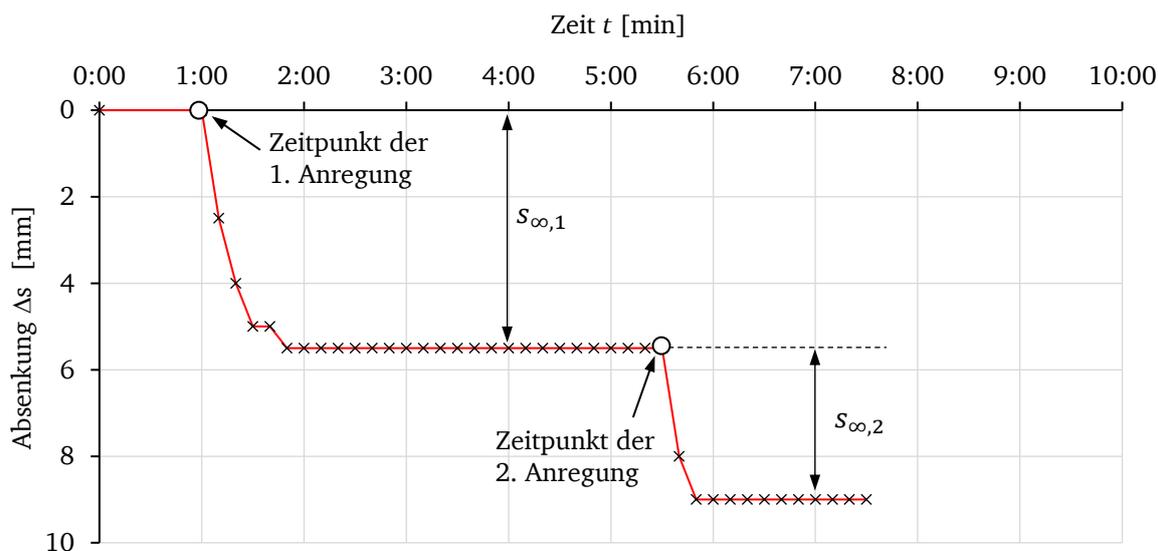


Abb. 5-17: Absatzkurve  $s(t)$  – granulare Glasperlen (Hinweis: Messwertaufnahme erfolgte alle zehn Sekunden); Versuch Nr. 11

Tab. 5-6: Setzungen und Absinkgeschwindigkeit  $v_{ab}$  der Feststoffoberfläche; Versuch Nr. 11

	1. Anregung	2. Anregung
Sofortsetzung $s_0$ [mm]	-	-
Gesamtsetzung $s_{\infty,i}$ [mm]	0,55	0,35
Absinkgeschwindigkeit $v_{ab}$ im linearen Bereich [mm/s]	0,167	0,175
bezogene Sofortsetzung $\varepsilon_0$ [%]	-	-
bezogene Gesamtsetzung $\varepsilon_{\infty}$ [%]	0,11	0,07

## 6. Auswertung und Analyse des Phasentransformationsverhaltens

Die vorliegende Arbeit und speziell dieses Kapitel führt eine Untersuchung des Verflüssigungsverhaltens gemäß einer phänomenologischen Betrachtungsweise durch. In diesem Sinne erfolgt hier keine Aufstellung eines empirischen Berechnungsmodells oder Ähnlichem.

Ziel ist es, feststellen zu können, wie der Verfestigungsprozess nach einer Bodenverflüssigung auf den Innenkippen der ehemaligen Tagebaugebiete grundsätzlich abläuft und ob dabei die in Abschnitt 4.1 aufgestellten Hypothesen bestätigt oder widerlegt werden können.

Ebenso wird anhand der gewonnenen Erkenntnisse konstatiert, ob Analogien im Verfestigungsverhalten zu einer seismisch induzierten Bodenverflüssigung bestehen.

### 6.1. Zustands- und Prozessbeschreibung verflüssigter wassergesättigter Granulate

Zur Analyse der im Prozess der Verflüssigung und Verfestigung eintretenden Phasentransformation einer wassergesättigten Granulatsäule dient exemplarisch der Versuch Nr. 28. Gleichermaßen sind hierfür aber auch die im Anhang C aufgeführten Versuchsergebnisse verwendbar.

Zunächst können die in Abb. 6-1 dargestellten Messkurven der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  in drei charakteristische Bereiche unterteilt werden, die es im Wesentlichen ermöglichen, die zeitliche Zustandsänderung der wassergesättigten Granulatsäule zu erkennen (vgl. Abb. 6-1). Eine exakte Abgrenzung zwischen den Zustandsbereichen **B** und **C** ist dabei noch nicht definierbar.

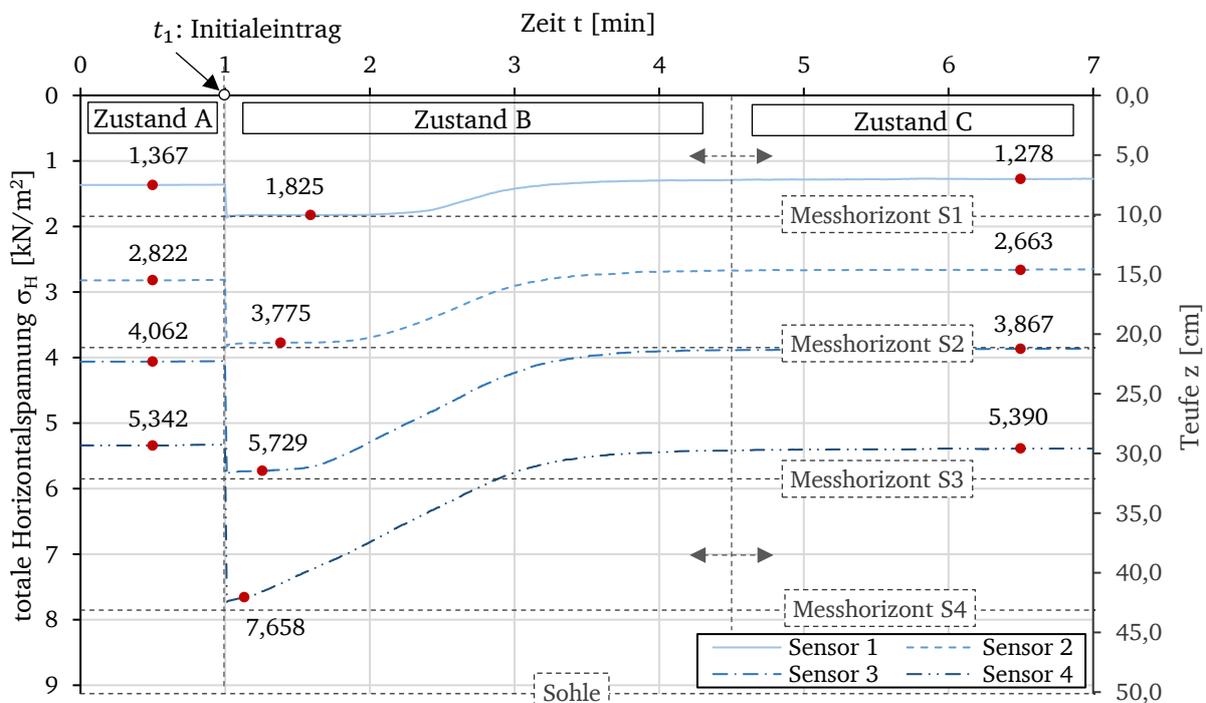


Abb. 6-1: Totale Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren 1 – 4 und Einteilung der Bodensäule in entsprechende Zustandsbereiche; Versuch Nr. 28

Diese Zustandsbereiche werden wie folgt deklariert und durch die benannten Prozesse initiiert:

- A**      **Ausgangszustand der Granulatsäule als Festkörper**<sup>52</sup> (Vorherrschen eines Porenwasserruhedruckes  $u_0$ ) → vgl. Abschnitt 6.1.1
- ↓      *Verflüssigung* durch Initialeintrag → Aufbau eines Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  und Verlust wirksamer Spannungen  $\sigma'$  infolge des Initialeintrages → vgl. Abschnitt 6.1.2
- B**      **Momentanzustand der Granulatsäule als Suspension** (max. Porenwasserüberdruck  $\Delta u_{max}$  → vgl. Abschnitt 6.1.2)
- ↓      *Verfestigung* → Abbau des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u_{Max}$  und Aufbau wirksamer Spannungen  $\sigma'$  infolge der Ablagerung der Granulatkörner → vgl. Abschnitt 6.1.3
- C**      **Endzustand der Granulatsäule als verfestigter Körper** (Vorliegen des Porenwasserruhedruckes  $u_0$ ) → vgl. Abschnitt 6.1.4

Sie repräsentieren die physikalischen Systemzustände, die die zur Verflüssigung angeregte Säule infolge diverser Prozesse erfährt und reflektieren weitestgehend das in der Modellvorstellung (Abschnitt 2.4) angenommene Verhalten.

Die Bezeichnung des Zustandes **B** als *Bruchzustand* wird in dieser Arbeit nicht verwendet, da dieser im Allgemeinen in der Bodenmechanik den Verlust der Tragfähigkeit definiert, jedoch nicht das anschließend eintretende instationäre Deformationsverhalten des betrachteten Bodenkontinuums beinhaltet. Die hier für den Bereich **B** verwendete Begrifflichkeit *Momentanzustand* ist der Kontinuumsmechanik entlehnt und erlaubt u.a. die Beschreibung der Bewegung eines materiellen Körpers als stetige Folge von zeitabhängigen Konfigurationen (z.B. beim plastischen Fließen). Hierzu zählen die äußere Gestalt und die Lage seiner Partikel zum Zeitpunkt der Betrachtung (vgl. vgl. LIPPMANN (1981)), also die Charakterisierung des vorliegenden Systems sowohl mithilfe äußerer Zustandsgrößen, als auch mit innerer wie Masse, Volumen und Druck.

Um Mehrfachdeutungen vorab auszuschließen, findet der Begriff *Nachbruchzustand* ebenso keine Anwendung. Dieser könnte u.U. alle eintretenden Systemzustände nach dem Initialeintrag implizieren und so eine scharfe (lokale und zeitliche) Trennung zwischen instabiler, granularer Suspension und dem verfestigten granularen System mit Festkörpereigenschaften erschweren bzw. unterbinden.

Auf die Untersuchung der sich einstellenden Zustands- und Prozessgrößen der o.g. Bereiche wird in den nachfolgenden Abschnitten näher eingegangen.

### 6.1.1. Ausgangszustand der Granulatsäule als Festkörper (Zustand A)

#### 6.1.1.1. Spannungszustand und bodenmechanische Kenngrößen

Die betrachtete Granulatsäule weist im Ausgangszustand einen rechnerischen Porenanteil von  $n = 0,478$  auf, welcher in der Modellvorstellung dem Zustand der lockersten Lagerung einer

<sup>52</sup> Für die Definition des Festkörpers vgl. Abschnitt 3.2.3.

Kugelpackung entspricht. Gemäß Gleichung [6-1] ergibt sich gemeinsam mit den in Kapitel 4.3.2 aufgeführten Bodenkenngrößen aus der Summe der Partialwichten der festen und flüssigen Phase die Raumwichte des wassergesättigten Materials von  $\gamma_r(t_0) = 18,27 \text{ kN/m}^3$ .

$$\gamma_r = \gamma_s \cdot (1 - n) + n \cdot \gamma_w \quad [6-1]$$

Überträgt man die Randbedingungen eines linear-elastisch isotropen Halbraums auf die vorliegende Granulatsäule, so lassen sich an den Messhorizonten S1 bis S4 mit Gleichung [3-2] rechnerisch totale Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t_0)$  gemäß Abb. 6-2 ermitteln. In der Abbildung sind des Weiteren die in den Horizonten gemessenen totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_0)$  sowie die Entwicklung der neutralen Spannungen  $u_0(z)$ , resultierend aus der Hydrostatik des Porenwassers, dargestellt.

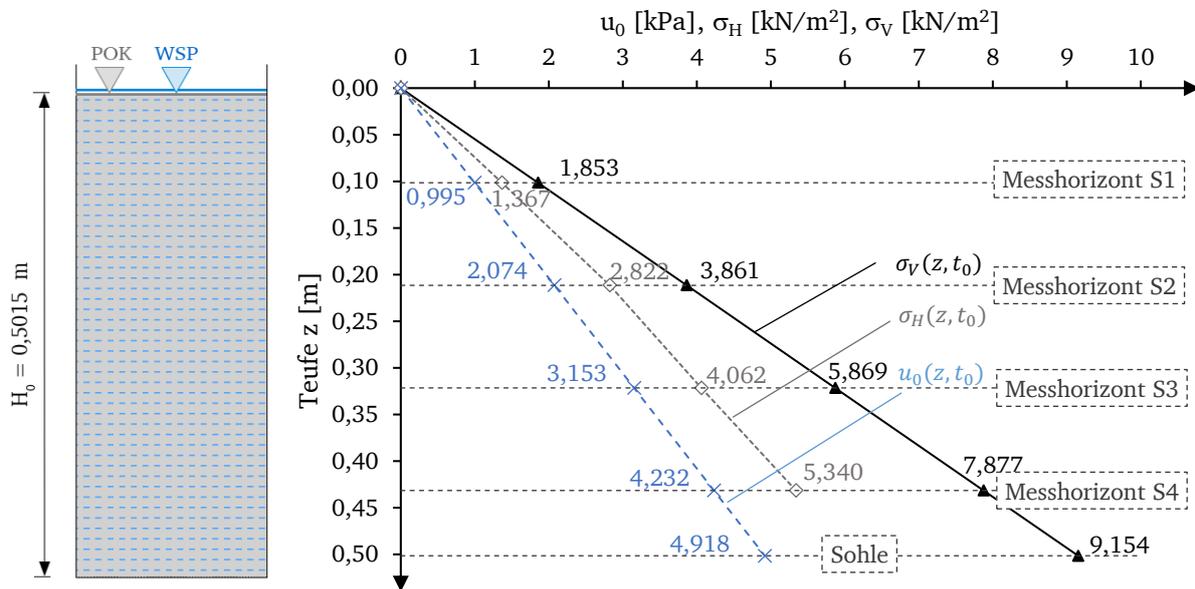


Abb. 6-2: Gemessene totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_0)$ , rechnerisch ermittelter hydrostatischer Porenwasserdruck  $u_0(z)$  und totale Vertikalspannung  $\sigma_V(z, t_0)$  im wassergesättigten Granulat (vor der Anregung); Versuch Nr. 28

Mit dem Spannungskonzept von TERZAGHI werden die in den Messhorizonten wirkenden effektiven Vertikalspannungen  $\sigma'_V(z, t_0)$  gemäß Gleichung [3-4] berechnet, gleichfalls die wirksamen Horizontalspannungen  $\sigma'_H(z, t_0)$  mithilfe der gemessenen totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_0)$ . Die entsprechenden Ergebnisse sind nachfolgend in Tab. 6-1 aufgeführt.

Tab. 6-1: Geostatische Spannungen in der Granulatsäule; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_V$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_H$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_V$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_H$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	1,853	1,367	0,995	0,857	0,372
S2	3,861	2,822	2,074	1,786	0,748
S3	5,869	4,062	3,153	2,716	0,909
S4	7,877	5,340	4,232	3,645	1,108

## Erddruckbeiwert und Reibungswinkel

Um Aussagen über den vorliegenden Erddruckzustand treffen zu können, ist die Ermittlung des Horizontalspannungsverhältnisses bzw. des Erddruckbeiwertes  $K$  dienlich. Im wassergesättigten Bereich bezieht sich dieser stets auf die effektiven Spannungen  $\sigma'$  und kann im Allgemeinen mit Gleichung [6-2] als Näherungswert berechnet werden.<sup>53</sup>

$$K = \frac{\sigma'_H(z, t_0)}{\sigma'_V(z, t_0)} \quad [6-2]$$

Für die jeweiligen Messhorizonte sind die in Tab. 6-2 aufgeführten Beiwerte zu entnehmen, wobei über die Säulenmächtigkeit hinweg ein Schwankungsbereich von  $0,30 \leq K \leq 0,43$  vorzufinden ist. Dabei gilt es zu berücksichtigen, dass der Erddruckbeiwert keine exakte Wiedergabe des Horizontalspannungsverhältnisses in der Granulatsäule darstellt, sondern nur deren zu erwartende Größenordnung repräsentiert.

Tab. 6-2: Rechnerische Erddruckbeiwerte  $K(z, t_0)$ ; Versuch Nr. 28

Sensor	$K(z, t_0)$ [-]
S1	0,43
S2	0,42
S3	0,33
S4	0,30

Da mit der gewählten Einbaumethode keine künstliche Vorverdichtung des Versuchsmaterials erfolgt ist, befindet sich dieses über die Säulenmächtigkeit hinweg in einem locker gelagerten Zustand (vgl.  $n = 0,478$ ). Folglich lässt sich somit konstatieren, dass hierfür die in Tab. 6-2 aufgeführten Beiwerte im Bereich des Ruhedruckzustandes und des aktiven Zustandes liegen (vgl. vgl. SCHNEIDER & GORIS et al. (2016); vgl. WEIßENBACH & HETTLER (2012)). Letztgenannter Zustand würde bedeuten, dass weiterhin geringfügige Granulatkornbewegungen (z.B. infolge der Aufsättigung) stattfinden. Hierfür lassen sich mit der Umstellung von Gleichung [6-3] und dem Ansetzen von einem

- Wandneigungswinkel von  $\alpha = 0^\circ$ ,
- Geländeneigungswinkel von  $\beta = 0^\circ$  sowie
- einem Wandreibungswinkel von  $\delta = 0^\circ$

in den Messhorizonten effektive Reibungswinkel von  $\varphi'(z) \approx 22,5^\circ \dots 32,5^\circ$  feststellen.

$$K_{agh} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad [6-3]$$

Legt man für die wassergesättigte Granulatsäule im Ausgangszustand erwartungsgemäß einen Ruhedruckzustand zu Grunde, so kann unter Zuhilfenahme der empirischen Beziehung nach JAKY (1937) gemäß Gleichung [6-4] ein effektiver Reibungswinkel von  $\varphi'(z) \approx 34,5^\circ \dots 44,1^\circ$  berechnet werden.

<sup>53</sup> Entsprechende Ödometertests wurden nicht durchgeführt.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad [6-4]$$

Diese ermittelten Werte des Erddruckkoeffizienten  $K$  und des Reibungswinkels  $\varphi'$  entsprechen nur bedingt den in der Literatur für locker gelagerten Sand angegebenen Größen (vgl. WEIßENBACH & HETTLER (2012)). Zudem sind für ein Lockergestein nach FÖRSTER (1996) Werte von  $\varphi' > 40^\circ$  höchst selten und von  $\varphi' > 42^\circ \dots 45^\circ$  keinesfalls bestimmbar. Des Weiteren sollte der Erddruckbeiwert annähernd konstant und von der Teufe unabhängig sein.

Die jedoch aus Tab. 6-2 hervorgehende und mit der Teufe  $z$  abnehmende Tendenz des Erddruckkoeffizienten  $K(z)$  sowie die Zunahme des effektiven Reibungswinkels  $\varphi'(z)$  könnte daher in der Granulatsäule einen gewissen Wandreibungseffekt vermuten lassen.

Das heißt, dass infolge der nicht reibungsfreien Behälterwände auch im Ruhezustand vom Granulat Schubspannungen  $\tau_w$  auf die Wände übertragen werden, die aufgrund dessen einen Teil des Eigengewichtes vom wassergesättigten granularen System tragen. Damit geht eine Entlastung bzw. Reduzierung der Vertikalspannungen  $\sigma'_V(z, t_0)$  und dementsprechend auch der jeweiligen Horizontalspannungen  $\sigma'_H(z, t_0)$  einher.

Betrachtet man nun den mit dem Versuchsmaterial gefüllten Zylinder und schneidet gemäß Abb. 6-3 gedanklich ein scheibenförmiges Volumenelement  $dV$  mit dem Radius  $r$  und infinitesimaler Dicke  $dz$  heraus, so lassen sich zunächst die im Korngerüst wirkenden Kräfte (ohne Berücksichtigung des Porenwasserruhedruckes  $u_0$ ) wie folgt bilanzieren:<sup>54</sup>

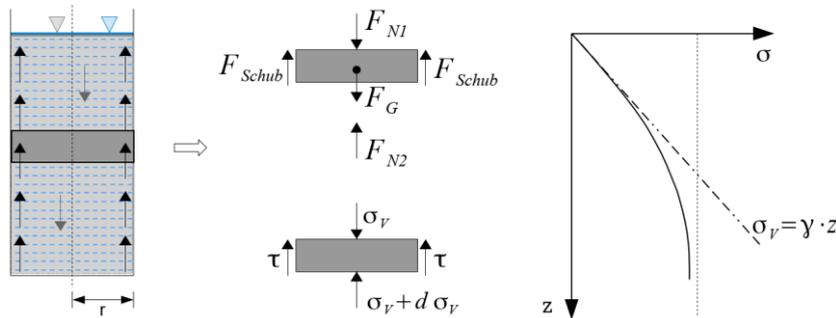


Abb. 6-3: Wirkende Kräfte und Spannungen an einem scheibenförmigen Volumenelement  $dV$  infinitesimaler Höhe  $dz$  (links) und Spannungsverteilung in einem schlanken kreisförmigen Behälter (rechts); KOLYMBAS (2016)

In Gravitationsrichtung wirkt auf die Scheibe ihr Eigengewicht mit  $F_G = m_s \cdot g = \gamma' \cdot \pi r^2 dz$  sowie die Resultierende der wirkenden Normalspannungen  $F_{N1} = \sigma'_V \cdot \pi r^2$  aus dem Gewicht der sie überlagernden Granulatkörner. Ihr entgegengesetzt kommen die Mantelreibung mit der resultierenden Schubkraft  $F_{Schub} = \tau_w \cdot 2\pi r dz$  und die Resultierende der wirkenden Normalspannung  $F_{N2} = (\sigma'_V + d\sigma'_V) \cdot \pi r^2$  zum Tragen.

$$F_G + F_{N1} - F_{Schub} - F_{N2} = 0 \quad [6-5]$$

<sup>54</sup> Das Porenwasser verhält sich wie ein NEWTONSches Fluid und kann keine Reibung bzw. Schubspannungen  $\tau_w$  auf die Behälterwand übertragen.

$$\gamma' \cdot \pi r^2 dz + \sigma'_V \cdot \pi r^2 = \tau_W \cdot 2\pi r dz + (\sigma'_V + d\sigma'_V) \cdot \pi r^2 \quad [6-6]$$

$$\frac{d\sigma'_V}{dz} = \gamma' - \frac{2\tau_W}{r} \quad [6-7]$$

Berücksichtigt man in Gleichung [6-7] den Wandreibungswinkel  $\delta$  mit  $\tau_W = \sigma'_H \cdot \tan(\delta)$  und setzt in Abhängigkeit der linearen Elastizitätstheorie für  $\sigma'_H = \sigma'_V \cdot K_0$  ein, so erhält man für das Gleichgewicht der Vertikalkräfte die lineare Differentialgleichung erster Ordnung gemäß Gleichung [6-8].

$$\frac{d\sigma'_V}{dz} = \gamma' - \frac{2 \cdot K_0 \cdot \tan(\delta)}{r} \cdot \sigma'_V \quad [6-8]$$

Gemäß der Silotheorie nach JANSEN (1895) ergeben sich für die effektiven Spannungen  $\sigma'$  mit der Randbedingung  $\sigma'_V(z=0) \stackrel{!}{=} 0$  die Gleichungen [6-9] und [6-10].

$$\sigma'_V(z) = \frac{\gamma' r}{2K_0 \tan(\delta)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2K_0 \tan(\delta) z}{r}}\right) \quad [6-9]$$

$$\sigma'_H(z) = \frac{\gamma' r}{2 \tan(\delta)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2K_0 \tan(\delta) z}{r}}\right) \quad [6-10]$$

Für die teufenabhängige Entwicklung der totalen Vertikal- und Horizontalspannungen  $\sigma_V(z, t_0)$  bzw.  $\sigma_H(z, t_0)$  gelten im vorliegenden Versuchsmaterial, unter Berücksichtigung des Porenwasserruhedruckes  $u_0$ , die Gleichungen [6-11] bzw. [6-12].

$$\sigma_V(z) = \frac{\gamma' r}{2K_0 \tan(\delta)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2K_0 \tan(\delta) z}{r}}\right) + \gamma_W \cdot z \quad [6-11]$$

$$\sigma_H(z) = \frac{\gamma' r}{2 \tan(\delta)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2K_0 \tan(\delta) z}{r}}\right) + \gamma_W \cdot z \quad [6-12]$$

Während für ihre Anwendung die geometrischen Abmessungen der Säule sowie die einzelnen Wichten des Materials bekannt waren, erfolgte die Ermittlung des effektiven Reibungswinkels  $\varphi'$  sowie die des Wandreibungswinkels  $\delta$  über ein Näherungsverfahren iterativ.

Als Ausgangswerte standen für die Ermittlung des effektiven Reibungswinkels  $\varphi'$  Erfahrungswerte aus der Literatur zur Verfügung. Für die Lausitzer Kippensande, welche dem verwendeten Versuchsmaterial entsprechen, werden bspw. in HÜLS & TOLEDO ARCIC et al. (2016), WITTIG (2015), SAVIDIS & HENKE (2014)) Reibungswinkel von  $\varphi' = 30^\circ \dots 35^\circ$  angegeben. Diese sind zugleich in Übereinstimmung mit dem in WEIßENBACH & HETTLER (2012) für locker gelagerte Sande angegebenen Reibungswinkel  $\varphi'$ .

Im Näherungsverfahren erfolgte eine Approximation der rechnerisch ermittelten totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$ , so lange, bis eine hinreichend genaue Übereinstimmung mit den gemessenen Horizontalspannungen vorlag (vgl. Tab. 6-4).

Dabei konnte für das Granulat im Ausgangszustand mit dem Ansetzen der in Tab. 6-3 aufgeführten versuchstechnischen und bodenmechanischen Parameter sowie unter der Annahme, dass nach der Aufsättigung ein Ruhedruckzustand vorliegt, ein Erddruckbeiwert mit  $K_0 = 0,478$  sowie ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 31,5^\circ$  ermittelt werden.

Tab. 6-3: Berechnungsparameter für die Spannungsverteilung mit Wandreibung im Ausgangszustand; Versuch Nr. 28

Raumwichte (wassergesättigt) $\gamma_r$ [ $kN/m^3$ ]	18,27
Wichte des Wassers $\gamma_w$ [ $kN/m^3$ ]	9,807
Wichte unter Auftrieb $\gamma' = \gamma_r - \gamma_w$ [ $kN/m^3$ ]	8,463
Innenradius des Versuchsbehälters $r$ [ $m$ ]	0,1535

Die in Tab. 6-4 dargestellten Abweichungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  der berechneten totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  liegen je nach Messhorizont zwischen  $-0,0048 kN/m^2 \leq \Delta\sigma_H \leq 0,068 kN/m^2$ . Diese befinden sich damit in den Genauigkeitsklassen der Sensoren, die mit 0,2 % des Messbereiches eine entsprechende Abweichung von  $\pm(0,02 \dots 0,05) kN/m^2$  aufweisen.<sup>55</sup> Lediglich die rechnerische Abweichung im Messhorizont S2 liegt geringfügig außerhalb der entsprechenden Genauigkeitsklasse des Sensors.

Tab. 6-4: Abweichungen zwischen gemessenen und rechnerisch ermittelten totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_0)$  im Ausgangszustand unter Berücksichtigung einer Wandreibung; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_{H\text{Messwert}}$ [ $kN/m^2$ ]	$\sigma_{H\text{Rechenwert}}$ [ $kN/m^2$ ]	$\Delta\sigma_H$ [ $kN/m^2$ ]
S1	1,361	1,361	0,001
S2	2,813	2,745	0,068
S3	4,055	4,060	-0,0048
S4	5,329	5,320	0,009

### Wandreibungseffekt

Der ebenso im Näherungsverfahren detektierte Wandreibungswinkel von  $\delta = 21^\circ$  entspricht nach SCHNEIDER & GORIS et al. (2016) bzw. nach EAB (2009) einer rauen Wand ( $\delta \approx 2\varphi'/3$ ). Dieser Wert erscheint für die vorhandene Behälterwand aus Kunststoff relativ überhöht, lässt sich aber mit folgendem Umstand begründen:

Während des Aufsättigungsprozesses tritt infolge der wirkenden Schwerkraft und der behinderten Seitendehnung eine Sackung der Bodensäule ein ( $\Delta s \approx 170 \text{ mm}$ ), die mit einer vertikalen Relativbewegung zwischen Granulat und starrer Behälterwand einhergeht. Dabei konnte beobachtet werden, dass sich während des Gleitens ein dünner Belag aus feinen abgelagerten Partikeln auf der Wandoberfläche bildete.

<sup>55</sup> Die Druckmessgeber der Messhorizonte S1 und S2 weisen einen Messbereich von 0 ... 100 mbar auf, während die Druckmessgeber S3 und S4 für einen Messbereich von 0 ... 250 mbar konfiguriert sind (vgl. Abschnitt B 1).

Die Ablagerungen werden durch die Bildung von Flüssigkeitsbrücken (kapillare Anziehungskräfte) zwischen dem erdfeuchten Granulat und der hydrophilen Kunststoffoberfläche des PVC-Behälters begünstigt, da zwischen ihnen wirkende Haftkräfte zum Tragen kommen. Mit der voranschreitenden Aufsättigung des Materials findet somit eine Aktivierung von Schubspannungen  $\tau_w$  zwischen den an der Behälterwand abgelagerten Partikeln und den sackenden Granulatkörnern statt. Dabei bildet sich ein Wandreibungswinkel  $\delta$  aus, der sich scheinbar dem effektiven Reibungswinkel  $\varphi'$  des verwendeten Granulats nähert. Mit fortlaufender Sackung führen die auftretenden Wandschubspannungen  $\tau_w$  zum o.g. Wandreibungseffekt.<sup>56</sup>

Offensichtlich bleiben diese Ablagerungen auch nach der Sättigung des Materials vorhanden und halten den „verspannten“ Zustand der Granulatsäule im Behälter aufrecht. Erst mit dem impulsartigen Initialeintrag und der Verflüssigung des Materials geht der Wandreibungseffekt verloren. Dies wird aus der Linearität der Isochronen der totalen Horizontalspannungsentwicklung im verflüssigten Zustand ( $t = t_1$ ) sowie im Endzustand ( $t = t_E$ ) deutlich und konnte in allen weiteren Initialeinträgen ebenso festgestellt werden (vgl. Abschnitt 6.1.3).

Diese Annahme wird auch dadurch gestützt, dass in allen anderen durchgeführten Versuchen das gleiche Verhalten beobachtet werden konnte. Nach jeder Aufsättigung lag in der wassergesättigten Granulatsäule eine nicht lineare Spannungsverteilung vor, welche der einer Silotheorie entsprach. Mit dem impulsartigen Initialeintrag konnte dieser Zustand anschließend nicht mehr erreicht werden. Die Verflüssigung und Verfestigung des wassergesättigten Materials führten zum nahezu vollständigen Abbau der Wandschubspannungen  $\tau_w$  und einer von der Tiefe  $z$  abhängigen sowie linearen Zunahme der totalen Spannungen  $\sigma(z)$ .

Die in den Messhorizonten rechnerischen, neutralen sowie wandreibungsbeeinflussten Vertikal- sowie Horizontalspannungen des Versuches Nr. 28 sind in Tab. 6-5 aufgeführt sowie deren Entwicklung über die Säulenmächtigkeit in Abb. 6-4 veranschaulicht.

Tab. 6-5: Rechnerische wandreibungsbeeinflusste Vertikal- und Horizontalspannungen in der Granulatsäule im Ausgangszustand; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_V$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_H$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_V$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_H$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	1,758	1,361	0,995	0,763	0,366
S2	3,479	2,745	2,074	1,405	0,671
S3	5,052	4,060	3,153	1,899	0,907
S4	6,511	5,320	4,232	2,279	1,088
Sohle	7,392	6,099	4,918	2,474	1,181

<sup>56</sup> Dies deckt sich mit von in SCHULZE, 2009 beschriebenen Beobachtungen bzgl. eines ansteigenden Wandreibungswinkels  $\delta$  bei zunehmender Relativverschiebung von Granulat Korn und Behälterwand.

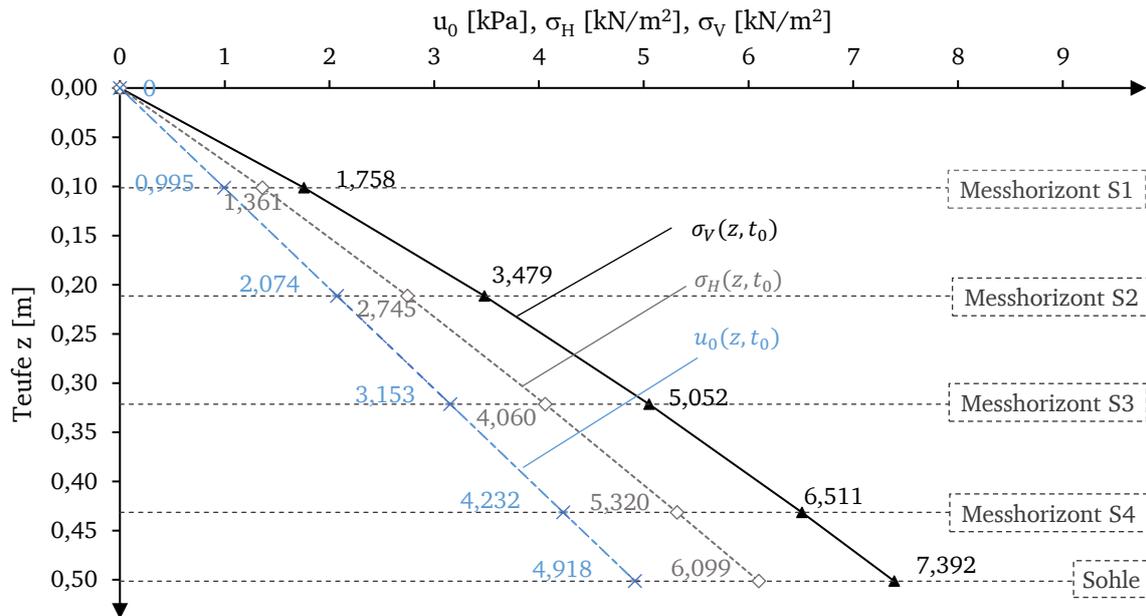


Abb. 6-4: Entwicklung der rechnerischen, wandreibungsbeflussten totalen Horizontal- und Vertikalspannungen  $\sigma_H(z, t_0)$  und  $\sigma_V(z, t_0)$  sowie des Porenwasserruhedruckes  $u_0(z)$ ; Versuch Nr. 28

#### 6.1.1.2. Festigkeitsverhalten

Um feststellen zu können, welcher äußerer Belastungseintrag zur Verflüssigung des kohäsionslosen Versuchsmaterials erforderlich ist, ist die Kenntnis der in der wassergesättigten Granulatsäule vorliegenden Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_0)$  zweckmäßig. Hierzu erfolgt die Anwendung des Bruchkriteriums nach MOHR-COULOMB gemäß Gleichung [3-19], wobei für das vorliegende Versuchsmaterial ein effektiver Reibungswinkel von  $\varphi' = 31,5^\circ$  angesetzt wird und die Kohäsion mit  $c = 0$  beziffert werden kann, da weder eine echte noch eine scheinbare Kohäsion vorliegt.

Zur Festigkeitsermittlung gilt es im Gebrauch der extremalen Hauptspannungen den Umstand zu berücksichtigen, dass die im vorliegenden Fall zuvor berechneten effektiven Vertikal- und Horizontalspannungen in der Nähe der Behälterwand nicht Schubspannungsfrei sind und folglich nicht mehr einer Hauptspannungsdefinition entsprechen ( $\sigma'_{V,W} \neq \sigma'_{1,W}$ ,  $\sigma'_{H,W} \neq \sigma'_{3,W}$ ). Die Koaxialität der Hauptspannungstrajektorien mit den Richtungen der Vertikal- und Horizontalspannungen ist nur in der Säulenachse gegeben ( $\sigma'_{V,S} = \sigma'_{1,S}$ ,  $\sigma'_{H,S} = \sigma'_{3,S}$ ) und weicht zur Behälterwand hin von diesen zunehmend ab.

Für die Ermittlung der Hauptspannungen  $\sigma'_{1,W}$  und  $\sigma'_{3,W}$  des effektiven Spannungszustandes in der Nähe der Behälterwand ist folglich die Berücksichtigung des Einflusses der Wandschubspannungen  $\tau_W$  erforderlich, die mit Gleichung [6-13] näherungsweise bestimmt werden können.

$$\tau_W = \sigma'_H \cdot \tan(\delta) \quad [6-13]$$

Der Parameter  $\delta$  stellt dabei den detektierten Wandreibungswinkel dar und  $\sigma'_H$  die mittlere effektive Horizontalspannung gemäß Gleichung [6-10].

Mit der Verwendung von Gleichung [6-14] bzw. Gleichung [6-15] lassen sich nunmehr die Hauptspannungen  $\sigma'_{1,W}$  und  $\sigma'_{3,W}$  für den effektiven Spannungszustand in der Nähe der Behälterwand bestimmen.

$$\sigma'_{1,W} = \frac{\sigma'_H + \sigma'_V}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma'_H - \sigma'_V}{2}\right)^2 + \tau_W^2} \quad [6-14]$$

$$\sigma'_{3,W} = \frac{\sigma'_H + \sigma'_V}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma'_H - \sigma'_V}{2}\right)^2 + \tau_W^2} \quad [6-15]$$

Die tiefenabhängige Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_0)$  ist für eine horizontale Scherbelastung in Abb. 6-5 dargestellt. Als maßgebende und in der horizontalen Scherfuge wirkende Normalspannungen wurden die in den einzelnen Messhorizonten effektiven Vertikalspannungen  $\sigma'_V(z, t_0)$  bzw. die in der Säulenchse vorliegende effektive Hauptspannung  $\sigma'_{1,S}(z, t_0)$  verwendet.

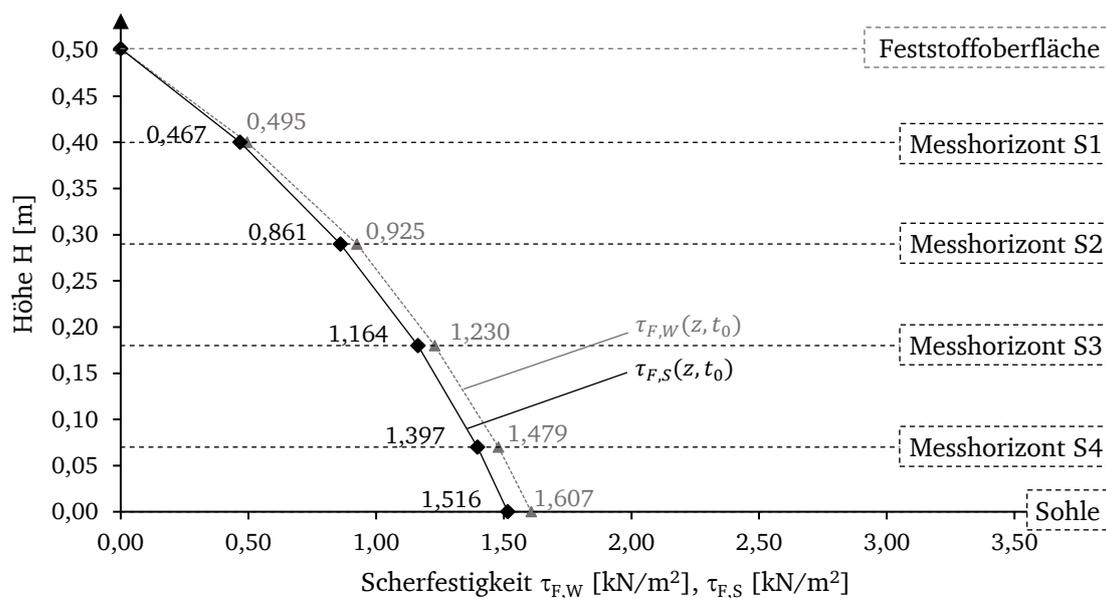


Abb. 6-5: Berechnete tiefenabhängige Scherfestigkeitskurve  $\tau_F(z, t_0)$  in Wandnähe und Säulenchse, im Ausgangszustand; Versuch Nr. 28

Um eine Relativverschiebung des Granulats bzw. ein Abgleiten der Partikel aufeinander und damit ein Kollabieren des Korngefüges zu erzielen, gilt es mithilfe eines Initials respektive einer Belastung die vorliegenden Schubspannungen  $\tau$  im Granulat zu erhöhen und die Scherfestigkeiten  $\tau_{F,S}(z, t_0)$  zu überwinden.<sup>57</sup>

<sup>57</sup> Ebenso möglich wäre die Erhöhung der Deviatorspannungen  $q$  durch eine zusätzliche Auflast bei konstanter Seitenspannung  $\sigma'_3$ .

### 6.1.1.3. Zustandsdiagnose

Im Ergebnis der zuvor aufgeführten Spannungsanalysen lässt sich das granulare System im Ausgangszustand wie folgt charakterisieren:

Es liegt eine **wassergesättigte locker gelagerte Bodensäule** mit einem

- Porenanteil von  $n = 0,478$ ,
- Reibungswinkel von  $\varphi' = 31,5^\circ$  im
- **Ruhedruckzustand** mit  $K_0 = 0,478$

vor, die deviatorische Spannungen  $q$  aufnimmt und ein granulares System mit Festkörpereigenschaften darstellt. Des Weiteren wurde für die Probensäule ein Wandreibungseffekt mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta = 21^\circ$  ausgemacht.

Der im Versuch vorliegende Ausgangszustand des granularen Systems entspricht dabei dem der wassergesättigten Bodenkörper auf den Innenkippen der ehemaligen Tagebaue.

## 6.1.2. Prozess der Verflüssigung und die Granulatsäule als Suspension (Zustand B)

### 6.1.2.1. Spannungszustand und bodenmechanische Kenngrößen

Wie bereits im Abschnitt 5.2 festgestellt, ist der Initialeintrag ( $t = t_1$ ) durch einen sprunghaften Anstieg der im Ausgangszustand gemessenen geostatischen Ruhedruckspannungen  $\sigma_H(z, t_0)$  auf einen entsprechenden Maximalwert  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$  gekennzeichnet (vgl. Abb. 6-1).

Für eine initiale bzw. vollständige Verflüssigung der Granulatsäule muss zum Zeitpunkt  $t = t_1$  ein schubspannungsfreier Spannungszustand vorliegen. Das heißt, dass mit der Überwindung der Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_0)$  die in den Messhorizonten vorliegenden Differentialspannungen  $\sigma_d(z, t_0)$  durch den Verlust wirksamer Spannungen  $\sigma'(z, t_0)$  verschwinden. Die Stützregelung<sup>58</sup> der Granulatkörner ist dann nicht mehr gegeben, weshalb die Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_1) = \sigma_3(z, t_1)$  um das Maß der Differentialspannung  $\sigma_d(z, t_0)$  auf die Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t_1) = \sigma_1(z, t_1)$  ansteigen und die Gleichungen [6-16] und [6-17] Gültigkeit besitzen.

$$\sigma_H(z, t_1) = \sigma_H(z, t_0) + \sigma_d(z, t_0) \quad \text{mit} \quad \sigma_H = \sigma_3 \quad [6-16]$$

$$\sigma_H(z, t_1) = \sigma_V(z, t_1) = \sigma_V(z, t_0) \quad [6-17]$$

Da auf den Ergebnissen basierend davon ausgegangen werden kann, dass unmittelbar nach dem Initialeintrag ( $t = t_1$ ) näherungsweise die Koinzidenz des Wasser- und des Feststoffspiegels (Volumenkonstanz) gegeben ist, liegt keine wesentliche Änderung in der Raumwichte  $\gamma_r$  des gesättigten Materials und damit auch keine in den totalen Vertikalspannungen  $\sigma_V(z)$  bzw. den entsprechenden Hauptspannungen  $\sigma_1(z)$  vor (vgl. [6-18]).

<sup>58</sup> Während einer plastischen Deformation weicht ein Granulat durch Rollen und Gleiten der Körner so lange seiner Belastung aus, bis die in den Korn-Kontaktpunkten Normal- und tangentialen Reibungskräfte wieder im Gleichgewicht stehen und eine stabile Position erzielen (vgl. KRATZSCH, 1974).

$$\sigma_V(z, t_1) = \sigma_V(z, t_0) \quad \text{bzw.} \quad \sigma_1(z, t_1) = \sigma_1(z, t_0) \quad [6-18]$$

Vergleicht man die gemessenen Maximalwerte  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$  aus Tab. 6-6 mit den rechnerisch ermittelten Spannungsbeträgen  $\sigma_V(z, t_0)$  aus Tab. 6-5 bzw. Abb. 6-4, so ist zu entnehmen, dass augenscheinlich die totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_1)$  um einen höheren Betrag als die Differentialspannung  $\sigma_d(z, t_0)$  ansteigen. Diese Diskrepanz lässt sich auf folgenden Umstand zurückführen:

Im Versuchsmaterial konnten mit dem Abschnitt 6.1.1 Wandreibungseffekte (Schubspannungen  $\tau_W$ ) im Ausgangszustand ( $t = t_0$ ) festgestellt werden. Diese führen zu einem „Aufhängen“ des Versuchsmaterials an der Behälterwand und reduzieren somit den Überlagerungsdruck respektive die totale Vertikalspannung  $\sigma_V(z, t_0)$  in den Schnitthorizonten. Mit der initialen Verflüssigung des Materials gehen diese Wandschubspannungen  $\tau_W$  verloren.<sup>59</sup> Dabei stellt sich in der Säule eine (lineare) Spannungsverteilung ein, die der eines aus der Bodenmechanik bekannten linear elastisch-isotropen Halbraumes bzw. der hydrostatischen Druckverteilung einer Flüssigkeit entspricht. Vernachlässigt man den Wandreibungseffekt im Ausgangszustand und nimmt zum Zeitpunkt  $t_0$  im Versuchsmaterial eine lineare Spannungsverteilung an, so lassen sich wiederum die teufenabhängigen Vertikalspannungen gemäß Abb. 6-6 bzw. Tab. 6-6 berechnen.

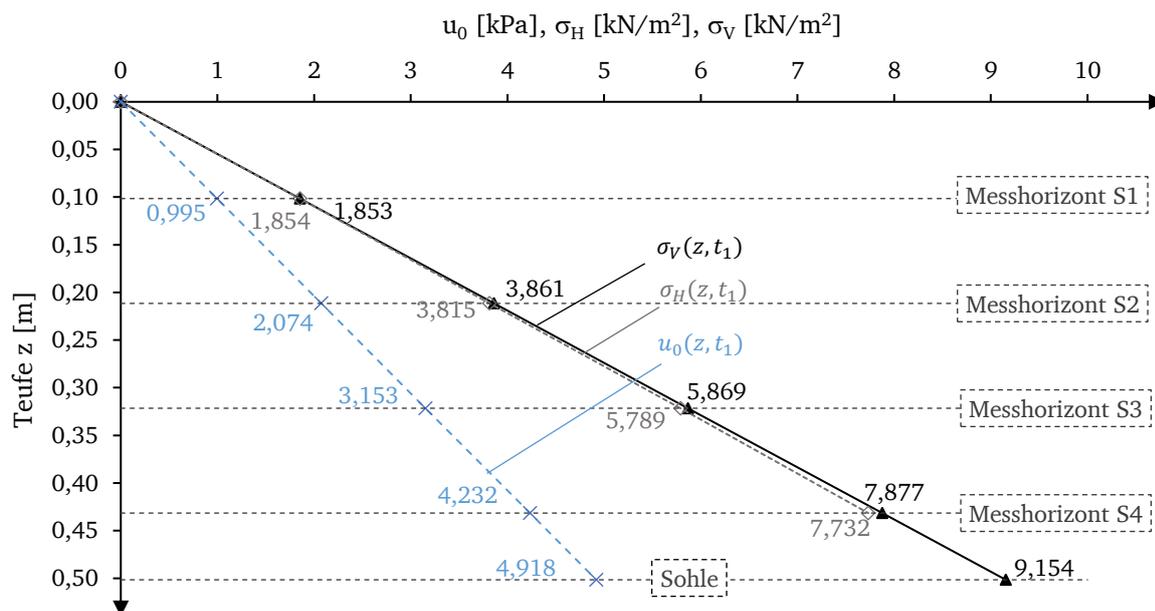


Abb. 6-6: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_1)$  zum Zeitpunkt  $t = t_1$ , hydrostatischer Porenwasserruhedruck  $u_0$  sowie berechnete totale Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t_0)$  (ohne Wandreibung) zum Zeitpunkt  $t = t_0$ ; Versuch Nr. 28

<sup>59</sup> Der Verlust der Wandschubspannungen  $\tau_W$  führt auch dazu, dass in der gesamten Säule die Hauptspannungstrajektorien identisch mit den Richtungen der Vertikal- und Horizontalspannungen sind, weshalb die obigen Gleichungen ebenso Gültigkeit besitzen.

Tab. 6-6: Gegenüberstellung der Messwerte totaler Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_1)$  mit den rechnerisch ermittelten totalen Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t_0)$ , bei Annahme eines linear-elastisch-isotropen Halbraumes; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_{H_{Messwert}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{V_{linear}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	1,854	1,853	0,001
S2	3,815	3,861	0,046
S3	5,789	5,869	0,08
S4	7,732	7,877	0,145

Mit Gegenüberstellung der Messwerte totaler Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_1)$  und den rechnerischen (wandreibungsfreien) totalen Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t_0)$  geht eine gute Übereinstimmung hervor. Entsprechende Differenzen sind auf Abweichungen in den gemessenen Berechnungsparametern der totalen Vertikalspannung  $\sigma_V(z, t_0)$  sowie auf die Genauigkeitsklasse der Sensoren zurückzuführen.

### Hydrostatischer Spannungszustand

Unter der Voraussetzung eines axialsymmetrischen Spannungszustandes ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) lässt sich feststellen, dass der isotrope Spannungsanteil zum Zeitpunkt  $t = t_1$  in der Teufe  $z$  nach Gleichung [3-12] Werte von  $\bar{p} = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  annimmt. Daraus resultierend lässt sich mithilfe der Gleichungen [3-13] und [3-15] ein deviatorischer Spannungsanteil von  $q_i = 0$  ermitteln. Dies ist gleichbedeutend mit dem Vorliegen eines *hydrostatischen* Spannungszustandes in der gesamten Granulatsäule. Das heißt, dass diese nunmehr eine Phasentransformation erfahren hat und mit der Absenz von wirksamen Spannungen ( $\sigma' = 0$ ) Eigenschaften einer Flüssigkeit aufweist. Während dieses Zustandes stagnieren die gemessenen totalen Horizontalspannungen auf dem Maximalwert  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$  (vgl. Abb. 6-1).

### Erddruckbeiwert und Reibungswinkel

Gemäß Gleichung [6-2] nimmt der Erddruckbeiwert bzw. das Horizontalspannungsverhältnis theoretische Werte<sup>60</sup> von  $K(z, t_1) = 1$  an und ist nach SCHULZE (2009) ebenso Beleg dafür, dass die Granulatsäule von einem festkörperähnlichen Zustand in eine Suspension übergegangen ist.<sup>61</sup> Der Reibungswinkel reduziert sich infolgedessen auf einen Wert von  $\varphi' = 0^\circ$ .

#### 6.1.2.2. Dichte und Feststoffkonzentration der granularen Suspension

Die unmittelbar nach dem Initialeintrag vorliegende Suspensionsdichte lässt sich mithilfe der Mischungstheorie gemäß Gleichung [6-19] bestimmen. Sie resultiert aus der Summe der gewichteten Partialdichten ( $\rho_S$  und  $\rho_W$ ). Unter der Annahme einer über der Säulenmächtigkeit unveränderten Kornstruktur und der Absenz einer Sedimentation (keine Vertikalverschiebung der Granulat Körner,  $s(t_1) = 0$ ) findet keine Veränderung des Hohlraumgehaltes bzw. des Porenanteils  $n$  statt. Es ergibt sich somit eine Suspensionsdichte von  $\rho_{sus}(t_1) = 1,86 \text{ g/cm}^3$ , welche insofern mit der Dichte der mehrphasigen Bodensäule im gesättigten Ausgangszustand

<sup>60</sup> Mathematisch nicht korrekt, da eine Division durch Null nicht möglich ist.

<sup>61</sup> Das Vorliegen eines passiven Erddruckzustandes mit  $K > K_0$  bzw.  $K \geq 1$  ist aufgrund des Versagensmechanismus nicht möglich.

$(\rho_{sus}(t_1) = \rho_r(t_0) = \gamma_r(t_0)/g)$  konvergiert und ca. 1,86-mal größer ist als die Dichte des Porenfluides Wasser.

$$\rho_{sus}(t_1) = \rho_s \cdot (1 - n(t_1)) + n(t_1) \cdot \rho_w \quad [6-19]$$

Demnach kann für die Suspension eine Feststoffkonzentration von  $\phi_s(t_1) = 1 - n(t_1) = 0,52$  berechnet werden.

