



Elisabeth Schwabl, BSc

Hydraulisches Verhalten von geschichteten Böden am Beispiel einer großen Massenbewegung im alpinen Raum

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieurin

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

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

Dipl.-Ing. BSc Georg Michael Ausweger

Institut für

Bodenmechanik und Grundbau



Andreas Wolf, BSc

Hydraulisches Verhalten von geschichteten Böden am Beispiel einer großen Massenbewegung im alpinen Raum

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

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

Dipl.-Ing. BSc Georg Michael Ausweger

Institut für

Bodenmechanik und Grundbau

Eidesstattliche Erklärung

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

Graz, am 5.5.2015

Michael E. Wolf A

(Unterschrift)

Statutory declaration

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

Graz, 5.5.2015

Michael E. Wolf A

(signature)

Danksagung

Wir bedanken uns herzlich bei Herrn Dipl.-Ing. BSc Georg Michael Ausweger für die Betreuung während der gesamten Masterarbeit und bei Herrn Dipl.-Ing. BSc Michael Havinga für die zusätzliche Unterstützung. Ein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte, ohne dessen interessanten und lehrreichen Unterrichtsstil und nicht zuletzt dessen Art mit den Studierenden zu interagieren unser Weg vermutlich nie in das Fachgebiet der Geotechnik geführt hätte. Des Weiteren bedanken wir uns bei den Laboranten des Geotechnischen Labors der TU Graz.

Elisabeth Schwabl

Ich bedanke mich bei meiner Familie, insbesondere bei meinen Eltern für die finanzielle und vor allem auch moralische Unterstützung während der gesamten Studienzeit.

Andreas Wolf

An dieser Stelle möchte ich ein großes Dankeschön an meine Familie für ihre Unterstützung in jeglicher Hinsicht richten, denn ohne sie wäre mein Studium in dieser Form nicht möglich gewesen.

Kurzfassung

Durch die Eintiefung eines bestehenden Ausgleichsbeckens eines Pumpspeicherkraftwerkes wurden im Zuge der messtechnischen Überwachung auffällige Bewegungen des angrenzenden Berghanges festgestellt. Einen wesentlichen Einflussfaktor der festgestellten Hangbewegungen stellen die durch die Betriebsführung des Kraftwerkes bedingten Pegelschwankungen im Speichersee dar. Ein erweitertes messtechnisches Beobachtungskonzept wurde ausgearbeitet, um die konkreten Auswirkungen der Pegelschwankungen auf die Hangbewegungen zu untersuchen.

Die Verarbeitung und Auswertung der Messdaten stellt den ersten Schwerpunkt dieser Arbeit dar. Zwei Modellversuche, die sich mit den hydraulischen Bedingungen vor Ort beschäftigen, bilden den zweiten Schwerpunkt.

Der erste Versuch resultiert aus einem dokumentierten Ereignis bei den Bohrarbeiten für die Herstellung eines der Inklinometerrohre. Es kam in diesem Zusammenhang zu einem unerwarteten und durch die seitens des Bohrmeisters angeführten hydraulischen Gegebenheiten nicht erklärbaren Bodeneintrag von rund 15 m in das Bohrloch, wobei der Wasserspiegel im Bohrloch nur marginal anstieg. Eine Simulation des hydraulischen Versagens wurde mithilfe eines Halbrohres, das zur Beobachtung auf eine Glasscheibe montiert wurde, durchgeführt. Es zeigte sich, dass der Versagensmechanismus wesentlich vom vorhandenen Bodenprofil abhängt und der Wasseranstieg im Rohr jedenfalls mit dem Materialeintrag in das Rohr korreliert. Die wichtigste Erkenntnis ist, dass die Lagerungsdichte bei nicht bindigen Böden einen wesentlichen Einflussfaktor für den Widerstand gegen hydraulischen Grundbruch darstellt.

Der zweite Modellversuch bezieht sich auf die Porenwasserdruckmessungen im Ausgleichsspeicher. Diese werden durch ein fünfminütiges Messintervall quasi in Echtzeit wiedergegeben und zeigen in unterschiedlichen Tiefen „sofortige“ Reaktionen auf die Wasserspiegeländerungen im Becken. Aufgrund des erschwerten Einbaus der Piezometer, sollte in diesem Modellversuch geklärt werden, ob die Wasserspiegeländerungen im Becken tatsächlich unverzögert in eine Änderung der Porenwasserdrücke in unterschiedlichen Tiefen übergehen, oder ob die sofortige Reaktion am Ausgleichsspeicher auf etwaige Wasserwegigkeiten entlang der Bohrung zurückzuführen ist.

Da es bei der Versuchsdurchführung markante Probleme mit der verwendeten Messtechnik gab, konnte der Modellversuch aus zeitlichen Gründen im Zuge dieser Arbeit nicht in dem gewünschten Umfang durchgeführt werden, bzw. konnten nicht alle Fragestellungen beantwortet werden. Was festgehalten werden kann, ist, dass die Piezometer unverzögert auf eine Pegeländerung reagieren, es durch den Einfluss von fein-

körnigen Bodenschichten aber zu einer Art „Dämpfungseffekt“ kommt. Wie genau dieser Effekt zu deuten ist bedarf weiteren Untersuchungen unter Anwendung einer fehlerfreien Messtechnik.

Abstract

In the course of the recession of an existing compensating reservoir of a pumped storage power station, monitoring devices revealed an excessive movement of the adjacent mountain slope. Fluctuations of the water level in the reservoir, conditioned by the operation of the power station, represent a fundamental influencing factor for the prevailing unstable situation. In order to examine the concrete effects of the aforementioned fluctuations on the slope movement, an extended measurement technology monitoring concept has been installed.

The processing and analysis of the obtained data represents the first emphasis of this thesis. The second focus lies on two pilot schemes investigating the hydraulic conditions on site.

The first of these two experiments results from a documented incident incurred during the drilling for one of the inclinometer casings. What happened was an unexpected material entry of approximately 15 meters into the drill hole, whereas the water level in the hole rose only marginally. This occurrence could not be explained by the prevalent hydraulic circumstances. For simulating the failure mechanism, a half-pipe mounted on a glass pane was used, allowing for an accurate observation and monitoring of the process. It was shown that the failure mechanism essentially depends on the soil profile, and that the increase in the water level within the pipe doubtlessly correlates with the material entry into the latter.

The most important finding, however, is that the bulk density plays a substantial role in influencing the resistance against hydraulic failure.

The second pilot scheme deals with the pore water pressure measurement in the compensating reservoir. These measurement processes are carried out in a five-minute-intervall, thus providing a close-to-real-time reflection of the situation and showing immediate reactions to changes in the water level in different depths. As several problems occurred during the installation of the piezometers, this experiment was supposed to examine whether changes in the water level really affected pore water pressure instantaneously, or whether the observed immediate reaction in the compensating reservoir resulted from water conductivity.

Unfortunately, the utilized measurement instrumentation showed significant shortcomings during the entire experiment. This, together with time constraints, did not allow to undertake the pilot scheme in the desired scope in the course of this thesis. What can notwithstandingly be noted is that the piezometers react to changes in the water level without delay, the influence of fine-grained soil layers may lead to some kind of "damp-

ening effect" though. For a definite determination of how this effect should be interpreted, however, a more specific examination under the use of error-free measurement instrumentation is required.

Vorwort

Durch den großen Umfang dieser Arbeit und die Tatsache, dass die Laborversuche von einer einzelnen Person vor allem in Bezug auf Vorbereitungsmaßnahmen nicht zu handhaben waren, wurde diese Arbeit im Team durchgeführt. Dabei gab es Schwerpunkte, die von einzelnen Personen im Speziellen bearbeitet wurden. Diese sind:

| | |
|-------------------|--|
| Elisabeth Schwabl | 3.1 Messtechnische Einrichtungen |
| | 3.2 Messdatenauswertung (Vorbereitung der Daten) |
| | 4.3 PIV-Analyse |
| | 5.2 Vorbereitungen und Aufbau (exkl. 5.2.4) |
| Andreas Wolf | 3.2 Messdatenauswertung (Programmierung der Makros; Erstellung der Diagramme) |
| | 4.1 Vorbereitungen und Aufbau |
| | 5.1 Behälterplanung |