### 6.1.2.3. Sofortsetzung und Kompressibilität

Abweichend von den in ZANDER (2015) mit einem Säulenmodell durchgeführten Verflüssigungsversuchen konnte aufgrund des in dieser Arbeit verwendeten Messequipments und der hohen Messrate in jeder Versuchsreihe eine Sofortsetzung in der wassergesättigten Granulatsäule registriert werden (vgl. Abb. 6-25 und Abb. 6-26). Für den Versuch Nr. 28 beträgt diese in Form einer bezogenen Sofortsetzung ca.  $\varepsilon_0 = \Delta s(t_1)/H_0 \approx 0,4 \%$  (vgl. Abb. 5-3). Eine Erklärung hierfür könnte mit dem nachfolgenden Ansatz gegeben sein:

Die in der Granulatsäule vorliegende feste und flüssige Phase, bestehend aus den Granulatkörnern respektive dem Porenwasser, weisen mit  $\kappa_s \approx 10^{-11} \text{ Pa}^{-1}$  und  $\kappa_w \approx 4,8^{-10} \text{ Pa}^{-1}$  eine sehr geringe Kompressibilität<sup>62</sup> auf (vgl. BUSCH & LUCKNER et al. (1993)). Deshalb kann angenommen werden, dass mit der vergleichsweise geringen Scherbeanspruchung<sup>63</sup>, die initiale Verformung des porösen Mediums nicht durch die Kompression (Verdichtung) der festen oder flüssigen Phase eingetreten ist. Vielmehr ist die Sofortsetzung  $\varepsilon_0$  auf eine Gefügekompression<sup>64</sup> zurückzuführen (vgl. Abschnitt 3.5.3).

Wird eine Gefügekompression durch Verrutschen bzw. Umlagern der Granulatkörner bewirkt, muss dies bei einem Zwei-Phasen-Gemisch mit der Verdrängung der anderen Phasen einhergehen. Mit der vorgenommenen schnellen Scherbeanspruchung erfährt die Granulatsäule einen undrainierten Belastungszustand, weshalb zum Zeitpunkt  $t = t_1$  die Entwässerung des Materials verhindert ist. Der spontane Platztausch der materiellen Punkte (bzw. unterschiedlichen Phasen) in den Bruchteilen einer Sekunde steht im Widerspruch mit

- der Trägheit der Wassermoleküle und den daraus resultierenden Widerstandskräften
- dem anschließenden Verfestigungsverhalten, das durch sehr langsames und kontinuierliches Absinken der Granulatkörner im Dispersionsmedium sowie Verdrängen des Porenwassers gekennzeichnet ist.

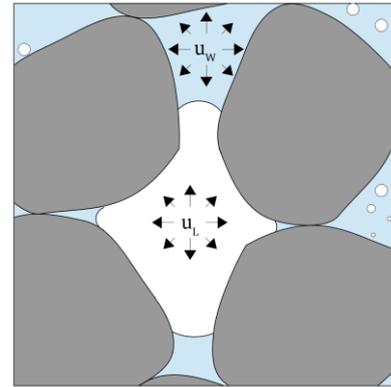
Die Sofortsetzung infolge einer raschen Umorientierung der Körner (vgl. Abschnitt 6.1.3) erscheint so für die initiale Setzung als unwahrscheinlich bzw. als nur bedingt möglich.

<sup>62</sup> Kehrwert des aus der Elastizitätslehre bekannten Kompressionsmoduls  $K$ , welcher in dieser Arbeit nicht verwendet wird, um Verwechslungen mit dem Erddruckbeiwert zu vermeiden.

<sup>63</sup> Diese ist gleichfalls nicht ausreichend, um eine mechanische Zerstörung des Granulats hervorzurufen.

<sup>64</sup> Verringerung des Hohlraumes durch plastische Verformung.

Wahrscheinlicher für die bei der Sofortsetzung  $s_0$  eintretende Gefügekompensation ist das Vorliegen einer dritten Phase in der Granulatsäule, der komprimierbaren Gasphase (vgl. Abb. 6-7, Luftinklusion).<sup>65</sup> Die Bodenluft hat ungefähr eine um den Faktor  $10^5$  höhere Kompressibilität  $\kappa_L$  als das Porenwasser. Gegenüber dem Feststoff ist sie sogar um den Faktor  $10^6$  größer. Wird nunmehr angenommen, dass in der Versuchssäule ein Drei-Phasen-Gemisch vorliegt, so lässt sich die Verformung des porösen Mediums unter Zuhilfenahme des Gasgesetzes von BOYLE-MARIOTTE erklären, unter der Annahme, dass das Gesetz für den vorliegenden Zustand Gültigkeit besitzt.



**Legende:**

■ Granulatkorn    ■ Porenwasser  
□ Gaskörper

Abb. 6-7: In Pore eingeschlossene Gasphase

Aus den Gleichungen [6-20] und [6-21] geht hervor, dass sich der Gasdruck  $u_L$  umgekehrt proportional zum Gasvolumen verhält.<sup>66</sup> Eine Zunahme des Gasdruckes  $u_L$  hängt folglich mit einer Abnahme des Volumens  $V_L$  des Gaskörpers zusammen.

$$u_L \sim \frac{1}{V_L} \quad [6-20]$$

bzw.

$$u_L \cdot V_L = konst. \quad \text{bei } T = konst. \quad [6-21]$$

Aus den o.g. Ergebnissen wurde deutlich, dass mit dem Initialeintrag der Aufbau eines Überdruckes  $\Delta u$  im Porenwasser einhergeht. Die Erfassung des Einflusses des Porenwasserdruckes auf einen darin befindlichen Gaskörper (Modellvorstellung als kugelförmige Gasblase) ist mit der YOUNG-LAPLACE-Gleichung [6-22] gegeben.

$$\Delta u_{L,W} = u_L - u_W = \frac{4 \cdot \sigma_{Bl}}{d_{Bl}} \quad [6-22]$$

Die Druckdifferenz  $\Delta u_{L,W}$  entspricht dem sogenannten Kapillardruck und wird durch die Grenzflächenspannung  $\sigma_{Bl}$  und den (einer Modellvorstellung entsprechenden) Blasendurchmesser  $d_{Bl}$  bestimmt. Vereinfachend soll angenommen werden, dass der Kapillardruck  $\Delta u_{L,W}$  vernachlässigbar gering ist und somit Gleichung [6-23] Gültigkeit besitzt. Ebenso wird dabei vorausgesetzt, dass die Oberflächenspannung über die Zeit konstant bleibt und unabhängig vom Blasendurchmesser  $d_{Bl}$  ist.<sup>67</sup>

<sup>65</sup> Eine Sofortsetzung tritt auch bei einem Konsolidationsprozess in Erscheinung und geht primär aus der Verformung eingeschlossener Gasblasen hervor (vgl. BOLEY & ADAM, 2012).

<sup>66</sup> In der Bodenmechanik ist es üblich, die durch den Gasanteil hervorgerufene Druckspannung mit dem Parameter  $u_L$  zu deklarieren, in der Hydromechanik mit dem Formelzeichen  $p_L$ .

<sup>67</sup> In FISCHER, 2001 wird darauf hingewiesen, dass diese Annahme fehlerbehaftet ist. Für Abschätzungen sei diese Annahme jedoch üblich.

$$u_L \approx u_W \quad [6-23]$$

Da mit der Verflüssigung am vorhandenen Gaskörper nicht mehr die Hydrostatik der kohärenten Wassersäule anliegt, sondern die der kohärenten granularen Suspension, herrscht nach Abschnitt 6.1.2.2 zum Zeitpunkt  $t = t_1$  ein Umgebungsdruck am Gaskörper vor, der ca. 1,86 mal größer ist als der Porenwasserdruck  $u$  zum Zeitpunkt  $t = t_0$ . Mit dem Gasgesetz nach BOYLE-MARIOTTE gilt so im vorliegenden Fall Gleichung [6-24].

$$\frac{V_L(t_0)}{V_L(t_1)} = \frac{u_L(t_1)}{u_L(t_0)} \approx 1,86 \quad [6-24]$$

Mit der Erhöhung des Innendruckes  $u_L(t_1)$  des Gaskörpers um den Faktor 1,86 reduziert sich dessen Volumen  $V(t_1)$  nach dem Gasgesetz von BOYLE-MARIOTTE ungefähr um denselben Wert.

Anhand von Gleichung [6-25] (resultierend aus Gleichung [6-24]) und der Kenntnis der bezogenen Sofortsetzung  $\varepsilon_0(t_1)$  sowie der Ausgangshöhe  $H_0$  der Granulatsäule lässt sich das im Versuch Nr. 28 vor der Verflüssigung vorhandene Gasvolumen mit  $n_L(t_0) \approx 0,86\%$  näherungsweise quantifizieren. Somit liegt rechnerisch ein Sättigungsgrad von  $S_r = 1 - n_L/n \approx 0,98$  vor.

$$n_L = \frac{V_L(t_0)}{V_{Ges}(t_0)} \approx 2,16 \cdot \varepsilon_0(t_1) \quad [6-25]$$

Der Einfluss des ermittelten Gasanteils wird in Bezug auf die hydraulisch gesättigte Leitfähigkeit bzw. des Durchflussbeiwertes  $k_f$  und die geostatischen Spannungen im Grundwasserbereich als gering eingeschätzt. Infolgedessen wird für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen weiterhin ein Zwei-Phasen-Gemisch, bestehend aus Wasser und Feststoff, angenommen.<sup>68</sup>

Die Anwesenheit des in der Granulatsäule vorliegenden geringen Gasanteiles kann wie folgt erklärt werden:

Vor dem Aufsättigungsprozess befindet sich in den Hohlräumen (Poren) der eingebauten Granulatsäule das Mischgas Luft. Mit dem Anstieg des Grundwassers kollabieren diese Hohlräume durch Aufhebung der zwischen den Granulatkörnern wirkenden Flüssigkeitsbrücken (Kapillarkohäsion). Es findet eine Sackung der Säule statt, die dazu führt, dass sich die Porenkanalgeometrie erheblich verkleinert. Der Durchmesser des Porenkanals ist nunmehr kleiner als der mittlere Durchmesser des Gaskörpers, weshalb dieser nicht mehr entweichen kann und in der Granulatsäule eingeschlossen wird. Dieser Prozess ist auch beim Grundwasserwiederanstieg auf den Innenkippen ehemaliger Tagebaue vorzufinden.

<sup>68</sup> In der Aerationzone kann ein geringer Gasanteil einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss ausüben, da er die Durchlässigkeit des porösen Mediums deutlich herabsetzt.

#### 6.1.2.4. Zustandsdiagnose

Mit der **initialen Verflüssigung** der wassergesättigten Bodensäule vollzieht das gesamte granulare System eine **spontane Phasentransformation** in den flüssigen Zustand. Es weist dabei einen

- Porenanteil von  $n = 0,478$  bzw. Feststoffkonzentration von  $\phi_S = 52,2 \%$ ,
- **Erddruckbeiwert  $K = 1$**  sowie einen
- **effektiven Reibungswinkel von  $\varphi' = 0^\circ$**

und **keine Scherfestigkeit** ( $\tau_F = 0$ ) auf. Mit dem Vorliegen eines hydrostatischen Spannungszustandes wird zudem die in Abschnitt 4.1 aufgestellte Hypothese 1 bestätigt.

Die Phasentransformation der wassergesättigten Granulatsäule ist durch einen sprunghaften Anstieg der in einem Messhorizont gemessenen totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  auf den Betrag der dort jeweils anliegenden totalen Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t)$  gekennzeichnet.<sup>69</sup> Im Zustand der Suspension stagnieren die Messkurven auf dem Niveau der maximalen totalen Horizontalspannung  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$ .

Im Gegensatz zu den in ZANDER (2015) mit verflüssigungsfähigen Materialien durchgeführten Säulenversuchen konnte in der vorliegenden Arbeit zum Zeitpunkt der initialen Verflüssigung eine bezogene **Sofortsetzung** von  $\varepsilon_0 = 0,4 \%$  ...  $0,5 \%$  registriert werden. Die Untersuchungen lassen diesbezüglich die **Anwesenheit einer Gasphase** im zu verflüssigenden Probenmaterial vermuten, die aus dem Aufsättigungsprozess resultiert.

Im Vergleich zu den in WANG & ZEN et al. (2013) und KIM & HWANG et al. (2009) enthaltenen und aus dynamischen Verflüssigungen hervorgerufenen Absetzkurven ließ sich feststellen, dass die plastischen Deformationen ebenso von Sofortsetzungen geprägt waren und Beträge im Bereich von  $\varepsilon_0 \approx 0,07 \%$  ...  $1,25 \%$  aufwiesen (vgl. Tab. 6-7).

Tab. 6-7: Sofortsetzungen  $\varepsilon_0$  verschiedener Modellversuche

Modellversuch	$\varepsilon_0$ [%]
Zentrifuge; WANG & ZEN et al. (2013)	0,07
Zentrifuge; SCOTT (1986)	-
Zentrifuge; ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016)	-
Zentrifuge; KIM & HWANG et al. (2009)	1,25
Säulenmodell; JURISCH	0,4

Ein vollständig differierendes Absetzverhalten wurde in KOLYMBAS (1994) registriert. In einem Säulenversuch zur Verflüssigung von wassergesättigten Feinsanden wurde eine bezogene (Sofort-)Setzung von  $\varepsilon \approx 3 \%$  gemessen. Diese trat in weniger als zwei Sekunden nach der Verflüssigung ein und war offensichtlich auch damit beendet.

Es liegt die Vermutung nahe, dass diese zügig voranschreitende Setzung auf ein erhöhtes komprimierbares Gasvolumen im Wasser-Feststoff-Gemisch zurückzuführen ist. Untersuchungsergebnisse oder Angaben vom Autor liegen diesbezüglich nicht vor.

<sup>69</sup> Der sprunghafte Anstieg wurde auch bei den Versuchen mit der isolierten Messung der Porenwasserdrücke  $u(z, t)$  registriert.

### 6.1.3. Prozess der Verfestigung

#### 6.1.3.1. Lokalisierung von Grenzflächenbewegungen

Der Prozess der Verfestigung setzt unmittelbar nach der Verflüssigung des wassergesättigten Materials ein und ist durch ein Sedimentieren der Granulatkörner im Dispersionsmedium (Porenwasser) bzw. dem Absenken der Feststoffoberfläche gekennzeichnet. Er ist mit der Abwesenheit von Sedimentationserscheinungen bzw. plastischen Deformationen abgeschlossen.

#### Die Verfestigungsfront (1. Grenzfläche)

Aus den in Abb. 6-1 veranschaulichten Messkurven der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  geht hervor, dass die mit der initialen Verflüssigung erzielten Maximalwerte  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$  je nach Messhorizont unterschiedlich lang stagnieren und über die Zeit infolge der Sedimentation nur marginal abbauen. Erst zu einem entsprechenden Zeitpunkt  $t_{SD}$  setzt ein signifikanter und zügig voranschreitender Abfall der generierten transienten Horizontalüberspannungen<sup>70</sup>  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1) = \sigma_{H,max}(z, t_1) - \sigma_H(z, t_E)$  ein. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen kennzeichnet dieser Zeitpunkt  $t_{SD}$  den Beginn des Einsetzens von Kornkontakten und damit einhergehend den Aufbau wirksamer Spannungen  $\sigma'(z, t)$  in der jeweiligen Suspensionsschicht. Für das vorliegende granulare System bedeutet dies zugleich die einsetzende Dissipation des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u(z, t)$ .

Zur einheitlichen Lokalisierung der Zeitpunkte  $t_{SD}$  wird in den Bereichen der stagnierenden totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  eine vereinfachte Trendanalyse bzgl. der mittleren Änderungsrate  $b(z, t)$  durchgeführt, die mit Abb. 6-8 exemplarisch veranschaulicht ist. Hierzu wird beginnend vom Zeitpunkt des Initialeintrages  $t = t_1$  mit zunehmender Zeitschrittweite  $\Delta t$  der Differenzenquotient  $b(z, t)$ , auch bekannt als Sekantensteigung, der Kurve gemäß Gleichung [6-26] berechnet.

$$b(z, t) = \frac{\Delta\sigma_H(z, t)}{\Delta t} = \frac{\sigma_H(z, t_i) - \sigma_H(z, t_1)}{t_i - t_1} \quad [6-26]$$

Dabei lässt sich erkennen, dass dieser im stagnierenden Bereich maximaler totaler Horizontalspannungen  $\sigma_{H,max}(z, t)$  zunächst geringfügig abnimmt. Mit voranschreitendem Zeitinkrement  $\Delta t$  ist jedoch festzustellen, dass sich ein Umkehrpunkt in der mittleren Änderungsrate lokalisieren lässt. Das heißt, dass diese nunmehr einen Zuwachs in ihrem Betrag erfährt.

Dieser Umkehrpunkt  $t_{SD}$  resultiert, wie sich in den folgenden Abschnitten zeigt, aus einer erneut einsetzenden Phasentransformation in der jeweiligen Suspensionsschicht.

Für die Messhorizonte des hier exemplarisch vorgestellten Versuchs Nr. 28 sowie für alle anderen hier durchgeführten Versuche lassen sich mit der Umsetzung dieses Ansatzes unterschiedliche Zeitpunkte des Abbaus der transienten totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  ermitteln, welche in Abb. 6-9 durch weiße Quadrate dargestellt und in Tab. 6-8 tabellarisch aufgeführt sind. Verbindet man diese Zeitpunkte  $t_{SD}$ , so lässt sich eine lineare Abhängigkeit (streng

<sup>70</sup> In der vorliegenden Arbeit wird als transiente Überspannung die Differenz aus der totalen Horizontalspannung zum Zeitpunkt des Initialeintrages  $t = t_1$  und zum Zeitpunkt des Endzustandes  $t = t_E$  definiert. Sie ist der Definition des Überdruckes entlehnt.

monoton steigend) von der Tiefe  $z$  ableiten.<sup>71</sup> Mit der Durchführung einer Extrapolation ist zudem eine lineare Entwicklung über die Messhorizonte hinaus sowie ein Schneiden der Absatzkurve zu identifizieren.

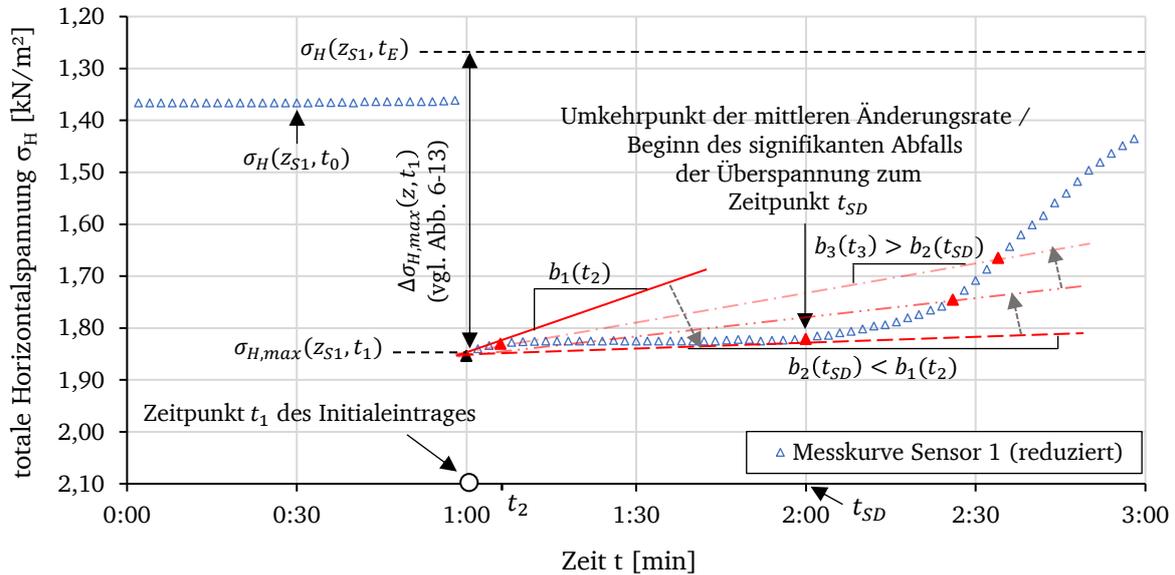


Abb. 6-8: Vereinfachte exemplarische Darstellung zur Lokalisierung des signifikanten Spannungsabfalls zum Zeitpunkt  $t_{SD}$  mithilfe der Sekantensteigungen (rote Linien); hier reduzierte Darstellung der Messkurve am Sensor 1; Versuch Nr. 28

In der einschlägigen Literatur, wie FLORIN & IVANOV (1961); SCOTT (1986); KIM & HWANG et al. (2009); WITTIG (2014), wird diese Charakteristik als *Verfestigungsfront* bzw. als *Verdichtungswelle* bezeichnet und stimmt mit dieser qualitativ überein (vgl. Abschnitt 2.5.2). Sie repräsentiert eine Grenzfläche zwischen granularer Suspension und sich verfestigendem Granulat und kennzeichnet den Beginn des Aufbaus wirksamer Spannungen  $\sigma'(z, t)$ .

Ein ähnliches Verhalten der Messkurven und der lokalisierten Verfestigungsfront konnte auch von WANG & ZEN ET AL. (2013), in deren Untersuchungen zur Dissipation des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  nach einer seismisch induzierten Bodenverflüssigung, beobachtet werden (vgl. Abschnitt 2.5.2).

Hingegen konnte das in KIM & HWANG et al. (2009) vorgestellte nicht lineare Verhalten einer aufsteigenden Verfestigungsfront, nach einmaligem Initialeintrag und initialer Verflüssigung (vgl. Abb. 2-31), in keinem der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche festgestellt werden.

<sup>71</sup> In Abb. 6-9 ist diese durch eine Regressionsgerade mit dem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,99$  dargestellt.

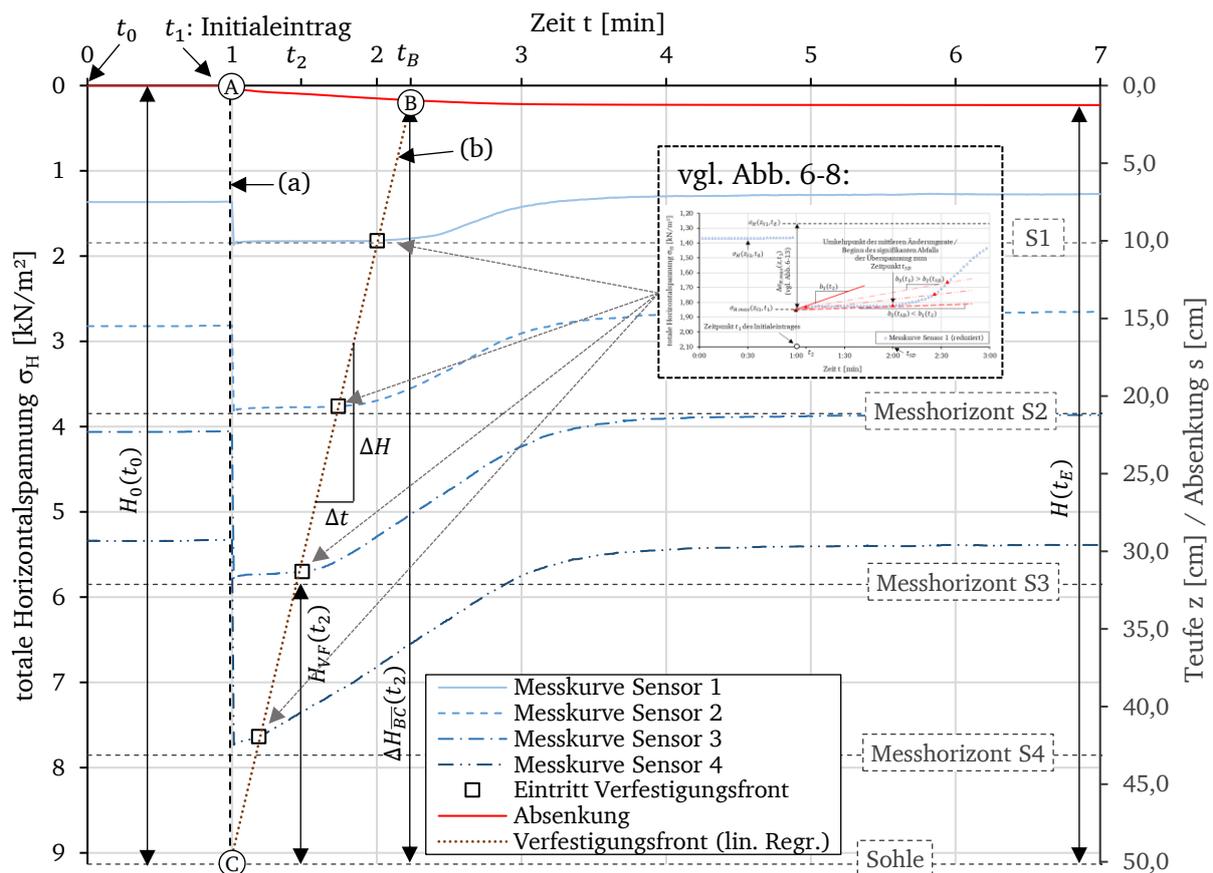


Abb. 6-9: Totale Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren 1 – 4, Absetzkurve  $s(t)$  und linear aufsteigende Verfestigungsfront (braun punktiert)

### Die Grenzfläche zwischen granularer Suspension und Klarwasserzone

In Abb. 6-9 ist ergänzend zur weiteren Analyse des Spannungs-Deformationsverhaltens der sich verfestigenden Granulatsäule die Absetzkurve des Versuchs Nr. 28 maßstabsgerecht über eine sekundäre Ordinate und in umgekehrter Reihenfolge dargestellt. Sie kennzeichnet die Grenzfläche zwischen sich bildender Klarwasserzone und granularer Suspension. Aus ihrer gemeinsamen Darstellung mit der lotrechten Geraden (a) zum Zeitpunkt des Initialeintrages  $t_1$  und der ermittelten Verfestigungsfront (b) lassen sich die Schnittpunkte **A**, **B** und **C** lokalisieren. Diese grenzen den temporären Suspensionszustand der Granulatsäule (vgl. Abschnitt 6.1.3.3) zeitlich sowie örtlich ab.

Anhand der Messdaten können diese Grenzpunkte vereinfacht mit den Hilfsmitteln der analytischen Geometrie wie folgt bestimmt werden:

Die absinkende Feststoffoberfläche schreitet gemäß der Strecke  $\overline{AB}$  mit konstanter Absetzgeschwindigkeit voran (vgl. Abb. 5-3), weshalb die Funktion der Absetzkurve für diesen Zeitraum mit Gleichung [6-27] beschrieben werden kann.  $H_0$  kennzeichnet die Mächtigkeit der wassergesättigten Granulatsäule im Ausgangszustand und  $s_0(t_1)$  die Sofortsetzung infolge des Initialeintrages.

$$\Delta s_{\overline{AB}}(t) = \bar{v}_{ab} \cdot t + H_0(t_0) - s_0(t_1) \quad \text{für } t_1 \leq t \leq t_B \quad [6-27]$$

Die mittlere Absatzgeschwindigkeit bzw. Sedimentationsgeschwindigkeit  $\bar{v}_{ab}$  der Granulatkörner im Dispersionsmedium errechnet sich aus dem Anstieg der Messkurve bzw. dem Differenzenquotienten gemäß Gleichung [6-28]. Sie kann für den hier exemplarisch vorgestellten Versuch Nr. 28 mit  $\bar{v}_{ab} \approx 0,09 \text{ mm/s}$  beziffert werden.

$$\bar{v}_{ab} = \frac{\Delta S_{AB}}{\Delta t} \quad [6-28]$$

Die Funktion der den Dissipationsbeginn kennzeichnenden Geraden (b) entspricht Gleichung [6-29]. Die darin aufgeführte Variable  $H_{fest}$  berücksichtigt die Mächtigkeit der ggf. nicht oder nur partiell verflüssigten Bodenschicht. Sie resultiert aus dem Schnittpunkt © der Geraden (a) und (b). Für den vorliegenden Fall gilt  $H_{fest}(t_1) = 0$ .

$$H_{VF}(t) = \bar{v}_{VF} \cdot t + H_{fest}(t_1) \quad [6-29]$$

Der Anstieg der Funktion repräsentiert gleichermaßen die mittlere Geschwindigkeit der voranschreitenden Verfestigungsfront und kann nach Gleichung [6-30] mit  $\bar{v}_{VF} = 6,70 \text{ mm/s}$  beziffert werden. Sie schreitet folglich ca. 74-mal schneller voran, als die sich abwärtsbewegende Grenzfläche zwischen sich bildender Klarwasserzone und Suspensionssschicht.

$$\bar{v}_{VF} = \frac{\Delta H_{CB}}{\Delta t} \quad [6-30]$$

Diese Geschwindigkeiten der Grenzflächen waren nahezu in allen Versuchen festzustellen.

Mit der Gegenüberstellung von Gleichung [6-27] und [6-29] lässt sich der Schnittpunkt  und damit die maximale Zeitdauer des Versuchsmaterials als granulare Suspension ermitteln.

$$t_B = \frac{H_0(t_0) - s_0(t_1) - H_{fest}(t_1)}{\bar{v}_{VF} - \bar{v}_{ab}} \quad [6-31]$$

Für den Versuch Nr. 28 ergibt sich hierbei ein Zeitraum von  $t_B = 74,6 \text{ s}$ , über den sich besonders die oberflächennahen Bodenschichten wie eine viskose Flüssigkeit verhalten.

Zweifellos ist aus Abb. 6-9 zu erkennen, dass dieser Zeitraum nicht für tieferliegende (sohlnahe) Bodenschichten gilt, da diese zu einem wesentlich früheren Zeitpunkt wirksame Spannungen  $\sigma'$  aufbauen und somit vorzeitig einer erneuten Phasentransformation unterliegen. Die Dauer vom Zeitpunkt der initialen Verflüssigung  $t = t_1$  bis zum Zeitpunkt des einsetzenden Aufbaus wirksamer Korn-zu-Korn-Spannungen  $t = t_{SD}$  ist für jeden Messhorizont in Tab. 6-8 dargestellt.

Tab. 6-8: Dauer des Suspensionszustandes; Versuch Nr. 28

Sensor	Dauer des Suspensionszustandes
	[mm:ss]
S1	01:00
S2	00:44
S3	00:29
S4	00:11

## Heterogene Granulatsäule

Infolge dieser Gegebenheiten lässt sich eine Heterogenität für die verfestigende Granulatsäule erkennen. Das heißt, dass sich die physikalischen Eigenschaften (z.B. Dichte  $\rho_{Sus}$ , Konzentrationsanteile  $\phi_s$ ) der als granulare Suspension vorliegenden Mischung ortsabhängig verändern und im Körper verschiedene Phasenzustände eintreten.

Diese Eigenschaft geht aus der Kinematik des betrachteten Kontinuums (Bewegung der Mischung) hervor und kann nachfolgend mithilfe einer Modellvorstellung und der Annahme eines in der Suspension gleichmäßig verteilten Feststoffs (ideale Homogenität<sup>72</sup>) erläutert werden. Abb. 6-10 veranschaulicht hierzu die Modellvorstellung.

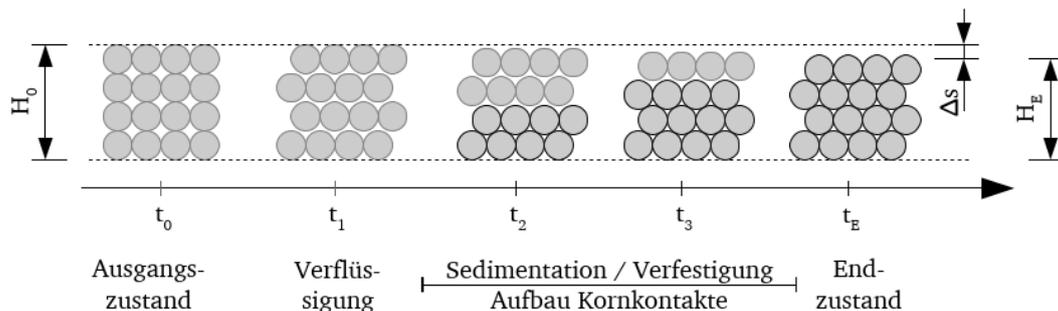


Abb. 6-10: Sedimentationsweg einzelner Bodenschichten in der Modellvorstellung einer kubisch primitiven Kugelpackung mit  $n = 0,476$ .

Anhand des in Abschnitt 6.1.3.5 erläuterten Sachverhalts konstanter Absetzgeschwindigkeiten  $\bar{v}_{ab}$  und der Tatsache, dass in keinem Versuch signifikante Unebenheiten in der Feststoffoberfläche (z.B. trichterförmige Absenkung) vorlag, ist zu konstatieren, dass innerhalb des von den Grenzpunkten ①, ② und ③ eingeschlossenen Suspensionsbereichs die Granulatkörner näherungsweise als Ganzes im Dispersionsmedium und mit gleicher Geschwindigkeit  $\bar{v}_{ab}$  absinken. Darüber hinaus resultiert der Sedimentationsweg  $s(t)$  der Granulatkörner oberflächennaher Bodenschichten aus der Gesamtheit der differentiellen Sedimentationswege darunterliegender Bodenschichten.

Somit setzt aus der Konsequenz einer über der Suspensionsmächtigkeit konstanten Sedimentationsgeschwindigkeit  $\bar{v}_{ab}$  und einem verlängerten Sedimentationsweg für höher liegende Granulatkörner der Aufbau wirksamer Korn-zu-Korn-Spannungen  $\sigma'$  in oberflächennahen Bodenschichten zu einem späteren Zeitpunkt ein als in den tieferliegenden Schichten.

Während also tieferliegende verflüssigte Granulatschichten bereits in den Zustand eines verfestigten Granulats übergehen, verhalten sich darüberliegende Bodenschichten um einen vielfach längeren Zeitraum wie eine viskose Flüssigkeit.

### Verlängerter Verfestigungsprozess

Betrachtet man die in der Säule vorliegenden und in Abb. 6-9 dargestellten totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  sowie die eingetretenen plastischen Deformationen zum Zeitpunkt  $t = t_B$ , dann ist festzustellen, dass mit dem Aufeinandertreffen der Geraden (b) als aufsteigende Verfestigungsfront und der Absetzkurve als absteigende Grenzfläche zwischen Klarwasserzone

<sup>72</sup> Die Feststoffkonzentration in einem repräsentativen Volumenelement entspricht der Konzentration der Gesamtmischung (vgl. STIEB, 2009).

und granularer Suspension, der Verfestigungsprozess *nicht* abgeschlossen ist und ebenso *nicht* der Zustand eines vollkommen verfestigten Granulats vorliegt.

Je nach Messhorizont sind zum Zeitpunkt  $t = t_B$  erst ca. 10 % bis 50 % der mit der Verflüssigung erzielten transienten totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  abgebaut und ca. 75 % der Gesamtsetzung eingetreten. Es sind nach wie vor ein Spannungsabfall sowie eine fortlaufende plastische Deformation sichtbar, die somit nicht kennzeichnend für einen Ruhedruckzustand (deformationsfreier Spannungszustand) sind.

Die in Kapitel 4.1 aufgestellte Hypothese 3 sowie die in FLORIN & IVANOV (1961); TSURUMI & MIZUMOTO et al. (2000); ZANDER (2015) oder in KOLYMBAS (1994); SCOTT (1986); WITTIG (2014) getroffenen Annahmen können demnach nicht bestätigt werden.

Vielmehr ist festzustellen, dass sich ein sich anschließender Übergangsbereich ausbildet, der durch die fortlaufende Zunahme der intergranularen Reibung und den Aufbau wirksamer Spannungen  $\sigma'$  gekennzeichnet ist.

#### 6.1.3.2. Der Übergangsbereich (*transmission zone*)

Der Übergangsbereich ist kennzeichnend dafür, dass die Phasentransformation der Säule von einer granularen Suspension zu einem verfestigten Körper mit dem Aufeinandertreffen der Grenzflächen nicht abgeschlossen ist und ebenso nicht spontan erfolgt. Es finden weiterhin ein signifikanter Abbau der vorliegenden transienten totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  bzw. des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  sowie plastische Deformationen statt. Die Körner haben offensichtlich noch keine stabile Position eingenommen, weshalb das Korngerüst sich noch nicht vollständig selbst trägt.

#### Die geometrische Lokalisierung eines Kompressionspunktes

Für eine übersichtlichere Darstellung, Eingrenzung und Erörterung des eintretenden Übergangsbereiches ist die Absetzkurve der Feststoffoberfläche in Abb. 6-11 vergrößert und losgelöst vom Maßstab der dargestellten totalen Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  veranschaulicht. Die Setzung  $s(t)$  ist auf der sekundären Ordinate in umgekehrter Reihenfolge aufgetragen. Der Schnittpunkt  $\textcircled{B}$  kennzeichnet nach wie vor örtlich und zeitlich das Aufeinandertreffen der lokalisierten Grenzflächen und wurde der Skalierung entsprechend mit der Absetzkurve verschoben (vgl. grauer Pfeil in Abb. 6-11).

Führt man hierzu im linearen Bereich der Absetzkurve ( $\overline{AB}$ ) eine lineare Regression durch, so ist festzustellen, dass zum Zeitpunkt des Aufeinandertreffens der beiden Grenzflächen sich der Anstieg der Absetzkurve ändert und sich die Absetzgeschwindigkeit  $\bar{v}_{ab}$  der Feststoffoberfläche bzw. der Granulate instationär verringert. Dieser Umstand wird in Abschnitt 6.1.3.5 näher erläutert.

Über den Kollisionszeitpunkt  $t_B$  finden weiterhin plastische Deformationen statt. So lange, bis keine relevanten Setzungen  $s(t)$  bzw. totalen Horizontalspannungsänderungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  mehr erfasst bzw. gemessen werden können und ein annähernd stabiles Korngefüge vorliegt. Die Reduzierung der Sedimentationsgeschwindigkeit schreitet dabei bis  $\bar{v}_{ab} = 0$  instationär voran. Führt man in diesem Kurvenabschnitt mit  $s = s_\infty = konst.$  eine weitere lineare Regression durch, so ist festzustellen, dass die dabei erhaltene Ausgleichsgerade einen Schnittpunkt mit der Regressionsgeraden aus dem Kurvenabschnitt  $\overline{AB}$  bildet. Aus der Konstruktion der Winkel-

halbierenden dieser beiden Geraden lässt sich nunmehr ein erneuter Schnittpunkt mit der Absetzkurve feststellen, welcher eine geometrische Annäherung des Kompressionspunktes ④ darstellt.

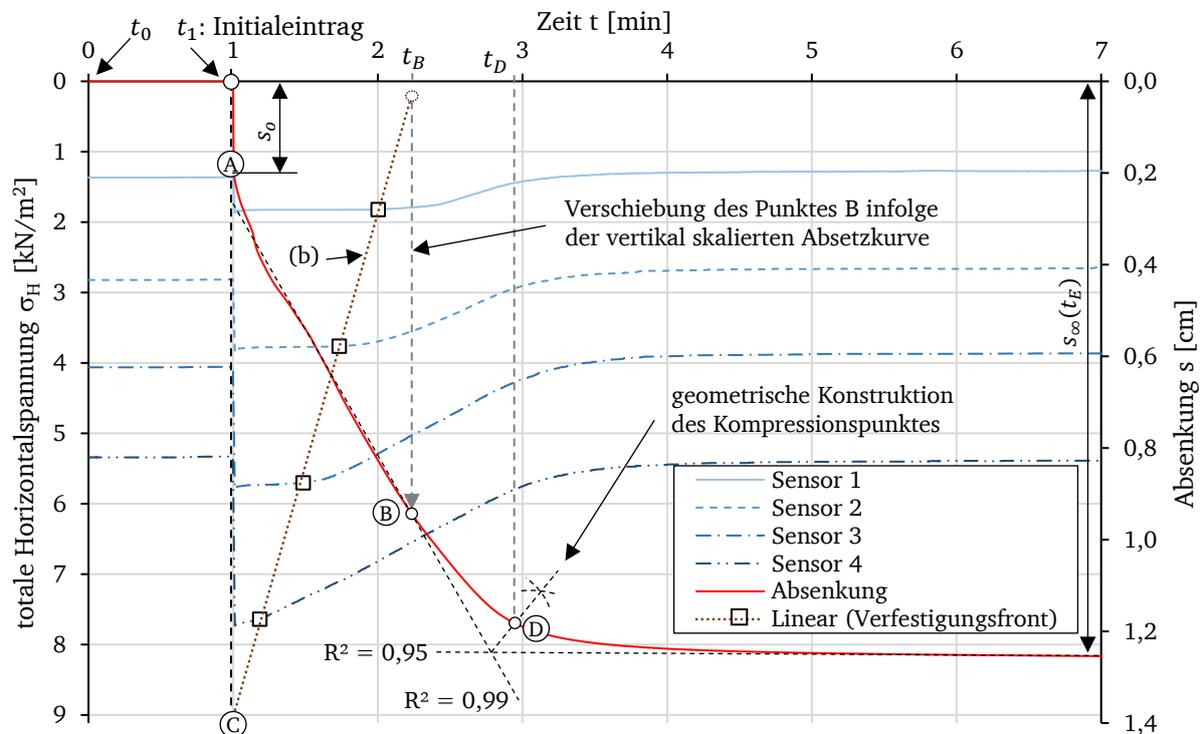


Abb. 6-11: Totale Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren 1 – 4, Absetzkurve  $s(t)$  und die Lokalisierung eines Kompressionspunktes „D“

Nach SCHUBERT (2003) kennzeichnet in der mechanischen Verfahrenstechnik der Kompressionspunkt den Zeitpunkt, bei dem eine granulare Suspension in die Kompressionszone eintaucht und ihre Mächtigkeit gegen Null geht. Innerhalb dieser Zone ist für das Granulat die Überwindung der Wechselwirkungskräfte infolge von Kollisionen mit benachbarten Körnern prägend (vgl. Abschnitt 3.7).

Mit dem Erreichen des Kompressionspunktes ④ ist festzustellen, dass auch zu diesem Zeitpunkt noch kein granulares System mit Festkörpereigenschaften im Ruhedruckzustand vorliegt, sondern immer noch geringfügige plastische Deformationen (ca. 8 % bis 10 % der bezogenen Gesamtsetzung  $\varepsilon$ ) bzw. ein Fließen des Granulats wahrzunehmen ist.

Demnach erstreckt sich der Übergangsbereich zwischen den ermittelten Kurvenpunkten ③ und ④ sowie darüber hinaus. Die Lokalisierung dessen örtlicher sowie zeitlicher Bereichsgrenzen findet im nachfolgenden Abschnitt statt.

## Zeitliche und örtliche Abgrenzung des Übergangsbereichs

Um die Ausbildung des Übergangsbereichs in der Teufe  $z$  der Säule abbilden zu können, wird der Grundgedanke der in KYNCH (1952) aufgestellten Sedimentationstheorie zur Bestimmung von Feststoffkonzentrationen  $\phi_S$  granularer Suspensionen aufgegriffen.<sup>73</sup>

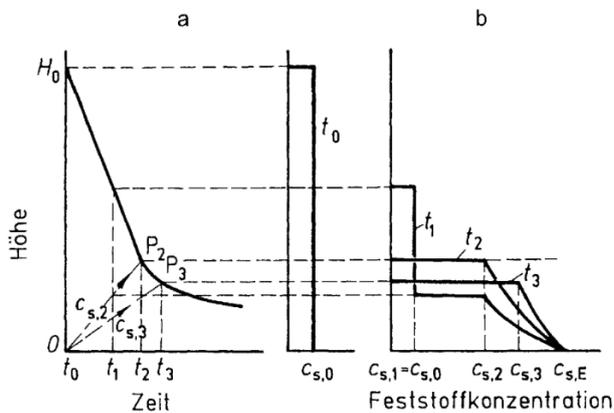


Abb. 6-12: Absetzverhalten einer idealen Suspension: a) Absetzkurve; b) Höhenprofil der Feststoffkonzentrationen  $c_{s,i} = \phi_{s,i}$  nach verschiedenen Absetzzeiten; SCHUBERT (2003)

Die KYNCH-Theorie geht davon aus, dass sich infolge des sedimentierenden Feststoffs mit der Kornablagerung differentielle Schichten höherer und konstanter Feststoffkonzentrationen ausbilden, welche alle zum Zeitpunkt  $t = 0$  beginnen und entgegen der Sedimentationsrichtung mit konstanter, aber von der Feststoffkonzentration  $\phi_{s,i}$  abhängiger Geschwindigkeit anwachsen. Dabei lassen sich im Weg-Zeit-Diagramm sogenannte *Isokonzentrationslinien* abbilden, die gleichzeitig den Bewegungspfad der Feststoffschichten gleicher Konzentration repräsentieren (vgl. Abb. 6-12a,  $c_{s,i}$ ).

Jede Isolinie einer aufsteigenden Konzentrationsschicht weist einen Schnitt-

punkt  $P_i$  mit der Absetzkurve auf, dessen Tangentenanstieg die Absetzgeschwindigkeit  $v_{ab}$  des sedimentierenden Feststoffs zum Zeitpunkt  $t_i$  repräsentiert. Mithilfe lokaler Massebilanzen wird anschließend der zu erwartende Feststoffausfluss bestimmt.

Verschiedene Untersuchungen (z.B. TILLER (1981), FITCH (1983) und CONCHA & BUSTOS (1991)) haben ergeben, dass die Anwendung des in KYNCH (1952) aufgestellten Berechnungsansatzes nur bedingt möglich ist und hierfür unterschiedliche Korrekturmaßnahmen vorgeschlagen. Der Grundgedanke ist allerdings gleichgeblieben.

Für den vorliegenden Fall soll der hier angewandte Ansatz mit der Adaption des Grundgedankens der KYNCH-Theorie dazu genügen, um qualitative Aussagen über das zeitliche und teufenabhängige Verfestigungsverhalten einer verflüssigten Granulatsäule treffen zu können. Es wird dabei angenommen, dass sich im granularen System mit der Verfestigung bzw. infolge der Kompaktion „aufsteigende“ differentielle Granulatschichten ausbilden, die unterschiedliche, aber konstante prozentuale Abbauverhältnisse  $x_{\ddot{u}}(z, t)$  der totalen Horizontalüberspannung  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t)$  aufweisen.

Hierzu wird zunächst für jeden Messhorizont mithilfe der Spannungskurven und der Gleichungen [6-32] und [6-33] festgestellt, wie viel Prozent  $x_{\ddot{u}}(z, t)$  der mit dem Initialeintrag generierten totalen Horizontalüberspannung  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$  zu welchem Zeitpunkt  $t$  abgebaut ist. Dabei galt es den Umstand zu berücksichtigen, dass anders als beim hydrostatischen Porenwasserruhedruck  $u_0$ , sich bei einer volumentreuen Deformation einer verflüssigten Granulatsäule der lithostatische Druck infolge der sich absenkenden Feststoffsäule (Kompaktierung) ändert. Das

<sup>73</sup> Diese Theorie findet häufig in der mechanischen Verfahrenstechnik zur Auslegung von Sedimentationsapparaten Anwendung, basierend auf der Kenntnis des zu erwartenden Feststoffflusses.

heißt, dass der Ausgangswert der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_0)$  nicht dem Wert im Endzustand  $\sigma_H(z, t_E)$  entspricht. Um den gesamten Verfestigungsprozess bzw. den Übergangsbereich bis zum Erreichen des Ruhezustandes (Endzustand als granulares System mit Festkörpereigenschaften) abbilden zu können, wird als Referenzwert die totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_E)$  im Endzustand verwendet. Zudem muss beachtet werden, dass die Messwerte zum Zeitpunkt des Initialeintrages  $t = t_1$  gewissen Schwankungen unterliegen (vgl. Abb. 5-2). Vereinfachend wurde hierzu eine lineare Regression im Bereich stagnierender maximaler Horizontalspannungen  $\sigma_{H,max}(z, t_1)$  durchgeführt. Abb. 6-13 veranschaulicht die hier beschriebene Herangehensweise zur Datenermittlung.

$$x_{\ddot{u}}(z, t) = \left[ 1 - \frac{\Delta\sigma_{H,i}(z, t_i)}{\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)} \right] \cdot 100 \% \quad [6-32]$$

$$x_{\ddot{u}}(z, t) = \left[ 1 - \frac{\sigma_H(z, t_{1+i}) - \sigma_H(z, t_E)}{\sigma_{H,max}(z, t_1) - \sigma_H(z, t_E)} \right] \cdot 100 \% \quad [6-33]$$

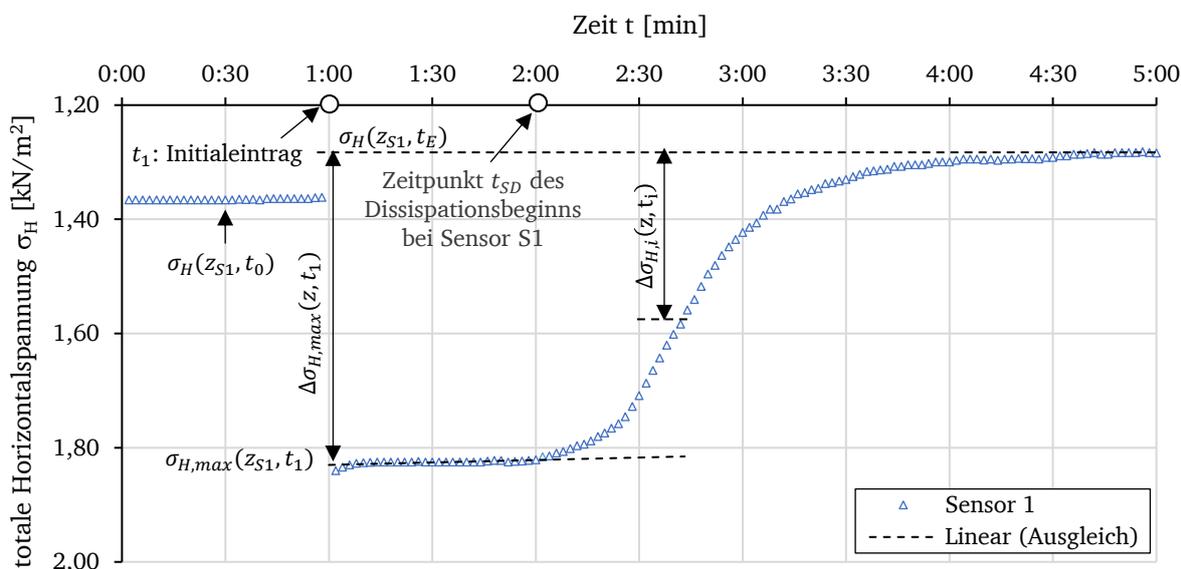


Abb. 6-13: Darstellung der verwendeten totalen Horizontalspannungsdifferenzen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  zur Ermittlung des Verfestigungsverhaltens (beispielhaft für Messhorizont S1); Versuch Nr. 28

Die so für jeden Messhorizont erfassten orts- und zeitabhängigen Verhältnisse des Überspannungsabbaus  $x_{\ddot{u}}(z, t)$  aus momentanen zu maximalen totalen Horizontalüberspannungen wurden anschließend in das Weg-Zeit-Diagramm eingetragen (vgl. Markierungen in Abb. 6-14). Ebenso ist dort die Absetzkurve  $s(t)$  veranschaulicht.

Verbindet man über alle Messhorizonte die Datenpunkte gleichen prozentualen Abbaus ( $x_{\ddot{u}}(z_{S1}, t) = x_{\ddot{u}}(z_{S2}, t) = x_{\ddot{u}}(z_{S3}, t) = x_{\ddot{u}}(z_{S4}, t)$ ), lassen sich so in Abb. 6-14 Isolinien abgebauter Horizontalüberspannungsverhältnisse lokalisieren und abbilden. Dabei impliziert eine Isolinie „ $x_{\ddot{u}} = 30 \%$ “, dass im jeweiligen Messhorizont zum Zeitpunkt  $t$  noch ca. 70 % der mit dem Initialeintrag generierten totalen Horizontalüberspannung  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  vorzufinden ist.

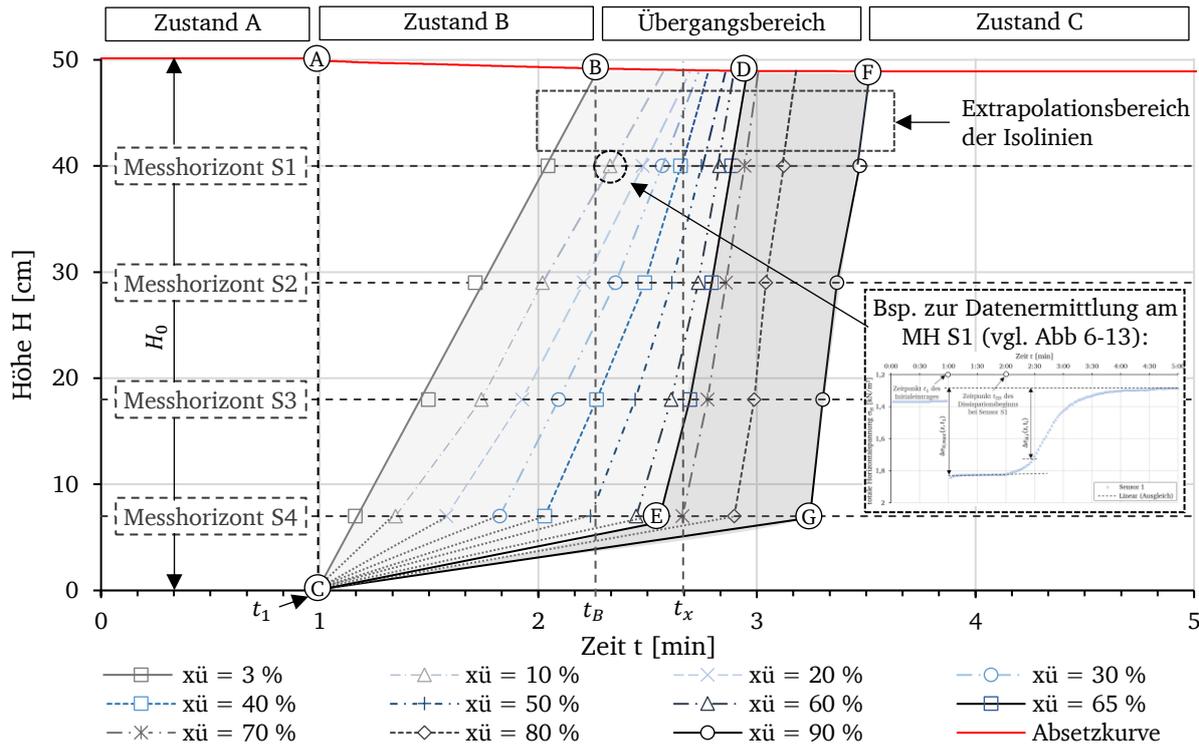


Abb. 6-14: Absetzkurve  $s(t)$  und Isolinien abgebauter Horizontalüberspannungsverhältnisse  $x_U(z, t)$ ; Versuch Nr. 28

Ergänzend wurde in Abb. 6-14 über den Messhorizont S1 hinaus extrapoliert und der Verlauf der Isolinien in höherliegende Granulatschichten erweitert. Als Stützstellen dienen dabei die

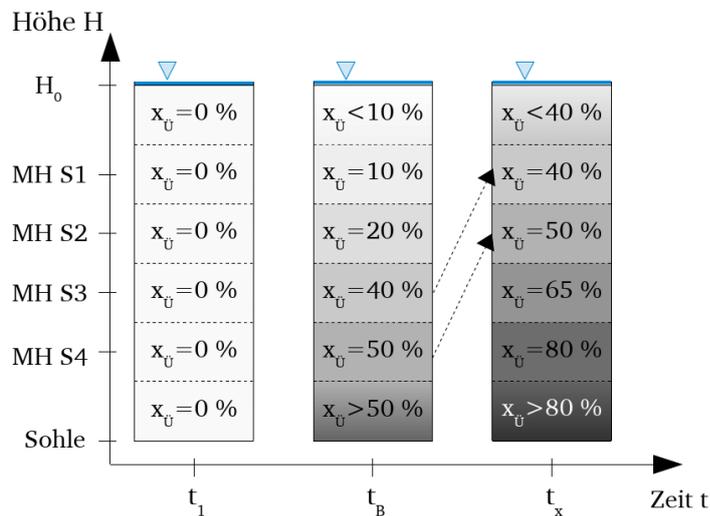


Abb. 6-15: Prinzipskizze – Differentielle Schichten konstanter Abbauverhältnisse  $x_U(z, t)$  totaler Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  zu unterschiedlichen Zeitpunkten

Datenpunkte der Messhorizonte S1 und S2. Ebenso stellen die von der Sohle bis zum Messhorizont S4 grau punktiert abgebildeten Linien keine Messwerte dar. Diese resultieren aus der Überlegung, dass aufgrund des Absinkens und einsetzenden Aufstapelns der Granulatkörner alle Linien gleicher prozentualer Spannungsänderung zum Zeitpunkt  $t = 0 \text{ min}$  beginnen müssen. In der Realität ist die dabei entstehende sprunghafte Änderung des Linienanstiegs nicht zu erwarten. Vielmehr wird dieser durch eine Krümmung gekennzeichnet sein.

Mit den so konstruierten Isolinien lässt sich für die gesamte Säulenmächtigkeit die Ausbildung des

Übergangsbereichs im Verfestigungsprozess zeitlich sowie örtlich abgrenzen.

Um den in Abb. 6-14 dargestellten Verfestigungsprozess der Säule exemplarisch zu veranschaulichen, sind in Abb. 6-15 die Abbauverhältnisse zum Zeitpunkt  $t_1, t_B$  und  $t_x$  dargestellt. Aus

diesen wird ersichtlich, dass in den Messhorizonten der Säule unterschiedliche Fortschritte des Abbaus totaler Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  vorliegen. Während zum Zeitpunkt  $t_1$  in der gesamten Säule noch keine totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  abgebaut sind, sind es im Messhorizont S1 zunächst etwa 10 % und im Messhorizont S4 bereits 50 %. Zum Zeitpunkt  $t_x$  ist die Verfestigung der Säule weiter vorangeschritten. Im Messhorizont S1 sind nunmehr rund 40 % der totalen Horizontalüberspannungen abgebaut und im Messhorizont S4 ca. 80 %. Dabei wird aus der zeitlichen Gegenüberstellung der jeweiligen Säulenzustände ersichtlich, wie die differentiellen Schichten gleicher Abbauverhältnisse  $x_{ij}$  scheinbar über die Säulenmächtigkeit hinweg „wandern“ und der Verfestigungsprozess voranschreitet.

### 6.1.3.3. Spannungszustand und bodenmechanische Kenngrößen

Die in Abb. 6-14 dargestellte Isolinie mit einem dreiprozentigen Abbau der maximalen totalen Horizontalüberspannung  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  entspricht der in Abschnitt 6.1.3.1 lokalisierten Verfestigungsfront. Gemäß Abschnitt 6.1.3.3 wird deutlich, dass bis zu ihrem Eintreten in der jeweiligen Suspensionsschicht keine deviatorischen Spannungen  $q$  vorliegen und die Abnahme der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  lediglich aus der Reduzierung der Feststoffsäulenmächtigkeit (Verringerung des Überlagerungsdruckes  $\sigma_V(z, t)$ ) resultiert.

Das der Spannungszustand eines betrachteten Horizontes mit dem Eintreten der Verfestigungsfront zunehmend von einem hydrostatischen Spannungszustand abweicht, wird nachfolgend exemplarisch am Messhorizont S2 des Versuchs Nr. 28 dargestellt.

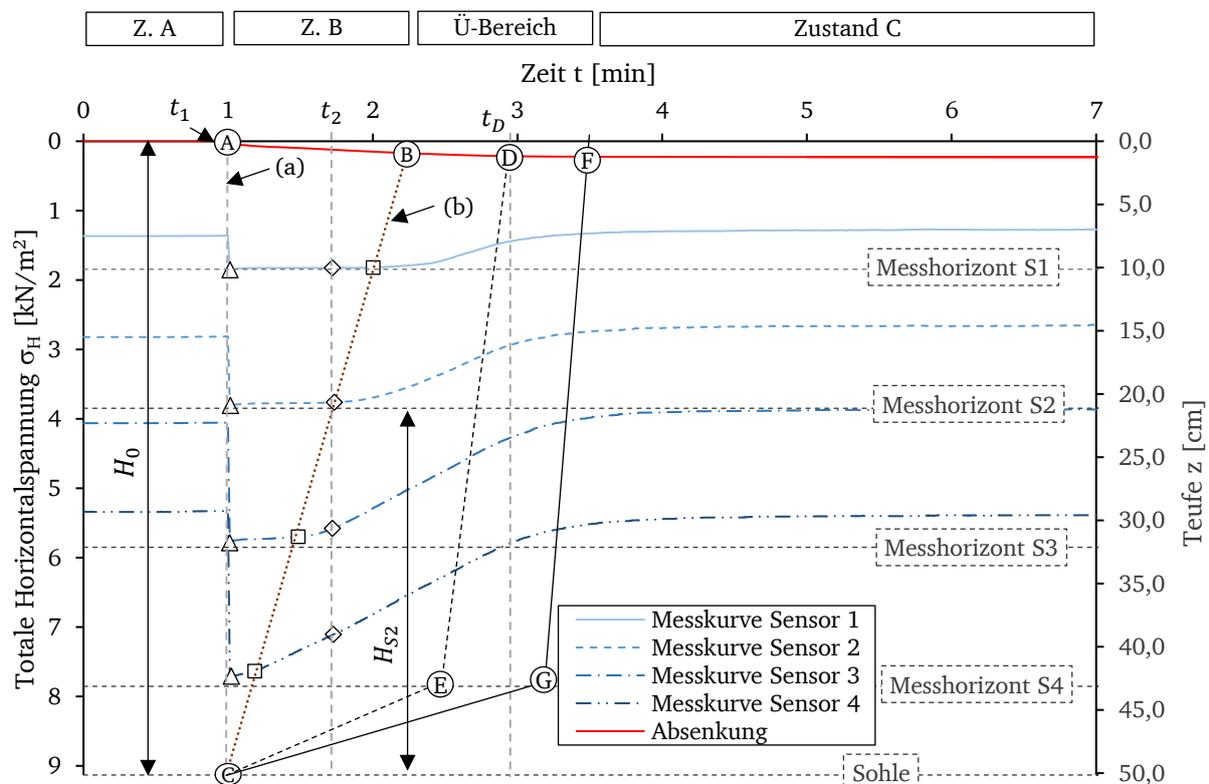


Abb. 6-16: Totale Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren 1 – 4, Absetzkurve  $s(t)$  und linear aufsteigende Verfestigungsfront (braun punktiert)

Hierzu enthält Tab. 6-9 die Differentialspannungen  $\sigma_d(z_{S2}, t)$  des Messhorizontes S2 aus den rechnerisch ermittelten totalen Vertikalspannungen  $\sigma_V(z_{S2}, t)$  und den Messwerten der totalen

Horizontalspannungen  $\sigma_H(z_{S2}, t)$  aus Abb. 6-16. Für die Ermittlung der Überlagerungsspannungen  $\sigma_V(z_{S2}, t)$  am Sensor 2 wurde gemäß Gleichung [6-34] eine konstante Suspensionswichte  $\gamma_{Sus}(z, t)$  angesetzt, die gemäß Abschnitt 6.1.2 der Raumwichte  $\gamma_r(t_0)$  des wassergesättigten Granulates im Ausgangszustand entspricht.

$$\sigma_V(z, t_2) = \int_{H_{S2}}^{H_0-s(t_2)} \gamma_r(t_0) dz + \int_0^{s(t_2)} \gamma_W dz \quad [6-34]$$

Die mit der Verfestigungsfront eintretende Zunahme der gesättigten Raumwichte  $\gamma_r(z, t)$  in den sich verfestigenden Granulatschichten wird vernachlässigt. Wohl wissend, dass die Ermittlung der anliegenden totalen Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t)$  damit fehlerbehaftet ist, aber für eine exemplarische Überschlagsrechnung durchaus genügt.

Tab. 6-9: Entwicklung der ermittelten Differentialspannung  $\sigma_d(z_{S2}, t)$  am Messhorizont S2; Versuch Nr. 28

Zeitpunkt $t$ [mm:ss]	$\sigma_d(z_{S2}, t) = \sigma_V(z_{S2}, t) - \sigma_H(z_{S2}, t)$ [-]
01:01	0,044
01:11	0,046
01:21	0,046
01:31	0,044
<b>01:44</b>	<b>0,040</b>
01:51	0,053
02:01	0,105

Aus den Differentialspannungen  $\sigma_d(z_{S2}, t)$  wird zunächst ersichtlich, dass unmittelbar nach dem Initialeintrag  $t_1 = 01:01 \text{ min}$  die totalen Vertikal- und Horizontalspannungen  $\sigma_V(z_{S2}, t)$  bzw.  $\sigma_H(z_{S2}, t)$  konvergieren. Die Abweichung von ca.  $\sigma_d(z_{S2}, t) = 0,044 \text{ kN/m}^2$  ist ggf. auf Messabweichungen in der Ermittlung der Berechnungsparameter (z.B. gravimetrischer Wassergehalt  $w$ , Einbaumasse  $m_{E,0}$ ) der totalen Vertikalspannung  $\sigma_V(z_{S2}, t_1)$  bzw. auf die Genauigkeitsklasse<sup>74</sup> des Sensors zurückzuführen.

Bis zum Eintreten der Verfestigungsfront im Messhorizont S2 zum Zeitpunkt  $t_2 = 01:44 \text{ min}$  stagniert dieser Spannungsunterschied  $\sigma_d(z_{S2}, t)$ . Mit dem Voranschreiten der Verfestigungsfront in höherliegende Suspensionsschichten ( $t > t_2$ ) stellt sich dann am Messhorizont S2 eine zunehmende Differenz zwischen der totalen Horizontal- und Vertikalspannung  $\sigma_H(z_{S2}, t)$  bzw.  $\sigma_V(z_{S2}, t)$  ein, deren Betrag mit der Berücksichtigung einer zunehmenden Raumwichte  $\gamma_r(z, t)$  sogar größer ausfallen dürfte, als in Tab. 6-9 aufgeführt.

Es lässt sich somit konstatieren, dass die eintretenden Abweichungen vom hydrostatischen respektive isotropen Spannungszustand auf den Zuwachs von deviatorischen Spannungen  $q$  und damit auf den Aufbau wirksamer Spannungen  $\sigma'(z, t)$  zurückzuführen sind.

<sup>74</sup> Genauigkeitsklasse 0,2:  $\pm 0,02 \text{ kN/m}^2$

Zur weiteren Veranschaulichung der Änderung des Spannungszustandes sind in Abb. 6-17 die Isochronen der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  zum Zeitpunkt der initialen Verflüssigung  $t = t_1$  (Nullisochrone) und zum Zeitpunkt  $t = t_2 = 01:44 \text{ min}$  dargestellt. Entlang der Abszisse ist neben der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  der Porenwasserdruck  $u(z, t)$  aufgetragen. Während erstgenannte aus den Messwerten resultieren (vgl. Markierungen in Abb. 6-16 bei  $t = t_1$  und  $t = t_2$ ), resultiert die blau strichlierte Kurve aus Berechnungswerten des hydrostatischen Porenwasserdruckes  $u_0(z)$ . Über die Ordinate sind zudem die Höhenkoordinaten der wassergesättigten Granulatsäule und der jeweiligen Messhorizonte abgebildet.

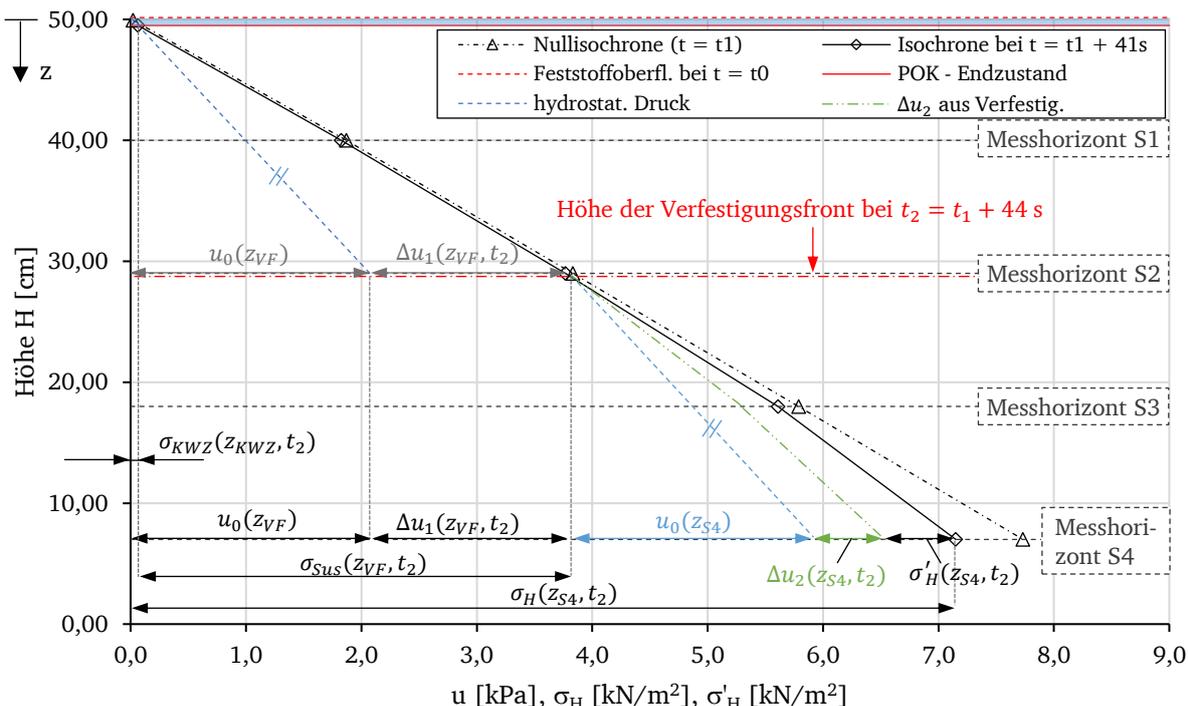


Abb. 6-17: Isochronen der gemessenen totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$ , gemessene Höhe der Feststoffoberfläche (POK), berechneter Porenwasserdruck  $u_0(z)$  (blau strichliert), qualitativer Porenwasserüberdruckverlauf  $\Delta u_2(z, t)$  (grün strichliert); Versuch Nr. 28

Anhand des Diagramms lässt sich die Entwicklung der wirksamen Spannungen  $\sigma'_H(z, t)$  wie folgt ermitteln:

Oberhalb der Verfestigungsfront ist der Verlauf der Isochrone zum Zeitpunkt  $t = t_2$  nahezu parallel zur Nullisochrone ( $t = t_1$ ). Der gleichbleibende Kurvenanstieg zwischen diesen Zeitpunkten impliziert für diese Granulatschichten eine unveränderte Suspensionsdichte  $\rho_{Sus}(z, t)$ . Die dabei vorzufindende Parallelität beider Geraden resultiert lediglich aus der Abnahme  $s(t)$  der Feststoffsäulenmächtigkeit (und damit des vertikalen Überlagerungsdruckes) infolge der Sedimentation der Granulatkörner.

Zwischen Verfestigungsfront und Feststoffoberfläche liegen demnach die Granulatschichten weiterhin als Suspension vor (vgl. Abschnitt 6.1.3.1, Zustand B), die von der sich bildenden Klarwasserzone überlagert werden. Aufgrund dessen setzt sich die totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z_{S2}, t_2)$  am Messhorizont S2 zum Zeitpunkt  $t = t_2$  aus den neutralen Spannungen der Klarwasserzone und der Suspension zusammen, deren Berechnung gemäß Gleichung [6-35] erfolgt. Mit der Grenzfläche zwischen Klarwasserzone und Feststoffoberfläche tritt ein Dichtesprung im

granularen System ein. Neben dem hydrostatischen Ruhedruck  $u_0(z)$  liegt im Fluid nunmehr der Überdruck  $\Delta u_1(z, t)$  vor.

$$\begin{aligned}\sigma_H(z_{VF}, t_2) &= \sigma_{KWZ}(z, t_2) + \sigma_{Sus}(z_{VF}, t_2) \\ &= u_0(z_{VF}, t_2) + \Delta u_1(z_{VF}, t_2)\end{aligned}\quad [6-35]$$

Unterhalb der Verfestigungsfront setzt gemäß Abb. 6-17 in den tieferliegenden Schichten eine nicht lineare Entwicklung der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_2)$  ein, die zum einen durch eine (kontinuierliche) Änderung der Mischungsdichte  $\rho_r(z, t_2)$  und zum anderen durch zunehmende intergranulare Reibungen geprägt ist. Die Körner beginnen nunmehr sich selbst zu tragen und bauen mit der Kompaktierung des Korngerüstes zueinander wirksame Spannungen  $\sigma'$  in ihren Kontaktpunkten auf. Eine stabile Position haben sie dabei noch nicht eingenommen, weshalb auch hier noch ein degressiv zunehmender Porenwasserüberdruck  $\Delta u_2(z, t)$  zu verzeichnen ist.

Der noch vom Porenwasser aufgenommene (wirksame) Spannungsanteil  $\sigma'(z, t)$  bzw. Korngehaltsanteil reduziert sich in den tieferliegenden Granulatschichten durch zunehmende Kornstabilitäten. Die mit der isolierten Porenwasserdruckmessung durchgeführten Säulenversuche (vgl. Messkurven aus Anhang C 1) bestätigen diese Charakteristik.

Würde sich das unterhalb der Verfestigungsfront liegende Korngefüge bereits vollständig selbst tragen und eine Stabilität aufweisen, so läge in diesen Schichten ein konstanter Porenwasserüberdruck  $\Delta u_1(z_{VF}, t_2)$ , resultierend aus dem an der Verfestigungsfront anliegenden Suspensionsdruck, vor (vgl. dicke Linie zum Zeitpunkt  $t_2$  in ).

Die im vorliegenden Fall unterhalb der Verfestigungsfront erwartungsgemäße Entwicklung des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u_2(z, t_2)$  ist in Abb. 6-17 beispielhaft als grüne Strichpunkt-Linie dargestellt. Sie wurde nicht gemessen oder rechnerisch ermittelt und repräsentiert näherungsweise den qualitativen Verlauf. Ihre Quantifizierung erfordert die Kenntnis der Entwicklung der lokalen geohydraulischen und bodenmechanischen Zustandsgrößen (z.B. Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$ , Porenanteil  $n(z, t)$ ).

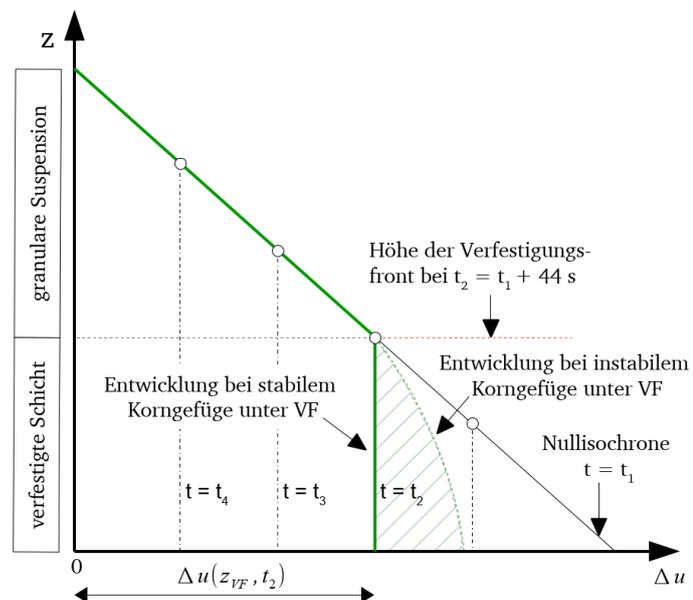


Abb. 6-18: Isochrone des Porenwasserüberdruckes mit unterhalb der Verfestigungsfront vollständig verfestigten Granulatschichten zum Zeitpunkt  $t = t_2$

Zieht man nun eine Spannungsanalyse für die Granulatschichten unterhalb der Verfestigungsfront heran (bspw. am Messhorizont S4), so lässt sich die dort wirkende totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z_{S4}, t_2)$ , wie in Abb. 6-17 dargestellt, in folgende Spannungsanteile gliedern:

- $u_0(z_{KWZ})$ : neutraler Spannungsanteil, resultierend aus der Hydrostatik der Klarwasserzone
- $u_0(z_{VF})$ : neutraler Spannungsanteil, Porenwasserruhedruck zwischen Klarwasserzone und Verfestigungsfront
- $\Delta u_1(z_{VF}, t_2)$ : neutraler Spannungsanteil, Porenwasserüberdruck zwischen Klarwasserzone und Verfestigungsfront
- $u_0(z_{S4})$ : neutraler Spannungsanteil, Porenwasserruhedruck zwischen Verfestigungsfront und Messhorizont S4
- $\Delta u_2(z_{S4}, t_2)$ : neutraler Spannungsanteil, Porenwasserüberdruck zwischen Verfestigungsfront und Messhorizont S4
- $\sigma'_H(z_{S4}, t_2)$ : wirksamer Spannungsanteil, zwischen Verfestigungsfront und Messhorizont S4

Hiernach können mit Gleichung [6-36] die sich zeitlich und örtlich ändernden wirksamen Horizontalspannungen  $\sigma'_H(z_{S4}, t_2)$  ermittelt werden.

$$\sigma'_H(z_{S4}, t_2) = \sigma_H(z_{S4}, t_2) - u_0(z_{S4}) - \Delta u_1(z_{VF}, t) - \Delta u_2(z_{S4}, t_2) \quad [6-36]$$

Gleichfalls lassen sich so die effektiven Vertikalspannungen  $\sigma'_V(z, t)$  bestimmen. Die Gültigkeit des effektiven Spannungskonzepts nach TERZAGHI wird dabei vorausgesetzt, ebenso das Vorliegen eines Zwei-Phasen-Gemisches (vgl. Abschnitt 6.1.2.3).

Infolge der sich im Verfestigungsprozess stets ändernden Randbedingungen (z.B. Absenkung der Feststoffoberfläche, zeitliche und örtliche Änderung des Porenanteils  $n(z, t)$  und des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_f$ ) ist die Ermittlung des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u_2(z_{VF}, t_2)$  nicht ohne weiteres möglich.<sup>75</sup> Hierzu wird unter Umständen die Anwendung numerischer Methoden mit einer *UPDATED LAGRANGE'schen* Betrachtungsweise<sup>76</sup> erforderlich, um die eintretenden instationären Prozesse oberhalb und unterhalb der Verfestigungsfront zu erfassen. Wobei zu beachten ist, dass diese Bereiche hydraulisch miteinander gekoppelt und wechselwirkend sind.

Vorab sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse weiterer in dieser Arbeit durchgeführter Versuche haben erkennen lassen, dass der Einfluss der Wandreibung auf den Verfestigungsprozess vernachlässigbar gering ist. Hierauf deutet die im Endzustand gemessene nahezu lineare totale Horizontalspannungsverteilung  $\sigma_H(z, t)$  im verfestigten Granulat hin und deren Reproduzierbarkeit mit unterschiedlichen Versuchsreihen (vgl. Abschnitt 6.1.3.5).

<sup>75</sup> Die Erfassung der Porenraumentwicklung  $n(z, t)$  war mit dem verwendeten Versuchsaufbau nicht möglich und sollte Gegenstand nachfolgender Untersuchungen bzw. Forschungsarbeiten sein.

<sup>76</sup> Als Referenzkonfiguration wird hierbei nicht die Ausgangskonfiguration zum Zeitpunkt  $t = t_0$ , sondern eine im Prozess inkrementell benachbarte Momentankonfiguration gewählt (vgl. ALTENBACH, 2018).

## Kontinuierliche Phasentransformation

Anhand der aus den Versuchen gewonnenen Messkurven und den zugehörigen theoretischen Überlegungen lässt sich feststellen, dass mit dem Eintreten der Verfestigungsfront in den verflüssigten Granulatschichten kein weiterer Dichtesprung eintritt, sondern dieser vielmehr kontinuierlich erfolgt. Die Suspension geht demnach nicht spontan in den Zustand eines granularen Systems mit Festkörpereigenschaften über.

Um diesen Umstand zu verdeutlichen, sind in der nachfolgenden Abb. 6-19 die lokale und zeitliche Änderung der gemessenen totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  mit dem Voranschreiten der Verfestigungsfront in höher liegende Schichten dargestellt. Hierzu sind Isochronen vom Zeitpunkt der initialen Verflüssigung  $t = t_1 = 1 \text{ min}$  (Nullisochrone) bis hin zum Erreichen des Endzustandes  $t_E = t_1 + 10:00 \text{ min}$  (Endisochrone) aufgetragen. Während die Abszisse der gemessenen totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  entspricht, ist auf der Ordinate die Höhenkoordinate  $H$  aufgetragen. Ebenso im Diagramm dargestellt sind die gemessene Höhe der Feststoffsäule  $H_0$  im Ausgangszustand ( $t = t_0$ ) sowie im Endzustand bei  $t = t_E$ .

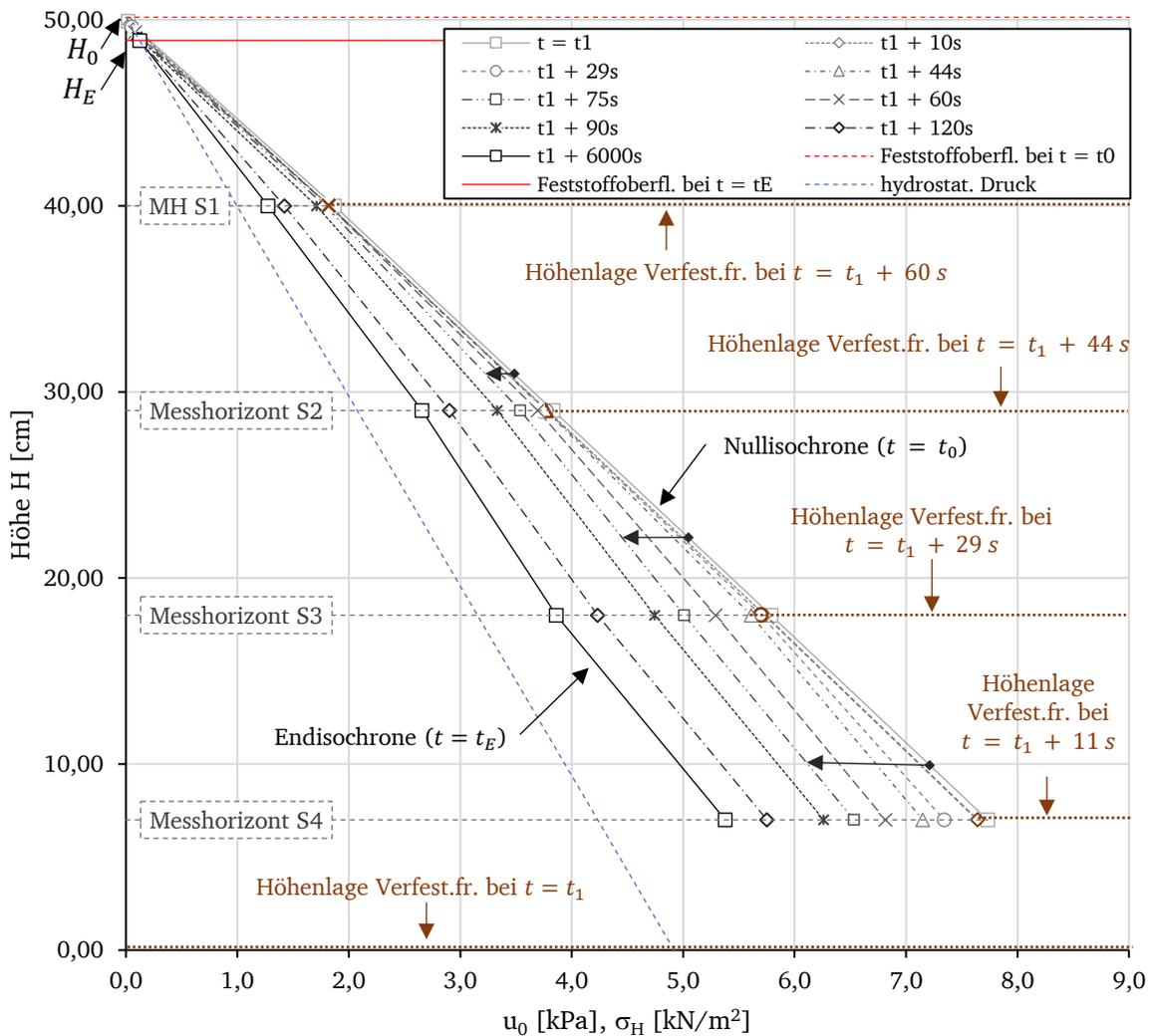


Abb. 6-19: Darstellung der Isochronen gemessener totaler Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  in Abhängigkeit von der Höhe der betrachteten Horizonte, Darstellung der Höhenlage der Verfestigungsfronten und Feststoffoberfläche zu unterschiedlichen Zeitpunkten, Darstellung des hydrostatischen Porenwasserdruckes  $u_0(z)$ ; Versuch Nr. 28

Aus Abb. 6-19 wird ersichtlich, dass im Zustand der initialen Verflüssigung ( $t = t_1$ ) sowie im Endzustand ( $t = t_E$ ) eine nahezu lineare Spannungsentwicklung über der gesamten Säulenmächtigkeit vorliegt. Die Zwischenzustände der bodenmechanischen Zustandsgröße  $\sigma_H(z, t)$  sind jedoch ergänzend durch einen nicht linearen Messkurvenverlauf gekennzeichnet, dessen Anteil mit dem Voranschreiten der Verfestigungsfront zunächst zunimmt und mit dem Erreichen des Kompressionspunktes bei  $t = t_1 + 120$  s bis zur Endisochrone wieder abnimmt.

Die dabei in der Endisochrone vorzufindende Abweichung von Sensor 3 auf die bei Linearität zu erwartende totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z_{S3}, t_E)$  ist ggf. auf eine Brückenbildung der Granulatkörner am Sensor und damit auf eine Reduzierung des Erddruckes zurückzuführen. Mit einer Abweichung von 4,25 %  $\triangleq 0,165 \text{ kN/m}^2$  liegt sie über der Genauigkeitsklasse 0,2 des Sensors.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass eine heterogene Granulatsäule vorliegt, die oberhalb der Verfestigungsfront eine Klarwasserzone und granulare Suspension aufweist, während unterhalb dieser ein Übergangsbereich von einem plastisch verformbaren Fluid zu einem granularen System mit Festkörpereigenschaften und dem Zuwachs wirksamer Spannungen  $\sigma'(z, t)$  koexistiert.

### Transienter Erddruckbeiwert und Reibungswinkel

Für den Zustand einer granularen Suspension nimmt der Erddruckbeiwert einen Wert von  $K(z, t) = 1$  an. Mit dem Eintreten der Verfestigungsfront findet in den Granulatschichten der Zuwachs von deviatorischen Spannungen  $q$  und damit gleichfalls von wirksamen Spannungen  $\sigma'$  statt. Hierbei stellt sich ein transienter Erddruckbeiwert von  $K(z, t) < 1$  ein. Aufgrund der fehlenden Kenntnis der sich zeitlich und örtlich ändernden wirksamen Spannungen  $\sigma'_H(z, t)$  und  $\sigma'_V(z, t)$  ist die Quantifizierung der sich im Verfestigungsprozess einstellenden Zwischenwerte in der vorliegenden Arbeit nicht möglich gewesen.

Eine rechnerische Ermittlung anhand der Erddrucktheorie nach JAKY (1937) oder RANKINE (1857) ist nicht zulässig, da hierfür nicht die erforderlichen Modellannahmen eingehalten werden (vgl. SCHNEIDER & GORIS et al. (2016)).

Qualitativ ist zu erwarten, dass sich der in einem Horizont entwickelnde transiente Erddruckbeiwert  $K(z, t)$  im zeitlichen und örtlichen Verlauf von denen der gemessenen totalen Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  nicht unterscheidet und gemäß Abb. 6-20 veranschaulicht werden kann.

Der Kurvenverlauf entspricht nach der initialen Verflüssigung dem Charakter einer asymmetrischen Sigmoidfunktion. Deren mathematische Beschreibung ist im Anhang F vorzufinden und wird exemplarisch am Versuch Nr. 28 erläutert. Aus der Gegenüberstellung der jeweiligen Erddruckkurvenverläufe ging hervor, dass der Übergangsbereich in den oberflächennahen Schichten am spätesten einsetzt und am kürzesten dauert, während dieser in den tieferliegenden Schichten als Erstes einsetzt und am längsten vorzufinden ist.

Es sei ergänzend darauf hingewiesen, dass die eintretenden Zwischenwerte im Betrag eines den aktiven oder passiven Erddruckzustandes kennzeichnenden Erddruckbeiwertes entsprechen können und nicht mit diesen zu verwechseln bzw. gleichzusetzen sind. Die hier den Übergangsbereich charakterisierenden transienten Erddruckbeiwerte gelten nur für den speziellen Fall einer Bodenverflüssigung. Das heißt, dass wenn für einen Boden bspw. ein Erddruckbeiwert von  $K_a = 0,7$  oder  $K_a = 1$  ausgemacht wird, dieser sich nicht zwangsläufig in einem fluiden

Zustand oder in einem Übergangsbereich von einem plastisch deformierbaren Fluid zu einem festkörperähnlichen Zustand befindet.

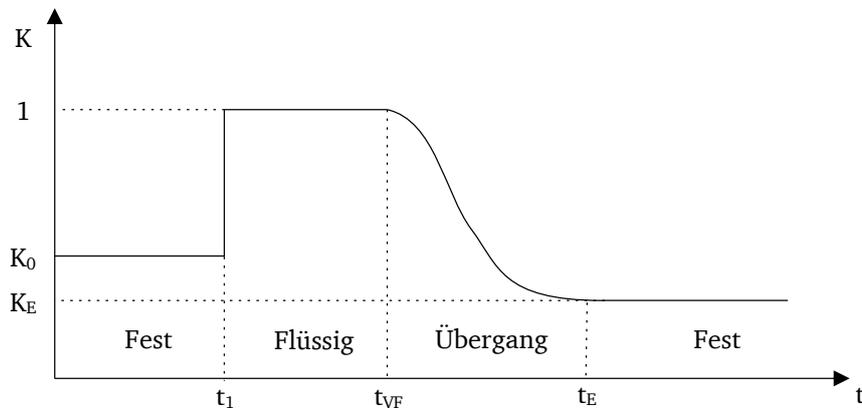


Abb. 6-20: Zu erwartender qualitativer und zeitlicher Verlauf des (transienten) Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  für einen betrachteten Horizont innerhalb einer wassergesättigten und von einer Bodenverflüssigung betroffenen Granulatsäule

Mit dem Voranschreiten der Verfestigungsfront in die granularen Suspensionsschichten nimmt ebenso der effektive Reibungswinkel in den sich verfestigenden Granulatschichten zu und weist damit Werte von  $\varphi'(z, t) > 0^\circ$  auf. Die Zwischenwerte in den tieferliegenden Schichten sind dabei stets größer als in den sie überlagernden Schichten. Erst mit dem Erreichen des Endzustandes liegt in der Regel wieder ein über die Säulenmächtigkeit annähernd konstanter Wert  $\varphi'(z, t_E)$  vor, der nunmehr größer als der Reibungswinkel  $\varphi'(t_0)$  vor der Verflüssigung des Materials ist (vgl. Abschnitt 6.1.3.5).

Eine Berechnung des im Verfestigungsprozess transienten Reibungswinkels  $\varphi'(z, t)$  konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt werden. Eine rechnerische Ermittlung mithilfe des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  ist nicht möglich, da bspw. die Bedingungen der Erddrucktheorien nach JAKY (1937) oder nach RANKINE (1857) nicht erfüllt werden.

#### 6.1.3.4. Qualitatives zeit- und ortsabhängiges Festigkeitsverhalten

Mit der in der granularen Suspensionsschicht eintretenden Verfestigungsfront differieren gemäß den vorangegangenen Sachverhalten die totalen Vertikal- und Horizontalspannungen  $\sigma_V(z, t)$  bzw.  $\sigma_H(z, t)$ . Infolge des damit einhergehenden Zuwachses deviatorischer Spannungen  $q$  liegt in der Granulatsäule nunmehr kein eine Flüssigkeit kennzeichnender hydrostatischer Spannungszustand ( $\sigma_1(z, t) \neq \sigma_3(z, t)$ ) vor.

Gemäß den Grundlagen aus Abschnitt 3.2.2 sind die Änderungen der totalen Horizontalspannungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  direkt proportional zu den Änderungen der Deviatorspannungen  $\Delta q(z, t)$ . Allerdings gilt es dabei zu berücksichtigen, dass diese auch aus der weiterhin stattfindenden Absenkung  $s(t)$  der sich kompaktierenden Feststoffsäule resultieren.

Dennoch lässt sich mit den in Abb. 6-14 dargestellten Isolinien des prozentualen Abbaus der totalen Horizontalüberspannungen  $x_{\ddot{u}}(z, t)$  die Entwicklung des zeitlichen und örtlichen Aufbaus deviatorischer Spannungen  $q$  bzw. der Schubspannungen  $\tau(z, t)$  in der verflüssigten und sich verfestigenden Granulatsäule qualitativ abbilden. Analog ist damit der orts- und zeitabhängige qualitative Festigkeitszuwachs innerhalb der verflüssigten Granulatsäule zu erkennen.

Aus dem sich ändernden Anstieg der Isolinien sowie anhand deren zeitlicher Abstände in einem Messhorizont wird erkennbar, dass der Abbau der maximalen totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  in den oberflächennahen Schichten zunächst langsamer voranschreitet als in den tieferliegenden.<sup>77</sup> Dies ist ein Indiz dafür, dass das aus den tieferliegenden Granulatschichten verdrängte und zusätzlich aufwärts strömende Porenwasser den Verfestigungsprozess in den oberflächennahen Schichten hinauszögert (vgl. Abschnitt 6.1.3.5). Erst mit einer totalen Horizontalspannungsänderung von ca.  $x_{\ddot{u}}(z, t) = 20\%$  des ermittelten Maximalwertes  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  schreitet der Abbau der transienten totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  und damit der Verfestigungsprozess zügiger voran. Dabei nimmt der zuvor abnehmende Anstieg der Isolinien signifikant zu und ihr zeitlicher Abstand zueinander verkürzt sich.

Dieses Phänomen könnte auf die Abnahme des verdrängten Porenwasservolumenstroms zurückzuführen sein, welche mit einer Reduzierung der auf die sedimentierenden Granulat Körner einwirkenden Strömungs- bzw. Widerstandskräfte  $F_W$  einhergeht. Dadurch schreitet der Aufbau von Kornkontakten bzw. wirksamen Spannungen  $\sigma'(z, t)$  zügiger voran und die totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_H(z, t)$  verringern sich.

Aus den in Abb. 6-14 dargestellten Isolinien wird weiterhin ersichtlich, dass diese sich zunehmend verdichten und sich in der Nähe der Feststoffoberfläche auf einen gemeinsamen Bereich konzentrieren. Mit der Betrachtung des dazugehörigen Zeitraumes wird deutlich, dass dieser im Bereich des zuvor festgestellten Kompressionspunktes ④ liegt. Der Verfestigungsprozess wird nunmehr durch die Überwindung von aus Korn-Kollisionen hervorgehenden Wechselwirkungskräften im sich kompaktierenden Korngerüst beeinflusst.

Diese Interpretation der Kurven wird dadurch gestützt, dass mit dem Eintreten des Kompressionspunktes ④ in allen Messhorizonten die totalen Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  nahezu zeitgleich vom linearen Kurvenverhalten in ein nicht lineares übergehen (vgl.  $t = t_D$  in Abb. 6-16). Weiterhin ist zu erkennen, dass sich die Zeitinkremente  $\Delta t$  zwischen den Isolinien sowie deren Anstieg nach einem ca. 65 %-igen Abbau der maximalen totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  nur unwesentlich ändern und nahezu stagnieren. Strömungskräfte die den Abbau der totalen Horizontalüberspannungen in höherliegenden Schichten verzögern, sind aufgrund der nur noch minimalen Hohlraumverringern und des sehr langsamen Verdrängens von Porenwasser (vgl. Absetzkurve) sekundär. Jede Granulatschicht kompaktiert sich während der plastischen Deformation so lange bis die Feststoffe durch Rollen und Gleiten eine stabile Position eingenommen haben und die Stützregelung gegeben ist (vgl. KRATZSCH (1974)).

Aufgrund dieses Sachverhaltes wird der Übergangsbereich, in dem sich in Abhängigkeit von Ort und Zeit deviatorische Spannungen  $q$  bilden und eine Zunahme des inneren Reibungswinkels  $\varphi'(z, t)$  und folglich der Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t)$  eintritt, in zwei Zonen unterteilt.

Während der durch die Punkte ② ④ ⑤ ③ markierte Teilbereich den durch aufwärtsgerichtete Strömungskräfte beeinflussten Verfestigungsprozess kennzeichnet, ist der Teilbereich ③ ⑤ ④ ⑥ ③ primär durch Wechselwirkungskräfte (Kornkollisionen) geprägt. Da eine eindeutige Feststellung des eintretenden Endzustandes im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war, wurde vorerst der 90 %-ige Abbau der totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  (Linie  $\overline{CGF}$ )

<sup>77</sup> Die oberflächennahen Schichten (z.B. Messhorizont S1) weisen zur nächsten Isolinie einen größeren Zeitabstand auf als die tieferliegenden Schichten (z.B. Messhorizont S4).

als Schwellenwert definiert. Eine übersichtliche Darstellung der hier untersuchten Verfestigungsbereiche ist dem Abschnitt 6.1.4.3 zu entnehmen.

### 6.1.3.5. Widerstandskräfte und Partikelgeschwindigkeiten

Für die festgestellten Bereiche der Absetzkurve lassen sich stationäre und instationäre Absinkgeschwindigkeiten  $v_s$  der Granulatkörner ausmachen, welche im Folgenden anhand einfacher physikalischer Beziehungen erläutert werden sollen.

Unter der abstrahierten Annahme, dass in der Suspension eine Einzelteilchensedimentation vorliegen würde, besitzt die Gleichung [6-39] nach STOKES Gültigkeit. Sie setzt eine ungestörte geradlinige Bewegungsbahn (Trajektorie) eines als Kugel idealisierten Kornes voraus. Mit der Aufstellung eines Kräftegleichgewichts am Kugelschwerpunkt lässt sich die Partikel-Geschwindigkeit im ruhenden Fluid bestimmen (vgl. Abb. 6-21).

Liegt keine Beschleunigung des Partikels vor, so besitzt dieses eine stationäre und gleichförmige Sinkgeschwindigkeit ( $\dot{v}_s = 0$ ), weshalb die Trägheitskräfte des Partikels mit  $F_T = 0$  angesetzt werden können. Gleiches gilt für die virtuelle Masse  $F_{vM}$ , die aus dem vom Partikel mitgerissenen Volumenstrom resultiert und ebenfalls eine Trägheitskraft repräsentiert. Demnach reduziert sich die Kräftebilanz von Gleichung [6-37] auf Gleichung [6-38]. Mit dem Einsetzen der Gleichungen [3-21] für die Schwerkraft  $F_G$ , [3-25] für die Auftriebskraft  $F_A$  und [3-27] für die Widerstandskraft  $F_W$  lässt sich die Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  gemäß Gleichung [6-39] bestimmen. Vorausgesetzt der Widerstandsbeiwert kann mit  $c_w(Re) = 24 \cdot \eta / (v_s \cdot d_K \cdot \rho_W)$  beziffert werden (zähe Umströmung).

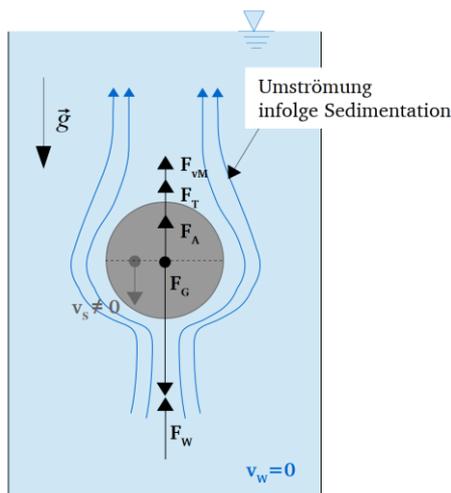


Abb. 6-21: wirkende Kräfte bei Einzelteilchensedimentation

$$0 = F_G - F_A - F_W - F_T - F_{vM} \quad [6-37]$$

$$F_G = F_A + F_W \quad [6-38]$$

$$v_s = \frac{d_K^2 \cdot g}{18 \cdot \eta} \cdot (\rho_s - \rho_w) \quad [6-39]$$

Aus der STOKESSchen Gleichung [6-39] geht somit hervor, dass die Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  eines einzelnen Granulatkorns vom Dichteunterschied  $(\rho_s - \rho_w)$  der vorliegenden Phasen, der Korngröße  $d_K$  des Granulats und der dynamischen Viskosität  $\eta$  des Trägerfluids (Porenwasser) bestimmt wird. Bei gleichen Dichten und unverändertem Trägerfluid sinken demnach größere

Partikel schneller als kleinere Partikel.

Das im Versuch verwendete Feststoffmaterial (Granulat) ist gemäß der Körnungslinie (vgl. Abb. 4-13) zwar sehr eng gestuft und nähert sich den Eigenschaften eines Einkornmaterials an, es liegt jedoch nicht als monodisperser Feststoff vor. Es ist folglich zu erwarten, dass sich bei näherungsweise gleicher Korndichte  $\rho_s$  Relativbewegungen zwischen den kleineren und größeren Körnern einstellen und diese eine Geschwindigkeitsverteilung in der Suspension zur Folge haben. Allerdings sind hierbei die mit steigender Feststoffkonzentration  $\phi_s = 1 - n$  zunehmenden

Wechselwirkungskräfte (vgl. Abschnitt 3.6.3) nicht zu vernachlässigen, weshalb in diesem Fall die Beschreibung des Sinkverhaltens (der Sinkgeschwindigkeit) mit STOKES unzulässig ist.<sup>78</sup>

Für die in den Versuchen generierte Suspension mit einer Feststoffkonzentration von  $\phi_S > 52\%$  ist davon auszugehen, dass die Granulatkörner einer mechanischen Behinderung in der Vertikalbewegung unterliegen. Das heißt, dass bspw. ein größeres Feststoffkorn mit ggf. höherer Sinkgeschwindigkeit  $v_S$  nicht an langsam sinkenden Kornfraktionen vorbeikommt. Es müsste hierzu die eintretenden Wechselwirkungskräfte mit den vorausseilenden und benachbarten Feststoffen infolge eintretender Kollisionen, Verdrängungen oder interpartikulärer Reibung überwinden. Da die Körner jedoch nur der Erdbeschleunigung  $g$  als treibender Größe unterliegen und die gleiche Korndichte  $\rho_S$  aufweisen, reicht die mit der Korngröße  $d_K$  variierende Gewichtskraft  $F_G$  größerer Partikel nicht aus, um kleinere zu verdrängen und schneller zu sedimentieren. Gleichfalls bedeuten die Wechselwirkungen aber auch, dass die Sinkgeschwindigkeit  $v_S$  kleinerer Partikel durch die der größeren Körner beeinflusst (erhöht) wird. Es ist daher festzustellen, dass sich infolge der mechanischen Behinderung für die absinkende Schicht aus Feststoffen unterschiedlicher Korngrößen eine konstante mittlere Sinkgeschwindigkeit  $\bar{v}_S$  einstellen muss. Vorausgesetzt diese wird laminar durchströmt.

In der mechanischen Verfahrenstechnik ist dies charakteristisch für eine sogenannte *Zonensedimentation*, die durch die Bildung einer scharfen Trennfläche zwischen Suspension und Klarwasserzone gekennzeichnet ist.<sup>79</sup> Bei der Zonensedimentation tritt ebenso eine Sperrwirkung zwischen den Körnern ein, die eine Relativbewegung der Partikel untereinander verhindert und zur Folge hat, dass sich die Feststoff-Partikelschicht als Ganzes absetzt (vgl. Abschnitt 3.7).

Sollten bspw. in einer von Fein- oder Mittelkörnern geprägten Suspension jedoch einzelne grobkörnige Materialien vorliegen, so besitzen diese mit ihrer signifikanten höheren Schwerkraft  $F_G$  und geringem Konzentrationsanteil durchaus die Möglichkeit die Wechselwirkungskräfte zu überwinden und schneller aus der Suspension zu sedimentieren (vgl. SCHUBERT (2003)).

Der Einfluss der komplexen Wechselwirkungsprozesse wird oftmals vereinfachend durch empirische Beziehungen in der dynamischen Viskosität  $\eta$  der granularen Suspension und damit in der Widerstandskraft  $F_W$  berücksichtigt. Als bestimmende Größe wird hierzu die Feststoffkonzentration  $\phi_S$  genutzt. Beispielhaft können Ansätze von EILERS (1941), BATCHELOR & GREEN (1972) oder MALCHEREK (2010) genannt werden, auf die im Folgenden nicht weiter eingegangen wird.

Die mit der Verflüssigung erzielte granuläre Suspension lässt sich aufgrund ihrer hohen Feststoffkonzentration  $\phi_S$  und dem gleichmäßigen Absinken der Granulatkörner analog als eine durchströmte Partikelstruktur auffassen. Unter der Voraussetzung eines ruhenden Fluides ( $v_W = 0$ ) und der Anwesenheit eines Zwei-Phasen-Gemisches erzeugt der absinkende Feststoffstrom aus Kontinuitätsgründen lokal eine gleich große, aber entgegengerichtete Flüssigkeitsströmung (vgl. Abb. 6-22), so dass Gleichung [6-40] Gültigkeit besitzt.

---

<sup>78</sup> Vgl. MEZGER, 2000.

<sup>79</sup> Bei allen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche konnte die Bildung einer scharfen Trennfläche zwischen Suspension und Klarwasserzone beobachtet werden.

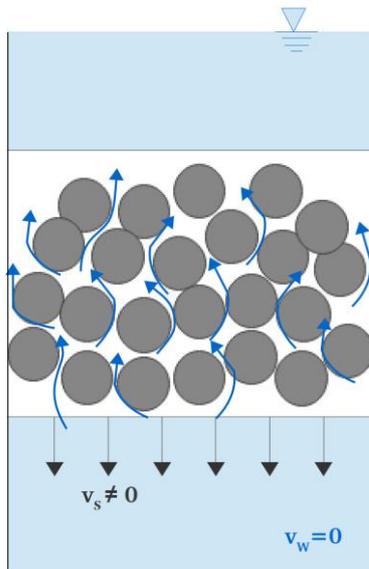


Abb. 6-22: Absinkende granulare Suspension als durchströmte Partikelstruktur (vgl. TOMAS (2015))

dieser ist, desto schneller sinken die Körner im Trägerfluid und desto schneller schreitet die Phasentrennung in der granularen Suspension voran. Liegt ein ruhendes Fluid vor und findet keine Veränderung im Porenanteil  $n$  der Partikelschicht statt, so bleibt die Anströmgeschwindigkeit  $v_r$  und damit die Absinkgeschwindigkeit stationär ( $v_s = konst.$ , vgl.  $\overline{AB}$  in Abb. 6-11).