Inhalt

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | Einleitung | 1 |
| 2 | Bewegter Hang | 2 |
| 2.1 | Randbedingungen | 2 |
| 2.2 | Untergrundverhältnisse und Klima..... | 3 |
| 3 | Messtechnik | 5 |
| 3.1 | Messtechnische Einrichtungen | 5 |
| 3.1.1 | Ketteninklinometer..... | 7 |
| 3.1.2 | Piezometer | 9 |
| 3.1.3 | Geodätische Messpunkte | 9 |
| 3.2 | Messdatenauswertung..... | 10 |
| 3.2.1 | Diagrammtyp 1: „Neigung Einzelsonden“ | 10 |
| 3.2.2 | Diagrammtyp 2: „ Δ -Neigung Einzelsonden“ | 11 |
| 3.2.3 | Diagrammtyp 3: „ Δ kumulative Verschiebung“ | 12 |
| 3.2.4 | Ausgewählte Ergebnisse | 13 |
| 3.3 | Resultierende Fragestellungen..... | 19 |
| 4 | Modellversuch A: „Hydraulischer Grundbruch im Rohr“ | 21 |
| 4.1 | Vorbereitungen und Aufbau..... | 22 |
| 4.1.1 | Versuchsbox..... | 22 |
| 4.1.2 | Verwendetes Bodenmaterial | 23 |
| 4.1.3 | Versuchsablauf..... | 25 |
| 4.1.4 | Materialeinbau | 26 |
| 4.2 | Versuchsdurchführung..... | 31 |
| 4.3 | PIV-Analyse | 33 |
| 4.3.1 | Bildbearbeitung..... | 34 |
| 4.3.2 | Optimierung des Suchbereichs | 35 |
| 4.4 | Ergebnisse..... | 37 |
| 4.4.1 | Versagensmechanismen | 38 |
| 4.4.2 | Rückrechnungen | 43 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 4.4.3 | Normenregelung..... | 49 |
| 4.4.4 | Conclusio..... | 53 |
| 5 | Modellversuch B: „Porenwasserdruckausbreitung“ | 55 |
| 5.1 | Behälterplanung..... | 56 |
| 5.1.1 | Materialauswahl..... | 56 |
| 5.1.2 | Konstruktion und Details..... | 56 |
| 5.1.3 | Adaptierungen | 58 |
| 5.2 | Vorbereitungen und Aufbau..... | 59 |
| 5.2.1 | Versuchseinrichtung..... | 60 |
| 5.2.2 | Verwendetes Bodenmaterial | 63 |
| 5.2.3 | Mini-Piezometer..... | 63 |
| 5.2.4 | Vorversuche | 65 |
| 5.3 | Versuchsdurchführung..... | 75 |
| 5.3.1 | Versuchsdurchgang 1 – Homogene Sandschicht | 75 |
| 5.3.2 | Versuchsdurchgang 2 – Sand mit darüberliegender Schluffschicht | 80 |
| 5.3.3 | Versuchsdurchgang 3 – Geschichteter Aufbau | 84 |
| 5.4 | Ergebnisse..... | 90 |
| 5.5 | Messtechnische Probleme..... | 97 |
| 6 | Querschlüsse | 104 |
| 7 | Zusammenfassung und Ausblick..... | 107 |
| 8 | Literatur..... | 109 |
| 9 | Anhang | 110 |