Mit dem Ablagern der Körner auf dem unverflüssigten Bereich (im Versuch der Säulenboden), beginnen diese sich aufeinander aufzustapeln. Eine Stabilität des sich aufbauenden Korngerüsts ist dabei noch nicht gegeben. Infolge der zunehmenden Mächtigkeit der sich verfestigenden Schicht und der sich erst aufbauenden Reibung zwischen den Körnern, entweichen diese durch Rollen und Gleiten der zunehmenden Belastung bis sie erneut eine stabile Position eingenommen haben. Dieser Kompressionsvorgang geht mit der Verringerung des Porenraumes einher und hat ein zusätzliches Verdrängen von Porenwasser zur Folge.

Dabei wird in der sich verfestigenden Granulatschicht ein zusätzlicher aufwärtsgerichteter Porenwasserstrom generiert, der sich auf das Sedimentationsverhalten der in der Suspension befindlichen Granulatkörner auswirken muss, hauptsächlich auf Granulatschichten in unmittelbarer Umgebung der Verfestigungsfront (vgl. Abb. 6-23). Dieser aufwärtsgerichtete Porenwasserstrom mit der Geschwindigkeit  $v_w \neq 0$  führt zu einer lokalen Zunahme der Anströmgeschwindigkeit  $v_r$  und zu einer negativen Beschleunigung (Abbremsen) der sinkenden Körner durch sich erhöhende Widerstandskräfte  $F_w$  (vgl. Gleichung [3-27]). In den oberflächennahen Bodenschichten wird dies anhand der Absetzkurve mit dem Zeitpunkt des Aufeinandertreffens der beiden Grenzflächen sichtbar. Mit der Zunahme der Mächtigkeit der sich verfestigenden Schicht muss sich infolge des DARCY-Gesetzes die Porenwassergeschwindigkeit erhöhen und die Sinkgeschwindigkeit der Körner in der Suspension instationär reduzieren. Der Anströmquerschnitt  $A$  der betrachteten Granulatsäule bleibt zwar unverändert, das verdrängte Porenwasservolumen  $dV_w$  pro Zeitabschnitt  $dt$  nimmt jedoch zu ( $Q = dV_w/dt$ ).

$$v_r = |v_w - v_s| = |-v_s| \quad [6-40]$$

$v_r$  kennzeichnet dabei die relative Anströmgeschwindigkeit der Körner, die im Betrag der absinkenden Partikelschicht in einem ruhenden Fluid entspricht und folglich von dieser gesteuert wird.

Infolge der o.g. Umstände lässt sich die Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  der Partikelstruktur mithilfe des DARCY-Gesetzes nach Gleichung [6-41] beschreiben, sofern keine turbulente Strömung vorliegt ( $Re < 2300$ ).<sup>80</sup>

$$v_s = v_F = \frac{Q}{A} = k_f \cdot i \quad [6-41]$$

Hieraus wird erkennbar, dass die Sinkgeschwindigkeit der Feststoffe von dem Durchflussbeiwert  $k_f$  des vorliegenden porösen Mediums beeinflusst wird. Je höher

<sup>80</sup> Im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Untersuchungen haben ergeben, dass die Reynoldszahl der Strömung im verflüssigten Granulat bei  $Re < 1 \cdot 10^{-5}$  liegt (zähe Umströmung).

Das Absinkverhalten tieferliegender Schichten beeinflusst mit dem Verdrängen des Porenwassers durch die Einnahme einer dichteren Lagerung das Absinkverhalten darüberliegender Partikelschichten.

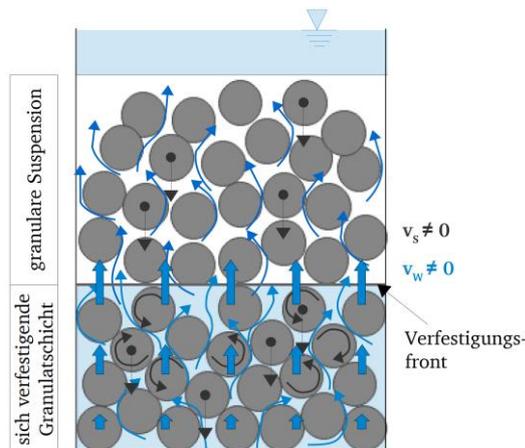


Abb. 6-23: instationäre Anströmgeschwindigkeit infolge der Gefügekompensation in der sich verfestigenden Schicht (unterhalb der Verfestigungsfront)

Zum Zeitpunkt des in Abb. 6-11 ermittelten Kompressionspunktes ① war festzustellen, dass die totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  in der gesamten Säule zeitgleich in einen nicht linearen Abbau übergehen und weiterhin geringfügige plastische Deformationen stattfinden. Diese in der Säule eintretende spontane Änderung der Horizontalspannungen deutet daraufhin, dass die verfestigte Granulatschicht nicht mehr von einer „losen“ granularen Suspensionsschicht überlagert wird und sich der Druckgradient des zusätzlich aufwärts strömenden Porenwassers sowie die Fluidgeschwindigkeit reduzieren. Die weitere Abnahme der Sinkgeschwindigkeiten  $v_S$  resultiert daher primär aus dem Überwinden von Wechselwirkungskräften (Partikelkollisionen) infolge der zugenommenen intergranularen Reibung. Mit dem Erreichen des

vollständigen Kornkontaktes und eines stabilen Lagerungszustandes des verfestigten Korngefüges verschwinden die plastischen Deformationen und die Sinkgeschwindigkeiten nehmen einen Wert von  $v_S = 0$  an.

#### 6.1.3.6. Zustandsdiagnose

Im Ergebnis der Untersuchungen war festzustellen, dass der Verfestigungsprozess durch das **Eintreten zweier Grenzflächenbewegungen** geprägt ist.

Die 1. Grenzfläche, die Verfestigungsfront, markiert den einsetzenden Aufbau wirksamer Spannungen  $\sigma'(z, t)$  im verflüssigten Granulat und ist durch einen linearen Verlauf gekennzeichnet. Sie kongruiert in ihrer Charakteristik mit denen aus der Literatur (vgl. FLORIN & IVANOV (1961); KOLYMBAS (1994); TSURUMI & MIZUMOTO et al. (2000); WANG & ZEN et al. (2013); SCOTT (1986)). Ein nicht lineares Kurvenverhalten, wie es bspw. in KIM & HWANG et al. (2009) vorzufinden ist, war in keinem Versuch nach einmaliger und initialer Verflüssigung festzustellen.

Die 2. Grenzfläche befindet sich zwischen der granularen Suspension und der sich infolge der kompaktierenden Feststoffsäule bildenden und die Suspension überlagernden Wasserlamelle (Klarwasserzone).

Die in Abschnitt 4.1 aufgestellte Hypothese 2 wird hiernach bestätigt.

Entgegen den Annahmen der Fachliteratur (vgl. KOLYMBAS (1994); WANG & ZEN et al. (2013); WITTIG (2017); FLORIN & IVANOV (1961); TSURUMI & MIZUMOTO et al. (2000)) ist mit dem Aufeinandertreffen dieser beiden Grenzflächen der **Prozess der Verfestigung nicht beendet** (kein Ruhedruckzustand). Zu diesem Zeitpunkt sind in den sohnahen Granulatschichten etwa 50 % der transienten totalen Horizontalüberspannungen abgebaut, in den oberflächennahen Schichten sogar nur 10 % des jeweiligen Maximalwertes (vgl. Abb. 6-24). Gleichfalls sind rund 75 % der bezogenen Gesamtsetzung  $\varepsilon$  bzw. der plastischen Deformation eingetreten.



Mit Gleichung [2-6] wurde sowohl in SCOTT (1986) als auch in WITTIG (2014) ein Berechnungsansatz zur Dauer des Verfestigungsprozesses von verflüssigten Sanden ausgegeben. Mit deren Anwendung im vorliegenden Fall lässt sich ein Endzeitpunkt des Verfestigungsprozesses ermitteln, der mit dem Kollisionszeitpunkt  $\textcircled{B}$  der in dieser Arbeit festgestellten Grenzflächenbewegungen übereinstimmt (vgl. Abb. 6-24). Die Verfestigungsfront nach WITTIG (2014) und SCOTT (1986) ist in Abb. 6-24 mit der braun strichlierten Linie dargestellt. Dabei ist zu konstatieren, dass deren Verlauf zeitlich sowie örtlich mit der in dieser Arbeit experimentell lokalisierten aufsteigenden Grenzfläche nahezu übereinstimmend ist.

Für verschiedene Versuche ist in Tab. 6-10 die rechnerische Dauer des Verfestigungsprozesses nach WITTIG (2014) und SCOTT (1986) den experimentell bestimmten Zeitdauern gegenübergestellt. Für die Berechnungsparameter wurden die vorliegenden Versuchskonfigurationen herangezogen (vgl. Anhang E). Als Kriterium für ein granulares System mit Festkörpereigenschaften wurde vorerst der 90 %-ige Abbau der totalen Horizontalüberspannungen  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  gewählt.

Tab. 6-10: Gegenüberstellung der nach WITTIG (2014); SCOTT (1986) und der in dieser Arbeit experimentell bestimmten Verfestigungsdauer am Beispiel der Versuche Nr. 28-31, 35-36

Versuch Nr.	28	29	30	31	35	36
Probenhöhe (gesättigt) [cm]	50,15	47,90	47,60	44,60	57,90	55,90
Verfestigungsfront/ -prozess nach SCOTT (1986) / WITTIG (2014) [s]	77,6	76	64,1	59,3	74,1	72,8
Verfestigungsfront nach JURISCH [s]	75	75	65	62	91	89
Verfestigungsprozess nach JURISCH [s]	150	153	147	122	164	162

Es wird deutlich, dass der **Verfestigungsprozess signifikant länger** andauert als bisher in der Theorie angenommen und Hypothese 3 aus Abschnitt 4.1 zu widerlegen ist.

Des Weiteren ist zu erwähnen, dass die hier generierten plastischen Deformationen von einem **linearen und**, im Gegensatz zu den Verflüssigungsversuchen von ZANDER (2015), auch von einem **nicht linearen Absetzverhalten** geprägt waren. Was somit simultan stationäre sowie instationäre Sinkgeschwindigkeiten der Granulatkörner im Verfestigungsprozess impliziert (vgl. Abb. 6-25 und Abb. 6-26).

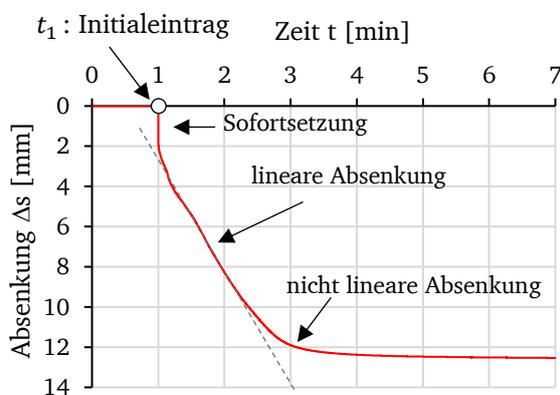


Abb. 6-25: Absetzkurve  $s(t)$ ; Versuch Nr. 28

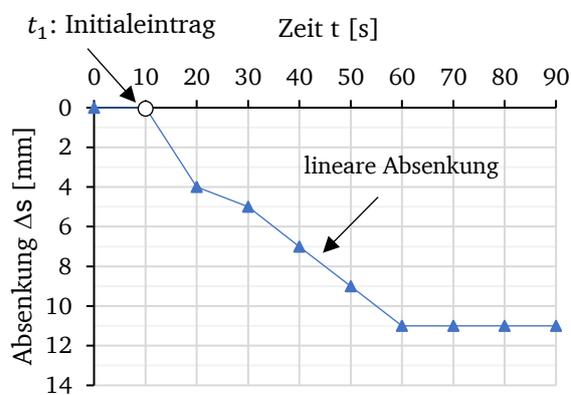


Abb. 6-26: Absetzkurve  $s(t)$  aus ZANDER (2015)

## 6.1.4. Endzustand der Granulatsäule als Festkörper (Zustand C)

### 6.1.4.1. Spannungszustand und bodenmechanische Kenngrößen

Der Endzustand der Granulatsäule als System mit Festkörpereigenschaften (Zustand C) ist zum einen durch die Absenz einer plastischen Deformation und zum anderen durch eine über die Zeit stagnierende totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_E)$  gekennzeichnet. Die Horizontalspannungsentwicklung ist für diesen Zustand mit den Messwerten des Versuches Nr. 28 in Abb. 6-27 exemplarisch dargestellt.

Der im Endzustand ermittelte Porenanteil beträgt  $n = 0,464$ . Demnach ist mit der Verflüssigung bzw. dem sich anschließenden Verfestigungsprozess eine Abnahme des Porenanteils in der wassergesättigten Granulatsäule um  $\Delta n = 0,014$  eingetreten. Dieser Betrag konnte nahezu in allen Versuchsreihen mit unterschiedlichen Konfigurationen und einmaligem Initialeintrag festgestellt werden.

Unter der Annahme einer über der Säulenmächtigkeit homogenen Porenraumverteilung wird für das granulare System nach Gleichung [6-1] eine Raumwichte von  $\gamma_r(t_E) = 18,48 \text{ kN/m}^3$  ermittelt, was gegenüber der gesättigten Wichte der Granulatsäule im Ausgangszustand eine geringfügige Zunahme von ca. 1,15 % bedeutet.

Mit der weiteren Annahme einer Granulatsäule als linear-elastisch isotropen Halbraum wurde über die Messhorizonte S1 bis S4 nach Gleichung [3-2] die totale Vertikalspannung  $\sigma_V(z, t_E)$  berechnet und in Abb. 6-27 ergänzend dargestellt.

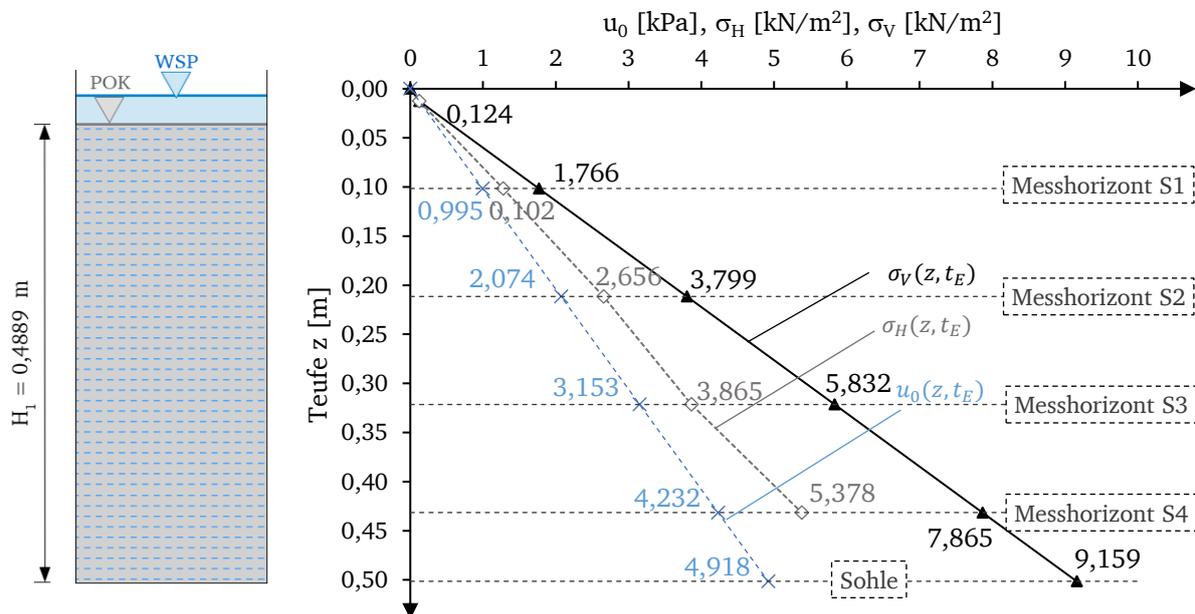


Abb. 6-27: Gemessene totale Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_E)$ , rechnerisch ermittelter hydrostatischer Porenwasserdruck  $u_0(z)$  und totale Vertikalspannung  $\sigma_V(z, t_E)$  im wassergesättigten Granulat (im Endzustand); Versuch Nr. 28

Unter Verwendung der gemessenen totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t_E)$ , der berechneten totalen Vertikalspannung  $\sigma_V(z, t_E)$  und des Porenwasserruhedruckes  $u_0(z)$  sind zudem in Tab. 6-11 die mit Gleichung [3-4] berechneten wirksamen Spannungen  $\sigma'(z, t_E)$  aufgeführt.

Tab. 6-11: Geostatische Spannungen in der Granulatsäule im Endzustand; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_V$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_H$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u_0$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_V$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_H$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	1,766	1,276	0,995	0,771	0,281
S2	3,799	2,656	2,074	1,725	0,582
S3	5,382	3,865	3,153	2,679	0,712
S4	7,865	5,378	4,232	3,633	1,146

### Erddruckbeiwert und Reibungswinkel

Die in Tab. 6-12 aufgeführten Verhältnisse effektiver Spannungen zeigen, dass die berechneten Erddruckbeiwerte mit  $0,27 \leq K(z, t_E) \leq 0,36$  einen Schwankungsbereich über die Messhorizonte aufweisen und zudem Zustände des aktiven Erddrucks oder Ruhedrucks entsprechen könnten.

Tab. 6-12: Rechnerische Erddruckbeiwerte  $K(z, t_E)$ ; Versuch Nr. 28

Sensor	$K(z, t_E)$ [-]
S1	0,36
S2	0,34
S3	0,27
S4	0,32

Basierend auf den in Abschnitt 6.1.1 gewonnenen Erkenntnissen wurde der mögliche Einfluss einer Wandreibung untersucht. Hierzu erfolgte eine iterative Approximation des effektiven Reibungswinkels  $\varphi'(z, t)$  und des Wandreibungswinkels  $\delta$  gemäß Abschnitt 6.1.1.1.

Da für den vorliegenden Fall weder ein aktiver Erddruckzustand noch ein Ruhedruckzustand eindeutig festgestellt werden konnte, wurde auf Grundlage der DIN 4085 für den Erddruckbeiwert  $K(t_E)$  im Endzustand ein Zwischenwert als Näherungslösung verwendet und mit einer linearen Interpolation nach Gleichung [6-42] berechnet.

$$K(t_E) = (1 - \mu) \cdot K_{agh}(t_E) + \mu \cdot K_0(t_E) \quad [6-42]$$

Darin kennzeichnet  $\mu$  einen dimensionslosen Kombinationsfaktor, der zwischen  $0 \leq \mu \leq 1$  liegen kann, und  $K_{agh}(t_E)$  sowie  $K_0(t_E)$  repräsentieren Beiwerte des aktiven Erddrucks respektive des Ruhedruckzustandes zum Zeitpunkt  $t = t_E$ . Deren Ermittlung erfolgt gemäß den Gleichungen [6-3] bzw. [6-43] mithilfe des bestimmten effektiven Reibungswinkels  $\varphi' = \varphi'(t_E)$  und des Wandreibungswinkels  $\delta = \delta(t_E)$ .

$$K_{agh}(t_E) = \frac{[\cos(\varphi')]^2}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\delta)}}\right]^2} \quad [6-43]$$

Gemeinsam mit den in Tab. 6-13 angesetzten versuchstechnischen und bodenmechanischen Berechnungsparametern sowie der nach den Gleichungen [6-11] und [6-12] ermittelten wandreibungsbeflussten Spannungsentwicklung (vgl. Abb. 6-28) konnte für das Granulat im Endzustand ein

- Erddruckbeiwert mit  $K(t_E) = 0,36$ ,
- Reibungswinkel von  $\varphi' = 33^\circ$  sowie ein
- Wandreibungswinkel von  $\delta(t_E) = 8,5^\circ$

ermittelt werden.

Tab. 6-13: Berechnungsparameter für die Spannungsverteilung bei Wandreibung; Versuch Nr. 28

Raumwichte (wassergesättigt) $\gamma_r$ [ $kN/m^3$ ]	18,48
Wichte des Wassers $\gamma_w$ [ $kN/m^3$ ]	9,807
Wichte unter Auftrieb $\gamma'$ [ $kN/m^3$ ]	8,673
Kombinationsfaktor <sup>81</sup> $\mu$ [-]	0,5
Innenradius des Versuchsbehälters $r$ [m]	0,1535

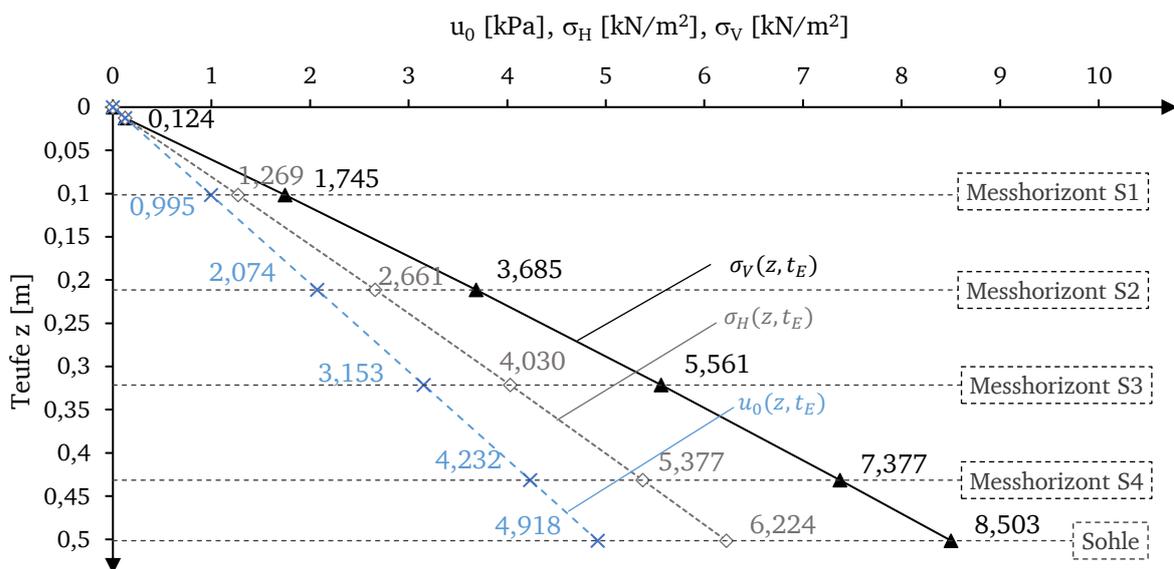


Abb. 6-28: Entwicklung der geostatischen Spannungen unter Berücksichtigung einer Wandreibung; Versuch Nr. 28

### Reduzierter Wandreibungseffekt

Die nahezu linearen Spannungsverläufe sowie der gegenüber dem Ausgangszustand ca. 60 % geringere Wandreibungswinkel von  $\delta(t_E)$  lassen eine starke Reduzierung des Wandreibungseinflusses erkennen. Dieser Sachverhalt bestätigt die in Abschnitt 6.1.1.1 aufgestellte Theorie, dass der im Ausgangszustand höhere Wandreibungseffekt aus der Sackung des erdfeuchten Materials und der sich auf der Behälterwand bildenden Partikelablagerung resultiert, welcher durch den Initialeintrag und die Verflüssigung des Materials nahezu abgebaut wird.

<sup>81</sup> Gemäß DIN 4085 für annähernd unnachgiebige Wände.

### 6.1.4.2. Festigkeitsverhalten

Um die nach der gravitativen Verfestigung der verflüssigten Granulatsäule vorliegende Scherfestigkeit im Endzustand zu ermitteln, wird erneut die Gültigkeit des Bruchkriteriums nach MOHR-COULOMB vorausgesetzt. Gemäß Gleichung [3-19] werden hierzu die rechnerisch ermittelten und wandreibungsbeeinflussten effektiven Vertikalspannungen  $\sigma'_V(z, t_E)$ , der detektierte effektive Reibungswinkel  $\varphi'(z, t_E) = 33^\circ$  sowie ein Wandreibungswinkel von  $\delta(t_E) = 8,5^\circ$  benutzt. Eine Kohäsion wird für das verwendete Probenmaterial nicht angesetzt ( $c = 0$ ).

Mit der Berechnung der Hauptspannungen  $\sigma'_1$  und  $\sigma'_3$  im wandnahen Bereich gemäß den Gleichungen [6-13] bis [6-15] und denen des Spannungszustandes in der Säulenachse wurde deutlich, dass sich die jeweils ergebenden Scherfestigkeiten  $\tau_{F,W}(z, t_E)$  und  $\tau_{F,S}(z, t_E)$  in einer möglichen horizontalen Scherfuge nur geringfügig unterscheiden ( $\Delta\tau_F(z, t_E)/\tau_{F,W}(z, t_E) \approx 0,43\%$ ). Die entsprechenden Scherfestigkeitskurven sind hierzu in Abb. 6-29 dargestellt und nahezu deckungsgleich. Demnach liegt im Endzustand über dem Querschnitt der Granulatsäule eine nahezu konstante mittlere teufenabhängige Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_E)$  vor.

Weiterhin ist Abb. 6-29 zu entnehmen, dass die Granulatsäule im Bereich der sich überlagernden Wasserlamelle keine Scherfestigkeit aufweist ( $\tau_F = 0$ ). Erst mit Eintreten der Feststoffoberfläche setzt ein Zuwachs der teufenabhängigen Scherfestigkeiten  $\tau_F(z, t_E)$  ein.

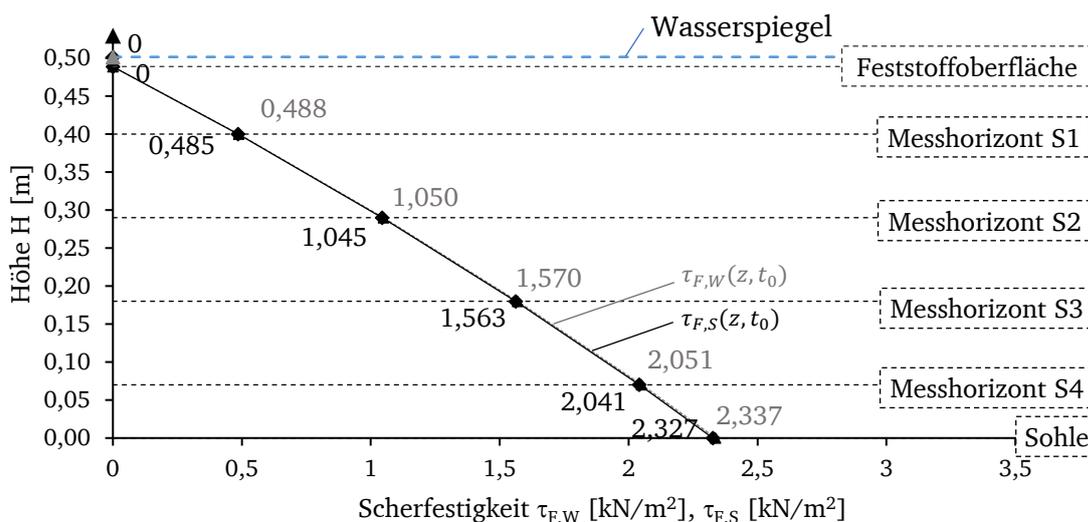


Abb. 6-29: Berechnete teufenabhängige Scherfestigkeitskurve  $\tau_F$  im Endzustand; Versuch Nr. 28

In Tab. 6-14 sind die berechneten Scherfestigkeiten  $\tau_{F,S}(z, t)$  der Messhorizonte im Bereich der Säulenachse für den Zeitpunkt vor der Verflüssigung  $t = t_0$  und nach der Verfestigung  $t = t_E$  gegenübergestellt. Für eine vergleichende Bewertung mussten hierzu die gleichen Teufen verwendet werden, wobei die Absenkung der Feststoffoberfläche und damit die Verringerung der Mächtigkeiten der die Messhorizonte überlagernden Schichten zu berücksichtigen war.

Zudem wurden, um den tatsächlichen Scherfestigkeitszuwachs in der Granulatsäule erfassen zu können, die im Ausgangszustand sowie im Endzustand geringfügig vorliegenden Wandreibungseffekte nicht berücksichtigt. Sie haben eine wesentliche Entlastung der in einer horizontalen Scherfuge wirkenden Normalkraft und damit einhergehend eine Reduzierung der Scherfestigkeit  $\tau_F(z)$  zur Folge.

Ausgehend von einer linearen Spannungsverteilung  $\sigma_V(z, t)$  (mit  $\tau_W = 0$ ) sowie mit dem Ansetzen der bodenmechanischen Berechnungsgrößen  $\gamma_r(t)$  und  $\varphi'(t)$  konnten unter der Anwendung von Gleichung [3-2] und des Bruchkriteriums nach MOHR-COULOMB gemäß Gleichung [3-17] die in Tab. 6-14 aufgeführten teufenabhängigen Scherfestigkeiten  $\tau_F(z, t)$  ermittelt werden.<sup>82</sup>

Tab. 6-14: Änderung der Scherfestigkeit  $\tau_{F,S}(z, t)$  in der Säulenachse einer Granulatsäule vor der Verflüssigung ( $t = t_0$ ) und nach der Verfestigung ( $t = t_E$ ) ohne Wandreibung; Versuch Nr. 28

Sensor	$\tau_F(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_F(z, t_E)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta\tau_F(z)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$(\Delta\tau_F(z, t)/\tau_F(z, t_0))$ [%]
S1	0,461	0,501	0,040	8,61
S2	1,032	1,120	0,089	8,61
S3	1,602	1,740	0,138	8,61
S4	2,172	2,359	0,187	8,61
Sohle	2,536	2,754	0,218	8,61

Dabei ist festzustellen, dass mit der gravitativen Verfestigung gegenüber dem Ausgangszustand in allen Granulatschichten ein gleichmäßiger Scherfestigkeitszuwachs von ca. 8,6 % erreicht wurde.

Schlussfolgernd hat sich demnach für alle wassergesättigten Granulatschichten auch das Verflüssigungspotential gegenüber einem erneuten Initialeintrag (mit gleicher Impulsintensität  $p$ ) verringert. Die oberflächennahen Bodenschichten neigen jedoch weiterhin eher zu einer Verflüssigung als tieferliegende, die nunmehr bei gleicher Scherbeanspruchung ggf. unverflüssigt bleiben und die Eigenschaften eines festkörperähnlichen Zustandes beibehalten oder einer partiellen Verflüssigung unterliegen.

#### 6.1.4.3. Zustandsdiagnose

Im Ergebnis der durchgeführten Spannungsanalysen lässt sich das granulare System im Endzustand wie folgt charakterisieren:

Es liegt weiterhin eine wassergesättigte locker gelagerte Bodensäule mit einem

- Porenanteil von  $n = 0,464$  ( $\Delta n/n(t_0) \approx 2,9 \%$ ),
- Reibungswinkel von  $\varphi' = 33^\circ$
- **Erddruckbeiwert von  $K = 0,36$**

vor, die deviatorische Spannungen  $q$  aufnimmt und somit ein granulares System mit Festkörpereigenschaften darstellt. Des Weiteren wurde für die Probensäule ein reduzierter Wandreibungseffekt (Wandreibungswinkel  $\delta = 8,5^\circ$ ) ausgemacht.

Der im Endzustand erreichte Erddruckbeiwert lässt vermuten, dass trotz gemessener stagnierender totaler Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t_E)$  und keiner weiteren Feststoffoberflächenabsenkung ( $s(t_E) = konst.$ ) die verflüssigte und verfestigte Granulatsäule **noch keinen Ruhedruckzustand** erreicht hat und ggf. weiterhin geringfügige Belastungsumlagerungen stattfinden.

<sup>82</sup> Die Berechnung der entsprechenden Scherfestigkeiten  $\tau_F(z, t)$  ohne Wandreibung ist dem Anhang G zu entnehmen.

**Infolge der gravitativen Verfestigung** des wassergesättigten Granulats konnte ein Zuwachs des effektiven Reibungswinkels von  $\Delta\varphi'/\varphi'(t_0) \approx 4,7\%$  und der Scherfestigkeit von  $\Delta\tau_F/\tau_F(t_0) \approx 8,6\%$  festgestellt werden.

Die in Abschnitt 4.1 aufgestellte Hypothese 4 wird hiernach bestätigt.

Die quantitativen Berechnungsergebnisse von Scherfestigkeit und Scherparameter sind in der Regel jedoch nicht auf den Prototyp übertragbar, da diese vom Spannungsniveau abhängig sind und die Modellgesetze der Ähnlichkeitstheorie nicht eingehalten werden. Dennoch lässt sich hieraus das Materialverhalten qualitativ darstellen sowie wertvolle Erkenntnisse zur Beschreibung der auf den Innenkippen eintretenden Bruchgeometrien ableiten. Bereits aus der Literatur (z.B. CASAGRANDE (1976)) geht hervor, dass **oberflächennahe wassergesättigte Granulatschichten verflüssigungsempfindlicher sind als tieferliegende**. Dies konnte auch in den hier durchgeführten Untersuchungen festgestellt werden, wobei dies ebenso für wiederholt verflüssigte Körper gilt.

In Summe setzte sich die im Versuch Nr. 28 gemessene Feststoffoberfläche um  $s(t_E) = 1,26\text{ cm}$ , was einer **bezogenen Setzung von  $\varepsilon = 2,51\%$**  entspricht. Dieses Setzungsmaß konnte im Allgemeinen auch in allen weiteren Versuchen mit ähnlicher Probenkonfiguration und einmaligem Initialeintrag erzielt werden.

Die **bezogenen Gesamtsetzungen** sind signifikant und können demnach in der Beschreibung des Verfestigungsverhaltens **nicht mehr als vernachlässigbar gering** eingeschätzt werden. Zudem ist zu konstatieren, dass das Maß der plastischen Deformation größer ausfällt als das bei dynamischen Verflüssigungsexperimenten (z.B. geotechn. Zentrifugenversuche, shaking-table-Versuche). Deren bezogene Setzungen infolge von Anregungsdauern mehrerer Sekunden wiesen bspw. in ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016); KIM & HWANG et al. (2009) oder WANG & ZEN et al. (2013) Beträge von  $\varepsilon = (0,5 \dots 2,1)\%$  auf (vgl. Tab. 6-15).

Tab. 6-15: Gesamtsetzungen verschiedener Modellversuche

Modellversuch	$\varepsilon$ [%]
Zentrifuge; WANG & ZEN et al. (2013)	0,28
Zentrifuge; SCOTT (1986)	0,89
Zentrifuge; ADAMIDIS & MADABHUSHI (2016)	0,48
Zentrifuge; KIM & HWANG et al. (2009)	2,08
Säulenmodell; JURISCH	2,51

Die Beobachtung, dass **impulsartig hervorgerufene Verflüssigungsereignisse größere Deformationen** zur Folge haben, **als dynamische Initialeinträge**, konnte auch in FLORIN & IVANOV (1961) festgestellt werden (vgl. Abschnitt 2.5.2).

Ebenso hervorzuheben ist, dass das **Maß der erzielten Absenkung** der in dieser Arbeit verflüssigten Granulatsäulen **abhängig von der aufgebrachten Intensität  $p$**  des Initialeintrages bzw. Impulses war. Mit ihr ging auch die Mächtigkeit der verflüssigten Granulatschicht einher. Je kleiner diese war, desto geringer war die hervorgerufene Kompaktierung des verflüssigten Bodenkörpers (vgl. Abschnitt 6.2.1).

### 6.1.5. Erweitertes Zustandsdiagramm

Aus den vorangegangenen Überlegungen und genannten Sachverhalten ließ sich konstatieren, dass der nach der Bodenverflüssigung erneut eintretende Phasenwechsel von flüssig zu fest nicht spontan eintritt, sondern durch einen entsprechenden Übergangsbereich gekennzeichnet ist. Infolgedessen werden die in Abb. 6-1 dargestellten Zustandsbereiche der Granulatsäule (als betrachtetes physikalisches System) gemäß Abb. 6-30 modifiziert und erweitert.<sup>83</sup>

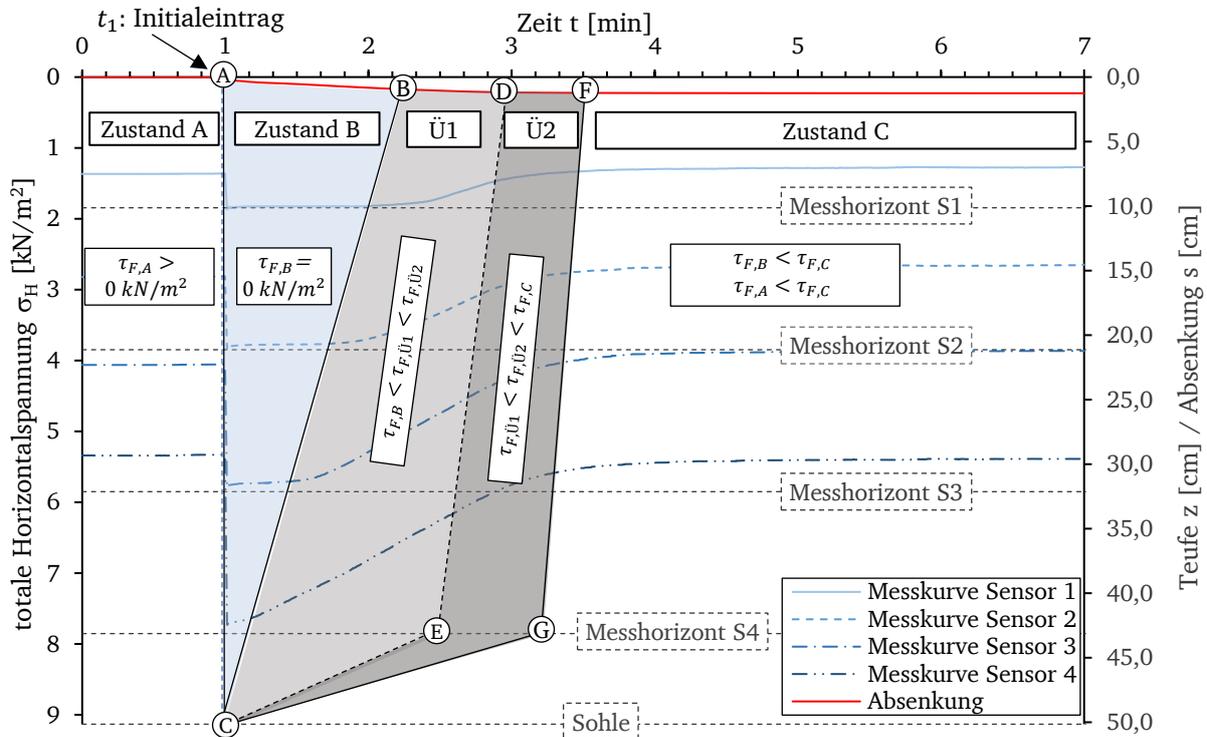


Abb. 6-30: Erweiterte Zustandsbereiche einer verflüssigten Granulatsäule sowie Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und Feststoffoberflächenabsenkung  $s(t)$  am Beispiel des Versuchs Nr. 28

Während Zustand **A** unverändert die Granulatsäule als System mit Festkörpereigenschaften beschreibt, im thermodynamischen Gleichgewicht steht und mit dem Zeitpunkt des Initialeintrages ( $t = t_1$ ) klar abgegrenzt werden kann, erfolgt für die sich anschließenden Zustandsbereiche **B**, **Ü** und **C** eine Präzisierung ihrer Definition sowie ihre Aufteilung und Erweiterung in wesentliche Teilbereiche.

Tatsache ist, dass nach dem Initialeintrag bzw. der vollständigen Verflüssigung im Bodenkörper zunächst der Phasenzustand eines plastisch deformierbaren Fluids vorliegt und ein gravitationsbedingter Fließprozess einsetzt. In Verbindung mit der in Abb. 6-30 dargestellten aufsteigenden Verfestigungsfront  $\overline{CB}$  und der absteigenden Feststoffoberfläche  $\overline{AB}$  kann zeitlich sowie örtlich ein Bereich **A** **B** **C** abgegrenzt werden, in dem speziell eine granulare Suspension mit einer Scherfestigkeit von  $\tau_F = 0 \text{ kN/m}^2$  vorzufinden ist. Innerhalb dieses Bereiches bleiben

<sup>83</sup> Die sich (bildende) überlagernde Wasserlamelle wird nicht in der Zustandsbeschreibung des physikalischen Systems mit einbezogen. Die obere Systemgrenze stellt hier die Feststoffoberfläche dar.

bspw. die Mischungsdichte  $\rho_r$  des Bodenkörpers als spezifische Zustandsgröße und der hydrostatische Suspensionsdruck  $u$  als intensive Zustandsgrößen zeitlich nahezu unverändert. Im Ergebnis der vorliegenden Arbeit soll dieser annähernd im dynamischen Gleichgewicht (Fließgleichgewicht) befindliche Bereich nunmehr als Zustand  $\boxed{\text{B}}$  bezeichnet werden. Das darin nicht dauerhaft aufrechtzuerhaltende und somit nur näherungsweise stationäre Fließen der eintretenden Massenströme ist dadurch gekennzeichnet, dass der Nettostrom in einer Granulatschicht innerhalb dieses Bereichs ungefähr Null ist. Das heißt, der Massenzufluss ist gleich dem Massenabfluss im betrachteten System.

Mit dem Eintreten der Verfestigungsfront  $\overline{CB}$  beginnt in den entsprechenden Granulatschichten die Ausbildung eines Übergangsbereichs  $\boxed{\ddot{\text{U}}}$ , der gemäß Abschnitt 6.1.3 nachfolgend in zwei Teilbereiche unterteilt wird. Im Teilbereich  $\boxed{\ddot{\text{U}}1}$ , welcher durch die Eckpunkte  $\textcircled{\text{C}}$   $\textcircled{\text{B}}$   $\textcircled{\text{D}}$   $\textcircled{\text{E}}$  repräsentiert wird, setzt in Abhängigkeit von Ort und Zeit der Aufbau von Korn-zu-Korn-Spannungen  $\sigma'(z, t)$  und damit einhergehend deviatorischer Spannungen  $q(z, t)$ , respektive Schubspannungen ( $\tau(z, t) > 0$ ), ein. Es findet zunehmend eine Abweichung des totalen Spannungszustandes vom hydrostatischen Spannungs- und damit vom fluiden Phasenzustand statt, wobei die Granulatsäule bis zur Grenzlinie  $\overline{CED}$  weiterhin als ein sich plastisch deformierender Körper aufgefasst wird. Die Grenzlinie kennzeichnet dabei den 65 %-igen Abbau der maximalen totalen Horizontalüberspannung. Infolgedessen und der weiterhin stattfindenden plastischen Deformation (ca. 8 % der bezogenen Gesamtsetzung  $\varepsilon(t_E)$ ) ist die Dissipation des mit der Verflüssigung generierten Porenwasserüberdruckes  $\Delta u(z, t)$  noch nicht abgeschlossen, weshalb sich nach dem Kompressionspunkt  $\textcircled{\text{D}}$  der zweite Teil des Übergangsbereiches anschließt.

In dem Bereich  $\boxed{\ddot{\text{U}}2}$  schreitet die gravitationsbedingte Verfestigung bzw. das Kompaktieren der Feststoffmatrix mit dem Überwinden der intergranularen Wechselwirkungskräfte weiter voran. Die Kornumlagerungen sind infolge der noch zunehmenden Belastung auf das sich selbst tragende Korngerüst zwar gegeben, sind aber infolge des Zuwachses von zwischen den Kornkontaktpunkten wirkenden Schubspannungen  $\tau$  sehr gering.

Im Ergebnis der vorliegenden Arbeit werden die im Verfestigungsprozess eintretenden Säulenzustände als Momentanzustände interpretiert und in Zustandsbereiche mit zeitlich konstanten (stationären) Zustandsgrößen (Zustand  $\boxed{\text{B}}$ ) und zeitlich verändernden (instationären) Zustandsgrößen (Bereich  $\boxed{\ddot{\text{U}}1}$  und  $\boxed{\ddot{\text{U}}2}$ ) unterteilt.

Eine zeitlich und örtlich exakte Abgrenzung zwischen dem Übergangsbereich  $\boxed{\ddot{\text{U}}2}$  und dem Zustand eines verfestigten Granulats war schwer festzustellen bzw. zu lokalisieren. Hierzu werden weitere Versuchsdurchführungen erforderlich. Vorerst wird der 90 %-ige Abbau der totalen horizontalen Überspannung  $\Delta\sigma_{H,max}(z, t_1)$  als Schwellenwert für das mit Zustand  $\boxed{\text{C}}$  gekennzeichnete verfestigte Granulat definiert. In dem sich hinter der modellhaften Grenzlinie  $\overline{CED}$  anschließenden Bereich befindet sich die Granulatsäule in einem quasistatischen Prozess bzw. nahezu in einem thermodynamischen Gleichgewicht und kann in der Modellvorstellung als System mit Festkörpereigenschaften aufgefasst werden. Die Stützregelung ist dabei näherungsweise erfüllt.

Die nachfolgenden Abbildungen verdeutlichen die unterschiedlichen Zustandsbereiche des konventionellen Modells (kein Übergangsbereich) und des hier vorgeschlagenen erweiterten Modells (mit Übergangsbereich) in Form einer abstrahierten Darstellung. Wie bereits erwähnt, resultieren die in Abb. 6-30 dargestellten Unstetigkeitsstellen  $\textcircled{\text{E}}$  und  $\textcircled{\text{G}}$  aus den unbekanntem totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  im Säulenbereich zwischen Sohle und Messhorizont S4.

Es liegt die Vermutung nahe, dass diese eher durch einen kontinuierlichen Übergang, wie er in Abb. 6-31 und Abb. 6-32 vorzufinden ist, gekennzeichnet sind.

Die lokalisierten Zustandsbereiche sind auch nach mehrfachen und aufeinanderfolgenden Verflüssigungsereignissen vorhanden. Allerdings werden die hierzu festgelegten Bereichsgrenzen unscharf. Eine eindeutige Lokalisierung des Zeitpunktes des Aufeinandertreffens der beiden Grenzflächen wird ebenso schwieriger.

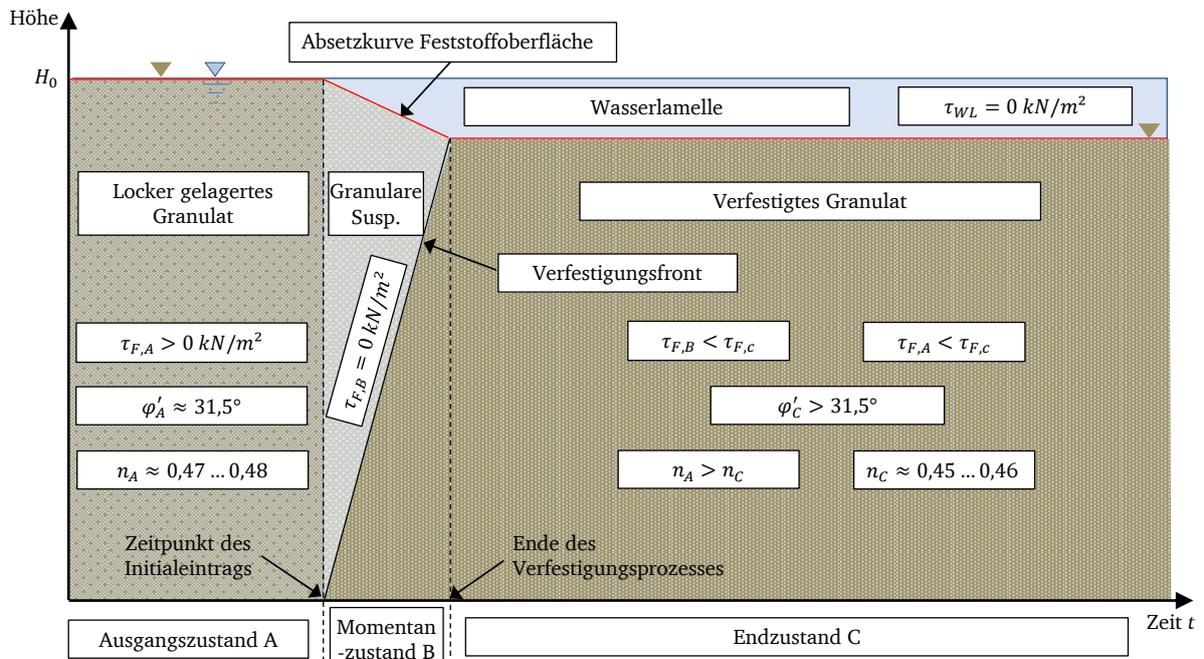


Abb. 6-31: Zustandsbereiche – konventionelles Modell (abstrahierte Darstellung)

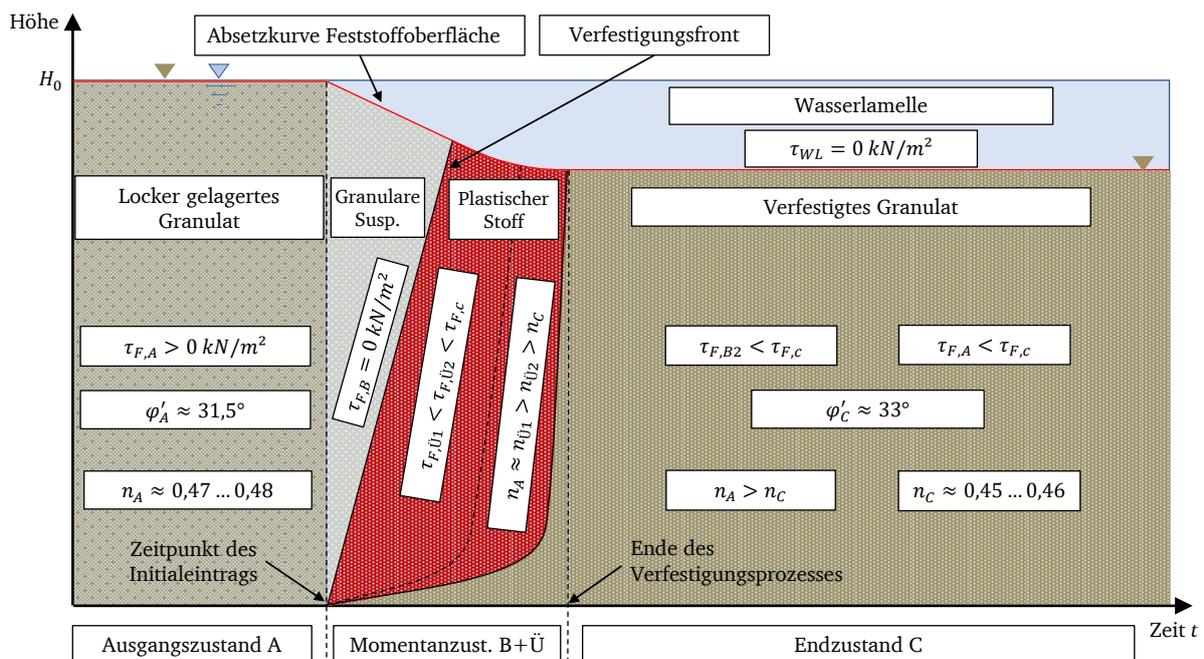


Abb. 6-32: Zustandsbereiche – erweitertes Modell (abstrahierte Darstellung)

In vereinzelt Publikationen (z.B. SCOTT (1986); KIM & HWANG et al. (2009); WITTIG (2014)) wird ein sich der Verfestigungsfront anschließender Konsolidationsprozess vermutet. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit lassen vermuten, dass dies mit dem Erreichen des Kompressionspunktes eintritt, da dann die Randbedingungen (z.B. konstante totale Vertikalspannungen  $\sigma_V(z, t)$ , konstanter Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$ ) der Konsolidationstheorie näherungsweise gegeben sind. Nach der Kollision beider Grenzflächenbewegungen fanden weiterhin in den hier durchgeführten Versuchen plastische Deformationen mit ca. 25 % der bezogenen Gesamtsetzung  $\varepsilon$  statt.

#### 6.1.5.1. Jamming Transition in verflüssigten, granularen Medien

Ergänzend wird in diesem Abschnitt die Anwendung einer weiteren Theorie zur Beschreibung des festgestellten Übergangsbereiches vorgeschlagen, die als Anregung für nachfolgende Forschungsarbeiten im Bereich der Bodenverflüssigung dienen soll.

Die *jamming*-Theorie stellt ein aktuelles Forschungsgebiet in der Physik kondensierter Materie<sup>84</sup> dar und kann in der Zustandsbeschreibung granularer Medien Anwendung finden.

Unter *jamming* wird nach BLOCHOWITZ (2015) der Umstand verstanden, dass ein granulares Medium, welches zunächst eine flüssigkeitsähnliche Bewegung mit einhergehender Deformation vollzieht, infolge einer nur geringfügigen Zunahme der Packungsdichte bzw. Partikelkonzentration  $\phi_s$  einen Bewegungsstillstand durch gegenseitiges mechanisches Blockieren der Granulate erfährt. Beispielhaft zu nennen ist an dieser Stelle die Brückenbildung in einem Silotrichter während des Ausfließens des Schüttguts.