Abbildungsverzeichnis

| | | |
|---------|--|----|
| Abb. 1 | Panoramaaufnahme Ausgleichsspeicher..... | 2 |
| Abb. 2 | Übersicht Ausgleichsspeicher | 3 |
| Abb. 3 | Talverengung durch eventuell eingerückten Felsrücken..... | 4 |
| Abb. 4 | Übersicht Messeinrichtungen..... | 6 |
| Abb. 5 | Querschnitt Ausgleichsspeicher..... | 6 |
| Abb. 6 | Skizze Ketteninklinometer..... | 8 |
| Abb. 7 | Diagrammtyp "Neigung Einzelsonden" | 11 |
| Abb. 8 | Diagrammtyp " Δ -Neigung Einzelsonden"..... | 12 |
| Abb. 9 | Diagrammtyp " Δ kumulative Verschiebung"..... | 13 |
| Abb. 10 | OE5 NEU KW38; Reaktion der Sonden auf Staupegelschwankung..... | 14 |
| Abb. 11 | OE5 NEU KW36; Reaktion der Sonden auf konstant hohen Pegel..... | 15 |
| Abb. 12 | OE5 NEU KW37; Reaktion Sonde 11 auf schnellen Aufstau..... | 16 |
| Abb. 13 | OE5 NEU KW38; Auswirkung des schnellen Vollstaus | 17 |
| Abb. 14 | Darstellung Bodenprofil - kumulative Verschiebungen Inklinometer OE 5 NEU..... | 18 |
| Abb. 15 | Absolute Druckhöhen Porenwasserdruckgeber KW41 | 19 |
| Abb. 16 | Skizze Bohrproblematik | 21 |
| Abb. 17 | Übersicht Versuchsbox | 22 |
| Abb. 18 | Versagensmechanismus "Hydraulischer Grundbruch" | 23 |
| Abb. 19 | Versagensmechanismus "Auftrieb"..... | 24 |
| Abb. 20 | Körnungslinie Sand..... | 24 |
| Abb. 21 | Körnungslinie Schluff | 25 |
| Abb. 22 | Übersicht Versuchsaufbau. Links: Sand. Rechts: Sand mit Schluff-Linse .. | 26 |
| Abb. 23 | Schichtweiser Einbau in Acrylglas-Zylinder | 29 |
| Abb. 24 | Schichtweises Einbringen des Wasser-Sand-Gemischs | 30 |
| Abb. 25 | Einbringen der Schluff-Linse mithilfe einer Gummischalung..... | 31 |
| Abb. 26 | Strecken des Histogramms | 34 |
| Abb. 27 | Scatterplot des gewählten Suchbereichs..... | 36 |
| Abb. 28 | Optimierung des Suchbereichs – Scatterplots..... | 37 |
| Abb. 29 | Versuch Sand, Teil 1; Vulkanbildung | 38 |
| Abb. 30 | Versagen des Sandes bei großer Wasserspiegeldifferenz..... | 39 |
| Abb. 31 | PIV-Analyse Sand, Teil 2; Links: Geschwindigkeit, Rechts: Verschiebungsvektoren..... | 39 |
| Abb. 32 | PIV-Analyse Sand, Teil 2 - Detail; Links: Geschwindigkeit, Rechts: Verschiebungsvektoren..... | 40 |

| | | |
|---------|---|----|
| Abb. 33 | Versuch Sand, Endzustand..... | 40 |
| Abb. 34 | Versagen der Schluff-Linse; Einschieben des Stoppels | 41 |
| Abb. 35 | Versagen der Schluff-Linse; Rissbildung und Durchbruch..... | 42 |
| Abb. 36 | PIV-Analyse Schluff; Links: Geschwindigkeit, Rechts: Verschiebungsvektoren..... | 43 |
| Abb. 37 | Versuch Schluff, Endzustand | 43 |
| Abb. 38 | Skizze Rückrechnung; Maße in cm..... | 44 |
| Abb. 39 | Strömungsnetz Sandversuch | 46 |
| Abb. 40 | Rückrechnung Schluff-Linse; Geometrie; Maße in cm..... | 48 |
| Abb. 41 | Teilsicherheitsbeiwerte hydraulischer Grundbruch Nachweis; (Eurocode 7, 2010)..... | 49 |
| Abb. 42 | Suffosionsstabilität; Bestimmung der Parameter | 51 |
| Abb. 43 | Suffosionsstabilität; grafische Bestimmung; (Saucke, 2004) | 51 |
| Abb. 44 | Versuchsbehälter im „Rohzustand“ | 57 |
| Abb. 45 | Anpressrahmen für Glasscheibe..... | 58 |
| Abb. 46 | Ventilöffnungen | 59 |
| Abb. 47 | Verstärkungen zur Reduktion der Verformungen..... | 59 |
| Abb. 48 | Übersicht Versuchseinrichtung | 61 |
| Abb. 49 | Schlauchaufhängung an Kranhaken | 62 |
| Abb. 50 | Piezometeranschluss an Messkraftverstärker | 62 |
| Abb. 51 | Mini-Piezometer Typ P16 (li) Typ PP16 (re); (GLÖTZL GmbH, 2015)..... | 64 |
| Abb. 52 | Vergleich unzureichende Sättigung - gute Sättigung | 66 |
| Abb. 53 | Vergleich Porenwasserdruck und Luftdruck..... | 66 |
| Abb. 54 | Abdichtungssystem Mini-Piezometer in Versuchsbox | 67 |
| Abb. 55 | Installation der Mini-Piezometer in der Versuchsbox | 68 |
| Abb. 56 | Schwingungen beim Absenken mit Kran | 69 |
| Abb. 57 | Schwingungen beim Aufstauen mit Kran | 70 |
| Abb. 58 | Schwingungen mit Lufteinschlüssen beim Absenken | 71 |
| Abb. 59 | Schwingungen mit Lufteinschlüssen beim Aufstauen | 71 |
| Abb. 60 | Absenken über Absenkschlauch..... | 72 |
| Abb. 61 | Füllen über Wasserzuleitungsschlauch..... | 72 |
| Abb. 62 | Absenken über Ventilöffnungen | 73 |
| Abb. 63 | Einbauphase Vorversuch | 74 |
| Abb. 64 | Fertiger Versuchsaufbau Vorversuch..... | 75 |
| Abb. 65 | Versuchsdurchgang 1: ungefähre Lage der Piezometer..... | 77 |
| Abb. 66 | Einbau Piezometer, Versuchsdurchgang 1 | 77 |
| Abb. 67 | Wasserfüllvorgang, Versuchsdurchgang 1 | 78 |