Charakteristisch für Systeme, die einem Jamming unterliegen ist ebenso, dass sie im verspannten bzw. blockierten Zustand durch senkrecht zur Verspannungsrichtung wirkende Belastungen (äußere Kräfte wie Erschütterungen o.ä.) in einen erneuten destabilisierten Zustand und folglich in Bewegung geraten. Oft reichen schon kleine Kräfte aus, um die Kornkontaktstellen zu lockern und die vorliegenden Blockaden zu lösen. Solche Systeme werden in der Fachwelt als *fragile matter* bezeichnet. (vgl. BLOCHOWITZ (2015))

Mit der *jamming*-Theorie erfolgt die Beschreibung des Phasenzustandes der granularen Materie in Analogie zu den Aggregatzuständen molekularer Systeme. Das heißt, während in letztgenannten Systemen die Teilchen-Dynamik anhand der BROWNSchen Bewegung auf molekularer Ebene untersucht wird, erfolgt die Definition der Phasenzustände in einem granularen System anhand der Beweglichkeit der Granulate auf makroskopischer Ebene. (vgl. BLOCHOWITZ (2015))

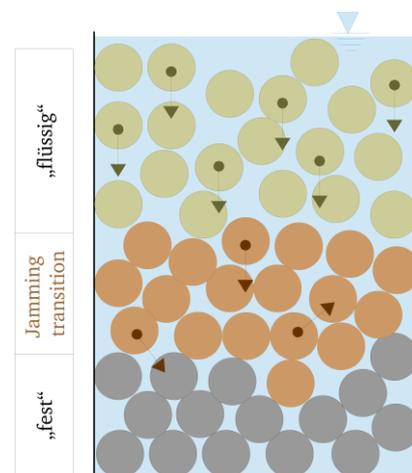


Abb. 6-33: Skizzenhafte Darstellung der Phasenzustände in Abhängigkeit der Beweglichkeit (nicht maßstabsgerecht); nach BLOCHOWITZ (2015)

Abb. 6-33 veranschaulicht exemplarisch die unterschiedlichen Phasenzustände eines granularen Systems in Abhängigkeit von dessen Beweglichkeit.

<sup>84</sup> Bezeichnet in den Naturwissenschaften den flüssigen und festen Aggregatzustand.

In Bezug auf das Phänomen der Bodenverflüssigung und den damit einhergehenden Verfestigungsprozess lässt sich die *jamming*-Theorie wie folgt übertragen.

Das Mehrphasensystem Boden kann zweifelsohne als granulares Medium (System) aufgefasst werden, bestehend aus Granulatkörnern sowie flüssigen und ggf. gasförmigen Porenfluiden. Infolge des Initialeintrages wird die betrachtete (wassergesättigte) Bodensäule als granulares System von ihrem ursprünglichen festen Zustand in einen flüssigen Zustand überführt. Mit der Sedimentation der Granulatkörner setzt eine weitere Phasentransformation vom flüssigen in den festen Zustand ein. Hierbei tritt in den sich verfestigenden Schichten eine geringfügige Erhöhung der Feststoffkonzentration  $\phi_S$  ( $\Delta\phi_S/\phi_S(t_0) \approx 2,51\%$ ) ein, die dazu führt, dass sich mit dem Kompaktieren der granularen Matrix (Kornmatrix) eine Zunahme der Partikelkollisionen einstellt und folglich Einfluss auf die Dynamik der Granulatkörner nimmt. Mit zunehmender Mächtigkeit sich selbst tragender Granulatschichten geht ein weiteres Verdichten der Kornmatrix und damit eine Steigerung der Partikelkollision sowie eine Reduzierung der Korn-Beweglichkeit einher.

Es ist zu erwarten, dass sich mit der Verfestigung ein abgelagertes Granulatkorn in einer stabilen Position befindet, jedoch durch die weiterhin ansteigende Mächtigkeit der es überlagernden verfestigenden Schichten eine Lockerung in dessen Kornkontaktpunkten erfährt und sich erneut umlagert bis es einen neuen stabilen Lagerungszustand eingenommen hat. Demnach finden während des gesamten Verfestigungsprozesses in der wassergesättigten Granulatsäule Kornumlagerungen statt, die wesentliche plastische Deformationen zur Folge haben und insofern nicht die (Un-)Beweglichkeit von Körnern in festen granularen Systemen (z.B. Zustand C) aufweisen.

Während dieses Prozesses sowie im Anfangs- und Endzustand kann die locker gelagerte Granulatsäule als *fragile matter* bezeichnet werden, da bereits kleine äußere Kräfte (z.B. Erschütterungen, Flüssigkeitsströmungen) ein Kollabieren des Korngefüges zur Folge haben können.

Im Ergebnis dieser Überlegungen lässt sich das erweiterte Zustandsdiagramm aus Abb. 6-32 durch das Vereinen der Teilbereiche  $\ddot{U}1$  und  $\ddot{U}2$  zu einem der *jamming*-Theorie entsprechenden Übergangsbereich wie folgt vereinfachen.

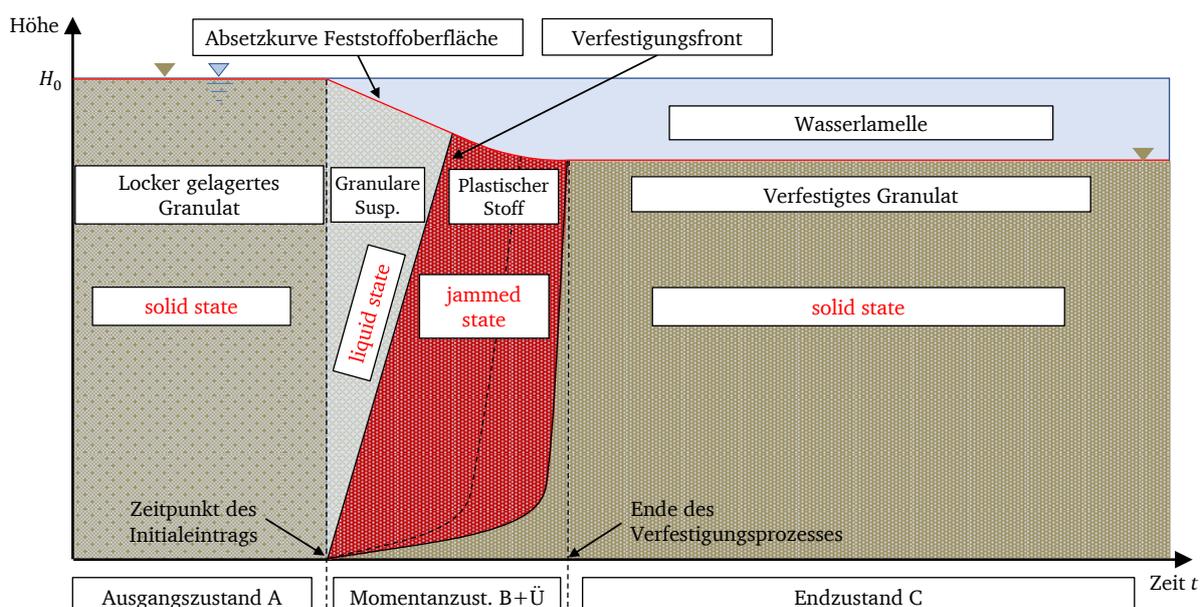


Abb. 6-34: Darstellung der Zustandsbereiche eines verflüssigten Granulates unter Verwendung der jamming transition (abstrahierte Darstellung)

## 6.2. Spannungs- und Absetzverhalten bei mehrfacher Verflüssigung

Ergänzend zur Analyse des Phasentransformationsverhaltens einer verflüssigten und sich verfestigenden wassergesättigten Granulatsäule wurden Versuche mit mehrmaligem Initialeintrag bzw. mehrmaliger Verflüssigung durchgeführt. Die anhand der Messergebnisse abgeleiteten Interpretationen sind hierzu im Folgenden vorgestellt und erläutert.

Als Versuchsmaterial dienten auch hier granulare Glasperlen sowie das verflüssigungsfähige Bodenmaterial vom RL F.

### 6.2.1. Verflüssigungsfähiges Bodenmaterial (vom Restloch F)

#### 6.2.1.1. Entwicklung des Verfestigungsverhaltens

Zur Untersuchung des Verfestigungsverhaltens einer verflüssigten Granulatsäule bei mehrfachem Initialeintrag werden exemplarisch die weiteren Messkurven des Versuchs Nr. 28 zu Hilfe gezogen (z.B. Abb. 5-6, Abb. 5-8). Es sei an dieser Stelle erwähnt, dass das hier beschriebene charakteristische Materialverhalten auch in anderen der in dieser Arbeit durchgeführten Versuchsreihen festgestellt und weitestgehend reproduziert werden konnte (vgl. Anhang C).

Aus den in Abb. 5-6 und Abb. 5-7 dargestellten Messkurven geht hervor, dass sich die Charakteristik der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  nicht grundsätzlich ändert. Jeder Initialeintrag bzw. jede Verflüssigung ist durch einen sprunghaften Anstieg der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  gekennzeichnet, wobei sich der Zeitanteil des stagnierenden Maximalwertes  $\sigma_{H,max}(z, t)$  in Abhängigkeit der Anregungszahl  $i_A$  zunehmend verringert. Besonders in den oberflächennahen Schichten wird das Kompaktieren des Korngefüges anhand der mit der Anregungszahl  $i_A$  abnehmenden Maximalwerte gemessener totaler Horizontalspannungen  $\sigma_{H,max}(z, t)$  deutlich (vgl. Abb. 5-6).

Ebenso ist festzuhalten, dass sich die Gesamtdauer des Verfestigungsprozesses mit zunehmender Anregung  $i_A$  bzw. Kompaktion verringert und die zuvor vollständig oder aber auch partiell verflüssigte Granulatsäule zügiger in den Endzustand übergeht. Aus dem Vergleich der ersten und letzten Anregung (des Versuchs Nr. 28) wird ersichtlich, dass bereits eine Porenraumverringering von  $\Delta n/n(t_{0,1}) \approx 7\%$  zu einer Reduzierung der Verfestigungsdauer von etwa 50 % führte.<sup>85</sup>

Während in der gesamten Granulatsäule die Phasentransformation vom festen zum flüssigen Zustand nach wie vor sprunghaft erfolgte, so findet sie beim Übergang von einem viskosen Fluid (Suspension) zu einem granularen System mit Festkörpereigenschaften weiterhin kontinuierlich sowie orts- und zeitabhängig statt. Allerdings nimmt ihre Dauer mit zunehmender Anregung  $i_A$  ab. Dies lässt sich mit der Kinematik des betrachteten Kontinuums begründen.

Infolge der zunehmenden Verdichtung des Korngerüsts verkürzen sich auch die Sedimentationswege der Granulat Körner, weshalb diese zügiger Kornkontakte aufbauen und zu einem schnelleren Voranschreiten der Verfestigungsfront führen.

---

<sup>85</sup> Als Zeitpunkte wurde der 90 %-ige Abbau der totalen horizontalen Überspannungen verwendet.

Gleichfalls ist jedoch zu vermerken, dass die Geschwindigkeit  $\bar{v}_{ab}$  der absteigenden Grenzfläche zwischen Klarwasserzone und granularer Suspension abnimmt. Die sich erhöhende Lagerungsdichte des Korngefüges führt zu einer Verringerung der hydraulisch gesättigten Leitfähigkeit  $k_f$  und damit nach Gleichung [6-41] zu einer Reduzierung der stationären Sinkgeschwindigkeit  $v_s$  der Körner.

Im Allgemeinen bleiben auch bei mehrfacher Anregung die in Abschnitt 6.1.4.3 aufgeführten Zustandsbereiche erhalten, deren hier vorgestellte Bereichsgrenzen bei mehrfachen Verflüssigungsereignissen allerdings zunehmend unscharf bzw. nicht mehr eindeutig differenzierbar sind. Dies gilt insbesondere in der Ermittlung des gemeinsamen Schnittpunktes  $\textcircled{B}$  der aufsteigenden Verfestigungsfront und der absteigenden Grenzfläche zwischen Klarwasserzone und granularer Suspension.

### Nicht lineare Verfestigungsfront

Mit dem in Abschnitt 6.1.3 vorgestellten Verfahren zur Lokalisierung der Verfestigungsfront in einer verflüssigten wassergesättigten Granulatsäule, unter Zuhilfenahme aufgenommener Messkurven, konnte bei zunehmender Anzahl von Verflüssigungen (Initialeinträgen) ein gegenüber der einmaligen Anregung differierendes Verfestigungsverhalten festgestellt werden.

Während mit den ersten beiden Verflüssigungsereignissen in der wassergesättigten Granulatsäule ein lineares Verhalten der aufsteigenden Verfestigungsfronten festgestellt wurde, deutet sich ab der dritten Verflüssigung bzw. dem dritten impulsartigen Initialeintrag – eine Änderung der Impulsintensität  $p$  wurde nicht vorgenommen – eine zunehmende Nichtlinearität an. Dabei weist die Verfestigungsfront in den tieferliegenden Schichten einen steileren Kurvenanstieg auf als in den oberflächennahen Schichten (zwischen Feststoffoberfläche und Messhorizont S1). Dies ist gleichbedeutend mit einer zur Feststoffoberfläche hin abnehmenden Aufstiegs geschwindigkeit  $\bar{v}_{VF}$  der Verfestigungsfront (vgl. Abb. 6-35).

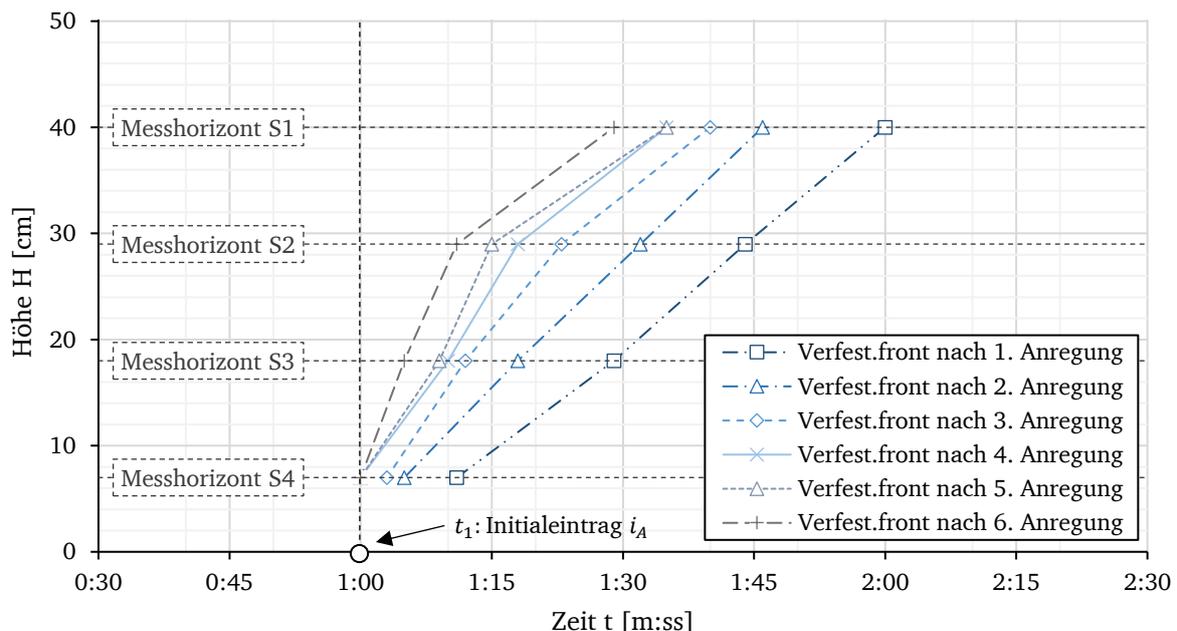


Abb. 6-35: Verlauf der Verfestigungsfronten nach unterschiedlichen Anregungen  $i_A$  im Weg-Zeit-Diagramm; Versuch Nr. 28

Worauf diese Charakteristik zurückzuführen ist, konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht abschließend geklärt werden. Es ist zwar mit den Anregungen eine Verringerung des über die Säulenmächtigkeit gemittelten Porenanteils  $n$  und damit einhergehend ein Verdichten des Korngefüges zu verzeichnen, allerdings liegt dieses vor der dritten Verflüssigung mit  $n(t_{0,3}) \approx 0,45$  immer noch im Bereich eines locker gelagerten Granulats.

Die durchgeführten Spannungsanalysen (gemäß Abschnitt 6.1.2) haben erkennen lassen, dass in allen Messhorizonten mit dem Initialeintrag die Differentialspannungen auf einen Wert von  $\sigma_d(z, t) = 0$  reduziert werden. Partielle Verflüssigungen sind infolge des Kompaktierens in den sohnahen Schichten nicht eingetreten. Diese sind ebenso temporär in den fluiden Zustand übergegangen.

Eine über die Säulenmächtigkeit eintretende signifikante inhomogene Verteilung des mittleren Porenanteils  $n$  kann vorerst ausgeschlossen werden, da die damit am Messhorizont errechneten totalen Vertikalspannungen mit den gemessenen totalen Horizontalspannungen im Zustand der initialen Verflüssigung nahezu übereinstimmen ( $\sigma_v(z, t_1) = \sigma_H(z, t_1)$ ;  $\sigma_d(z, t_1) = 0$ ). Es liegt die Vermutung nahe, dass bei zunehmenden Anregungszahlen  $i_A$  die Impulsintensität  $p$  zwar für eine vollständige Verflüssigung ausreichend waren, aber nicht für eine wesentliche Mobilität der Granulatkörner in sohnahen Schichten.

Die eintretende Nichtlinearität der Verfestigungsfront nach mehrfachen Verflüssigungsereignissen gilt es in weiteren Versuchen zu analysieren.

### **Einfluss der Suspensionsmächtigkeit auf die Dauer des Suspensionszustandes**

Mithilfe der durchgeführten Säulenversuche konnte eine Unabhängigkeit der Geschwindigkeit der aufsteigenden Verfestigungsfront  $\bar{v}_{VF}$  von der Einbaumasse  $m_{E,0}$  bzw. der Mächtigkeit  $H_{Sus}$  der verflüssigten Schicht bei einmaliger Anregung festgestellt werden. Hierzu wurden mit wassergesättigten Granulatsäulen unterschiedliche Verflüssigungsversuche mit nahezu gleichen Einbauzuständen durchgeführt.<sup>86</sup> Verändert wurde dabei nur die Höhe  $H_0$  der wassergesättigten Feststoffsäule. Der Porenanteil  $n(t_0)$  bzw. die gesättigte Wichte  $\gamma_r(t_0)$  blieben unverändert.

In Abb. 6-36 sind die sich jeweils aus den Versuchen ergebenden Zeitdauern  $\Delta t$  des Zustandes granularer Suspensionen in Abhängigkeit der Säulenmächtigkeit aufgetragen (vgl. dreieckige Markierungen). Die jeweilige Zeitdauer  $\Delta t$  definiert sich dabei aus der Differenz zwischen dem Zeitpunkt des Initialeintrages  $t = t_1$  und des Aufeinandertreffens der aufsteigenden und absteigenden Grenzflächen  $t = t_B$ .

Anhand einer linearen Regression und der Voraussetzung, dass bei allen Versuchen näherungsweise gleiche und homogene wassergesättigte Granulatsäulen vorlagen, lässt sich hieraus auch ein kausaler Zusammenhang zwischen diesen beiden Größen erkennen und würde ggf. überschlägige Rechnungen auf Verflüssigungsereignisse im Feld ermöglichen (vgl. Abschnitt 7).

<sup>86</sup> In jedem Versuch wurde eine vollständige Verflüssigung erzielt.

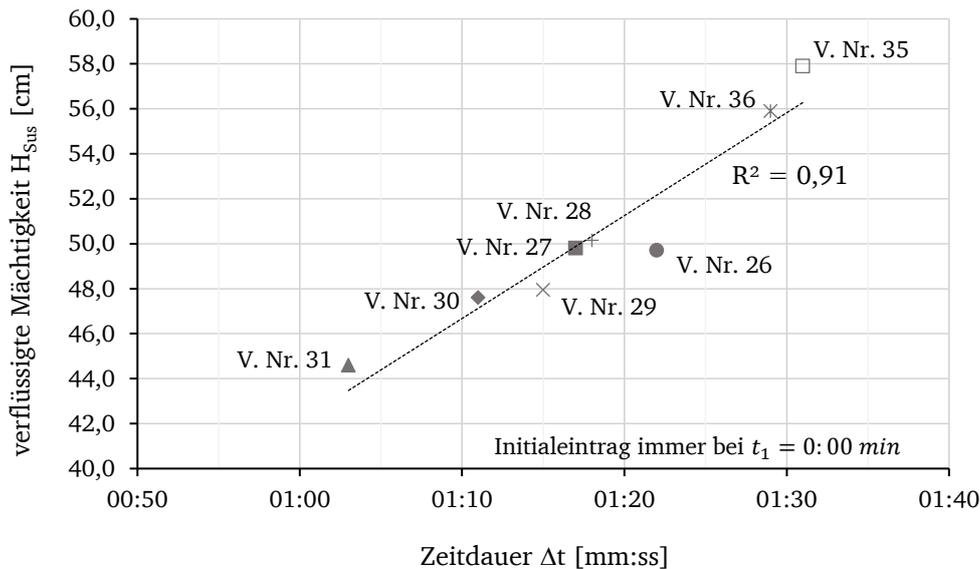


Abb. 6-36: Dauer des Suspensionszustandes nach dem Initialeintrag in Abhängigkeit der verflüssigten Schichtmächtigkeit; Versuch Nr. 26 – 31, 35 – 36

### **Einfluss der Art und Größe des Initials auf den Verflüssigungs- und Verfestigungsprozess**

In ergänzenden Untersuchungen stellte sich folgendes interessantes Materialverhalten hinsichtlich der Abhängigkeit von der Impulsintensität  $p$  und -häufigkeit  $i_A$  heraus:

Abweichend von der bisherigen Versuchssystematik wurde im Versuch Nr. 34 mit der 31. Anregung die Impulsintensität auf  $p = 8,19 \text{ Ns}$  erhöht (vgl. Anhang C 7). Zuvor wurde der Probenkörper 30-mal mit einer konstanten Impulsintensität von  $p = 2,02 \text{ Ns}$  belastet. Dabei konnte mit den ersten Initialeinträgen die Verflüssigung des gesamten Materials festgestellt werden, welche mit zunehmender gravitativer Verfestigung und Anregungszahl  $i_A$  in partielle Verflüssigungen übergingen. Die ursprüngliche Impulsintensität war für die initiale Verflüssigung offensichtlich nicht mehr ausreichend. Der 31. Initialeintrag mit einer erhöhten Impulsintensität von  $p = 8,19 \text{ Ns}$  führte allerdings wieder zu einer vollständigen Verflüssigung der Granulatschichten (insbesondere der oberflächennahen), gleichfalls die 32. Anregung mit der gleichen Impulsintensität  $p$ .

Die 33. Anregung erfolgte hingegen mit 8 schnell aufeinanderfolgenden impulsartigen Initialeinträgen (vgl. Abb. C-13 und Abb. C-14). Diese Art der Anregung führte neben der vollständigen Verflüssigung sogar dazu, dass sich die Dauer des Suspensionszustandes in den jeweiligen Messhorizonten signifikant erhöht hat und mit einer deutlichen Zunahme der Absenkung der Feststoffoberfläche einherging.

Die bereits mehrfach verfestigten wassergesättigten Granulatschichten konnten demnach durch die Erhöhung der Impulsintensität  $p$  sowie der Anregungsfrequenz erneut verflüssigt und für einen längeren Zeitraum in den Zustand einer Suspension überführt werden.

Diese Gegebenheit wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter untersucht. Es wird aber eine Empfehlung für systematische Nachuntersuchungen ausgesprochen. Dies ist insbesondere im Hinblick auf die (Optimierung von) Sanierungstechnologien und deren Wirksamkeit von Bedeutung.

Aufgrund dieser Sachverhalte gilt es zu konstatieren, dass für den Verfestigungsprozess die Belastungsintensität, -dauer sowie -frequenz in Abhängigkeit der Lagerungsdichte des (verflüssigten) Materials einflussnehmend ist. Kurzzeitige Initialeinträge können bei Materialien mit höherer Lagerungsdichte zwar zur vollständigen Verflüssigung, aber ggf. nicht mehr zur vollständigen Mobilisierung bzw. Umlagerung des Granulats (Fließbewegung) führen. Länger anhaltende Initialeinträge können jedoch bei bereits verfestigten Materialien weitere Verdichtungen zur Folge haben.

#### 6.2.1.2. Sofortsetzung und Restgasgehalt

In allen durchgeführten Versuchen konnte eine Sofortsetzung  $s_0$  registriert werden, welche auch bei mehrfachen Initialeinträgen bis zur letzten Anregung in der wassergesättigten Granulatsäule vorzufinden war (vgl. Abb. 5-9 und Abb. 5-10). Die betragsmäßig größten Sofortsetzungen  $s_0$  traten mit dem ersten Initialeintrag ein. Mit zunehmender Anregungszahl  $i_A$  reduzierten sich diese degressiv und näherten sich einem Grenzwert  $\varepsilon_{0,\infty}(i_A)$  an. In Verbindung mit der in Abschnitt 6.1.2.3 aufgestellten Theorie einer durch Gasinklusion bedingten Sofortsetzung, wurde in den hier verwendeten Bodensäulen die permanente Anwesenheit eines Gaskörpers geschlussfolgert.

Unabhängig von der Masse des verflüssigungsfähigen Materials  $m_{E,0}$  bzw. dem damit in der lockersten Lagerung erreichten Gesamtvolumen der Probe sowie der gewählten Anregungsintensität  $p$  stellte sich ein Grenzwert in der bezogenen Sofortsetzung von  $\varepsilon_{0,\infty}(i_A) \approx 0,08\%$  ein. Unter der Voraussetzung, dass die Anwendung des Gesetzes nach BOYLE-MARIOTTE im vorliegenden Fall auch nach  $i_A$  Anregungen weiterhin zulässig ist, ließ sich hierfür mit Gleichung [6-25] ein mit residualem Gas gefüllter Porenanteil von  $n_L \approx 0,18\%$  berechnen.

Dass sich die Sofortsetzung mit einer gewissen Anzahl von Anregungen nicht weiter reduziert und stagniert, könnte wie folgt begründet werden:

Mit jeder hervorgerufenen initialen Verflüssigung wird ein temporärer Überdruck  $\Delta u$  im Porenwasser des granularen Systems und damit einhergehend eine Erhöhung des Umgebungsdrucks eines vorliegenden Gaskörpers generiert. Infolgedessen erfährt dieser eine Komprimierung seines Volumens. Durch die Anwesenheit eines in der fluiden Phase anliegenden Druckgradienten und eines nunmehr reduzierten hydraulischen Durchmessers des Gaskörpers, setzt dessen Transport durch kohärente Porenkanäle in Richtung der Feststoffoberfläche und das dortige Entweichen aus der Suspension ein. Gleichzeitig erfolgt durch den im Verfestigungsprozess abnehmenden Umgebungsdruck  $\Delta u(z, t)$  eine Expansion des Gaskörpers, so lange, bis sein Innendruck  $u_L$  mit dem Erreichen des hydrostatischen Porenwasserruhedruckes  $u_0$  im thermodynamischen Gleichgewicht steht. Dieser Vorgang wiederholt sich mit jeder erneuten, hervorgerufenen Verflüssigung.

Unter Berücksichtigung dieser Prozesse ist zu vermuten, dass die nunmehr ab einer gewissen Anzahl von Verflüssigungen stagnierende (bezogene) Sofortsetzung  $\varepsilon_{0,\infty}(i_A)$  aus der Möglichkeit resultiert, dass eine Entweichung des Gaskörpers über die Feststoffoberfläche nicht mehr stattfindet. Infolge etwaiger partieller Verflüssigung oder verringerter Dauer des Suspensionszustandes werden weitere Entgasungen behindert, da ein verringerter Porenwasserüberdruck  $\Delta u(z, t)$  vorliegt oder die Zeitdauer zur Mobilität des Gaskörpers nicht ausreichend ist. Jedoch erfolgen weiterhin wiederkehrende und im gleichen Maße vom Umgebungsdruck gesteuerte Kompressionen und Expansionen des Gaskörpers.

Im Versuch getätigte Videoaufnahmen zeigen, dass mit den ersten Anregungen vereinzelt „blow-outs“ von Gaskörpern an der Feststoffoberfläche eintreten, diese allerdings nach etwa fünf bis sechs Anregungen nicht mehr sichtbar bzw. optisch festzustellen waren. Dies ist u.U. ein Indiz dafür, dass ein Restanteil des ursprünglichen Gaskörpers im eigentlichen Wasser-Feststoff-Gemisch verbleibt. Das in gewisser Weise residual verteilte Gas wäre demnach hydraulisch immobil und durch hydromechanische Kräfte nicht mehr bewegbar.

Ebenso kann in Betracht gezogen werden, dass der hydraulische Durchmesser des Gaskörpers entlang seiner Transportrichtung zunimmt und ggf. über den Durchmesser des ihn transportierenden Porenkanals anwächst. Dies würde dazu führen, dass es im verfestigten Zustand zu einem Festsetzen des Gaskörpers in oberflächennahen Granulatschichten kommt. Allerdings konnte dieses Verhalten in den hier durchgeführten Versuchen nicht eindeutig identifiziert werden.

Gleichfalls ist es möglich, dass das granulare System nur noch die im Wasser gelösten Gasanteile<sup>87</sup> aufweist und das in den Porenräumen zuvor enthaltene freie Gas<sup>88</sup> bereits vollständig entwichen ist. Eine abschließende Klärung bezüglich dessen war im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich.

Unter Berücksichtigung dieser Gegebenheiten kann exemplarisch für den Versuch Nr. 28 der entwichene Gasanteil wie folgt berechnet werden:

Er stellt die Differenz der Gasanteile vor der ersten und nach der letzten Anregung dar. Während in Abschnitt 6.1.2.3 näherungsweise das in der Granulatsäule vor der Verflüssigung vorhandene Gasvolumen mit  $V_L(t_0)/V_G \approx 0,86\%$  quantifiziert wurde, ergab sich mit der letzten Anregung ein Volumen von  $V_L(t_E)/V_G \approx 0,18\%$ . Demnach wäre durch die Vielzahl von Verflüssigungen über die Probenoberfläche ein Gasanteil von etwa  $\Delta V_L/V_G \approx 0,69\%$  entwichen.

Ergänzend ist aus den Versuchsergebnissen zu interpretieren, dass offensichtlich eine Abhängigkeit der Sofortsetzung  $s_0$  von der aufgebrachtten Impulsintensität  $p$  besteht (vgl. Abb. 5-10). Dies lässt sich mit der Suspensionsmächtigkeit und dem damit einhergehenden Porenwasserüberdruck  $\Delta u(z, t)$  begründen. Je geringer diese sind, desto geringer ist die Komprimierung eines anwesenden Gaskörpers und damit seines im Porenraum einnehmenden Volumens.

### 6.2.1.3. Entwicklung des Deformationsverhaltens

#### Der Einfluss der Einbaumasse bzw. des verflüssigten Materialvolumens

Mit den Versuchen Nr. 28 – 29, 31 sowie 35 – 36 wurde das Deformationsverhalten von locker gelagerten und verflüssigten Granulaten in Abhängigkeit der Masse  $m_{E,0}$  des verflüssigungsfähigen Materials untersucht. Der Betrag der Impulsintensitäten blieb in allen Versuchen und bei allen Initialeinträgen mit  $p = 8,19 \text{ Ns}$  gleich.

---

<sup>87</sup> Die im Wasser gelösten Gaskörper unterliegen den gleichen Einflüssen, können jedoch mit den im Verflüssigungs- und Verfestigungsprozess wirkenden Drücken nicht entgasen. Hierzu wären bspw. das Anlegen von Unterdrücken (Vakuumentgasung) oder erhöhten Temperaturen (thermische Entgasung) erforderlich. Beides ist in einer Bodenverflüssigung nicht vorzufinden.

<sup>88</sup> Als freies Gas wird in der vorliegenden Arbeit der in den Porenräumen befindliche Gaskörper oder Gasanteil bezeichnet, welcher nicht im Porenwasser gelöst ist.

In den Abb. 5-11 und Abb. 5-13 sind für die unterschiedlichen Versuchskonfigurationen Kurven der pro Anregung  $i_A$  erreichten bezogenen Setzungen  $\varepsilon(i_A)$  sowie normierten Porenanteile  $n(i_A)/n_0$  dargestellt. Aus ihnen geht eine degressive Abnahme mit zunehmender Anregung  $i_A$  hervor. Die größten Deformationen finden demnach mit den ersten Verflüssigungsereignissen statt. Mit fortschreitender Verdichtung des Korngerüsts sind die Änderungen des Porenanteils pro Initialeintrag nur noch marginal ( $\Delta n \leq 0,001$ ).

Dabei ist das (charakteristische) Materialverhalten offensichtlich annähernd unabhängig von der Einbaumasse  $m_{E,0}$  bzw. dem verflüssigten Materialvolumen. Die geringfügigen Unterschiede im Maß der plastischen Deformation (z.B.  $\Delta\varepsilon \approx 0,5\%$  zwischen Versuch Nr. 29 und 36 bei  $i_A = 8$ ) sind ggf. auf partielle Verflüssigungen in tieferliegenden Granulatschichten bei hohen Anregungsanzahlen zurückzuführen oder auf die verringerte Zeitspanne des Suspensionszustandes (vgl. Versuch Nr. 36 – Anhang C 9). Das Granulat wurde demnach nicht vollständig mobilisiert bzw. hatte nicht genügend Zeit, um sich umzulagern (vgl. Abschnitt 2.5.2). Beide Möglichkeiten gehen mit verringerten Setzungserscheinungen einher.

Die größte Hohlraumreduzierung wurde unabhängig von der Einbaumasse  $m_{E,0}$  und mit der größten Anregungszahl ( $i_A = 32$ ) erzielt.<sup>89</sup> Gemäß Abb. 5-15 liegt der minimal erreichte Porenanteil bei  $n = 0,404$ .

Die in Abschnitt 4.1 aufgestellte Hypothese 5 kann hiernach nicht vollständig bestätigt oder widerlegt werden, da mit jeder Anregung weitere Setzungen registriert wurden und kein Grenzwert festzustellen war. Es zeigten sich jedoch Tendenzen dahingehend auf, dass die Entwicklung der plastischen Deformation dem in der Hypothese 5 dargestellten Verlauf entspricht.

### Die Abhängigkeit von der Impulsintensität $p$

Mit den Versuchen Nr. 29 und 32 – 34 wurde das Deformationsverhalten von locker gelagerten und verflüssigten Granulaten in Abhängigkeit von der aufgebrachten Impulsintensität  $p$  untersucht.<sup>90</sup> Dabei waren in den wassergesättigten Granulatsäulen dieser Versuche annähernd gleiche Einbaubedingungen bzw. Ausgangskonfigurationen vorzufinden.

Aus den in Abb. 5-12 und Abb. 5-14 dargestellten Kurven geht für die unterschiedlichen Impulsintensitäten  $p$  bei zunehmender Anregungszahl  $i_A$  eine starke Diskrepanz in der Quantität der erreichten plastischen Deformation hervor. Der qualitative Kurvenverlauf ist jedoch ähnlich und weist auch hier eine degressive Abnahme auf.

Im Ergebnis wurde deutlich, dass die größte aufgebrachte Impulsintensität ( $p = 8,19\text{ Ns}$ ) die geringste Anzahl an Initialeinträgen erforderte, um gegenüber kleinen Anregungsintensitäten einen gleichwertigen Porenanteil  $n$  bzw. eine gleichwertige bezogene Setzung  $\varepsilon$  zu erzielen.

Die in Abschnitt 4.1 aufgestellte Hypothese 6 kann hiernach bestätigt werden.

Besonders interessant dabei ist, dass während der ersten sechs Impulseinträge in allen o.g. Versuchen eine nahezu vollständige Verflüssigung der gesamten Granulatsäule erzielt wurde. Der anschließende Verfestigungsprozess schreitet jedoch bei geringeren Impulsintensitäten  $p$  so schnell voran, dass die Setzung der Granulatkörner gegenüber denen mit größeren Initialen geringer ausfällt (vgl. Messkurven  $\sigma_H(z, t)$  des Versuchs Nr. 29 mit 34, Anhang C 2 und C 7).

---

<sup>89</sup> In allen Versuchen betrug die Impulsintensität  $p = 8,19\text{ Ns}$ .

<sup>90</sup> Pro Versuch blieb diese bei jeder Anregung unverändert.

Offensichtlich werden auch hier Kornkontakte kurzzeitig aufgehoben, allerdings die Granulatkörner nicht ausreichend mobilisiert. Ihre Position bleibt demnach nahezu unverändert, was sich auf das entsprechende Setzungsmaß auswirkt.

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, dass in den Granulatschichten zwischen der Sohle des Probenbehälters und dem untersten Messhorizont S4 partielle Verflüssigungen die Ursache sind.

Eine genauere Untersuchung dieses Phänomens war im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich und sollte Gegenstand nachfolgender Forschungsarbeiten zur Bodenverflüssigung sein.

Ursprüngliches Ziel der Durchführung von Verflüssigungsversuchen mit variierenden Impulsintensitäten  $p$  war es, eine minimale äußere Belastungsintensität zu finden, die erforderlich ist, um den gesamten Probenkörper (gerade so) einmalig vollständig zu verflüssigen und die Körner homogen über die Säulenmächtigkeit hinweg zu destabilisieren und zu mobilisieren. Jede zusätzliche Erhöhung der Belastungsintensität  $p$  würde demnach bei einem einzigen Verflüssigungsereignis zu keiner zusätzlichen Verdichtung führen, da diese ausschließlich von der vorliegenden Gravitation beeinflusst wird. Die „überschüssige“ Energie würde lediglich im granularen System dissipieren. In diesem Fall sollten die entsprechenden Setzungskurven für den ersten und einmaligen Initialeintrag qualitativ und quantitativ nahezu identisch sein.

Anhand der durchgeführten Versuche und erhaltenen Messergebnisse konnte diese Theorie nicht eindeutig bestätigt werden, da für eine vergleichende Auswertung mit dem gewählten Versuchsaufbau eine größere Impulsintensität als  $p = 8,19 \text{ Ns}$  nicht möglich war. Es war jedoch festzustellen, dass je länger der Suspensionszustand aufrechterhalten werden konnte, etwa durch zyklische Impulse<sup>91</sup>, desto größer war die eingetretene plastische Deformation des verflüssigten Bodenkörpers.

### 6.2.2. Granulare Glasperlen

Die Verwendung granularer Glasperlen sollte dazu dienen, im Versuch das Verhalten eines verflüssigungsfähigen Granulats abzubilden, dass die in der Modellvorstellung angenommenen idealen Grundeigenschaften wie

- Kornform – kugelig,
- Rauigkeit – gerundet bis glatt,

aufweist und als Einkornmaterial vorliegt. Auf diese Weise wurde überprüft, ob die in der Modellvorstellung getroffenen Annahmen für Anwendungsfälle in der Praxis hinreichend geeignet sind, das Materialverhalten verflüssigter und sich verfestigender Granulate zuverlässig zu beschreiben.

Bereits vor der Aufsättigung der feuchten Glaskugeln wurde beobachtet, dass das Material mit  $n = 0,497$  eine dichtere Lagerung eingenommen hat als das verflüssigungsfähige Bodenmaterial mit einem Einbau-Porenanteil von  $n \approx 0,60$ . Infolge der Aufsättigung des Materials sank der Porenanteil mit  $n = 0,431$  unter den Wert von  $n = 0,478$  des locker gelagerten und gesättigten Bodenmaterials.

---

<sup>91</sup> Hierzu erfolgten mehrmalige Initialeinträge in Abständen von ca. 2 s (vgl. Versuch Nr. 34).

Obwohl das Material in der Versuchsvorbereitung auf einen gravimetrischen Einbau-Wassergehalt von  $w = 10,26\%$  vorkonditioniert wurde, konnte eine entsprechend lockere Lagerung, wie sie auf den Tagebaukippen vorzufinden ist, nicht erreicht werden. Es liegt daher die Vermutung nahe, dass die Granulatkörner infolge ihrer Rauigkeit und Oberflächentextur nicht ausreichend benetzbar und so nicht in der Lage waren, Agglomerate sowie damit einhergehend Makroporen zu bilden. Das heißt, dass die dafür erforderlichen bindenden Kapillarkräfte nicht aufgebaut werden konnten oder nicht ausgereicht haben, um dies zu ermöglichen. Gleichfalls könnte dies mit dem fehlenden und den Porenraum vergrößernden Feinkornanteil begründet werden (vgl. Abschnitt 2.3.2.1).

Infolge der damit einhergehenden dichteren Lagerung der Granulatkörner (Glasperlen) ist ggf. bereits vor dem Initialeintrag mit einer höheren Scherfestigkeit  $\tau_F$  in der Granulatsäule zu rechnen. Zudem weist das Material rechnerisch eine rund fünfmal größere gesättigte hydraulische Leitfähigkeit auf als das verwendete verflüssigungsfähige Bodenmaterial (vgl. Abschnitt 4.3.2,  $k_{f,Glas} = 5 \cdot 10^{-4} m/s$ ). Die Entwässerung des Materials wäre demnach nicht so behindert, wie es bei Verflüssigungsversuchen mit dem Bodenmaterial festzustellen war.

Diese Sachverhalte spiegeln sich auch in den aufgenommenen totalen Horizontalspannungskurven  $\sigma_H(z, t)$  wider (vgl. Abb. 5-16). Es wurde in den Messhorizonten S1 bis S4 nur ein geringer Aufbau und sich anschließend zügig abbauender maximaler totaler Horizontalspannungswert  $\sigma_H(z, t)$  registriert, der nicht der jeweiligen vertikalen Überlagerungsspannung entsprach ( $\sigma_H(z, t) \neq \sigma_V(z, t)$ ). Mit den damit weiterhin in der wassergesättigten Granulatsäule existierenden deviatorischen Spannungen  $q$  ist folglich keine vollständige Phasentransformation in einen flüssigen Zustand des granularen Systems erreicht worden. Sowohl bei der ersten Anregung als auch mit dem zweiten Initialeintrag konnte nur eine partielle Verflüssigung erzielt werden.

Da mit derselben Impulsintensität  $p = 8,19 Ns$  das Bodenmaterial vom RL F noch bei einem Porenanteil von  $n \approx 0,42$  verflüssigt werden konnte, ist davon auszugehen, dass die höhere hydraulisch gesättigte Leitfähigkeit der granularen Glasperlen zu einer signifikanten Verringerung ihres Verflüssigungspotentials führte.

Der Verfestigungsprozess war etwa  $t = 50s$  nach dem Initialeintrag nahezu vollständig abgeschlossen.

Aufgrund der o.g. Umstände wurden weitere Versuche mit höherer Impulsintensität  $p$  nicht durchgeführt. Die Einbringung übergroßer Initiale war für nachfolgende, vergleichende Untersuchungen nicht zielführend gewesen.

Im Ergebnis der mit den granularen Glasperlen durchgeführten Versuche war festzustellen, dass dieses Material offensichtlich nicht als Referenzmaterial für Verflüssigungsereignisse geeignet ist. Die Verflüssigungsneigung sowie das im Verfestigungsprozess auftretende Materialverhalten differieren qualitativ sowie quantitativ mit den im Feld vorliegenden Granulaten signifikant.

### 6.3. Reproduzierbarkeit

Die Untersuchung des Verfestigungs- und Phasentransformationsverhaltens eines verflüssigten Granulats basiert auf einer systematischen Versuchsdurchführung. Hierzu wurden gemäß des aufgestellten Versuchsprogramms entsprechende Randbedingungen eingestellt und Einflussparameter variiert.

Grundsätzlich blieb der Versuchsablauf vom Einbau des Materials, über die Aufsättigungsphase bis hin zum Initialeintrag und dem Aufzeichnen der Messwerte gleich. Sofern es erforderlich war, erfolgte vor jeder Versuchsdurchführung eine Kalibrierung der Messtechnik, um die Einflüsse systematischer Fehler auf ein Minimum zu reduzieren.

Im Ergebnis der Untersuchungen war festzustellen, dass die gewonnenen Messkurven bzw. -ergebnisse totaler Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  sowie Absetzkurven  $s(t)$  in verschiedenen Versuchsdurchführungen qualitativ und teilweise quantitativ reproduziert werden konnten.

Infolgedessen wurde anhand der Vielzahl von übereinstimmenden Messkurven ein charakteristisches Materialverhalten identifiziert, sowohl für eine partielle Verflüssigung als auch für eine vollständige Verflüssigung. Zudem wurde dieses Materialverhalten in den verschiedenen Versuchen und Probenkonfigurationen eindeutig und wiederkehrend festgestellt.

Mithilfe von Spannungsanalysen und einem in dieser Arbeit entwickelten Verfahren konnte eine zeitliche und örtliche Abgrenzung für die in einem verflüssigten Granulat vorliegenden Zustandsbereiche und eintretenden Prozesse erfolgen. Dies gilt auch für die identifizierten Grenzflächenbewegungen. Dabei war das am Versuch Nr. 28 exemplarisch vorgestellte Verfahren auf alle anderen im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche übertragbar und bestätigt implizit die Reproduzierbarkeit der durchgeführten Versuche und das bestimmte Materialverhalten.<sup>92</sup>

Zum Teil war auch die quantitative Reproduzierbarkeit von Mess- und Berechnungsergebnissen gleicher Versuche gegeben (z.B. erzielte maximale totale Horizontalspannungen  $\sigma_{H,max}(z, t)$ , Zeitdauern der Suspensionszustände). Die aufgetretenen Abweichungen sind auf die schwer zu generierende identische Probenvorbereitung zurückzuführen. Hierzu zählen bspw. das Einstellen übereinstimmender

- Anfangsporenanteile  $n(t_0)$ ,
- gravimetrischer Wassergehalte  $w$  oder
- verflüssigungsfähiger Probenvolumina bzw. Einbaumassen  $m_{E,0}$ .

Gewisse Schwankungen dieser Parameter führen zu einer Beeinflussung der gesättigten Wichte  $\gamma_r(t_0)$  bzw. Lagerungsdichte des Granulats und damit des vorliegenden Überlagerungsdrucks  $\sigma_V(z, t)$ , der Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_0)$  sowie des erreichbaren Verflüssigungsgrades und der Prozessdauer. Ein beispielsweise zu geringer oder aber auch zu hoher Wassergehalt  $w$  des Materials führt bereits vor der Aufsättigungsphase zu einer deutlichen Reduzierung des Porenanteils  $n(t_0)$ .

Der Einfluss des Wassergehaltes  $w$  wurde insbesondere bei den Versuchen mit granularen Glasperlen deutlich. Die Einstellung eines konstanten Wassergehaltes für die schwer zu benetzenden Glasperlen war nicht möglich, weshalb auch keine reproduzierbaren Messergebnisse erzielt werden konnten. Ebenso nicht reproduzierbar waren weitestgehend die Versuche mit isolierter Porenwasserdruckmessung, da hier der Einfluss der stark schwankenden Gasanteile nicht verhindert werden konnte.

---

<sup>92</sup> Die Erkenntnisse der Zustands- und Prozessbeschreibungen konnten auch aus den anderen Versuchen abgeleitet werden.

## 7. Bedeutung für die Anwendung und Praxis

Nachfolgend wird die Bedeutung der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse für Verflüssigungsereignisse auf Innenkippen anwendungsspezifisch reflektiert, wobei der Schwerpunkt weitestgehend im Bereich wassergesättigter Bodenkörper liegt.

### Gegenüberstellung der laborativ gewonnenen Erkenntnisse mit Beobachtungen im Feld

Nachfolgend wird eine Übertragung der Ergebnisse des physikalischen Modells auf im Feld vorliegende Bodenkörper, die nachweislich einer Verflüssigung unterlagen, vorgenommen. Wohlwissend, dass dabei unter Umständen die Kriterien der Ähnlichkeitsgesetze nicht eingehalten werden und dies mit Abweichungen zu den physikalischen Größen (z.B. Geschwindigkeiten, Kräfte) des Naturbauwerks (Originals) verbunden sein kann.

In REINHARDT & KEßLER et al. (2014) sind Erfahrungen und Ergebnisse von durch Sprengverdichtung ausgelöste Verflüssigungsereignisse auf den Innenkippen des ehemaligen Tagebaus SEESE WEST<sup>93</sup> dokumentiert und werden im Folgenden für die Gegenüberstellung mit den Ergebnissen des Modells herangezogen.

Die in diesem Gebiet vorgenommene Sprengverdichtung wurde separat zum einen in oberflächennahen Schichten (Teufe: 6 – 9 m) und zum anderen in tieferliegenden Schichten (Teufe: 22 m) durchgeführt. Die entsprechenden Prinzipskizzen sind den Abb. 7-1 und Abb. 7-2 zu entnehmen.

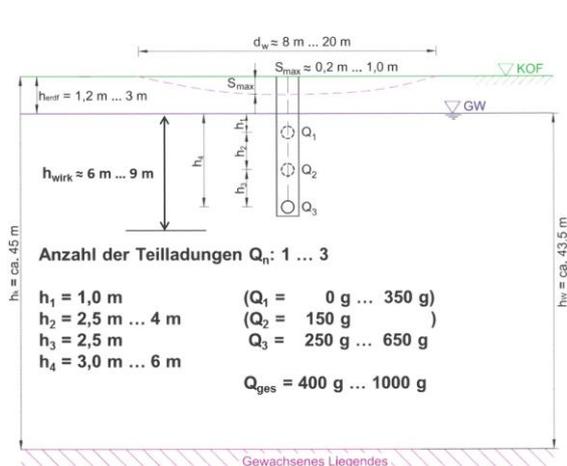


Abb. 7-1: Prinzipskizze zur Technologie der oberflächennahen (schonenden) Sprengverdichtung; REINHARDT & KEßLER et al. (2014)

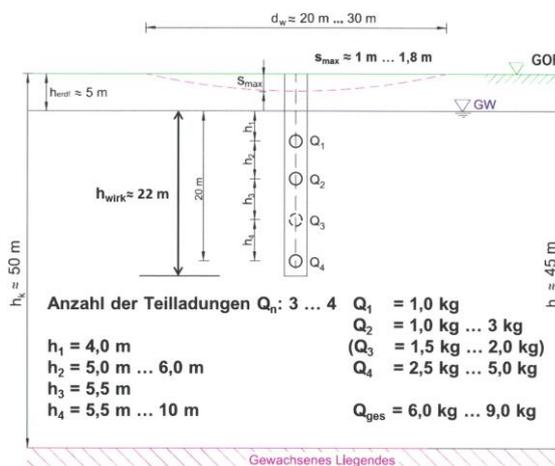


Abb. 7-2: Prinzipskizze zur Technologie der tiefen (schonenden) Sprengverdichtung; REINHARDT & KEßLER et al. (2014)

Von den Autoren wurden für den Zustand der wassergesättigten Bodenschichten (unterhalb des Grundwasserspiegels GW) vor der Sprengverdichtung Porenanteile von  $n \approx 0,45$  aufgeführt, was näherungsweise den im Versuch eingestellten Porenanteilen entspricht. Gemäß den Angaben von REINHARDT & KEßLER et al. (2014) liegen die wassergesättigten Bodenschichten in einer

<sup>93</sup> Liegt geographisch in der östlichen Umgebung des Tagebaus SCHLABENDORF NORD, welcher als Probenentnahmeort diente.

derart lockeren Lagerung vor, dass bei Vorsondierungen die Rammsonde per Hand eingedrückt werden konnte bzw. unter Eigengewicht einsank und das Sondiergestänge festgehalten werden musste.<sup>94</sup>

Die mit der Sprengverdichtung erzielten Resultate sind in Tab. 7-1 den Ergebnissen der in dieser Arbeit durchgeführten Säulenversuche (einmaliger Initialeintrag) gegenübergestellt. Hieraus gehen entsprechende Übereinstimmungen hervor.

Tab. 7-1: Gegenüberstellung der Modellergebnisse mit den Resultaten einer Sprengverdichtung (vgl. REINHARDT & KEßLER et al. (2014))

	<b>Sprengverdichtung (SEESE WEST)</b> REINHARDT & KEßLER et al. (2014)	<b>Säulenmodell</b> JURISCH
Verflüssigte Mächtigkeit [m]	≈ 6 ... 22	≈ 0,5
Porenanteil (gesättigt, vor der Verflüssigung) $n$ [-]	≈ 0,45	≈ 0,47
Änderung Porenanteil durch einmalige Verflüssigung/ Verfestigung $\Delta n$ [-]	≈ 0,01 ... 0,05	≈ 0,012 ... 0,014
Bezogenes Setzungsmaß $\varepsilon$ [%]	≈ 3,33 ... 11,11 (Oberflächennahe Sprengverdichtung)  ≈ 4,54 ... 8,18 (Tiefe Sprengverdichtung)	≈ 2,5 ... 2,9

Die festzustellenden geringen relativen Veränderungen des Porenanteils  $n$  bei einmaliger gravitativer Verfestigung werden auch mit den in KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013) getätigten Angaben von  $\Delta n = 1 \% \dots 3 \%$  bestätigt.