| | | |
|---------|---|-----|
| Abb. 68 | Fertiger Versuchsaufbau, Versuchsdurchgang 1 | 78 |
| Abb. 69 | Versagen der Bodenschicht nach Versuchsdurchgang 1 | 79 |
| Abb. 70 | Schluff – Variation der Konsistenzen für den Einbau | 80 |
| Abb. 71 | Trennschichten für Konsolidierungsphase | 81 |
| Abb. 72 | Versuchsdurchgang 2: ungefähre Lage der Piezometer | 82 |
| Abb. 73 | Setzungen nach Sättigung | 82 |
| Abb. 74 | Fertiger Versuchsaufbau – Versuchsdurchgang 2 | 83 |
| Abb. 75 | Risse in Schluffschicht | 84 |
| Abb. 76 | Versuchsdurchgang 3: ungefähre Lage der Piezometer | 85 |
| Abb. 77 | Einbau Piezometer in Grenzsicht Sand - Schluff | 85 |
| Abb. 78 | Schichtstärke Schluff beim Einbau | 86 |
| Abb. 79 | Setzungen in Schluffschicht nach Konsolidierung | 88 |
| Abb. 80 | Tiefenabhängige Dämpfung der Amplitude | 92 |
| Abb. 81 | Versuchsdurchgang 3 - Aufstauen Übersicht | 93 |
| Abb. 82 | Versuchsdurchgang 3 - Verhalten nach Aufstau | 94 |
| Abb. 83 | Versuchsdurchgang 3 - Absenken Übersicht | 95 |
| Abb. 84 | Versuchsdurchgang 3 - Verhalten nach Absenken | 95 |
| Abb. 85 | Versuchsdurchgang 3 - Aufstauen/Absenken Übersicht | 96 |
| Abb. 86 | Versuchsdurchgang 3 - Verhalten nach Aufstauen/Absenken | 97 |
| Abb. 87 | Verzögerung 2,6 Sekunden | 98 |
| Abb. 88 | Verzögerung 2,9 Sekunden | 98 |
| Abb. 89 | Verzögerung 3,0 Sekunden | 99 |
| Abb. 90 | Verzögerung 5,8 Sekunden | 99 |
| Abb. 91 | Verzögerung 19,1 Sekunden | 100 |
| Abb. 92 | "Lineare" Verzögerungszunahme | 101 |
| Abb. 93 | Unerklärlicher Anstieg der Messwerte in PWD3 | 102 |
| Abb. 94 | Sprung der Porenwasserdrucklinien | 103 |
| Abb. 95 | Porenwasserdruckverlauf Ausgleichsspeicher – Vergleich | 104 |
| Abb. 96 | Versuchsdurchgang 3 Aufstauen - Vergleich | 105 |
| Abb. 97 | Versuchsdurchgang 3 Absenken - Vergleich | 105 |

Tabellenverzeichnis

| | | |
|---------|---|----|
| Tab. 1 | Eigenschaften Sand..... | 25 |
| Tab. 2 | Versuchsvorgang Sand, Teil 1..... | 32 |
| Tab. 3 | Versuchsvorgang Sand, Teil 2..... | 32 |
| Tab. 4 | Versuchsvorgang Sand mit Schluff-Linse..... | 32 |
| Tab. 5 | Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen; Auftrieb (Eurocode 7, 2010) | 52 |
| Tab. 6 | Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen; Auftrieb (Eurocode 7, 2010) . | 52 |
| Tab. 7 | Eigenschaften toniger Schluff | 63 |
| Tab. 8 | Protokoll Versuchsdurchgang 1 | 79 |
| Tab. 9 | Protokoll Versuchsdurchgang 2..... | 83 |
| Tab. 10 | Protokoll Versuchsdurchgang 3.1 | 88 |
| Tab. 11 | Protokoll Versuchsdurchgang 3.2 | 90 |

Formelzeichen und Abkürzungen

Große Buchstaben

| | | |
|------------|----------------------|---|
| C | [kN] | Kohäsionskraft |
| C_v | [m/s] | Konsolidierungsbeiwert |
| D | [-] | Lagerungsdichte |
| E_s | [kN/m ²] | Steifemodul |
| ΔH | [cm] | Wasserspiegeldifferenz |
| G' | [kN] | Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb |
| S | [kN] | Strömungskraft |
| T_v | [-] | Zeitfaktor |
| U_m | [-] | Mittlerer Konsolidierungsgrad |
| V | [cm ³] | Volumen |
| W | [kN] | Kraft aus Wasserdruck |

Kleine Buchstaben

| | | |
|-----------|----------------------|---------------------------------------|
| c | [kN/m ²] | Kohäsion |
| d | [m] | Längster Drainageweg |
| d_{90} | [mm] | Korndurchmesser bei 90 % Massenanteil |
| d_{60} | [mm] | Korndurchmesser bei 60 % Massenanteil |
| d_{15} | [mm] | Korndurchmesser bei 15 % Massenanteil |
| d_i | [mm] | Innendurchmesser |
| i | [-] | Hydraulischer Gradient |
| k | [m/s] | Durchlässigkeit |
| m_s | [g] | Masse des trockenen Sandes |
| m_w | [g] | Masse Wasser |
| n | [-] | Porenanteil |
| n_{max} | [-] | Porenanteil lockerste Lagerung |
| n_{min} | [-] | Porenanteil dichteste Lagerung |
| t | [mm] | Wandstärke |

Griechische Buchstaben

| | | |
|----------------|----------------------|----------------------------------|
| γ' | [kN/m ³] | Wichte des Bodens unter Auftrieb |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | Wichte des gesättigten Bodens |
| γ_w | [kN/m ³] | Wichte des Wassers |
| ρ_d | [g/cm ³] | Trockendichte |

ρ_s [g/cm³] Korndichte
 ρ_{sat} [g/cm³] Dichte des gesättigten Bodens
 ρ_w [g/cm³] Dichte des Wassers

Abkürzungen

Anm. Anmerkung
bzw. beziehungsweise
ca. zirka
d.h. das heißt
inkl. inklusive
Nr. Nummer
PIV Particle Image Velocimetry
PWD Porenwasserdruckgeber
s.g. so genannte(r)
usw. und so weiter
z.B. zum Beispiel

1 Einleitung

Im Zuge einer Modernisierung bzw. Adaptierung eines bestehenden Ausgleichsspeichers eines Pumpspeicherkraftwerkes zeigte die dabei installierte Messtechnik Hangbewegungen der angrenzenden Bergflanke. Eine genauere Untersuchung und Beobachtung dieses Hanges ist notwendig, da im Worst-Case-Szenario eine plötzliche Rutschung in den Speicherteich eine Flutwelle mit möglichem Sach- bzw. Personenschaden verursachen könnte. Nun gilt es zu quantifizieren, ob ein derartiges Szenario denkbar ist, in welcher Form und in welcher Zeitspanne es auftreten kann und welche Faktoren einen beschleunigenden Einfluss auf die Bewegung des Hanges haben. Eine genaue Darstellung des geotechnischen Problems in Bezug auf geographische und klimatische Situation, Bodenverhältnisse etc. wird in Kapitel 2 beschrieben.

Einen Themenschwerpunkt dieser Arbeit bildet die Aufbereitung und Analyse der gewonnenen Messdaten aus diversen Messinstrumenten der Bergflanke. Anhand dieser sollte es möglich sein, die Ursache(n) und beeinflussenden Faktoren für die Bewegung des Hanges festzustellen. Zusätzlich werden zwei Modellversuche zur Klärung offener Fragestellungen durchgeführt, die den zweiten Schwerpunkt bilden. Die Versuche behandeln die Themen „Hydraulischer Grundbruch in ein Bohrloch“ und „Porenwasserdruckausbreitung in feinkörnigen Böden“. Speziell bei dem zweitgenannten Thema können daraus gewonnene Erkenntnisse für die Messdateninterpretation von Bedeutung sein und Querschlüsse erlauben, die ein Gedankenmodell eines „Versagensmechanismus“ des Hanges bestätigen.