Zudem ergaben nach REINHARDT & KEßLER et al. (2014) die Drucksondierungen, welche nach der oberflächennahen Sprengverdichtung durchgeführt wurden, Spitzendruckzunahmen von  $0,1 \text{ MN/m}^2 < \Delta q_c < 2,6 \text{ MN/m}^2$ . Diese relativ geringen Steigerungen werden ebenso in KUDLA & SZCZYRBA et al. (2013) für Verflüssigungsereignisse angegeben.

Unter der Annahme, dass mit der oberflächennahen sowie tiefen Sprengverdichtung eine

- vollständige Verflüssigung erzielt wurde,
- behinderte Seitendehnung vorliegt,
- vertikale Durchströmung der verflüssigten Kornstruktur erfolgt und
- das mit der Verfestigung die mittlere Aufstiegs geschwindigkeit von  $\bar{v}_{VF} = 6,7 \text{ mm/s}$  der im physikalischen Modell lokalisierten Verfestigungsfront auf das Original (Naturbauwerk) übertragen werden kann<sup>95</sup>,

lassen sich hierfür die in Tab. 7-2 aufgeführten Zeitdauern bestimmen.

<sup>94</sup> vgl. auch REINHARDT & KEßLER et al.

<sup>95</sup> vgl. Abschnitt 6.1.3.1.

Tab. 7-2: Theoretische Zeitdauern (eigene Berechnung) am Beispiel einer Sprengverdichtung

	Zeitdauer $\Delta t$ nach Initialeintrag	
	Kollision Verfest.front/ Feststoffoberfläche	Ende Verfestigungsprozess <sup>97</sup>
Oberflächennahe Sprengverdichtung	$\approx 23 \text{ min}$ (bei $H_{Sus} = 9 \text{ m}$ )	$\approx 45 \text{ min}$ (bei $H_{Sus} = 9 \text{ m}$ )
tiefe Sprengverdichtung	$\approx 55 \text{ min}$ (bei $H_{Sus} = 22 \text{ m}$ )	$\approx 110 \text{ min}$ (bei $H_{Sus} = 22 \text{ m}$ )

Dabei gilt es den Umstand zu berücksichtigen, dass, entgegen der im Feld vorliegenden Bedingungen, im Versuch keine Einbeziehung des Einflusses der erdfeuchten Überdeckung erfolgte. Dieser könnte u.U. zu einer zeitlichen Verkürzung dieser Prozesse führen.

Eine Bestätigung der in Tab. 7-2 aufgeführten Zeitspannen ist ausstehend, da hierzu in der Fachliteratur keine konkreten Angaben gemacht wurden. Aus der persönlichen Kommunikation mit Sachverständigen ging hervor, dass diese jedoch mit den Beobachtungen von Verflüssigungsereignissen im Feld im Wesentlichen übereinstimmen.

Hinsichtlich des nach der Verfestigung eintretenden Endzustandes wurde in der vorliegenden Arbeit auf den Umstand hingewiesen, dass in diesem womöglich noch kein Ruhedruckzustand erreicht wurde. Diese Vermutung deckt sich mit den Angaben der Fachliteratur, da in REINHARDT & KEßLER et al. (2014) der Eintritt des Ruhedruckzustandes nach einem Verflüssigungsereignis teilweise erst nach über 3 Jahren (>1.000 Tage) identifiziert wurde.<sup>98</sup>

### Wiederholte Verflüssigung bereits zuvor verfestigter Erdkörper

Aus den Untersuchungen ging hervor, dass die durch die gravitative Verfestigung hervorgerufene Verdichtung und der damit einhergehende Zuwachs der Scherfestigkeit  $\tau_F$  bei einem Verflüssigungsereignis als gering einzuschätzen sind. In den hier durchgeführten Versuchen konnte mit einmaliger Verflüssigung eine Reduzierung des mittleren Porenanteils um  $\Delta n \approx 0,014$  ermittelt werden. Anschließende Initialeinträge unveränderter Impulsintensitäten  $p$  führten in der gesamten Granulatsäule, trotz vorangegangener Verfestigung und Gefügekompression, zur erneuten vollständigen Verflüssigung des Materials und dessen Kontraktanz. Das Initial war insofern ausreichend, dass sogar nach über 30 weiteren aufeinanderfolgenden Initialeinträgen und Verfestigungsprozessen die Säule verflüssigt werden konnte. Dieser Umstand wurde besonders in den oberflächennahen Granulatschichten festgestellt, da diese einen geringeren Überlagerungsdruck  $\sigma_V(z, t)$  aufweisen und damit einhergehend einem hohen Verflüssigungspotential unterliegen. Zu erwähnen ist, dass mit dem 32. Verfestigungsprozess ein über die Säulenmächtigkeit mittlerer Porenanteil von  $n = 0,402$  vorzufinden war, der die Verflüssigung in oberflächennahen Schichten nicht verhindern konnte. Gleichfalls führten insbesondere schnell aufeinanderfolgende impulsartige Initialeinträge zur erneuten initialen Verflüssigung und erheblichen plastischen Deformation des bereits zuvor verfestigten Materials mit einem Porenanteil von  $n = 0,402$ .

<sup>97</sup> Vereinfachte Annahme gemäß der Versuchsergebnisse aus Abschnitt 6.1.3: Der Übergangsbereich verdoppelt die Dauer des Verfestigungsprozesses.

<sup>98</sup> Die Autoren weisen darauf hin, dass dies ebenso internationaler Fachliteratur zu entnehmen ist.

Aus ZSCHIEDRICH (2013) und REINHARDT & KEßLER et al. (2014) geht hervor, dass zur Wiedernutzbarmachung der Innenkippen mit einer schonenden Sprengverdichtung als Sanierungsverfahren in den oberflächennahen Schichten ein  $\Delta n = 0,01 \dots 0,05$  erzielt wurde. Nach den in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen ist unter diesen Umständen und anhand dieses Maßes der Porenanteilreduzierung abzuleiten, dass ein weiteres Verflüssigungsereignis nicht ausgeschlossen werden kann. Besonders dann nicht, wenn das folgende Initial eine höhere Intensität als das vorangegangene aufweist. Mit anderen Worten: Bereits verflüssigte und verfestigte Materialien können wieder verflüssigt werden.<sup>99</sup>

### Inhomogenitäten infolge der Sanierungsmaßnahmen

Gemäß der Tatsache, dass oberflächennahe Granulatschichten stets verflüssigungsempfindlicher sind als tieferliegende Schichten und letztendlich ein teufenabhängiges Verflüssigungspotential zu identifizieren ist, muss in der Sanierung der Innenkippen mit einer Tiefenverdichtung auch stets eine oberflächennahe Verdichtung erfolgen. Nach LMBV MBH (2018b) ist dies auch Stand der Technik.

Werden im Gegensatz dazu nur oberflächennahe Verdichtungen vorgenommen, so ist sogar von einer Vergrößerung der potentiell eintretenden Bruchgeometrie nach einer Verflüssigung auszugehen. Verdichtungsmaßnahmen korrelieren immer mit der Verringerung der natürlichen Durchlässigkeit bzw. hydraulisch gesättigten Leitfähigkeit des Materials. Dies beeinträchtigt bei einem Initialeintrag die Entwässerung des Materials und begünstigt die Bildung von Porenwasserüberdrücken. Findet nunmehr eine Verflüssigung in tieferliegenden Schichten statt, bildet sich unter Umständen unterhalb der Schicht mit verringerter Durchlässigkeit eine Lamelle verdrängten Porenwassers. Diese Lamelle der Klarwasserzone kann keine Scherfestigkeit  $\tau_F$  haben und verhält sich wie ein NEWTONsches Fluid. Sie stellt eine Superschwachzone dar und führt zu einer Rutschung der sie überlagernden Schichten (z.B. bei Geländeneigungen), welche infolge von weiteren eintretenden Kettenreaktionen den Bruchbereich sogar vergrößern können.

Folglich gilt es zu konstatieren, dass in der Sanierung von Innenkippen (künstlich hergestellte) Inhomogenitäten in verflüssigungsgefährdeten Bodenkörpern zu vermeiden sind und Verdichtungsmaßnahmen idealerweise immer bis auf das Liegende erfolgen sollten. Diesen Sachverhalt gilt es insbesondere bei den vorverdichtenden Maßnahmen in oberflächennahen Bodenschichten zu berücksichtigen. Diese werden oftmals erforderlich, um die Tragfähigkeit dieser Bodenschichten zur Befahrung bzw. Belastung mit entsprechender Sanierungstechnologie (z.B. Bohrergeräte, Rüttelstopfverdichtungsanlagen, etc.) zu gewährleisten und so die Anwendung weiterer tiefenwirksamer Verdichtungsmaßnahmen zu ermöglichen.

### Hohes Verflüssigungspotential im Verfestigungsprozess

Mit den im Rahmen dieser Arbeit systematisch durchgeführten Untersuchungen konnte zudem festgestellt werden, dass der Verfestigungsprozess mit dem Aufeinandertreffen der aufsteigenden Verfestigungsfront auf die absinkende Feststoffoberfläche noch nicht beendet ist, sondern um einen vielfach längeren Zeitraum andauert. Die totalen horizontalen Überspannungen sind zu diesem Zeitpunkt in Abhängigkeit der Teufe erst zwischen 10 % und 50 % abgebaut und eine plastische Deformation des Bruchkörpers von ca. 75 % der bezogenen Gesamtsetzung erreicht.

---

<sup>99</sup> Dies würde der in WEIßBACH & KUDLA, 2014 aufgestellten Vermutung widersprechen, dass verflüssigte Bereiche womöglich nicht erneut verflüssigt werden können.

Findet demnach ein erneuter Initialeintrag im noch vorliegenden und länger anhaltenden Verfestigungsprozess statt, so ist dessen zur Verflüssigung erforderliche Intensität nunmehr deutlich geringer, da der Wiedergewinn der vollständigen Scherfestigkeit  $\tau_F$  bzw. intergranularen Reibung des verflüssigten Materials noch nicht wiederhergestellt ist. Das granulare System befindet sich weiterhin in einem instabilen Zustand.

Diese Tatsache und auch Gefahr gilt es bei der Befahrung bzw. beim Betreten von Flächen, die von natürlich eingetretenen (z.B. Einsturz unterirdischer Hohlraumstrukturen, Wasserspiegelschwankungen) sowie von künstlich hervorgerufenen Verflüssigungsereignissen (z.B. Sprengverdichtung oder Rüttelstopfverdichtung) betroffen sind, zu berücksichtigen.

Unter Umständen kann dieses Verhalten aber auch dazu genutzt werden, um die verdichtenden und die Verflüssigungsgefahr minimierenden Maßnahmen effizienter zu gestalten. Die aufzubringende Energie des Initialeintrages könnte damit reduziert und die eine Verdichtung bestimmenden Prozesse der Verflüssigung und gravitativen Verfestigung länger aufrechterhalten werden.

---

## 8. Zusammenfassung und Ausblick

---

### 8.1. Zusammenfassung

Die Bodenverflüssigung stellt ein komplexes Problem für die Standsicherheit locker gelagerter, wassergesättigter, gleichförmiger und sandiger Böden dar. Während das Phänomen weitestgehend in Erdbebenregionen vorzufinden ist, war dessen Eintreten auf den Innenkippen der ehemaligen Tagebaugebiete der Lausitz nicht erwartet worden. Zur Beschreibung der mit der Verflüssigung eintretenden Bruchgeometrie sind Kenntnisse bzgl. des Materialverhaltens des hervorgerufenen flüssigen Bodenkörpers im Verfestigungsprozess erforderlich. Das zu erwartende Ausmaß an Schäden infolge der eintretenden horizontalen und vertikalen plastischen Deformationen ist bis heute noch schwer abzubilden und zu erfassen. Das klassische Prozessverständnis bzw. die konventionellen Berechnungsmodelle der Bodenmechanik sind für die Beschreibung verflüssigter Böden nicht ohne weiteres anwendungsfähig, da sie weitestgehend die Eigenschaften eines elastisch-isotropen Festkörpers sowie konstante Überlagerungsspannungen voraussetzen.

Die vorliegende Arbeit untersuchte daher das Verfestigungs- und Phasentransformationsverhalten von auf Innenkippen verflüssigten granularen Systemen.

Der Stand des Wissens zeigte hierzu deutliche Differenzen in der theoretischen Beschreibung des Materialverhaltens verflüssigter granularer Systeme auf. Zudem war zu Beginn der Forschungsarbeit unklar, inwiefern die bestehenden Theorien von seismisch induzierten Verflüssigungsereignissen auf das Materialverhalten der auf den Innenkippen verflüssigten granularen Systeme übertragen werden können.

Zur Klärung der Forschungsfrage erfolgte die systematische Durchführung von 1g-Modellversuchen mit einer wassergesättigten Granulatsäule. Die experimentellen, wissenschaftlichen Untersuchungen konzentrierten sich dabei auf den Sand eines akut setzungsfleißgefährdeten Standortes und zum anderen auf industriell hergestellte granulare Glasperlen. Letztere sollten dazu dienen, die theoretischen Annahmen von Berechnungsansätzen, wie ideales Einkornmaterial und kugelige Kornform, in den Modellversuch zu übertragen und das eintretende Materialverhalten zu veranschaulichen. Dabei wurden Einbauzustände vorgenommen, die denen auf den locker gelagerten und setzungsfleißgefährdeten Standorten entsprechen (z.B. Lausitzer Innenkippen mit einem Porenanteil von  $n \approx 0,46 \dots 0,48$ ).

Die mit einem transparenten PVC-Zylinder durchgeführten Säulenversuche ermöglichten die Simulation undrainierter Bedingungen sowie die Visualisierung der mit dem Initialeintrag einsetzenden Prozesse Verflüssigung und Verfestigung. Die Anregung erfolgte dabei mit einem Pendelkörper einmalig oder mehrfach. Mithilfe des gewählten Messkonzeptes war es möglich, über die Säulenmächtigkeit hinweg eine kombinierte Erd- und Porenwasserdruckmessung sowie eine isolierte Messung der Porenwasserdrücke vorzunehmen. Während letztere häufig in der Literatur vorzufinden ist, so war die Messung der lokalen totalen Horizontalspannungen unter Zuhilfenahme eines Sensors mit messstoffberührender Membran für diesen Anwendungsfall erstmalig in dieser Arbeit durchgeführt worden.

Die aufgenommenen Messdaten und -kurven ermöglichten dabei die direkte und indirekte Erfassung zweier Grenzflächenbewegungen. Zum einen die einer aufsteigenden Verfestigungsfront zwischen sich verfestigendem Material und granularer Suspension und zum anderen die

einer absteigenden Front zwischen sich bildender Klarwasserzone und Suspension. Während beide Grenzflächen im Wesentlichen durch eine lineare Bewegungsfunktion gekennzeichnet waren, so stellte sich heraus, dass zum Zeitpunkt des Aufeinandertreffens dieser beiden Fronten, die Granulatsäule in einen instationären Verfestigungsprozess übergegangen war.

Mit dem gewählten Versuchsaufbau und anhand der aufgenommenen Messergebnisse konnte interpretiert werden, dass entgegen der theoretischen Annahmen, der Verfestigungsprozess mit dem Aufeinandertreffen dieser beiden Grenzflächen noch nicht beendet ist und ebenso keine vollständig verfestigte Granulatsäule mit erhöhter Scherfestigkeit im Ruhedruckzustand vorliegt. Vielmehr bildet sich ein den Verfestigungsprozess deutlich verlängernder Übergangsbereich aus, der nicht die Eigenschaften einer granularen Suspension und nicht die Charakteristiken eines sich wie ein Festkörper verhaltenden granularen Systems aufweist. Stellvertretend werden hierzu Analogien zur sogenannten „*jamming-transition*“ (*jamming*-Theorie) gezogen. Innerhalb dieses Bereichs sowie im gesamten Verfestigungsprozess treten zeit- und ortsabhängige Materialeigenschaften auf.

Während mit der Versuchsdurchführung die Phasentransformation des granularen Systems im Prozess der Verflüssigung sprunghaft erfolgte, so wurde der im Verfestigungsprozess eintretende Wechsel von einer flüssigen Phase zu einer festen Phase als kontinuierlich und als nicht spontan ablaufend identifiziert.

Insofern unterliegt das verflüssigte granulare System im Prozess der Verfestigung einer Heterogenität. Es weist währenddessen simultan vorliegende Zustände eines Fluids mit dem totalen Verlust der inneren Festigkeit und Zustände eines physikalischen Systems mit der vollständigen Wiedererlangung intergranularer Reibung auf.

Das erfasste Materialverhalten sowie die Registrierung der Anwesenheit einer möglichen Gasphase im (gesättigten) granularen System machen das auf den Innenkippen eintretende plastische Deformationsverhalten erklärbar.

Ergänzende Untersuchungen zur Erfassung des Initialeinflusses auf das plastische Deformationsverhalten eines verflüssigten Bodenkörpers haben gezeigt, dass eine Abhängigkeit der Gefügekompensation bzw. der Kompaktierung der Granulatkornstruktur von der Anregungsintensität sowie Anregungshäufigkeit besteht.

Aus allen durchgeführten Versuchen geht hervor, dass die oberflächennahen wassergesättigten Bodenschichten stets setzungsfließgefährdeter sind als die tieferliegenden (sohlnahen) Schichten. Dies ist (bei homogenem Boden) auf den zunehmenden Überlagerungsdruck und der damit einhergehenden Steigerung der Scherfestigkeit zurückzuführen. Es liegt demnach ein teufenabhängiges Verflüssigungspotential vor.

Das hier aufgeführte Verhalten der verflüssigten und verfestigten Granulatsäulen konnte in allen Versuchsreihen (mit unterschiedlichen Konfigurationen) qualitativ und nahezu quantitativ reproduziert werden. Mit der Versuchsdurchführung und Ergebnisauswertung konnten die aufgestellten Hypothesen bewertet werden.

Als schwierig stellte sich die isolierte Porenwasserdruckmessung heraus, da der gewählte Versuchsaufbau zu überdurchschnittlichen (komprimierbaren) Gasanteilen in der Säule führte und somit einen erheblichen Einfluss auf die Porenwasserüberdruckentwicklung ausübte. Zudem zeigten sich Schwierigkeiten in der Verflüssigung und Untersuchung des Materialverhaltens industriell hergestellter granularer Glasperlen auf, welche die Übertragung von theoretischen Materialannahmen in die Ausführung von Modellversuchen nicht ermöglichten.

## 8.2. Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche, aufgenommenen Messdaten und erhaltenen Ergebnisse ermöglichten eine gute Veranschaulichung und Interpretation des Verhaltens einer verflüssigten und sich verfestigenden Granulatsäule sowie der dabei eintretenden Phasentransformation, bei ausschließlich volumentreuer Vertikaldeformation des wassergesättigten Materials. Die Analyse des Verhaltens einer teilgesättigten Granulatsäule mit ggf. zugelassenen plastischen Horizontaldeformationen würde zur Erweiterung der hier gewonnenen Erfahrungen führen.

Aufbauend auf den in dieser Arbeit gesammelten Erkenntnissen ist eine verbesserte Erfassung des vorliegenden Erddruckzustandes im Ausgangs- und Endzustand der Granulatsäule sowie im transienten Zustandsbereich erforderlich. Hierfür ist eine Bestimmung der wirksamen Horizontal- und Vertikalspannungen durch eine Anpassung des Messkonzeptes und Neudimensionierung des Versuchsstandes ratsam. Insbesondere sollte dabei der hier festgestellte Optimierungsbedarf der isolierten Porenwasserdruckmessung (hinsichtlich der Vermeidung von Gaseinschlüssen) berücksichtigt werden.

Ebenso ist es von Interesse, welchen Einfluss die Initialart (hydraulisch induziert, mechanischer Schock, dynamische Belastungen) auf die Porenwasserdruckentwicklung und auf das Verfestigungsverhalten ausübt. Hierzu zählt bspw. auch die Wirkung der Frequenz einer zyklischen Anregung. Mit ihr wird eine Einflussaufnahme auf die Akkumulation des Porenwasserdruckes vermutet. Hinsichtlich dessen gilt es auch hier das Messkonzept zu erweitern (u.a. zur digitalen Aufnahme von Lastkollektiven) sowie die verwendete Messtechnik gegenüber den Initialeinträgen (schwingungs-)resistent zu applizieren.

Zweifelsohne sind die hier dargestellten Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen von der Art des verwendeten Bodens bzw. dessen Körnungslinie abhängig. Infolgedessen muss in nachfolgenden Forschungsarbeiten die Übertragbarkeit der hier gewonnenen Erkenntnisse auf andere Versuchsmaterialien untersucht und überprüft werden. Als besonders wesentliche Einflussgröße wird dabei der enthaltene Feinkornanteil erachtet.

Welche Wirkung ein (zunehmender) Gasanteil auf das Verflüssigungspotential eines granularen Systems und dessen Verfestigungsverhalten ausübt, sollte ebenso ein essentieller Bestandteil nachfolgender Forschungsarbeiten sein. Erste Ergebnisse legen die Vermutung nahe, dass dessen Einflussnahme nicht vernachlässigt werden darf und die Forschungslücke geschlossen werden muss.

---

## Literaturverzeichnis

---

- ADAM, Dietmar ; PAULMICHL, Ivan: *Erdbeben - Interaktion Boden und Bauwerk : Earthquake - soil structure interaction*. In: *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift* 155 , 2010, Heft 1-3/2010 und Heft 4-6/2010, S. 59–67
- ADAMIDIS, O. ; MADABHUSHI, G. S. P.: *Post-liquefaction reconsolidation of sand*. In: *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Science* 472 , 2016, Nr. 2186
- ALTENBACH, Holm: *Kontinuumsmechanik : Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen*. 4., korrigierte und überarbeitete Auflage. Berlin, Heidelberg : Springer Vieweg , 2018
- ANDREWS, Desmond C. A. ; MARTIN, Geoffrey: *Criteria for liquefaction of silty soils*. In: *12 WCEE 2000 : 12th World Conference on Earthquake Engineering; Auckland, New Zealand, Sunday 30 January - Friday 4 February 2000*. Silverstream, Upper Hutt, New Zealand : New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2000
- ASKARINEJAD, A.: *Static Liquefaction Tank (SLT)*. URL <https://www.tudelft.nl/citg/over-faculteit/afdelingen/geoscience-engineering/laboratory/facilities/static-liquefaction-tank-slt/> – Überprüfungsdatum 08.08.2019
- BALDOCK, T. E. ; TOMKINS, M. R. ; NIELSEN, P. ; HUGHES, M. G.: *Settling velocity of sediments at high concentrations*. In: *Coastal Engineering* 51 , 2004, Nr. 1, S. 91–100
- BALKE, Klaus-Dieter ; BEIMS, Ulrich ; HEERS, Wilhelm ; HÖLTING, Bernward ; KIRSCH, Reinhard ; MATTHEß, Georg: *Grundwassererschließung : Grundlagen, Brunnenbau, Grundwasserschutz, Wasserrecht ; mit 81 Tabellen*. Berlin : Borntraeger , 2000 (Lehrbuch der Hydrogeologie / hrsg. von Georg Matthes ; Bd. 4)
- BATCHELOR, G. K. ; GREEN, J. T.: *The determination of the bulk stress in a suspension of spherical particles to order  $c^2$* . In: *Journal of Fluid Mechanics* 56 , 1972, Nr. 03, S. 401
- BAYAT, M. ; BAYAT, E.: *Liquefaction potential of clean and silty sand*. In: *Proceeding of 7th National Congress on Civil Engineering*. Zahedan, Iran. 2013
- BLOCHOWITZ, Thomas: *M12 Physikalisches Grundpraktikum, Abteilung Mechanik : Jamming in granularen Medien*. Darmstadt, 14. Januar 2015
- BOLEY, Conrad ; ADAM, Dietmar: *Handbuch Geotechnik : Grundlagen - Anwendungen - Praxiserfahrungen ; mit 185 Tabellen*. 1. Aufl. Wiesbaden : Vieweg+Teubner Verlag , 2012 (Praxis)
- BUCHHEISTER, Juliane A.: *Verflüssigungspotenzial von reinem und siltigem Sand unter multiaxialer Belastung*. Zürich, ETH Zürich. Dissertation. 2009
- BURG, Jean-Pierre: *Mechanische Aspekte der Deformation*. URL <http://www.files.ethz.ch/structuralgeology/JPB/files/struk/1span.pdf> – Überprüfungsdatum 24.09.2019
- BUSCH, Karl-Franz ; LUCKNER, Ludwig ; TIEMER, Klaus: *Geohydraulik*. 3., neubearb. Aufl. Berlin : Gebrüder Borntraeger , 1993 (Lehrbuch der Hydrogeologie Bd. 3)

- CASAGRANDE, Arthur: Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands : A critical Review, Bd. 88. In: *Harvard Soil Mechanics Series*. Cambridge, Massachusetts. 1976
- CHANG, N.-Y. ; YEH, S.-I ; KAUFMANN, L. P.: Liquefaction Potential of clean and silty sands. In: *Third international earthquake Microzonation Conference*. 2. Aufl. 1982, S. 1017–1032
- CONCHA, F. ; BUSTOS, M. C.: *Settling velocities of particulate systems, 6. Kynch sedimentation processes: batch settling*. In: *International Journal of Mineral Processing* 32 , 1991, 3-4, S. 193–212
- CUDMANI, Roberto: *Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden*. München, TU München, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik. Dissertation. 2001
- DENNHARDT, Michael ; LUCKE, Beate ; ENGELMANN, Silvio: *Kenntnisstandanalyse bodenphysikalischer Eigenschaften der Lausitzer Kippen - Stand der Erfassung und erste Ergebnisse der Datenauswertung*. 2014
- DIEBELS, Stefan: *Kontinuumsmechanik : Wintersemester 2016/2017*. Saarbrücken, Universität des Saarlandes, Lehrstuhl für technische Mechanik. Vorlesungsskript. 03.12.2016
- DIN 1342-1. 2003-11. *Viskosität - Teil 1: Rheologische Begriffe*
- DIN 14688-1. 2018-05. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden*
- DIN 18124. 2019-02. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Weithalspyknometer*
- DIN 18126. 1996-11. *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung*
- DIN 18130-1. *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche*
- DIN 18196. 2011-05. *Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke*
- DIN 19638-9. 2012-07. *Bodenbeschaffenheit - Physikalische Laboruntersuchungen*
- DIN 4085. 2017-08. *Baugrund - Berechnung des Erddrucks*
- DIN 66137-2. 2019-03. *Bestimmung der Dichte fester Stoffe - Teil 2: Gaspyknometrie*
- DIN EN 1998-5. 2010-12. *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*
- DIN EN ISO 11272. 2017-07. *Bodenbeschaffenheit - Bestimmung der Trockenrohdichte (ISO 11272:2017); Deutsche Fassung EN ISO 11272:2017*
- DIN EN ISO 14688-2. 2018-05. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden*
- DIN EN ISO 17892-4. 2017-04. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung (ISO 17892-4:2016); Deutsche Fassung EN ISO 17892-4:2016*

- DORNECKER, Eva: Lagerungsdichte als Grundlage für die Einteilung in Homogenbereiche? In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.): *Einteilung des Baugrundes in Homogenbereiche*. Karlsruhe. 2018, S. 25–30
- DREBENSTEDT, Carsten ; KUYUMCU, Mahmut: *Braunkohlesanierung : Grundlagen, Geotechnik, Wasserwirtschaft, Brachflächen, Rekultivierung, Vermarktung*. Berlin Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 2014
- EAB (Hrsg.): *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" : EAB*. 4. Aufl., 2. Nachdr. Berlin : Ernst & Sohn 2009
- EDDYLAB: *Induktive Sensoren (LVDT)*. URL <https://www.lvdt.de/> – Überprüfungsdatum 15.02.2020
- EILERS, H.: *Die Viskosität von Emulsionen hochviskoser Stoffe als Funktion der Konzentration*. In: *Kolloid-Zeitschrift* 97 , 1941, Nr. 3, S. 313–321
- FERRARIS, Chiara F.: *Testing and modelling of fresh concrete rheology*. Gaithersburg, MD, 1998
- FISCHER, Sven: *Blasenbildung von in Flüssigkeiten gelösten Gasen*. München, Technische Universität München, Lehrstuhl für Maschinen- und Apparatekunde. Dissertation. 30.10.2001
- FITCH, Bryant: *Kynch theory and compression zones*. In: *AIChE Journal* 29 , 1983, Nr. 6, S. 940–947
- FITCH, Bryant: *Sedimentation Process Fundamentals*. In: *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers* 223 , 1962, S. 129–137
- FLORIN, V. A. ; IVANOV, R. L.: *Liquefaction of saturated sandy soils*, Bd. 1. In: *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Paris : Dunod. 1961, S. 107–111
- FÖRSTER, Wolfgang: *Bodenmechanik : 2. Lehrbrief*. Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine. 1. veränderte Auflage. 1985. – Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine
- FÖRSTER, Wolfgang: *Mechanische Eigenschaften der Lockergesteine*. Stuttgart, Leipzig : Teubner , 1996 (Teubner-Studienbücher : Bauwesen)
- FÖRSTER, Wolfgang ; WALDE, Manfred ; SCHWARZ, Hubert: *Setzungsfließrutschungen an einem Kippenböschungssystem*. 1. Aufl. Leipzig : Dt. Verl. für Grundstoffindustrie , 1989 (Freiberger Forschungshefte A Bergbau und Geotechnik, Bodenmechanik 791)
- G.U.B. INGENIEUR AG; BIUG GMBH: *Maßnahmen zur Gefahrenabwehr am Knappensee (ehemaliger Tagebau Werminghoff I) gemäß Sächsischer Hohlraumverordnung : Nachweis der Erforderlichkeit von Gefahrenabwehrmaßnahmen*. Zwickau, Freiberg, 20.02.2013
- GAßMANN, Eugen ; GRIES, Anna: *Elektronische Druckmesstechnik : Grundlagen, Anwendungen und Geräteauswahl*. Landsberg/Lech : Verl. Moderne Industrie , 2009 (Die Bibliothek der Technik 323)

GERSTNER, Susanne ; JANSEN, Stefan ; SÜßER, Michael ; LÜBBERT, Claudia; PAPPE, Carolin (Mitarb.); MEHLING, Andrea (Mitarb.); BALDERMANN, Thomas (Mitarb.); SCHRIEVER, Carola (Mitarb.) : *Nachhaltige Erholungsnutzung und Tourismus in Bergbaufolgelandschaften : Grundlagenband*. Ergebnisse aus dem F+E-Vorhaben 899 87 400 des Bundesamtes für Naturschutz. Bonn - Bad Godesberg, 2002. – Ergebnisse aus dem F+E-Vorhaben 899 87 400 des Bundesamtes für Naturschutz

GIBSON, R. E.: *The Progress of Consolidation in a Clay Layer Increasing in Thickness with Time*. In: *Géotechnique* 8 , 1958, Nr. 4, S. 171–182

GÖDECKE, Jörg-Henrik ; GÖDECKE, Heinz-Joachim: *Bodenverflüssigung bei Erdbeben - Rechnerischer Nachweis mit Lasteinwirkung und Bodenwiderständen*. In: *Bautechnik* 87 , 2010, Nr. 10, S. 604–613

GREEN, Russell A. ; TERRI, Gregory A.: *Number of Equivalent Cycles Concept for Liquefaction Evaluations—Revisited*. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 , 2005, Nr. 4, S. 477–488

GUDEHUS, Gerd ; KEßLER, Jürgen ; LUCKE, Beate: *Setzungsfleßen*. In: *Geotechnik* 38 , 2015, Nr. 4, S. 255–266

HÄFNER, Frieder ; KUDLA, Wolfram ; BREIER, Siegfried: *Aufsättigung von Kippen unter Beachtung der Bodenluft und mögliche Einflüsse auf eine Bodenverflüssigung*. In: KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *63. Berg- und Hüttenmännischer Tag - Freiburger Forschungsforum*. Freiberg. 2012

HERLE, Ivo: *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. Karlsruhe, Universität Karlsruhe (TH), Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik. Dissertation. 1997

HERLE, Ivo ; SCHWITEILO, Erik: *Modell- und Elementversuche zur Bodenverflüssigung*. In: HERLE, Ivo (Hrsg.): *Aktuelle Themen der Geotechnik*. 2014, S. 181–192

HLEIBIEH, J.: *Dynamische numerische Nachrechnung von Zentrifugenversuchen an verflüssigungsgefährdetem Boden*. In: *35. Baugrundtagung*. 2018, S. 85–93

HÜLS, Wilfried ; KNOBLOCH, Uwe ; PLINNINGER, Ralf ; D'ANGELO, Rolf: *Einsatz der Beobachtungsmethode zur Standsicherheitsuntersuchung setzungsfleißgefährdeter Böschungen in der Lausitz*. In: *Geotechnik* 29 , 2006, Nr. 3, S. 256–262

HÜLS, Wilfried ; TOLEDO ARCIC, Maria José ; BUSCARNERA, Gisueppe ; JAKOB, Christian ; LUCKE, Beate: *Ergebnisse wissenschaftlich-technischer Untersuchungen zur Bodenverflüssigung teilgesättigter Kippenböden*. In: TAMÁSKOVICS, Nándor (Hrsg.): *Freiberger Forschungshefte Herausgegeben vom Rektor der TU Bergakademie Freiberg : C 549 Geoingenieurwesen*. Freiberg : Medienzentrum der TU Bergakademie Freiberg. 2016, S. 89–114

ISHIHARA, K.: *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. In: *Géotechnique* 43 , 1993, Nr. 3, S. 351–451

ISHIHARA, K.: *Stability of natural deposits during earthquakes*. In: *Proceedings of the 11. international conference on soil mechanics and foundation engineering*. Rotterdam : Balkema. 1985, S. 321–376

- IVANOV, R. L.: *Verdichtung wenig bindiger Lockergesteine durch Sprengungen (in russ.)*. Moskau : Nedra, 1983
- JAKY, J.: Die klassische Erddrucktheorie mit besonderer Rücksicht auf die Stützwandbewegung, Bd. 5. In: *Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH)*. Zürich. 1937, S. 188–220
- JANSEN, H. A.: *Versuche über Getreidedruck in Silozellen*. In: *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure* 39 , 1895, Nr. 35, S. 1045–1049
- JEFFERIES, M. ; SHUTTLE, Dawn: Understanding liquefaction through applied mechanics. In: VERTUGO, R. (Hrsg.): *Earthquake geotechnical engineering : Proceedings of the 5th International Conference of Earthquake geotechnology engineering-invited lectures*. Santiago, Chile. 2011
- JEFFERIES, Mike ; BEEN, Ken: *Soil liquefaction : A critical state approach*. London, New York : Taylor & Francis , 2006
- KEMPFFERT, Hans-Georg Dr.-Ing ; RAITHEL, Marc Ing: *Geotechnik nach Eurocode Band 1 : Grundlagen, Nachweise, Berechnungsbeispiele*. 4., vollst. überarb. Aufl. Berlin : Beuth , 2014 (Reihe BBB - Bauwerk-Basis-Bibliothek)
- KESSLER, Jürgen ; FÖRSTER, Wolfgang: *Sprengverdichtung zur Verbesserung von setzungsfließgefährdeten Kippen : Mit 20 Tabellen*. 1. Aufl. Leipzig : Dt. Verl. für Grundstoffindustrie , 1992 (Freiberger Forschungshefte A Bergbau und Geotechnik, Bodenmechanik 819)
- KIM, Sung-Ryul ; HWANG, Jae-Ik ; KO, Hon-Yim ; KIM, Myoung-Mo: *Development of Dissipation Model of Excess Pore Pressure in Liquefied Sandy Ground*. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135 , 2009, Nr. 4, S. 544–554
- KOHLLENWIRTSCHAFT E.V. URL <https://kohlenstatistik.de/downloads/braunkohle/>. – Aktualisierungsdatum: 04/2020 – Überprüfungsdatum 09/2020
- KOKUSHO, Takeji: *Water Film in Liquefied Sand and Its Effect on Lateral Spread*. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125 , 1999, Nr. 10, S. 817–826
- KOLYMBAS, D.: *Compaction waves as phase transitions*. In: *Acta Mechanica* 107 , 1994, 1-4, S. 171–181
- KOLYMBAS, Dimitrios: *Geotechnik : Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau*. 4. Auflage. Berlin : Springer Vieweg , 2016
- KONIJN, B. J. ; SANDERINK, O.B.J. ; KRUYT, N. P.: *Experimental study of the viscosity of suspensions: Effect of solid fraction, particle size and suspending liquid*. In: *Powder Technology* 266 , 2014, S. 61–69
- KRATZSCH, Helmut: *Bergschadenkunde*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 1974
- KRUMB, Maria ; ZWANG, Leo ; VAN DER MEER, Martin ; ZIMMERMANN, Uli ; SINGHAL-BOHRMANN, Till: *Bodenverflüssigung und Deiche*, Bd. 53. In: *38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015 : Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer*. 2015 (Dresdner wasserbauliche Mitteilungen, 53), S. 295–307

- KTA 2201.2. 2012-11. *Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen*
- KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *63. Berg- und Hüttenmännischer Tag - Freiburger Forschungsforum*. Freiberg2012
- KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *Beiträge zum 2. Kolloquium Bodenverflüssigung bei Kippen des Lausitzer Braunkohlebergbaus*. Freiberg2014
- KUDLA, Wolfram ; SZCZYRBA, Sebastian ; WEIßBACH ; ROSENZWEIG: *Standsicherheitsberechnungen bei Verflüssigungen - Derzeitiger Diskussionsstand*. 08.04.2013
- KYNCH, G. J.: *A theory of sedimentation*. In: *Transactions of the Faraday Society* 48 , 1952, S. 166–176
- LADE, Poul V. ; YAMAMURO, Jerry A.: *Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands*. In: *Canadian Geotechnical Journal* 34 , 1997, Nr. 6, S. 918–928
- LADE, Poul V. ; YAMAMURO, Jerry A.: *Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes*. In: *Canadian Geotechnical Journal* 48 , 2011, Nr. 2, S. 247–264
- LADE, Poul V. ; YAMAMURO, Jerry A. ; LIGGIO, Carl D., JR.: *Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand*. In: *Geomechanics and Engineering* 1 , 2009, Nr. 1, S. 1–15
- LAMBE, P. C.: *Dynamic centrifugal modelling of a horizontal sand stratum*. Cambridge, Massachusetts Intitue of Technology. Dissertation. 1981
- LASHKARI, Ali: *Prediction of flow liquefaction instability of clean and silty sands*. In: *Acta Geotechnica* 11 , 2016, Nr. 5, S. 987–1014
- LAUE, J. ; BUCHHEISTER, J.: *Condition indicators for liquefaction susceptibility with focus on silty soils*. In: TRIANTAFYLIDIS, Theodor (Hrsg.): *Cyclic behaviour of soils and liquefaction phenomena : Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 31 March - 02 April 2004, Bochum, Germany*. Leiden : Balkema. 2004, S. 489–494
- LINDNER, Sigmund: *Produktdatenblatt - SiLibeads SOLID Micro Glass Beads*. 10.04.2017
- LIPPMANN, Horst: *Mechanik des Plastischen Fließens : Grundlagen und technische Anwendungen*. Berlin, Heidelberg, s.l. : Springer , 1981
- LMBV MBH: *Braunkohlebergbau und Sanierung im Förderraum Kittlitz*LMBV MBH (Hrsg.). Espenhain : LMBV mbH Hausdruckerei Espenhain2003
- LMBV MBH: *Geotechnischer Sperrbereich*. URL <https://www.lmbv.de/index.php/sperrbereiche-lausitz.html>. – Aktualisierungsdatum: 01.01.2020 – Überprüfungsdatum 31.01.2020
- LMBV MBH: *Glossar*. URL <https://www.lmbv.de/index.php/Glossar.html#sanierungsbergbau>. – Aktualisierungsdatum: 2018a
- LMBV MBH: *Lösungen für gesperrte Braunkohlekippen in der Lausitz im Blickpunkt beim Freiburger Fachkolloquium 4 des BHT*. 14.06.2012. URL <https://www.lmbv.de/index.php/pressemitteilung/1709.html> – Überprüfungsdatum 19.03.2019

- LMBV MBH: *Rekultivierung von Bergbaufolgelandschaften : Nachhaltige Bergbausanierung*. Senftenberg, 01/2009
- LMBV MBH: *Sicherheit nach dem Bergbau : Verdichtung von Kippenböden*. 1. Aufl. Senftenberg, 2018b
- LMBV MBH; Technische Universität Bergakademie Freiberg (Mitarb.); Universität Karlsruhe (TH) (Mitarb.) : *Beurteilung der Setzungsfließgefahr und Schutz von Kippen gegen Setzungsfließen : Textteil*. Dezember 1998
- LUCKERT, Klaus (Hrsg.): *Handbuch der mechanischen Fest-Flüssig-Trennung*. Essen : Vulkan-Verl.2004
- MALCHEREK, Andreas: *Zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlickern*. In: *Die Küste* , 2010, Nr. 77, S. 135–178
- MANG, Herbert A. ; HOFSTETTER, Günter ; EBERHARDSTEINER, Josef: *Festigkeitslehre*. 2., aktualisierte Aufl. Wien : Springer , 2004 (Springer-Lehrbuch Technik)
- MEHLHORN, Gerhard (Hrsg.): *Der Ingenieurbau : Hydrotechnik - Geotechnik*. Berlin : Ernst & Sohn1996
- MEZGER, Thomas: *Das Rheologie-Handbuch : Für Anwender von Rotations- und Ozillations-Rheometern*. Hannover : Curt R. Vincenz , 2000
- MÖLLER, Gerd: *Geotechnik*. 2. Auflage. Berlin : Ernst & Sohn , 2013 (Bauingenieur-Praxis)
- NAEINI, S. A. ; BAZIAR, M. H.: *Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand*. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 , 2004, Nr. 3, S. 181–187
- NIGANG, Louis Roger: *Die Wirkung von Elementen zur Dämpfung und Entspannung des Porenwasserdruckes in wassergesättigten verflüssigungsfähigen Lockergesteinsschüttungen*. Freiberg, Technische Universität Bergakademie Freiberg, Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau. Dissertation. 2000
- POLITO, Carmine P. ; MARTIN II, James R.: *Effects of Nonplastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands*. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127 , 2001, Nr. 5, S. 408–415
- POLITO, Carmine Paul: *The Effects Of Non-Plastic and Plastic Fines On TheLiquefaction Of Sandy Soils*. Virginia, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University. Dissertation. 10 Dezember 1999
- PRINZ, Helmut ; STRAUß, Roland: *Ingenieurgeologie*. 6. Aufl. 2018. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 2018
- RACKWITZ, Frank (Hrsg.); SAVIDIS, Stavros A. (Mitarb.): *Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Professor Dr.-Ing. habil. Stavros A. Savidis*. Berlin : Springer2006
- RANKINE, W. J. M.: *On the stability of loose earth*. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* 147 , 1857, S. 9–27

- RAUCH, Alan F.: *EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes*. Blacksburg, Virginia, Virginia Polytechnic Institute and State University. Dissertation. 05.05.1997
- REINHARDT, K. ; KEßLER, J. ; SOMMER, B. ; ERLER, R.: *Schonende Sprengverdichtung auf Innenkippen - für den Sanierungsbergbau der Lausitz der richtige Weg? : Ein Erfahrungs- und Ergebnisbericht*. In: KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *Beiträge zum 2. Kolloquium Bodenverflüssigung bei Kippen des Lausitzer Braunkohlebergbaus*. Freiberg. 2014
- REINHARDT, Kai ; KEßLER, Jürgen ; ERLER, Rico ; SOMMER, Benedikt ; LUCKE, Beate ; SOMMER, Kathy: *Die Sprengverdichtung - ein Verfahren zur Verdichtung von zur Verflüssigung neigenden Sanden - Stand der Entwicklung und Anwendung*. In: *Langefeld, Tudeshki (Hg.) 2019 – 21. Kolloquium Bohr- und Sprengstofftechnik*, S. 99–126
- RIPPERGER, S.; BABICK, F. (Mitarb.): *Grundlagen der Verfahrenstechnik 1 : Vorlesungsskript zur Mechanischen Verfahrenstechnik*. Einordnung der Mechanischen Verfahrenstechnik, Kennzeichnung disperser Systeme, Filtration und Sedimentation. Dresden, 2005. – Einordnung der Mechanischen Verfahrenstechnik, Kennzeichnung disperser Systeme, Filtration und Sedimentation
- RÖCHTER, L. ; SCHANZ, Tom: *Statische und zyklische Verflüssigung unter Berücksichtigung des Feinporanteils*. In: *Report GEotechnik* , 2013, Nr. 41, S. 81–97
- SAVIDIS, S. A. ; AUBRAM, D. ; CAROW, C. ; GLASENAPP R. ; KIRSCH, F. ; RICHTER, T.: *Theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Verflüssigungsverhalten von Sand*. In: KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *63. Berg- und Hüttenmännischer Tag - Freiburger Forschungsforum*. Freiberg. 2012, S. 188–200
- SAVIDIS, S. A. ; CAROW, C. ; AUBRAM, D.: *Zur Modellierung der Verflüssigung von Sandböden*. In: KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *Beiträge zum 2. Kolloquium Bodenverflüssigung bei Kippen des Lausitzer Braunkohlebergbaus*. Freiberg. 2014, S. 167–178
- SAVIDIS, S. A. ; HENKE, Sascha: *Bodendynamische Untersuchungen zur Typologie von Lockergesteinsuntersuchungen bei Altbergbaukippen*. In: KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *Beiträge zum 2. Kolloquium Bodenverflüssigung bei Kippen des Lausitzer Braunkohlebergbaus*. Freiberg. 2014, S. 204–223
- SCHNEIDER, Klaus-Jürgen (Hrsg.); GORIS, Alfons (Hrsg.); ALBERT, Andrej (Hrsg.): *Bautabellen für Ingenieure : Mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. 22. Auflage. Köln : Bundesanzeiger Verlag 2016
- SCHUBERT, Heinrich (Hrsg.): *Handbuch der mechanischen Verfahrenstechnik : Partikeleigenschaften, Mikroprozesse, Makroprozesse, Zerteilen, Agglomerieren, Trennen, Mischen, Schüttgut*. Weinheim : Wiley-VCH 2003
- SCHULZE, Dietmar: *Pulver und Schüttgüter : Fließeigenschaften und Handhabung*. 2., bearb. Aufl. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 2009 (VDI-Buch)
- SCHWARZ, Jochen ; MAIWALD, Holger: *Standortgefährdung infolge seismisch induzierter Bodenverflüssigung und Nachweise in DIN EN 1998-5*. In: *Bautechnik 91* , 2014, Nr. 7, S. 481–494

- SCOTT, R. F.: *Solidification and consolidation of a liquefied sand column*. In: *SOILS AND FOUNDATIONS* 26 , 1986, Nr. 4, S. 23–31
- SEED, Harry Bolton: Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes. In: American Society of Civil Engineers (ASCE), Soil Dynamics Committee (Hrsg.): *Proceedings of the Annual Convention and Exposition*. New York. 1976, S. 1–104
- SEED, Harry Bolton ; IDRIS, I. M.: *A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 97 , 1971, Nr. 9, S. 1249–1273
- SINGH, S.: *Liquefaction characteristics of silts*. In: *Geotechnical and Geological Engineering* 14 , 1996, Nr. 1, S. 1–19
- STEIN, Dietrich: *Grabenloser Leitungsbau : Enthält 329 Tabellen*. Berlin : Ernst , 2003
- STICKEL, Jonathan J. ; POWELL, Robert L.: *FLUID MECHANICS AND RHEOLOGY OF DENSE SUSPENSIONS*. In: *Annual Review of Fluid Mechanics* 37 , 2005, Nr. 1, S. 129–149
- STIEß, Matthias: *Mechanische Verfahrenstechnik - Partikeltechnologie 1*. 3. Aufl. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 2009
- STOLL, Rolf Dieter ; NIEMANN-DELIUS ; CHRISTIAN ; DREBENSTEDT, Carsten ; MÜLLENSIEFEN, Klaus: *Der Braunkohlentagebau : Bedeutung, Planung, Betrieb, Technik, Umwelt*. 1. Aufl. Berlin u.a. : Springer , 2009
- STUDER, Jost A. ; KOLLER, Martin G. ; LAUE, Jan: *Bodendynamik : Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze*. 3., völlig neu bearbeitete Auflage. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag Berlin Heidelberg , 2008
- TAMÁSKOVICS, Nándor: Rechnerischer Nachweis der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten. In: HERLE, Ivo (Hrsg.): *Aktuelle Themen der Geotechnik*. 2014, S. 57–71
- TERZAGHI, Karl ; PECK, Ralph B.: *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 1961
- TERZAGHI, Karl: *Theoretical soil mechanics*. New York, London : J. Wiley and Sons Inc , 1943
- TILLER, Frank M.: *Revision of Kynch Sedimentation Theory*. In: *The American Institute of Chemical Engineers* 27 , 1981, Nr. 5, S. 823–829
- TOMAS, J.: *Stromklassierung*. 18.10.2015
- TSURUMI, Testuya ; MIZUMOTO, Kunio ; OKADA, Susumu: Experimental consideration on the mechanism of liquefaction. In: *12 WCEE 2000 : 12th World Conference on Earthquake Engineering; Auckland, New Zealand, Sunday 30 January - Friday 4 February 2000*. Silverstream, Upper Hutt, New Zealand : New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2000
- UMEHERA, Y.: *Handbook of liquefaction remediation of reclaimed land*. Rotterdam : Balkema , 1997
- VAN EYCK, Krista: *Liquefaction Tank Design & Construction : Civil Engineering Student Project*. URL [https://wakengineering.com/wp-content/uploads/2015/07/Liquifaction\\_Tank\\_Poster.pdf](https://wakengineering.com/wp-content/uploads/2015/07/Liquifaction_Tank_Poster.pdf)

VAN TONGEREN, Roos: *Static Liquefaction Tank : A huge tank filled with water and sand has been placed on the ground floor of the Faculty of Civil Engineering and Geosciences. It will test solutions for problems with the seabed of the Eastern Scheldt Storm Surge barrier.* URL <https://www.tudelft.nl/en/delft-outlook/articles/static-liquefaction-tank/>. – Aktualisierungsdatum: Juli 2018

VEDER, Christian: *Rutschungen und ihre Sanierung.* Vienna : Springer Vienna , 1979

WANG, B. ; ZEN, K. ; CHEN, G. Q. ; ZHANG, Y. B. ; KASAMA, K.: *Excess pore pressure dissipation and solidification after liquefaction of saturated sand deposits.* In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 49 , 2013, S. 157–164

WEIßBACH, Jörg ; KUDLA, Wolfram: *Auswertung der Verflüssigungsereignisse im Nordraum der Lausitz in den Jahren 2012/2013.* In: KUDLA, Wolfram (Hrsg.): *Beiträge zum 2. Kolloquium Bodenverflüssigung bei Kippen des Lausitzer Braunkohlebergbaus.* Freiberg. 2014, S. 17–26

WEIßENBACH, Anton ; HETTLER, A.: *Baugruben : Berechnungsverfahren.* Berlin : John Wiley & Sons , 2012

WITT, Karl Josef: *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1 : Geotechnische Grundlagen.* Newark : Wilhelm Ernst & Sohn Verlag , 2017 (Grundbau-Taschenbuch)

WITTIG, Manfred: *Erdstatische Standsicherheitsuntersuchungen von Böschungen in verflüssigungsgefährdeten Bereichen der Innenkippen des Braunkohlebergbaus (8. Geotechnik Kolloquium).* Freiberg, 18.06.2015

WITTIG, Manfred: *Geokinematische Abläufe bei der Verflüssigung von Tagebaukippen (18. Geokinematischer Tag - Helmert-Kolloquium).* 11.05.2017

WITTIG, Manfred: *Schockwellen und Verflüssigung - ein Modell der Verfestigung von Tagebaukippen nach der Verflüssigung.* 2016a

WITTIG, Manfred: *Schockwellen und Verflüssigung : Physikalische und mathematische Modelle und deren praktische Anwendung (9. Geotechnik Kolloquium).* Freiberg, 09.06.2016b

WITTIG, Manfred: *Verflüssigung locker gelagerter, wassergesättigter Sande in Tagebaukippen : Vorstellung der geotechnischen Überlegungen, Mögliche Konsequenzen für Sanierungsarbeiten (Geotechnisches Seminar).* Freiberg, 2014

WU, Yang ; YAMAMOTO, Haruyuki ; YAO, Yangping: *Numerical study on bearing behavior of pile considering sand particle crushing.* In: *Geomechanics and Engineering* 5 , 2013, Nr. 3, S. 241–261

XENAKI, V. C. ; ATHANASOPOULOS, G. A.: *Liquefaction resistance of sand–silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines.* In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23 , 2003, Nr. 3, S. 1–12

YANG, Shaoli: *Characterization of the properties of sand-silt mixtures.* Trondheim, Norwegian University of Science and Technology. Dissertation. 2004

YOU, T. L. ; IDRIS, I. M. ; ANDRUS, Ronald D. ; ARANGO, Ignacio ; CASTRO, Gonzalo ; CHRISTIAN, John T. ; DOBRY, Richardo ; FINN, W. D. Liam ; HARDER, Leslie F. ; HYNES, Mary Ellen ;

ISHIHARA, Kenji ; KOESTER, Joseph P. ; LIAO, Sam S. C. ; MARCUSON, William F. ; MARTIN, Geoffrey R. ; MITCHELL, James K. ; MORIWAKI, Yoshiharu ; POWER, Maurice S. ; ROBERTSON, Peter K. ; SEED, Raymond B. ; STOKOE, Kenneth H.: *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127 , 2001, Nr. 10, S. 817–833. URL [https://www.researchgate.net/publication/242139393\\_Liquefaction\\_Resistance\\_of\\_Soils\\_Summary\\_Report\\_from\\_the\\_1996\\_NCEER\\_and\\_1998\\_NCEERNSF\\_Workshops\\_on\\_Evaluation\\_of\\_Liquefaction\\_Resistance\\_of\\_Soils](https://www.researchgate.net/publication/242139393_Liquefaction_Resistance_of_Soils_Summary_Report_from_the_1996_NCEER_and_1998_NCEERNSF_Workshops_on_Evaluation_of_Liquefaction_Resistance_of_Soils)

ZANDER, Jaqueline: *Untersuchungen zum Verhalten locker gelagerter, wassergesättigter Sande nach einer Verflüssigung durch dynamische Anregungen*. Freiberg, Technische Universität Bergakademie Freiberg, Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau. Diplomarbeit. 22.01.2015

ZILCH, Konrad ; DIEDERICHS, Claus Jürgen ; KATZENBACH, Rolf ; BECKMANN, Klaus J.: *Geotechnik*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg , 2013

ZSCHIEDRICH, Klaus: Geotechnische Herausforderungen bei der Gestaltung der Kippen aus locker gelagerten Sanden in Braunkohlenbergbauen der Lausitz. In: KLAPPERICH, Herbert.; JACOB, Dieter; Azzam Rafiq; FRITZ, Erich (Hrsg.): *6. Symposium Umweltgeotechnik & 7. Freiburger Geotechnik-Kolloquium : "Ressourcen & Geotechnik"*. Nossen : Wagner Digitaldruck und Medien GmbH. 2013, S. 25–30

ZSCHIEDRICH, Klaus ; SCHOLZ, Eckhard: *Arbeitsstand des Geotechnischen Beirates : Erste Ergebnisse und Lösungsansätze für die Sanierung der Lausitzer Innenkippen (Geotechnisches Symposium des LBGR Brandenburg "Standicherheit von Kippen des Braunkohlebergbaus")*. Cottbus, 23.03.2013

---

## Glossar

---

**Abraum**

Abgetragenes Deckgebirge einer Lagerstätte.