2 Bewegter Hang

Der Ausgleichsspeicher eines Pumpspeicherkraftwerks wurde im Zuge eines Ausbaus eingetieft und erweitert. Das Krafthaus befindet sich in alpiner Lage auf rund 1100 m Seehöhe, der Hauptspeicher liegt auf rund 1700 m Seehöhe. Aus diesem wird im Turbinenbetrieb Wasser zur Stromerzeugung entnommen, welches aber nicht ungenutzt abfließt, sondern in den bereits erwähnten Ausgleichsspeicher, der sich auf rund 1200 m Seehöhe befindet und im ausgebauten Zustand rund 300.000 m³ Fassungsvermögen aufweist, geleitet. Im Pumpbetrieb wird das Wasser aus dem Ausgleichsspeicher durch dieselbe Turbine, die dann als Pumpe fungiert, wieder zurück in den Hauptspeicher gepumpt. Durch diese Betriebsführung kommt es im Ausgleichsspeicher zu Pegelschwankungen von bis zu 7 m und bis zu einmal innerhalb von 24 Stunden zu einem vollständigen Auf- und Abstau. An das Ausgleichsbecken grenzt im südlichen Bereich ein stark bewaldeter rund 30° geneigter Hang. Im Zuge der üblichen messtechnischen Überwachung wurde festgestellt, dass sich der Hang in Richtung Speicher bewegt. Um einen sicheren Betrieb des Kraftwerks gewährleisten zu können, muss genauer untersucht werden, wie der Hang auf die Wasserspiegeländerungen im Ausgleichsspeicher reagiert und welche Gegenmaßnahmen gegebenenfalls gesetzt werden müssen.

Um einen Eindruck der Umgebung zu vermitteln, zeigt nachfolgende Panoramaaufnahme den Ausgleichsspeicher mit Blick auf den bewegten Berghang.



Abb. 1 Panoramaaufnahme Ausgleichsspeicher

2.1 Randbedingungen

Der bewegte Bereich des Hanges erstreckt sich ungefähr über eine Breite von 120 m und eine Länge von 170 m. Die dominierende Gleitfläche wird aus den Inklinometermessungen in einer Tiefe von rund 20 m angenommen. Nachfolgende Abbildung zeigt eine schematische Übersicht über die Gegebenheiten vor Ort.

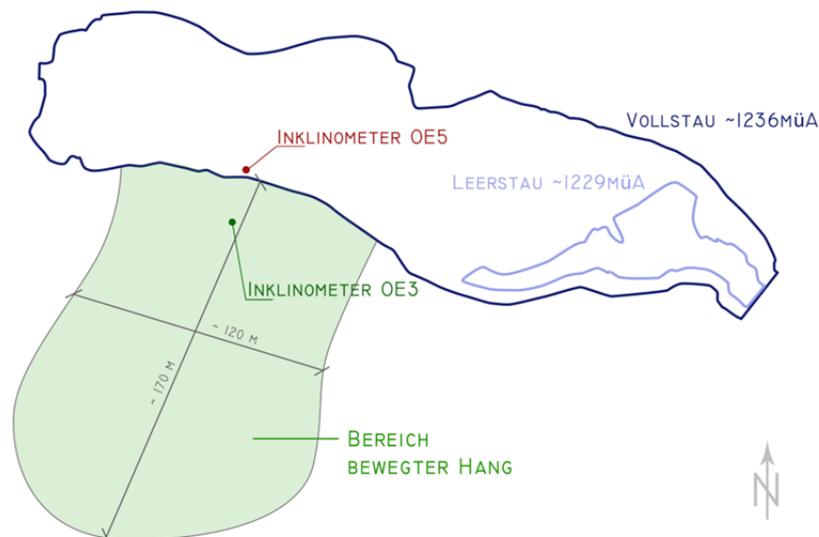


Abb. 2 Übersicht Ausgleichsspeicher

Da die täglichen Stauspiegeländerungen möglicherweise, einen Einfluss auf die Bewegungen des Hanges haben, werden im Folgenden charakteristische Betriebsführungen des Ausgleichsspeichers dargelegt.