**Abbaustrecke**

Bezeichnet im Bergbau die in einer Lagerstätte erstellten länglichen (horizontalen) Hohlräume, welche den Abbau begleiten.

**Aerationszone**

Beschreibt die Zone des un- bzw. teilgesättigten Bodens, in der Luft, Wasser sowie Feststoff gemeinsam vorliegen. Im englischsprachigen Raum auch als *vadose zone* bekannt.

**Außenkippe**

Ablagerung von Abraum außerhalb des ausgekohlten Tagebaubereichs.

**Bodenverflüssigung**

Ein Phänomen, das infolge eines Initiales eine Phasentransformation innerhalb eines Bodenkörpers auslöst. Das ursprünglich granulare Medium mit Festkörpereigenschaften geht in den Zustand einer granularen Suspension über und verhält sich indes wie ein viskoses Fluid.

**Durchmesser, hydraulisch**

Stellt eine rechnerische, geometrische Größe dar und ist zur Berechnung von Druckverlusten in durchströmten Querschnitten dienlich, die von der Kreisform abweichen. Mit ihm sind die für Kreisrohre gültigen Gesetze auf andere Querschnitte übertragbar.

**Halbraum**

Der Halbraum stellt eine Teilmenge eines dreidimensionalen Raumes dar. Er entsteht durch dessen Zerlegung in zwei Teile mithilfe einer waagerechten Ebene. In der Bodenmechanik wird der Untergrund häufig als Halbraum interpretiert. Er besitzt eine unendlich weit ausgedehnte horizontale (Erd-)Oberfläche und ist durch diese gegenüber dem Raum oberhalb dieser Fläche (Atmosphäre) abgegrenzt. Für den Untergrund gelten idealisierte Materialeigenschaften, die zur einfachen Beschreibung des räumlichen Spannungszustandes im Boden dienlich sind.

**Halde**

Bezeichnet eine künstliche Aufschüttung von Material.

**Hangendes**

Bezeichnet im Bergbau die Gesteinsschicht oberhalb einer Lagerstätte (z.B. Kohleflöz).

**Hochkippe**

Siehe Halde. Bezeichnung erfolgt nach technologischer Lage.

**Innenkippe**

Ablagerung von Abraum im ausgekohlten Bereich des Tagebaus.

**Kippe**

Ablagerung von Abraum.

**Liegendes**

Bezeichnet im Bergbau die Gesteinsschicht unterhalb einer Lagerstätte.

**Rohdichte**

Die Trockenrohndichte ist das Verhältnis der Masse ofentrockener partikulärer Feststoffe zum Rohvolumen des Bodens. Das Volumen beinhaltet das Volumen der Partikel (mit Eigenporen) und das Porenvolumen zwischen den Feststoffpartikeln.

**Rundungskoeffizient**

Verhältnis aus minimaler Breite zu maximaler Länge eines Kornes.

**Scherfestigkeit**

Wird auch als Scherwiderstand bezeichnet und kennzeichnet die maximale (Tangential-)Kraft, die aufzuwenden ist, um eine Relativbewegung zwischen zwei Lockergesteinspartikeln zu erzielen.

**Teufe**

Bergmännische Bezeichnung der Tiefe bzw. Tiefenlage.

**Trockendichte**

Die Reindichte stellt das Verhältnis der Masse ofentrockener partikulärer Feststoffe zum Volumen der festen Bestandteile (ohne Korneigenporen, ohne Poren zwischen den Feststoffpartikeln) dar.

**Verfestigung**

Durch die Verformung des Bodens eintretende Zunahme des Scherwiderstandes.

Dissertationsschrift von

Herrn Jonas Jurisch

---

**Erklärung zur Abschlussarbeit gemäß § 22, Abs. 7 APB**

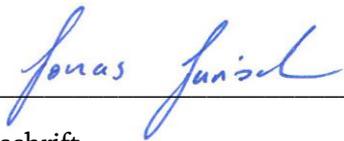
---

Hiermit versichere ich, die vorliegende Abschlussarbeit ohne Hilfe Dritter nur mit den angegebenen Quellen und Hilfsmitteln angefertigt zu haben.

Alle Stellen, die aus den Quellen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht worden.

Diese Arbeit hat in gleicher Form oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegen.

Dresden, den 20.11.2020



---

Unterschrift

---

# Anhang

---

## A Versuchsprogramm

Die nachfolgend dargestellte Tabelle beinhaltet die für jeden der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche vorhandene Ausgangskonfiguration sowie die im Endzustand erzielte Verdichtung der wassergesättigten Granulatsäulen. Sowohl für Säulenversuche mit dem verflüssigungsgefährdeten Bodenmaterial als auch mit den industriell hergestellten granularen Glasperlen.

Die in Tab. A-1 enthaltenen Einbauhöhen sind wie folgt definiert.

- „Einbauhöhe vor Aufsättigung“:  
Entspricht der gemessenen Mächtigkeit der erdfeuchten Feststoffsäule. Ein Wasserspiegel ist noch nicht vorhanden.
- „Einbauhöhe nach Aufsättigung“:  
Entspricht der gemessenen Mächtigkeit der gesättigten Feststoffsäule. Es liegt eine Koinzidenz des Feststoffs- und Wasserspiegels vor.
- „Einbauhöhe Versuchsende“:  
Entspricht der gemessenen Mächtigkeit der gesättigten Feststoffsäule nach Abschluss der Versuchsdurchführung. Der Wasserspiegel hat sich nicht geändert und entspricht weiterhin dem Zustand nach der Aufsättigung.

Die Differenz  $\Delta s$  zwischen der Einbauhöhe nach der Aufsättigung und nach dem Versuchsende entspricht der gemessenen Setzung der verflüssigten Feststoffsäule.

Die aufgeführten Porenanteile der Feststoffsäulen entsprechen einem über der Säulenmächtigkeit mittleren Wert und wurde nach Gleichung [6-2] ermittelt.

$$n = \frac{\rho}{\rho_s \cdot (1 + w)} = \frac{m_{E,0}}{V_{Einbau}} \cdot \frac{1}{\rho_s \cdot (1 + w)} \quad [A-1]$$

Zusätzlich sind die jeweiligen über die Pendeleinheit aufbrachten Belastungen dargestellt. Die potentielle Energie  $E_{pot}$  bezieht sich dabei auf die Lageenergie der gewählten Anregungsmasse bei entsprechender Auslenkung.

Die Impulsintensität  $p$  wurde vereinfacht mithilfe der Gleichung [A-2] ermittelt, wobei Reibungsverluste (in der Aufhängung des Pendels) vernachlässigt werden.

$$p = m \cdot v_{Pendel} \quad \text{mit} \quad v_{Pendel} = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad [A-2]$$

Darin stellen  $m$  und  $h$  die gemessene Masse respektive die gemessene Fallhöhe des ausgelenkten Pendelkörpers dar. Die zum Zeitpunkt des Aufschlagens des Pendels an den Probenbehälter erreichte Geschwindigkeit ist mit  $v_{Pendel}$  deklariert. Der Parameter  $g$  entspricht der Fallbeschleunigung (Luftwiderstand vernachlässigbar gering).

Tab. A-1: Versuchs- und Probenkonfigurationen

Versuchsnummer	Durchführung	Messgröße	Anzahl der Anreungen	Anregungsenergie			Einbaumaterial	Einbaumasse [kg]	Wassergehalt [%]	Einbauhöhe h [m]			Porenanteil n [-]			
				Masse [kg]	Fallhöhe [m]	$F_{p-w}$ [Nm]				Impuls [Ns]	Vor-Aufsättigung	nach-Aufsättigung	Versuchs-ende	$\Delta s$	Vor-Aufsättigung	nach-Aufsättigung
1	erfolgreich	totale Horizontalspannung	15	2,079	0,52	10,61	6,64	47,95	6,60%	0,435	0,384	0,051	0,605	0,46	0,402	0,058
2 *	Nicht erfolgreich	totale Horizontalspannung	15	2,079	0,52	10,61	6,64	47,77	9,23%	0,58	/	/	/	/	/	/
3	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
4	erfolgreich	totale Horizontalspannung	15	2,079	0,54	11,01	6,77	47,689	9,00%	0,58	0,426	0,041	0,615	0,476	0,421	0,055
5	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	15	2,079	0,54	11,01	6,77	48,483	8,29%	0,58	0,437	0,041	0,606	0,478	0,424	0,054
6	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	10	2,297	0,54	12,17	7,48	62,174	8,21%	0,775	0,558	0,049	0,612	0,475	0,425	0,050
7	Nicht erfolgreich	totale Horizontalspannung	10	2,5155	0,54	13,33	8,19	61,844	8,30%	0,735	0,552	0,0435	0,595	0,473	0,426	0,047
8	erfolgreich	totale Horizontalspannung	10	2,297	0,54	12,17	7,48	63,713	10,93%	0,642	0,565	0,048	0,599	0,482	0,434	0,048
9	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	10	2,5155	0,54	13,33	8,19	63,777	11,36%	0,642	0,566	0,0465	0,597	0,484	0,438	0,046
10	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	63,469	9,89%	0,733	0,566	0,0125	0,589	0,48	0,468	0,012
11	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	2	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,399/ 2,403	10,26%/ 14,29%	0,55/ 0,03	0,496	0,497/ 0,643	0,431	0,42	0,011	0,011
12	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	60,617	10,25%	0,74	0,566	0,038	0,613	0,505	0,469	0,036
13	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	60,096	8,58%	0,737	/	/	0,603	0,477	0,466	0,011
14	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	60,125	8,93%	0,72	0,543	0,013	0,61	0,482	0,469	0,013
15	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	/	/	/	/	/	/	/	/	/
16	Nicht erfolgreich	Porenwasserdruck	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	59,55	9,68%	0,717	0,536	0,0145	0,606	0,484	0,469	0,015
17	erfolgreich	Porenwasserdruck	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	58,767	9,25%	0,703	0,532	0,014	0,602	0,485	0,471	0,014
18	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	55,614	9,53%	0,659	0,499	0,0115	0,602	0,481	0,469	0,012
19	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,401	8,90%	0,663	0,509	0,013	0,596	0,481	0,468	0,013
20	Nicht erfolgreich	totale Horizontalspannung	7	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,119	8,89%	0,67	0,503	/	/	/	/	/
21	erfolgreich	totale Horizontalspannung	7	2,5155	0,54	13,33	8,19	57,058	10,07%	0,675	0,511	0,039	0,602	0,483	0,44	0,043
22	erfolgreich	totale Horizontalspannung	7	2,115	0,54	11,20	6,88	57,17	9,54%	0,671	0,512	0,033	0,598	0,48	0,445	0,035
23	erfolgreich	totale Horizontalspannung	7	1,847	0,54	9,78	6,01	57,114	10,19%	0,663	0,51	0,0305	0,596	0,482	0,449	0,033
24	erfolgreich	totale Horizontalspannung	7	1,624	0,54	8,60	5,29	57,147	9,82%	0,67	0,51	0,027	0,598	0,48	0,451	0,029
25	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,161	9,88%	0,655	0,496	0,014	0,597	0,475	0,459	0,016
26	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,15	9,14%	0,66	0,497	0,0105	0,597	0,472	0,461	0,011
27	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,384	8,68	0,675	0,498	0,011	0,602	0,469	0,457	0,012
28	erfolgreich	totale Horizontalspannung	6	2,5155	0,54	13,33	8,19	56,001	8,96%	0,675	0,5015	0,03494	0,606	0,478	0,438	0,040
29	erfolgreich	totale Horizontalspannung	12	2,5155	0,54	13,33	8,19	53,385	9,97%	0,625	0,4795	0,04358	0,628	0,484	0,432	0,052
30	erfolgreich	totale Horizontalspannung	1	2,5155	0,54	13,33	8,19	53,099	9,63%	0,625	0,476	0,01016	0,628	0,481	0,469	0,012
31	erfolgreich	totale Horizontalspannung	5	2,5155	0,54	13,33	8,19	50,097	9,50%	0,595	0,446	0,02721	0,608	0,477	0,443	0,034
32	erfolgreich	totale Horizontalspannung	25+5	2,5155	0,27	6,66	5,79	53,106	9,89%	0,625	0,467	0,04209	0,606	0,472	0,42	0,052
33	erfolgreich	totale Horizontalspannung	29+4	2,5155	0,126	3,11	3,96	53,067	9,72%	0,635	0,471	0,042384	0,612	0,477	0,418	0,059
34	erfolgreich	totale Horizontalspannung	30+9	2,5155	0,033	0,81	2,02	53,049	9,49%	0,62	0,4755	0,04686	0,602	0,481	0,421	0,060
35	erfolgreich	totale Horizontalspannung	27+5	2,5155	0,54	13,33	8,19	66,675	10,19%	/	0,579	0,0615	0,502	0,467	0,404	0,063
36	erfolgreich	totale Horizontalspannung	15	2,5155	0,54	13,33	8,19	63,355	9,43%	0,745	0,559	0,0514	0,604	0,472	0,419	0,053

\*Versuch Nr. 02: Nicht erfolgreich aufgrund eines Messtechnik-Fehlers.

## B Messequipment

### B 1. Piezoresistiver Druckmessgeber

Der Aufbau und das Messprinzip der verwendeten piezoresistiven Druckmessgeber (Relativdrucksensoren) sind in Abb. B-1 dargestellt.

Das Prinzip der piezoresistiven Druckmessung beruht auf der Änderung des elektrischen Widerstandes  $R$  durch die druckabhängige Verformung des Grundkörpers bzw. der Membran. Gemäß Gleichung [B-1] ist die Widerstandsänderung direkt proportional zur Länge  $l$  bzw. indirekt zur Querschnittsfläche  $A$  des Leiters.

Im vorliegenden Fall stellt der Leiter einen Sensorchip dar, der Mikrostrukturen von Halbleiter-Dehnmessstreifen enthält (Piezochip). Die vom Probenmaterial ausgeübten Spannungen bzw. Drücke rufen in der messstoffberührenden metallischen Membran eine Verformung hervor, die diese Belastungen über ein synthetisches Öl an den Piezochip überträgt. Die vom Piezochip aufgenommenen Verformungen führen zu einer messbaren Änderung seines spezifischen Widerstandes  $\rho$  und damit des Leiterwiderstandes  $R$ . (vgl. GAßMANN & GRIES (2009))

$$R = \rho \cdot \frac{l}{A} \quad [\text{B-1}]$$

Das elektrische Signal wird dann als Maß für den einwirkenden Druck bzw. die Druckänderung verwendet.

Das im Sensor installierte Belüftungsröhrchen dient zur Messung der Absolut- oder Relativdrücke.

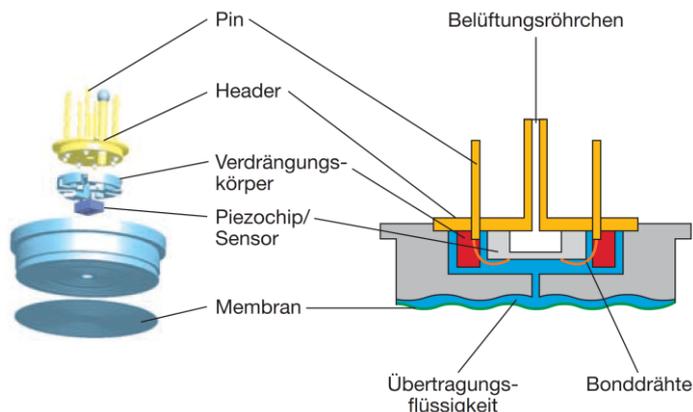


Abb. B-1: Aufbau des verwendeten piezoresistiven Druckmessers mit messstoffberührender Membran; GAßMANN & GRIES (2009)

Wird dieses verschlossen und der dahinter befindliche Raum evakuiert (Absaugen von Luft), dient das erzeugte Vakuum als Druckreferenz und ermöglicht dessen Verwendung als Absolutdrucksensor, andernfalls als Relativdrucksensor.

Druckmessgeber mit piezoresistiver Signalumwandlung reagieren aufgrund des piezoresistiven Effektes äußerst sensibel und ermöglichen so die Messung sehr geringer Drücke bzw. Druckänderungen (vgl. GAßMANN & GRIES (2009)). Ein weiterer Vorteil bei der Verwendung

dieser Drucksensoren ist, dass sie für partikelhaltige und viskose Messstoffe geeignet sind. Konventionelle Sensoren mit Druckkanalbohrung würden dabei verstopfen und einen Funktionsverlust zur Folge haben. Der resultierende Messwert stellt eine über die Membranfläche gemittelte Größe dar.

Die technischen Daten der verwendeten Drucksensoren sind in Tab. B-1 zusammengefasst.

Tab. B-1: Druckmessgeber – technische Daten

Eigenschaft	Sensor	Bemerkung
Messbereich [mbar]	1 – 2 3 – 5	0...100 0...250
Messgenauigkeit [% FS]	1 – 5	0,2
Messrate [Messwerte pro Sekunde]	1 – 5	1000
Druckart	1 – 5	Relativdruck
Membrandurchmesser	1 – 5	1“



Abb. B-2: Im Versuch verwendeter piezoresistiver Druckmessgeber

## B 2. Induktive Wegmessung

Der Aufbau eines induktiven Wegaufnehmers ist Abb. B-3 zu entnehmen. Dessen physikalisches Messprinzip beruht auf der Änderung der Induktivität  $L$  einer Spule, infolge der axialen Verschiebung eines in ihr befindlichen Eisenkerns (vgl. MANG & HOFSTETTER et al. (2004)). Die sich mit der Position des Tauchankers einstellende Induktivität  $L$  wird anschließend mit externer Elektronik in ein wegproportionales Signal (hier elektrische Spannung  $U$ ) umgewandelt und ermöglicht damit die Erfassung der mit der Verflüssigung und Verfestigung eintretenden Absenkung  $s$  der Feststoffoberfläche.

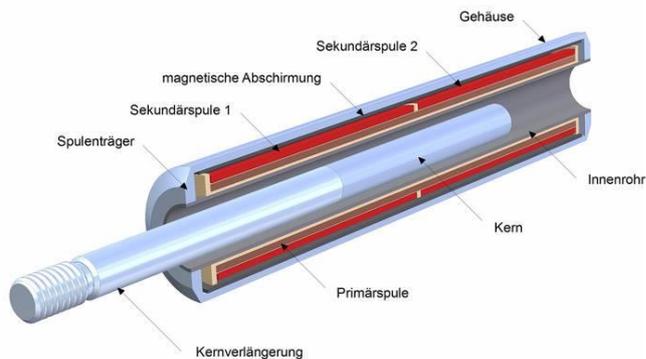


Abb. B-3: Exemplarischer Aufbau eines induktiven Wegaufnehmers; EDDYLAB (2020)

Aufgrund ihres Aufbaus und Messprinzips sind induktive Wegaufnehmer äußerst robust und weisen eine hohe Messgenauigkeit auf.

Die technischen Daten des Wegaufnehmers sind

Tab. B-2 zu entnehmen.

Tab. B-2: Wegaufnehmer – technische Daten

<b>Eigenschaft</b>	<b>Bemerkung</b>
Messbereich [mm]	0...50
Linearitätsabweichung [%]	0,2

### **B 3. Sonstiges Messequipment**

#### **B 3.1. Datenlogger**

Zur weiteren Signalumwandlung war für die verwendeten Druckmessgeber die Zwischenschaltung von Datenloggern erforderlich gewesen, wobei jeweils 2 Sensoren an einem angeschlossen wurden. Zudem ermöglichten sie die sich im Probenbehälter einstellenden Erd- und Porenwasserdrücke visuell zu verfolgen und die Messwerte mit Echtzeitzuordnung abzuspeichern.

#### **B 3.2. Messverstärker**

Der verwendete Messverstärker wird nicht nur zur Signalaufbereitung benötigt, sondern er stellt auch die für den Betrieb des induktiven Wegaufnehmers erforderliche Trägerfrequenz und für alle Sensoren die externe Spannungsversorgung bereit.

Mithilfe des Verstärkers werden alle analogen Messsignale gebündelt, aufbereitet und am Mess-PC ausgewertet.

## C Versuchsergebnisse

### C 1. Isochronen des Versuchs Nr. 17

Nachfolgend sind die aus den gemessenen Porenwasserdruckkurven  $u(z, t)$  generierten Isochronen des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u(z, t)$  dargestellt.

Die im Bereich des Messhorizontes S1 vorzufindenden Nicht-Linearitäten der Isochronen von  $t_1 + 10$  s bis  $t_1 + 70$  s resultieren vermutlich aus der Komprimierung anwesender überschüssiger Gase.

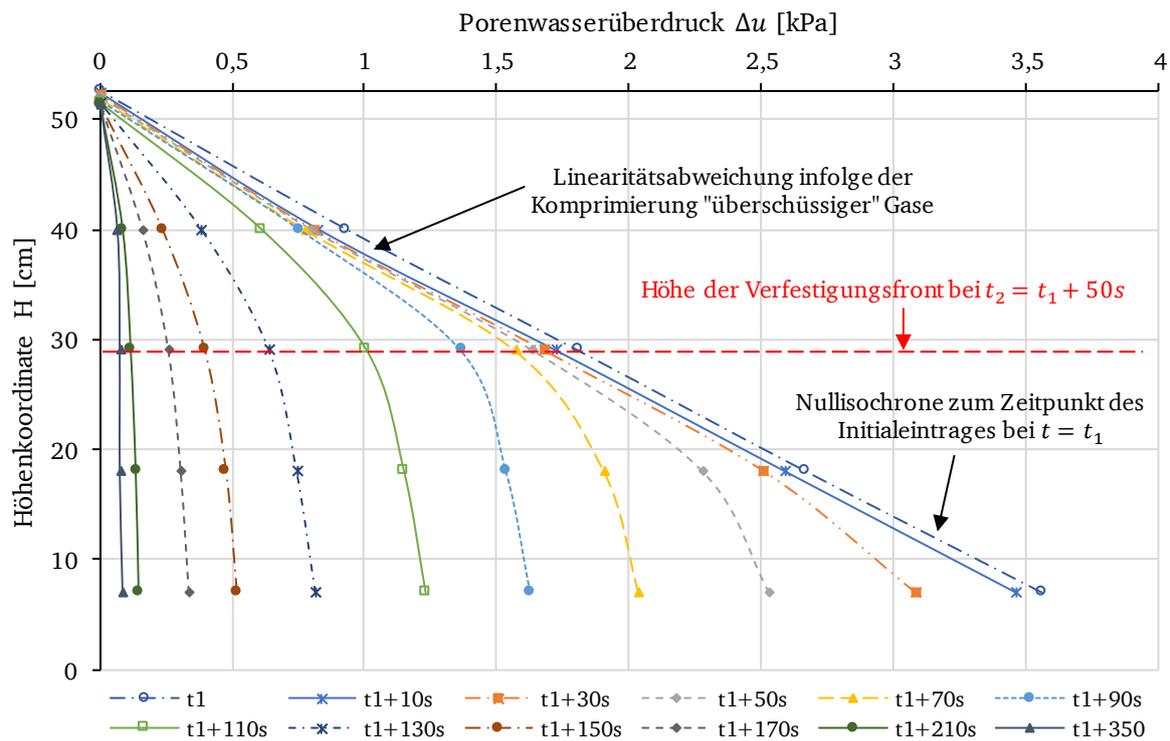


Abb. C-1: Isochronen des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$ ; Versuch Nr. 17

## C 2. Messkurven des Versuchs Nr. 29

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 29 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-3 enthalten.

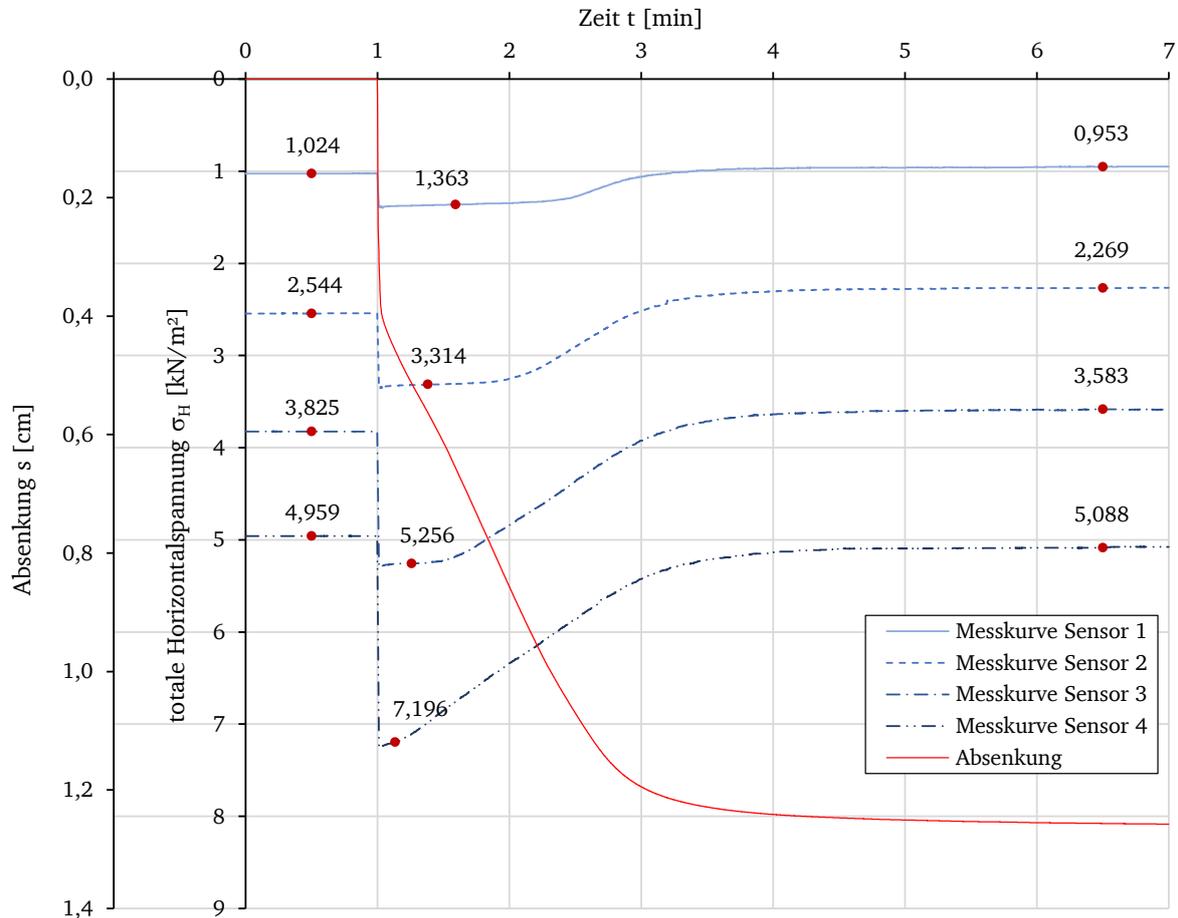


Abb. C-2: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absatzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 29

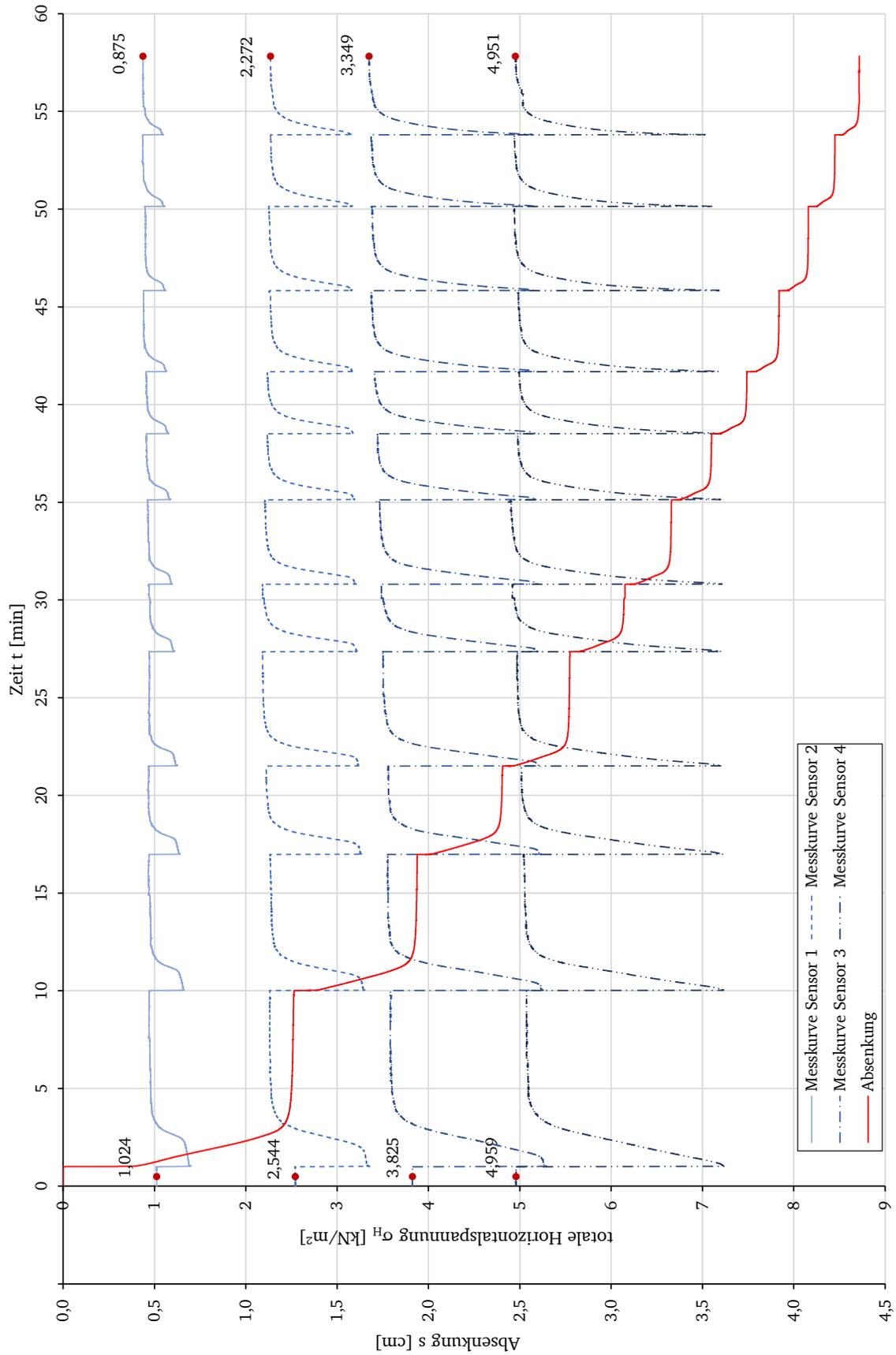


Abb. C-3: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 29

### C 3. Messkurven des Versuchs Nr. 30

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 30 dargestellt.

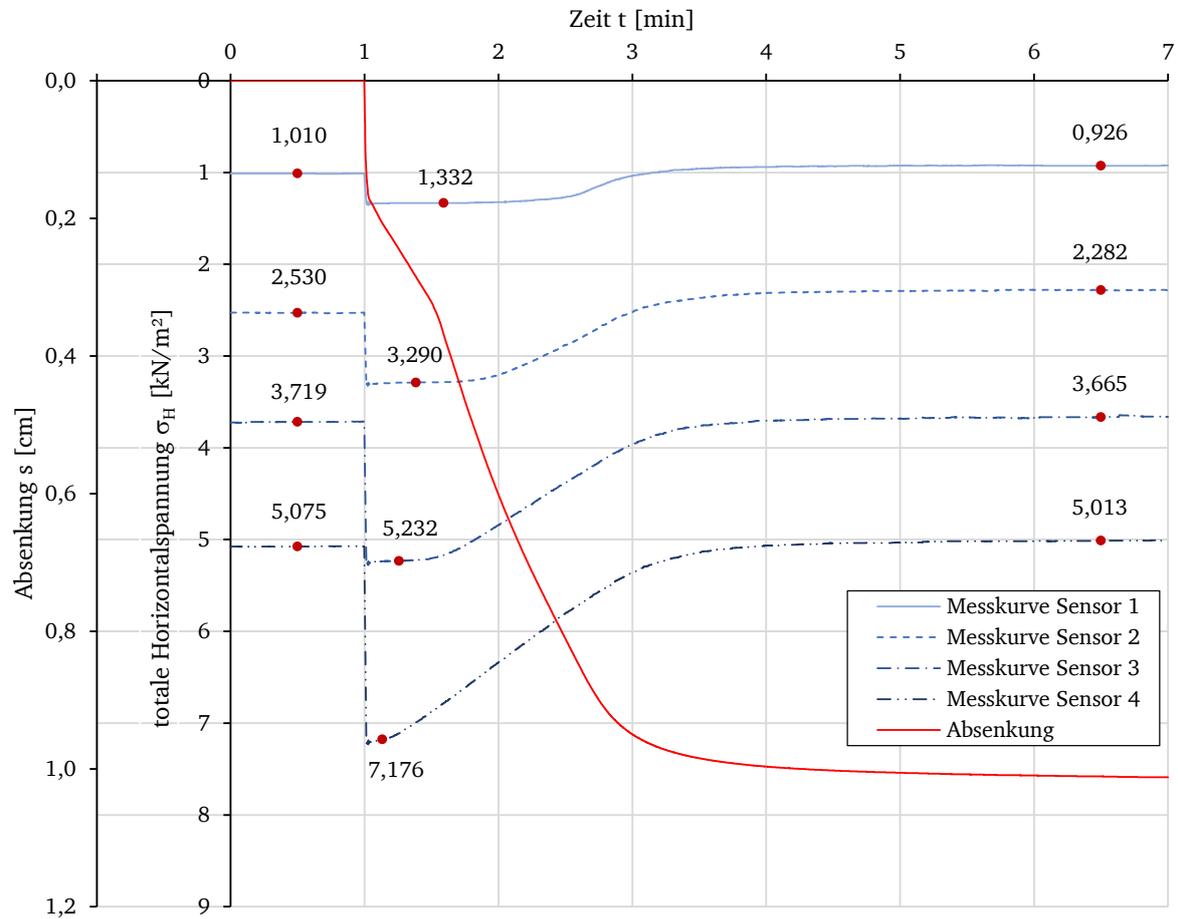


Abb. C-4: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absatzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 30

## C 4. Messkurven des Versuchs Nr. 31

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 31 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-6 enthalten.

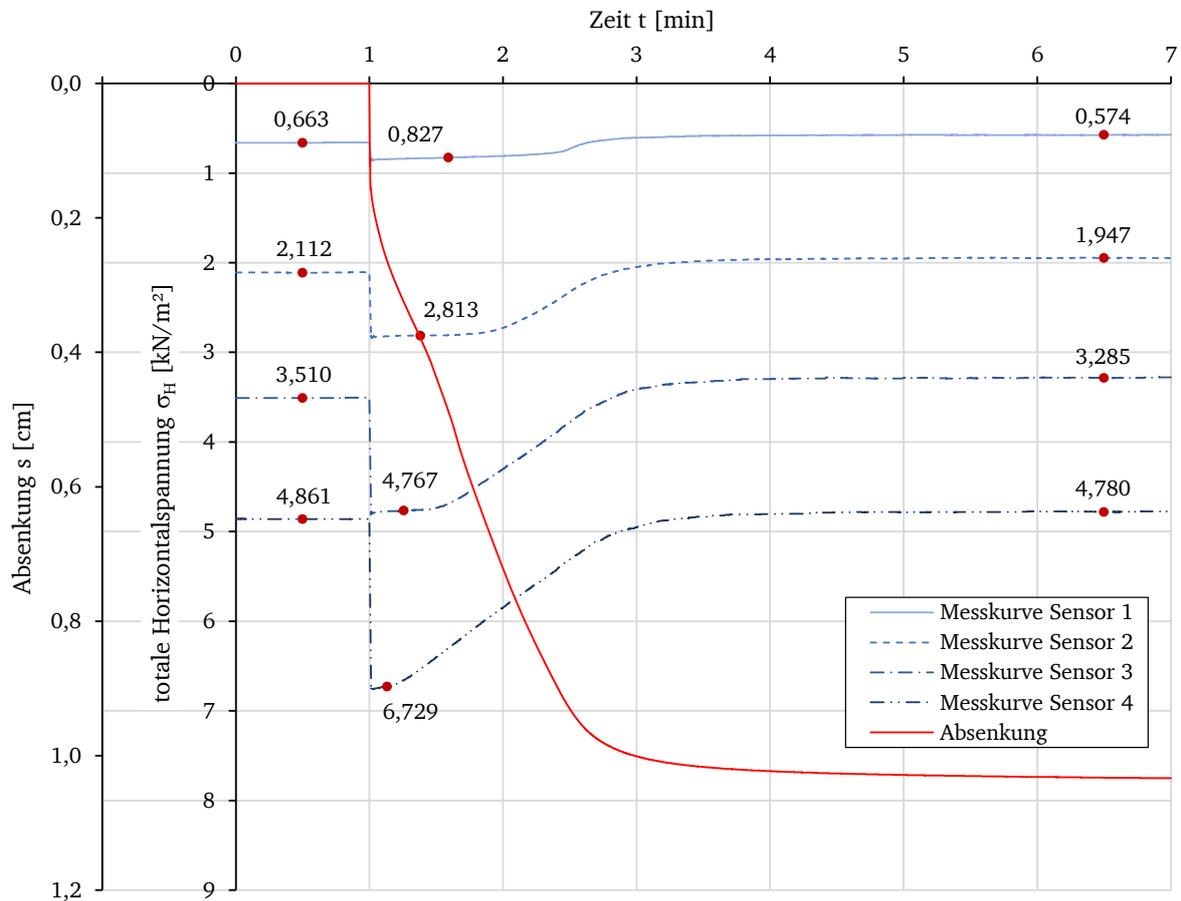


Abb. C-5: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 31

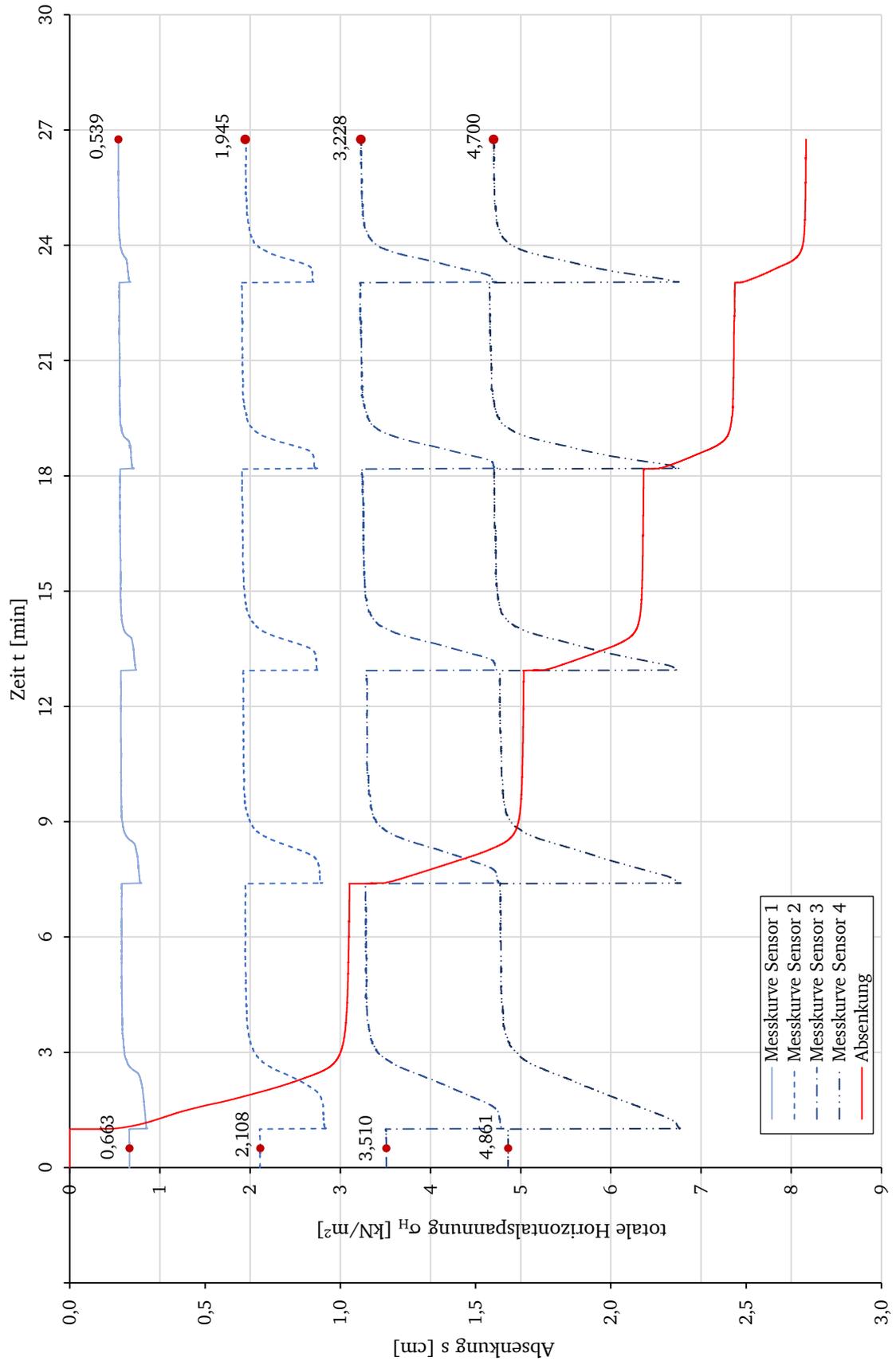


Abb. C-6: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 31

## C 5. Messkurven des Versuchs Nr. 32

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 32 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-8 enthalten.

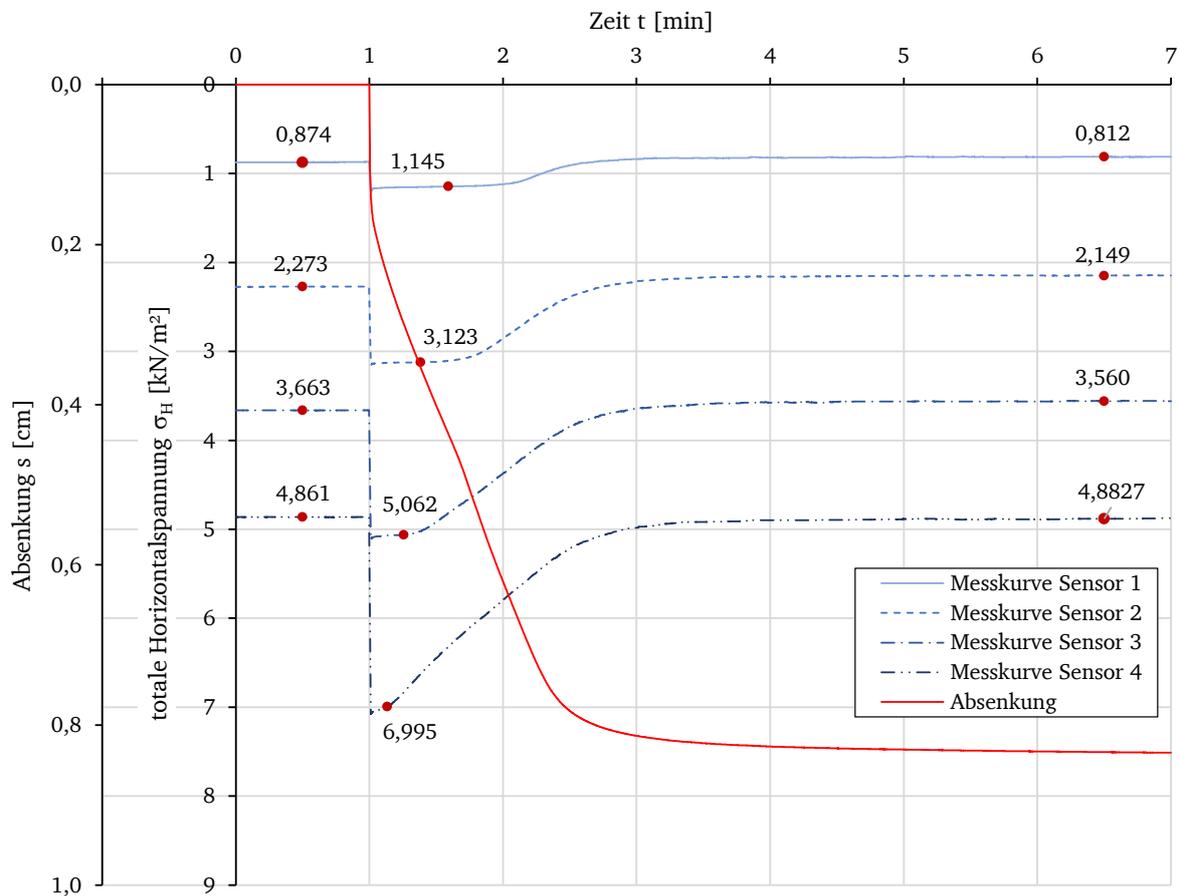


Abb. C-7: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 32

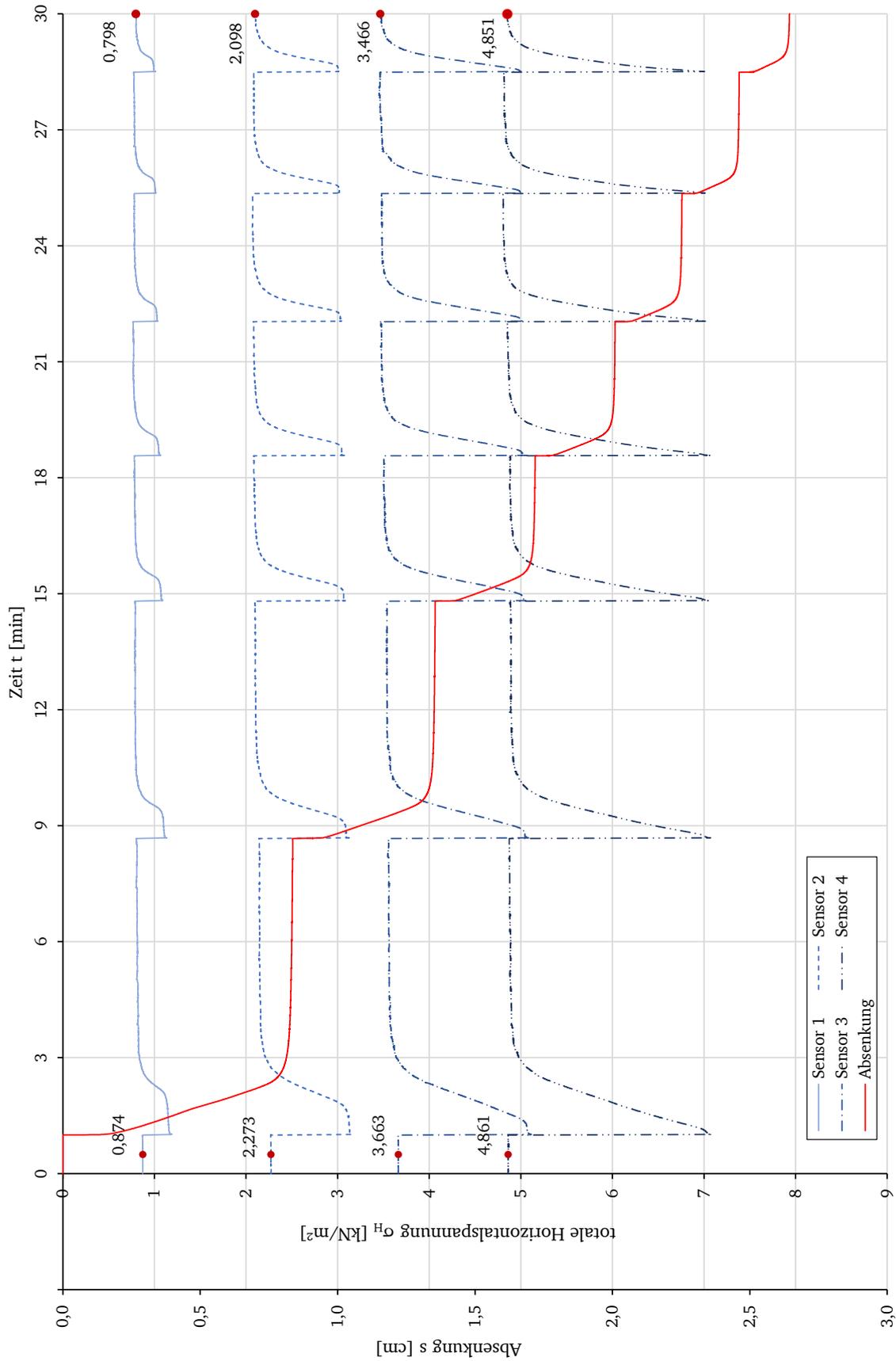


Abb. C-8: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 32

## C 6. Messkurven des Versuchs Nr. 33

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 33 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-10 enthalten.

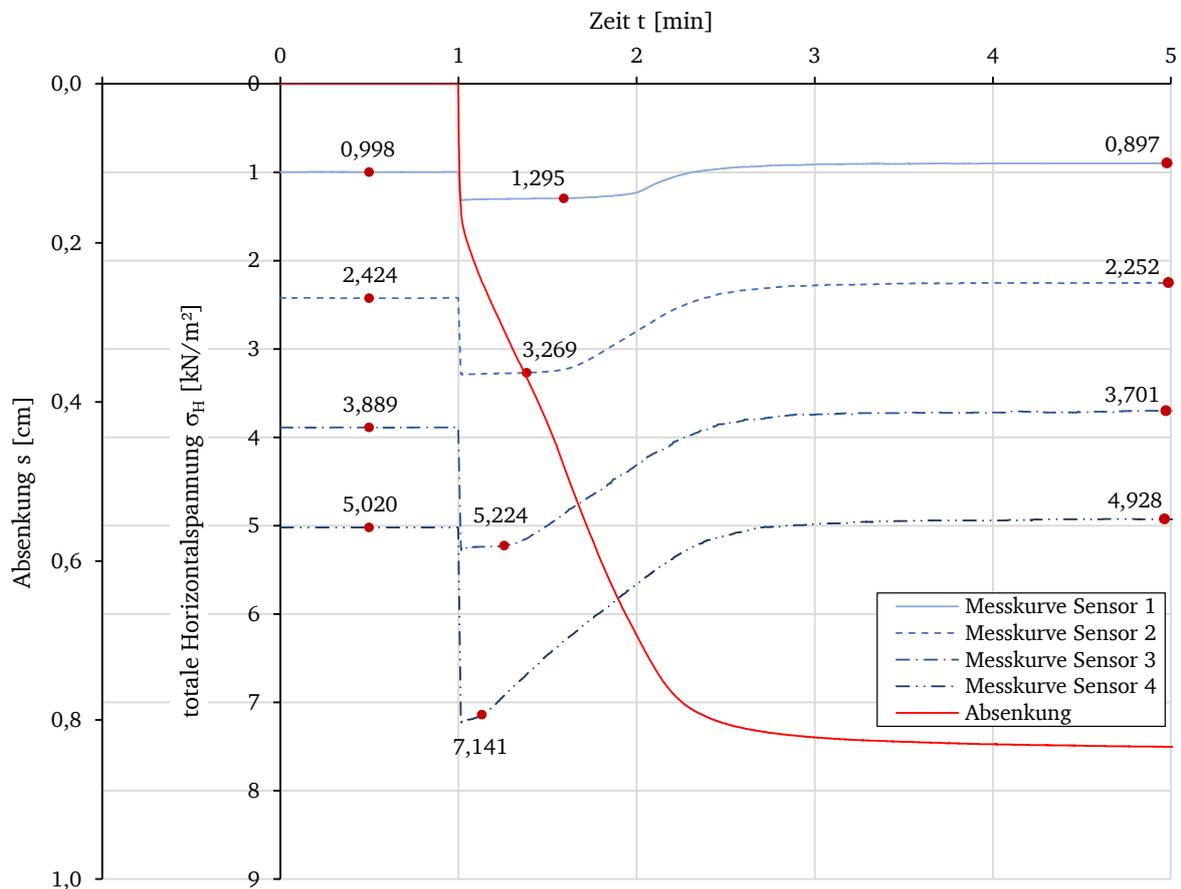


Abb. C-9: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absatzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 33

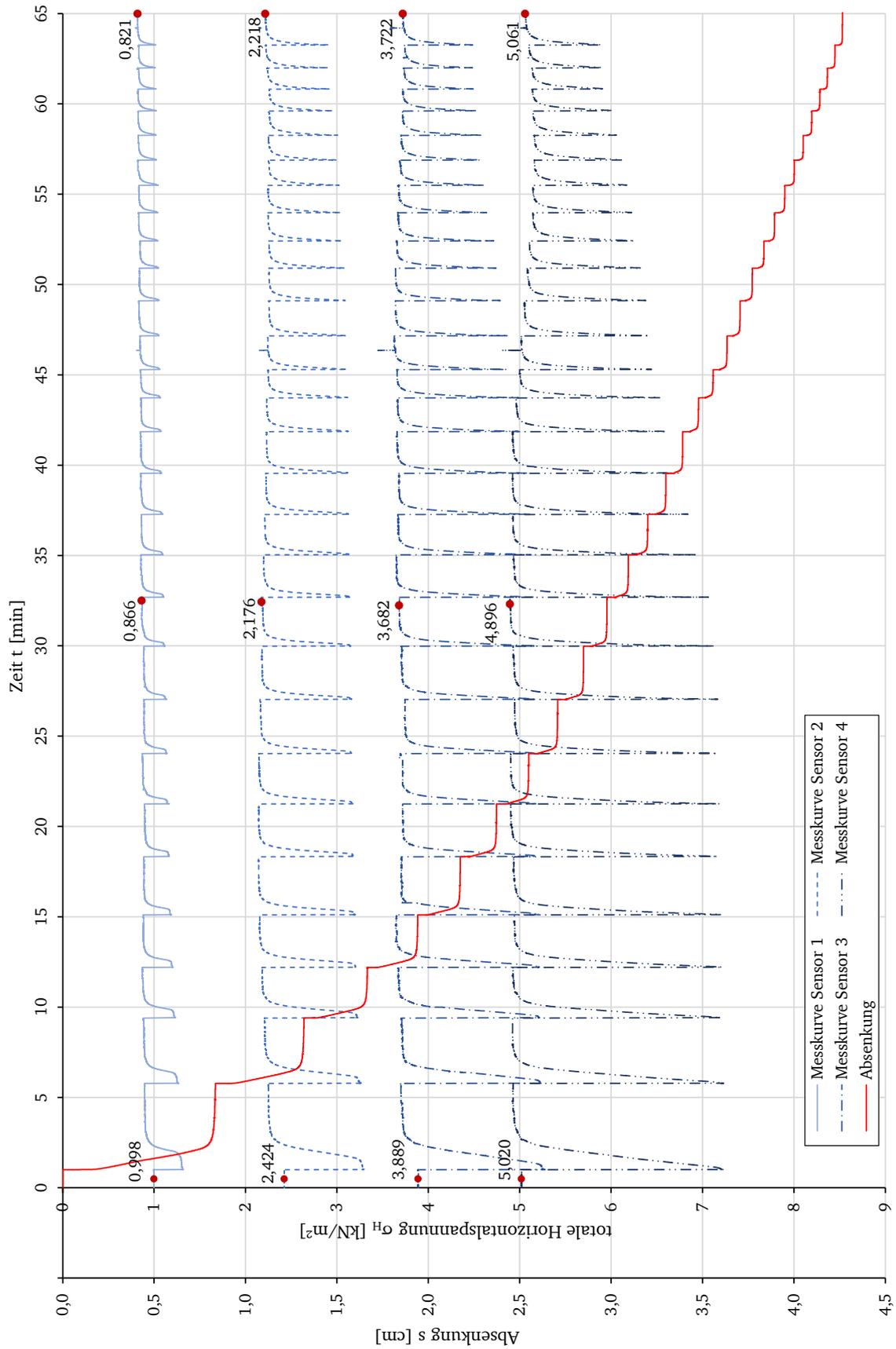


Abb. C-10: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 33

## C 7. Messkurven des Versuchs Nr. 34

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 34 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-12 enthalten.

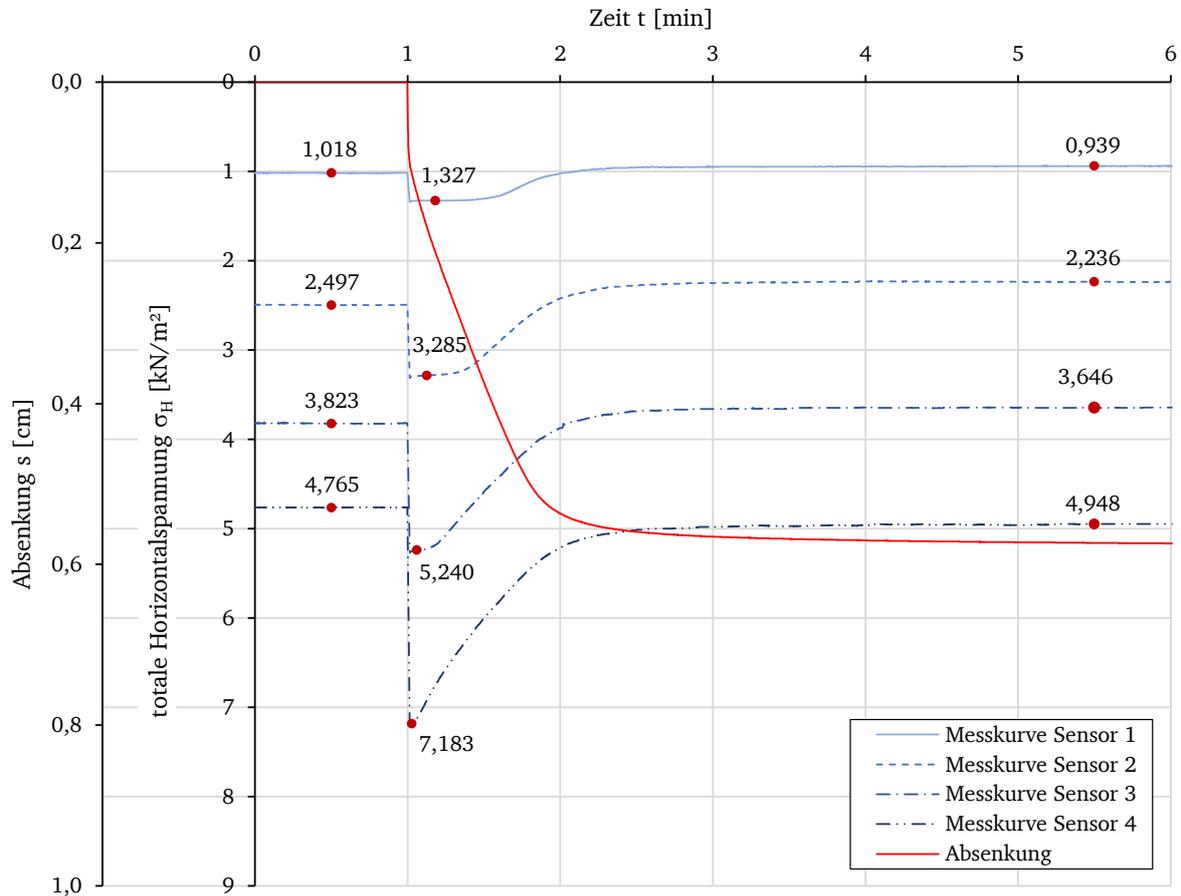


Abb. C-11: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 34

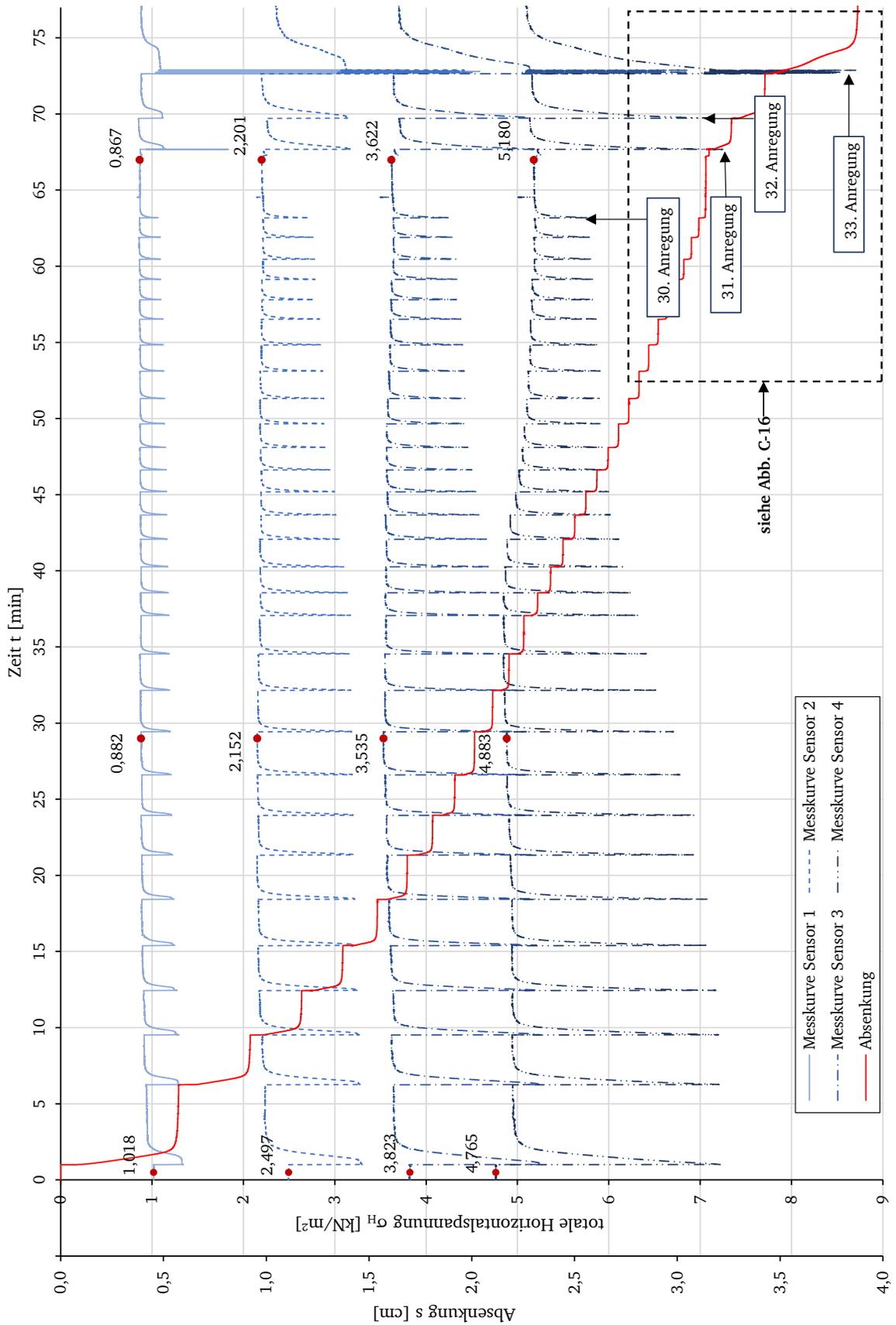


Abb. C-12: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 34

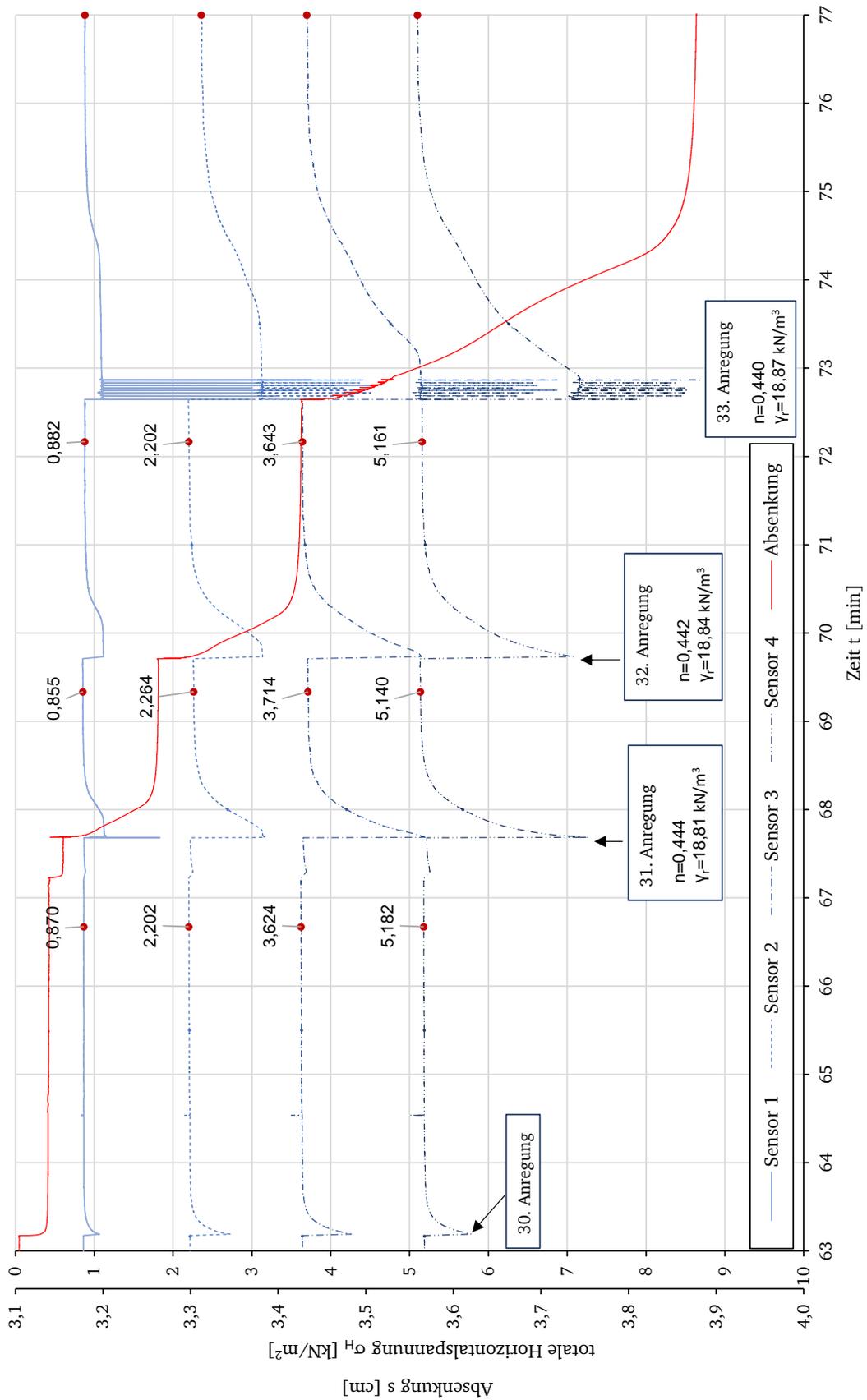


Abb. C-13: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$ , Initialeinträge 30-32; Versuch Nr. 34

## C 8. Messkurven des Versuchs Nr. 35

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 35 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-15 enthalten.

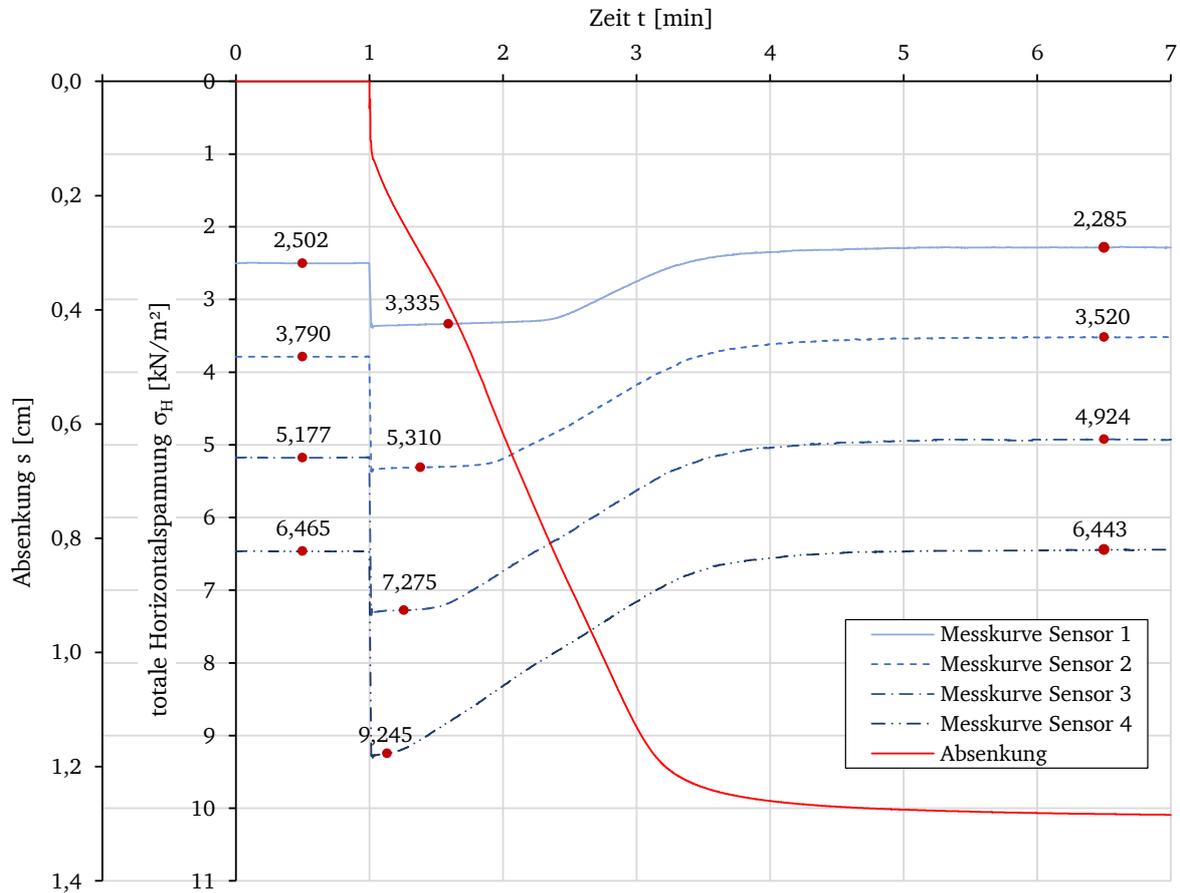


Abb. C-14: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 35

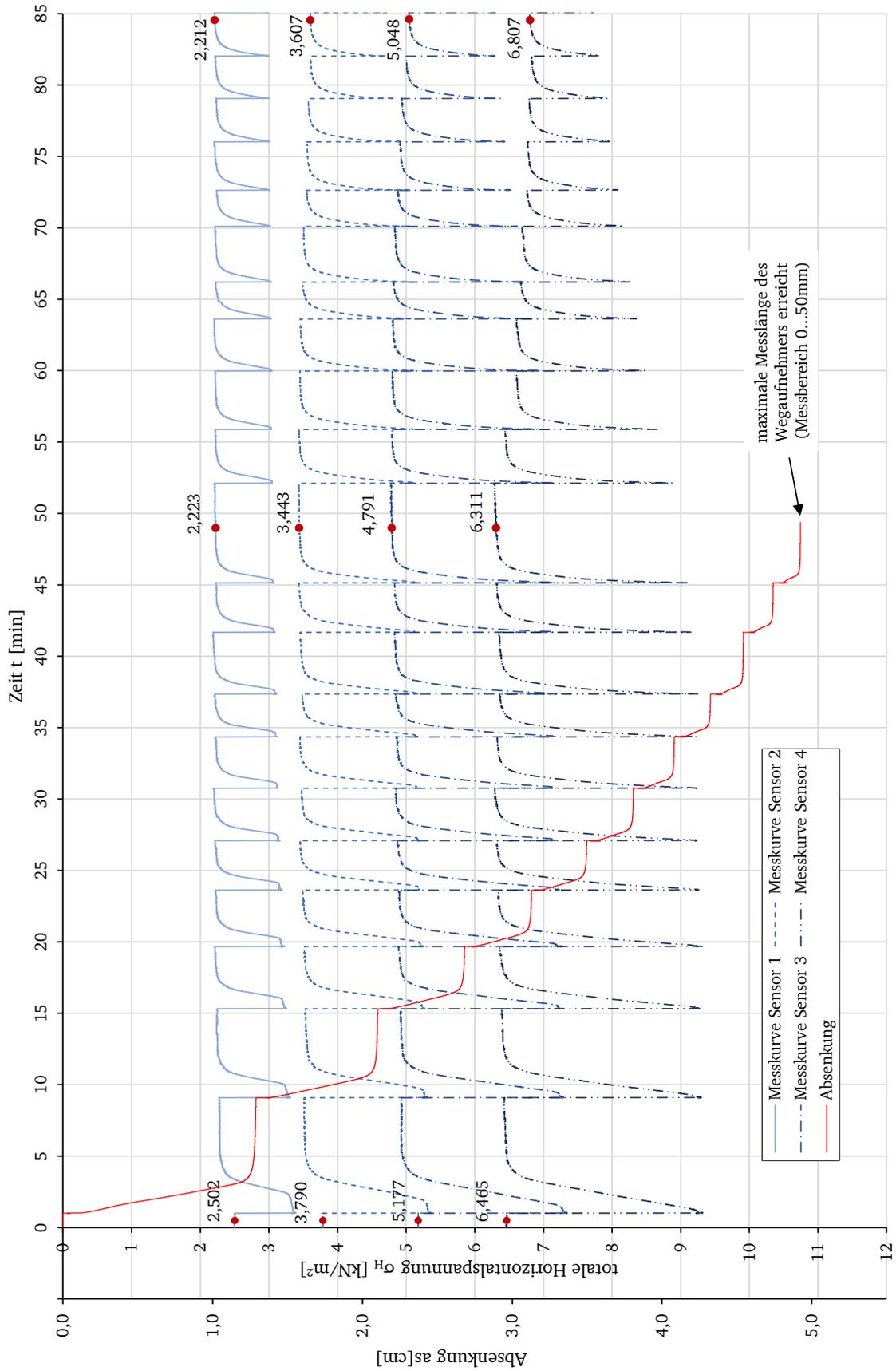


Abb. C-15: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 35

## C 9. Messkurven des Versuchs Nr. 36

Nachfolgend sind die Messkurven der totalen Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  und der Setzung  $s(t)$  für den Versuch Nr. 36 dargestellt, sowohl für den einmaligen Initialeintrag als auch für mehrmalige Initialeinträge. Letztgenannte sind in Abb. C-17 enthalten.

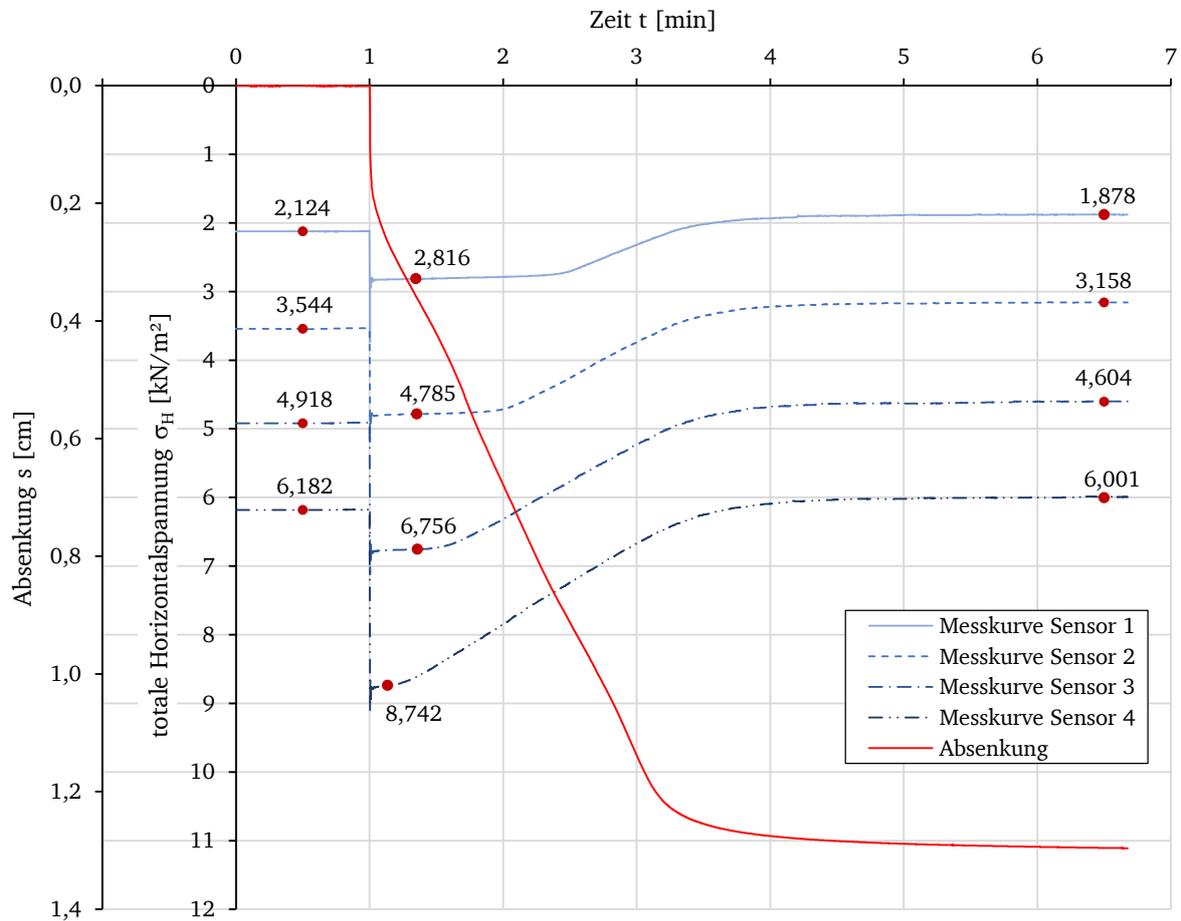


Abb. C-16: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absenkcurve  $s(t)$  nach einmaligem Initialeintrag; Versuch Nr. 36

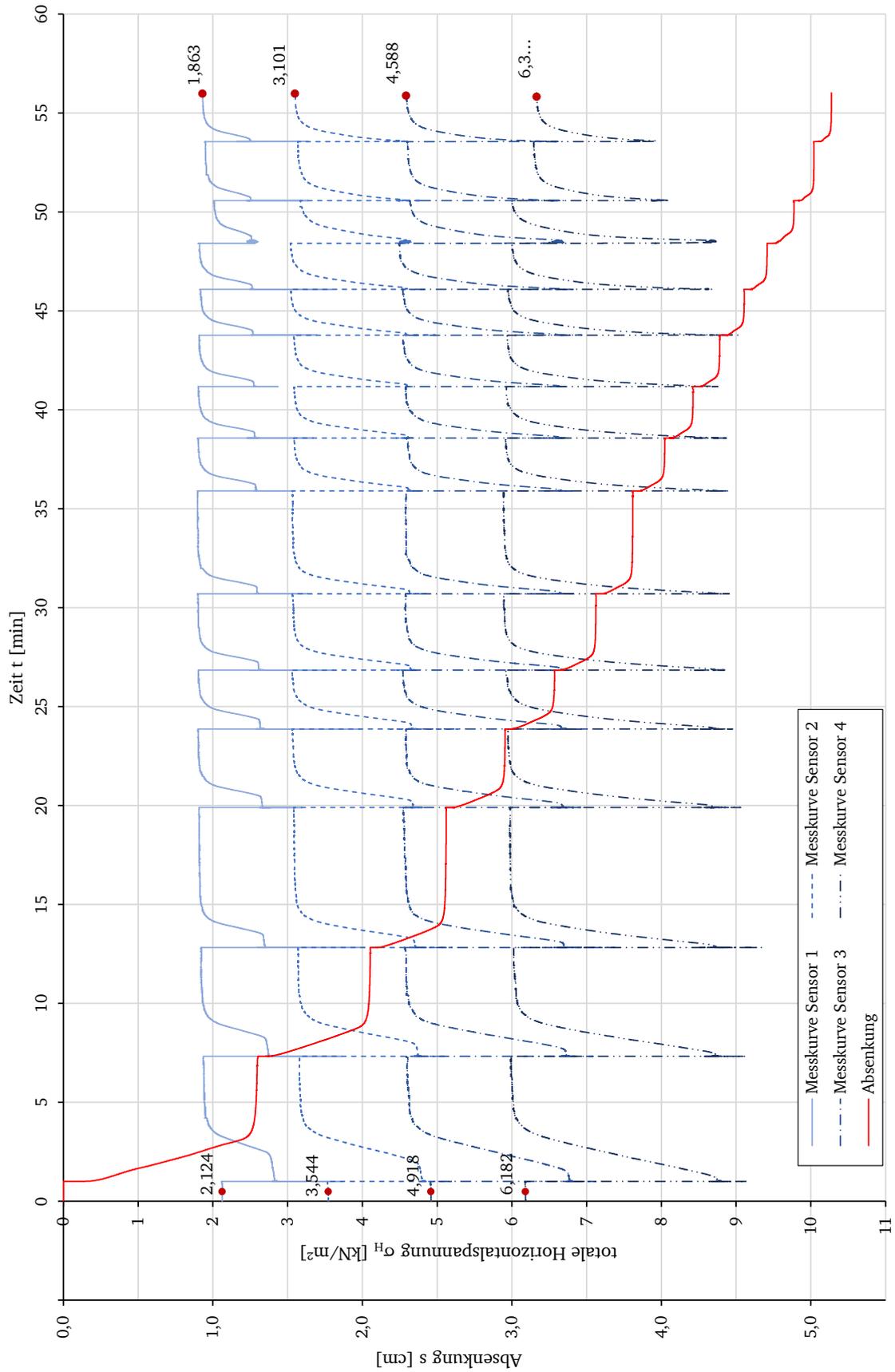


Abb. C-17: Gemessene totale Horizontalspannungen  $\sigma_H(z, t)$  der Sensoren S1 bis S4 und gemessene Absetzkurve  $s(t)$  nach mehrmaligen Initialeinträgen; Versuch Nr. 36

## D Hydraulische Leitfähigkeit

Die Ergebnisse sowie Daten der Versuchsdurchführung zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k_f$  sind in den nachfolgenden Abschnitten enthalten.

Es erfolgten sowohl für das Bodenmaterial vom RL F als auch für die granularen Glasperlen je drei Versuchsdurchführungen mit einem lockeren sowie mitteldichten Lagerungszustand.

### D 1. Bodenmaterial Restloch F

#### D 1.1. Lockere Lagerung

Die Daten des Versuchsaufbaus sind der Tab. D-1 zu entnehmen. Mit deren Anwendung in Gleichung [4-3] können die in Tab. D-2 aufgeführten Ergebnisse ermittelt werden.

Tab. D-1: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; Bodenmaterial RL F, lockere Lagerung

Probendurchmesser $d_f$ [cm]	8,0
Probenhöhe $h_f$ [cm]	16,0
Probenmasse (trocken) $m_E$ [g]	1182,3
Reindichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,65
Initialer Porenanteil $n_0$ [-]	0,445
Wasserspiegel $h_w$ [cm]	17,8
Wassertemperatur $T_W$ [°C]	12,7

Tab. D-2: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; Bodenmaterial RL F, lockere Lagerung

$h$ [cm]	$t$ [s]	$k_T$ [m/s]	$\bar{k}_T$ [m/s]
<b>Versuch 1</b>			
37,0	0	-	2,73E-04
32,0	180	2,68E-04	
27,0	420	2,89E-04	
22,0	900	2,61E-04	
<b>Versuch 2</b>			
37,0	0	-	2,57E-04
32,0	180	2,68E-04	
27,0	450	2,57E-04	
22,0	960	2,46E-04	
<b>Versuch 3</b>			
37,0	0	-	2,67E-04
32,0	180	2,68E-04	
27,0	465	2,44E-04	
22,0	900	2,88E-04	
			<b>2,66E-04</b>

Für die lockere Lagerung des Bodenmaterials vom RL F ergibt sich aus der Versuchsdurchführung ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{T,S} = 2,66 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

## D 1.2. Mitteldichte Lagerung

Die Daten des Versuchsaufbaus sind der Tab. D-3 zu entnehmen. Mit deren Anwendung in Gleichung [4-3] können die in Tab. D-4 aufgeführten Ergebnisse ermittelt werden.

Tab. D-3: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; Bodenmaterial RL F, mitteldichte Lagerung

Probendurchmesser $d_f$ [cm]	8,0
Probenhöhe $h_f$ [cm]	14,7
Probenmasse (trocken) $m_E$ [g]	1182,3
Reindichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,65
Initialer Porenanteil $n_0$ [-]	0,396
Wasserspiegel $h_w$ [cm]	17,8
Wassertemperatur $T_W$ [°C]	12,7

Tab. D-4: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; Bodenmaterial RL F, mitteldichte Lagerung

$h$ [cm]	$t$ [s]	$k_T$ [m/s]	$\bar{k}_T$ [m/s]
<b>Versuch 1</b>			
37,0	0	-	1,51E-04
32,0	300	1,48E-04	
27,0	720	1,52E-04	
22,0	1470	1,54E-04	
<b>Versuch 2</b>			
37,0	0	-	1,49E-04
32,0	300	1,48E-04	
27,0	720	1,52E-04	
22,0	1500	1,48E-04	
<b>Versuch 3</b>			
37,0	0	-	1,49E-04
32,0	300	1,48E-04	
27,0	720	1,52E-04	
22,0	1500	1,48E-04	
			<b>1,50E-04</b>

Für die lockere Lagerung des Bodenmaterials vom RL F ergibt sich aus der Versuchsdurchführung ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{T,S} = 1,50 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

## D 2. Granulare Glasperlen

Die Daten des Versuchsaufbaus sind der Tab. D-5 zu entnehmen. Mit deren Anwendung in Gleichung [4-3] können die in Tab. D-6 aufgeführten Ergebnisse ermittelt werden.

Tab. D-5: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; granulare Glasperlen, lockere Lagerung

Probendurchmesser $d_f$ [cm]	8,0
Probenhöhe $h_f$ [cm]	16,0
Probenmasse (trocken) $m_E$ [g]	1151,1
Reindichte $\rho_S$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,5
Initialer Porenanteil $n_0$ [-]	0,427
Wasserspiegel $h_w$ [cm]	17,9
Wassertemperatur $T_W$ [°C]	11,3

Tab. D-6: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; granulare Glasperlen, lockere Lagerung

$h$ [cm]	$t$ [s]	$k_T$ [m/s]	$\bar{k}_T$ [m/s]
<b>Versuch 1</b>			
37,0	0	-	4,53E-04
32,0	107	4,54E-04	
27,0	266	4,41E-04	
22,0	540	4,66E-04	
<b>Versuch 2</b>			
37,0	0	-	4,06E-04
32,0	120	4,05E-04	
27,0	300	3,89E-04	
22,0	600	4,25E-04	
<b>Versuch 3</b>			
37,0	0	-	4,00E-04
32,0	120	4,05E-04	
27,0	300	3,89E-04	
22,0	615	4,05E-04	
			<b>4,20E-04</b>

Für die lockere Lagerung der granularen Glasperlen ergibt sich aus der Versuchsdurchführung ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{T,G} = 4,20 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

## D 2.1. Mitteldichte Lagerung

Die Daten des Versuchsaufbaus sind der Tab. D-7 zu entnehmen. Mit deren Anwendung in Gleichung [4-3] können die in Tab. D-8 aufgeführten Ergebnisse ermittelt werden.

Tab. D-7: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsdaten; granulare Glasperlen, mitteldichte Lagerung

Probendurchmesser $d_f$ [cm]	8,0
Probenhöhe $h_f$ [cm]	15,3
Probenmasse (trocken) $m_E$ [g]	1151,1
Reindichte $\rho_S$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,5
Initialer Porenanteil $n_0$ [-]	0,401
Wasserspiegel $h_w$ [cm]	17,9
Wassertemperatur $T_W$ [°C]	11,3

Tab. D-8: Hydraulische Leitfähigkeit – Versuchsergebnisse; granulare Glasperlen, mitteldichte Lagerung

$h$ [cm]	$t$ [s]	$k_T$ [m/s]	$\bar{k}_T$ [m/s]
<b>Versuch 1</b>			
37,0	0	-	3,14E-04
32,0	150	3,10E-04	
27,0	360	3,19E-04	
22,0	750	3,13E-04	
<b>Versuch 2</b>			
37,0	0	-	3,14E-04
32,0	150	3,10E-04	
27,0	360	3,19E-04	
22,0	750	3,13E-04	
<b>Versuch 3</b>			
37,0	0	-	3,14E-04
32,0	15	3,10E-04	
27,0	360	3,19E-04	
22,0	750	3,13E-04	
			<b>3,14E-04</b>

Für die lockere Lagerung der granularen Glasperlen ergibt sich aus der Versuchsdurchführung ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{T,G} = 3,14 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

## E Verfestigungsfront nach SCOTT (1986) und WITTIG (2014)

Für die im Versuch Nr. 28 exemplarische Ermittlung der Verfestigungsdauer nach SCOTT (1986) bzw. WITTIG (2014) gemäß Gleichung [2-6] werden die in Tab. E-1 aufgeführten Berechnungsparameter zu Hilfe gezogen.

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  resultiert dabei aus der experimentellen Bestimmung von  $k_{T,S}$  (Restloch F, lockere Lagerung) und folgender Umrechnung:

Nach MÖLLER (2013) besteht zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{f,10}$  und der zu beliebig anderen Temperaturen gehörende Durchlässigkeitsbeiwert  $k_{T,S}$  ein funktionaler Zusammenhang gemäß Gleichung [E-1].

$$k_{f,10} = \alpha \cdot k_{T,S} \quad [\text{E-1}]$$

Dabei kennzeichnet der Parameter  $\alpha$  einen Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Zähigkeit von Wasser. Dieser ist nach MÖLLER (2013) für verschiedene Temperaturen  $T_W$  in Tab. E-1 aufgeführt.

Tab. E-1: Korrekturbeiwert  $\alpha$  für unterschiedliche Temperaturen; MÖLLER (2013)

Temperatur $T$ [°C]	5	10	15	20	25
Korrekturbeiwert $\alpha$ [-]	1,158	1,000	0,874	0,771	0,686

Für die im Versuch Nr. 28 vorliegende gesättigte Bodensäule mit einer mittleren Wassertemperatur von  $T_W = 19$  °C kann unter Zuhilfenahme der Tab. E-1 und einer linearen Interpolation ein Korrekturbeiwert von  $\alpha = 0,792$  berechnet werden. Damit einhergehend lässt sich für die Bodensäule durch Umstellung von Gleichung [E-1] und dem im Abschnitt 4.3.2.1 berechneten Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{f,10} = 2,47 \cdot 10^{-4}$  m/s der in Tab. E-2 enthaltene Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{f,S} = 1,956 \cdot 10^{-4}$  m/s näherungsweise feststellen.

Tab. E-2: Berechnungsparameter für den Verfestigungsprozess; Versuch Nr. 28

Mächtigkeit der gesättigten Feststoffsäule $H_0$ [m]	0,5015
Raumwichte (wassergesättigt) $\gamma_r$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,27
Wichte des Wassers $\gamma_f$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9,807
Wichte unter Auftrieb $\gamma' = \gamma_r - \gamma_W$ [kN/m <sup>3</sup> ]	8,463
Initialer Porenanteil $n_1$ [-]	0,478
End-Porenanteil $n_2$ [-]	0,464
Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,S}$ [m/s]	1,956E-04

Unter Anwendung von Gleichung [2-6] lässt sich so für die im Versuch Nr. 28 vollständig verflüssigte Granulatsäule eine Verfestigungsdauer von  $t_f = 77,6$  s ermitteln. Die Geschwindigkeit der aufsteigenden Verfestigungsfront beträgt nach Gleichung [2-5] ca.  $v_{Vf} = 6,46$  mm/s. Beide Werte stimmen in guter Näherung mit den in Abschnitt 6.1.3 ermittelten Parametern überein.

## F Transienter Erddruckbeiwert – GOMPERTZ-Funktion

Unter der Annahme, dass sich der örtliche transiente Erddruckbeiwert  $K(z, t)$  einer verflüssigten und sich anschließend verfestigenden Granulatsäule im zeitlichen Verlauf den Messkurven der totalen Horizontalspannung  $\sigma_H(z, t)$  sowie denen der Porenwasserdrücke  $u(z, t)$  ähnlich verhält und somit den Charakter einer asymmetrischen Sigmoidfunktion aufweist, so kann dessen Quantifizierung ggf. mit dem mathematischen Modell der GOMPERTZ-Funktion erfolgen.

Ihr Verlauf kann mithilfe von Gleichung [6-2] beschrieben werden.

$$f(t) = ae^{-be^{-ct}} \quad [\text{F-1}]$$

Wobei die Parameter folgende mathematische Bedeutung innehaben:

- $a$  ist die obere Asymptote, da  $\lim_{t \rightarrow \infty} ae^{-be^{-ct}} = ae^0 = a$
- $b$  ist die Verschiebung in  $t$ -Richtung
- $c$  ist die Wachstumsrate der Funktion
- $e$  ist die EULERSche Zahl

Die Anwendung dieser Funktion eignet sich nur zur Beschreibung des sich *nach* dem Initialeintrag einstellenden transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$ .

Für eine erste vereinfachte Quantifizierung der mathematischen Funktionsparameter werden hierzu nachfolgende Randbedingungen getroffen.

- die obere Asymptote ergibt sich aus der Differenz des Erddruckbeiwertes im Suspensionszustand und dem im Endzustand

$$a = K(z, t_1) - K(z, t_E) \quad [\text{F-2}]$$

- die Werte der Wachstumsrate  $c$  sowie der Verschiebung in  $t$ -Richtung werden bestimmt durch den jeweiligen Zeitpunkt des Eintretens der Verfestigungsfront  $t = t_{VF}$  und den des Erreichens des Endzustandes (keine plastische Deformation,  $\Delta s(t) = 0$ )

Mit diesen Definitionen ergeben sich folglich für jeden in der Granulatsäule betrachteten Horizont unterschiedliche Kurvenverläufe des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$ .

Unter der Maßgabe, dass im verflüssigten Zustand der Granulatsäule in jedem betrachteten Horizont ein Erddruckbeiwert von  $K(z, t_1) = 1$  vorliegt, lässt sich Gleichung [6-2] wie folgt definieren:

$$K(z, t) = [K(z, t_1) - K(z, t_E)] \cdot e^{-be^{-ct}} + K(z, t_1) \quad [\text{F-3}]$$

$$K(z, t) = [K(z, t_1) - K(z, t_E)] \cdot e^{-be^{-ct}} + 1 \quad [\text{F-4}]$$

Mit den getroffenen Annahmen sowie Randbedingungen wird nachfolgend exemplarisch am Versuch Nr. 28 die Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  näherungsweise quantitativ abgebildet. Die Ermittlung der in Tab. F-1 aufgeführten Berechnungsparameter  $b$

und  $c$  erfolgte mittels iterativer Approximation so lange, bis die o.g. Randbedingungen hinreichend genau erzielt werden konnten.

Tab. F-1: transienter Erddruckbeiwerte  $K(z, t)$  der Messhorizonte S1 bis S4; Versuch Nr. 28

	$K(z_{S1}, t)$ [-]	$K(z_{S2}, t)$ [-]	$K(z_{S3}, t)$ [-]	$K(z_{S4}, t)$ [-]
a	- 0,64	- 0,64	- 0,64	- 0,64
b	100	25	14	7
c	2,9	2,3	2,1	1,8

Mit diesen Berechnungsparametern können für die unterschiedlichen Messhorizonte die Kurven gemäß den Abb. F- bis Abb. F-4 ausgegeben werden. Dabei ist entlang der Abszisse die Zeit in Minuten und auf der Ordinate der Betrag des Erddruckbeiwertes aufgetragen. Der Zeitpunkt  $t = 0$  kennzeichnet in den Diagrammen den Zeitpunkt des Initialeintrages  $t = t_1$ . Folglich ist der Erddruckbeiwert im Ausgangszustand nicht dargestellt.

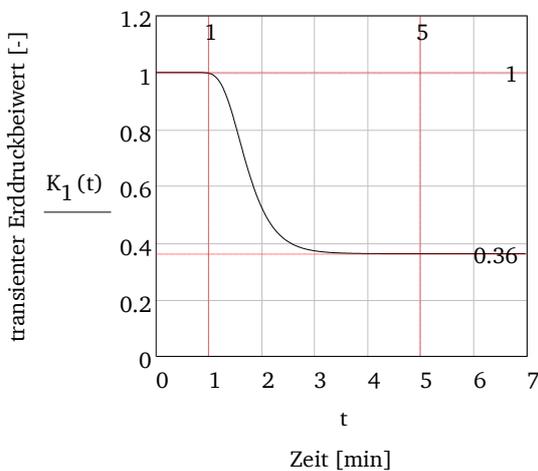


Abb. F-1: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  am Messhorizont S1; Versuch Nr.28

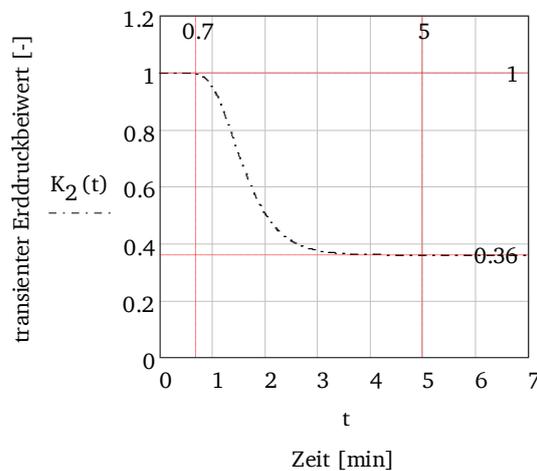


Abb. F-2: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  am Messhorizont S2; Versuch Nr.28

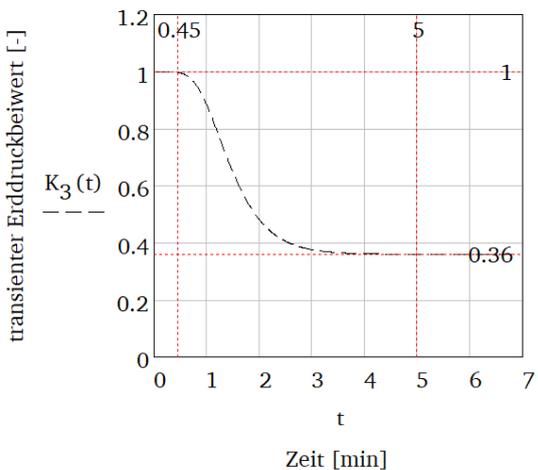


Abb. F-3: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  am Messhorizont S3; Versuch Nr.28

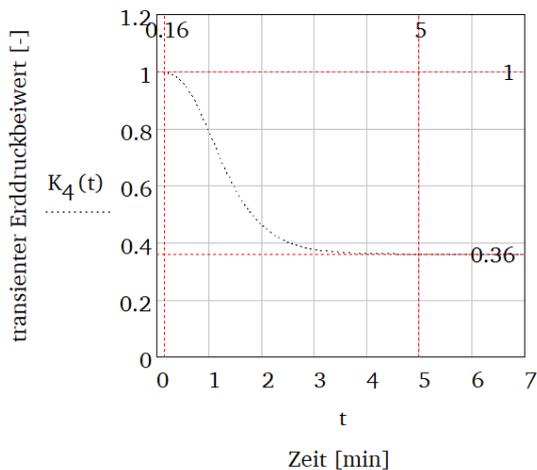


Abb. F-4: Zeitliche Entwicklung des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  am Messhorizont S4; Versuch Nr.28

Mit der Superposition aller berechneten Kurvenverläufe in einem Diagramm, lässt sich das unterschiedliche orts- und zeitabhängige Verhalten des transienten Erddruckbeiwertes  $K(z, t)$  nochmals feststellen. Während in den oberflächennahen Schichten (vgl. Messhorizont S1) der Übergang von einer granularen Suspension zu einem granularen System mit Festkörpereigenschaften wesentlich zügiger voranschreitet, dauert dieser in tieferliegende Schichten um einen vielfach längeren Zeitraum an.

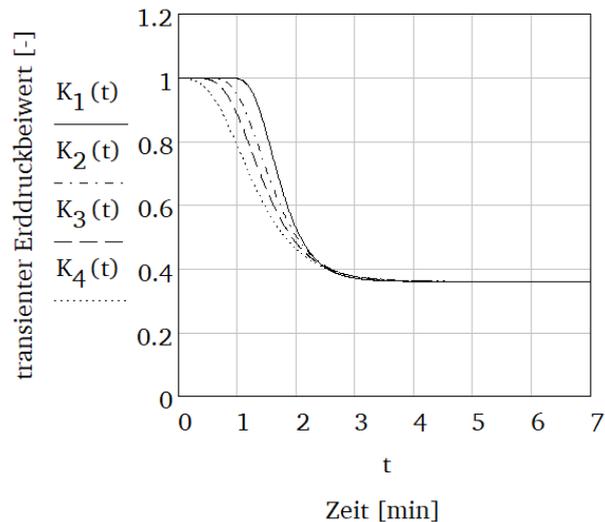


Abb. F-5: Superposition der sich in den Messhorizonten S1 bis S4 zeitlich entwickelnden transienten Erddruckbeiwerte  $K(z, t)$ .

Inwiefern diese mathematische Beschreibung des transienten Erddruckbeiwertes tatsächlich geeignet ist, gilt es in weiteren Untersuchungen festzustellen. Insbesondere muss eine entsprechende Parametrierung der GOMPERTZ- Funktion erfolgen und deren Abhängigkeiten von

- dem Überlagerungsdruck  $\sigma_V$ ,
- der Feststoffkonzentration  $\phi_S$  (bzw. dem Porenanteil  $n = 1 - \phi_S$ ),
- des inneren Reibungswinkels  $\varphi'$

und ggf. weiteren erforderlichen bodenmechanischen Kenngrößen untersucht werden. Dabei gilt es ebenso die Gewichtung der auf die Verflüssigung und Verfestigung wirkenden Einflussgrößen empirisch festzustellen.

## G Scherfestigkeitsberechnungen

Für die Berechnung der Scherfestigkeit in einer horizontalen Scherfuge und ohne Wandreibung werden für die Granulatsäule aus Versuch Nr. 28 die in Kapitel 6 ermittelten Festigkeitsparameter angesetzt sowie die Gültigkeit des Bruchkriteriums nach MOHR-COULOMB (vgl. Gleichung [3-17]) vorausgesetzt.

Unter der Annahme eines linear elastisch-isotropen Halbraumes ergibt sich eine lineare Spannungsverteilung gemäß Gleichung [G-1].

$$\sigma_V(z) = \int_0^z \gamma_r dz \quad [\text{G-1}]$$

Mit der Verwendung der gesättigten Wichte  $\gamma_r(t_0) = 18,27 \text{ kN/m}^3$  und dem effektiven Spannungskonzept nach TERZAGHI lassen sich für den Ausgangszustand die in Tab. G-1 aufgeführten Scherfestigkeiten  $\tau_F(z, t_0)$  berechnen, wobei der effektive Reibungswinkel  $\varphi'(t_0) = 31,5^\circ$  entspricht.

Tab. G-1: Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_0)$  einer Granulatsäule vor der Verflüssigung ( $t = t_0$ ) und ohne Wandreibung; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_V(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u_0(z, t_0)$ [kPa]	$\sigma'_V(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_F(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	1,624	0,872	0,752	0,461
S2	3,634	1,951	1,683	1,032
S3	5,644	3,029	2,614	1,602
S4	7,653	4,108	3,545	2,172
Sohle	8,932	4,795	4,138	2,536

Für den Endzustand ergeben sich mit einem effektiven Reibungswinkel  $\varphi'(t_E) = 33^\circ$  analog zum Ausgangszustand die Scherfestigkeiten  $\tau_F(z, t_E)$  gemäß Tab. G-2.

Tab. G-2: Scherfestigkeit  $\tau_F(z, t_E)$  einer Granulatsäule nach der Verfestigung ( $t = t_E$ ) und ohne Wandreibung; Versuch Nr. 28

Sensor	$\sigma_V(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u_0(z, t_0)$ [kPa]	$\sigma'_V(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_F(z, t_0)$ [kN/m <sup>2</sup> ]
S1	1,766	0,995	0,771	0,501
S2	3,799	2,074	1,725	1,120
S3	5,832	3,153	2,679	1,740
S4	7,865	4,232	3,633	2,359
Sohle	9,159	4,918	4,240	2,754