- Wechsel von vollständigem Leerstau und Aufstau innerhalb von 24 Stunden - über mehrere Tage
- quasi konstant hoher Pegel über mehrere Tage
- nach vollständigem Leerstau folgt oft vollständiger Aufstau
- Vollstau über ca. 12 Stunden im Wechsel mit Abstau bis zur Hälfte - über mehrere Tage
- häufig findet Anfang der Woche (Sonntags) ein Leerstau statt

2.2 Untergrundverhältnisse und Klima

Das vorhandene Bodenprofil im Bereich der bestehenden Inclinometerrohre im Fußbereich des bewegten Hanges lässt Vermutungen bezüglich der geologischen Entstehungsgeschichte zu. Beim Inclinometer OE3, das rund 40 m hangaufwärts im Bereich eines Forstweges liegt, findet sich in rund 60 m Tiefe Fels, darüber liegt eine rund 40 m mächtige Schicht aus schluffiger, sandiger Beckenfüllung (Seesediment). Bis zur Geländeoberkante ist ein Wechsel von gering zerlegtem, stark zerlegtem oder stark zerschertem Fels anzufinden (Projektdatei, 2013). Die mögliche Entstehungsgeschichte, die sich daraus ableiten lässt, könnte so aussehen: Durch Abschmelzen eines Gletschers könnte eine Bergflanke in Bewegung geraten sein, sodass das Tal verengt und

somit der See aufgestaut wurde. Nachfolgende Abbildung zeigt den Blick talauswärts – in Rot hervorgehoben den eventuell eingerückten Felsrücken.



Abb. 3 Talverengung durch eventuell eingerückten Felsrücken

Die durch den See entstandenen Sedimente werden jetzt von einer Felsgleitung wieder überschoben. (Anm.: Diese Theorie ist rein spekulativ, sie beruht nicht auf einer geologischen Untersuchung und stellt nur eine denkbare Variante dar.)

Der Ausgleichsspeicher befindet sich wie bereits erwähnt im alpinen Raum, wo ein Jahresniederschlag von rund 1000 mm üblich ist. Allerdings ist das Klima in diesem speziellen Fall mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht der wesentliche Einflussfaktor auf das Rutschverhalten des Hanges und wird daher im Zuge dieser Arbeit nicht näher betrachtet, bzw. ist für die in dieser Arbeit untersuchte Fragestellung irrelevant.

3 Messtechnik

Wie bei fast jeder geotechnischen Problemstellung ist auch in diesem Fall ein angemessenes messtechnisches Überwachungskonzept unabdingbar. Um Kosten bei komplizierten Projekten mit im Detail nicht ausreichend prognostizierbarem Bauwerk-Untergrund-Interaktionsverhalten einsparen zu können, ist es möglich, ein geeignetes messtechnisches Beobachungskonzept als Bestandteil des Nachweisverfahrens anzuwenden. Eine durchgehende messtechnische Überwachung ermöglicht ein schnelles Eingreifen bei einer Verschlechterung der aktuellen Lage. Des Weiteren kann die Anwendung von Messtechnik hilfreich beim Analysieren von möglichen Schadens- bzw. Versagensmechanismen und Ausarbeiten von entsprechenden Sanierungsmaßnahmen sein.

In den folgenden Kapiteln werden die Messeinrichtungen am bewegten Berghang erläutert und eine Übersicht über das messtechnische Überwachungskonzept gegeben. Im Kapitel 3.2.4 finden sich außerdem ausgewählte Ergebnisse aus den Messdatenauswertungen. Zu erwähnen ist allerdings, dass es sich bei den beschriebenen messtechnischen Einrichtungen lediglich um die für diese Arbeit relevanten handelt und nicht das vollständige Überwachungskonzept der Speicheranlage dargelegt wird. Alle in diesem Kapitel verwendeten Informationen zu den Messeinrichtungen wurden den Projektdaten (2013, 2014) entnommen.

3.1 Messtechnische Einrichtungen

Die messtechnische Überwachung des gegenständlichen Berghanges besteht aus zwei vorhandenen Inclinometerrohren, die aufgrund von zu großen Verschiebungen nicht mehr vollständig messbar sind und daher durch neuinstallierte (Ketten-) Inclinometer ersetzt wurden. Außerdem gibt es eine Reihe von geodätischen Messpunkten, davon auch Sohlhebungspunkte im Speichersee, sowie Piezometer zur Porenwasserdruckmessung in zwei unterschiedlichen Tiefen. Die folgenden Abbildungen zeigen eine Übersicht über die Messeinrichtungen.

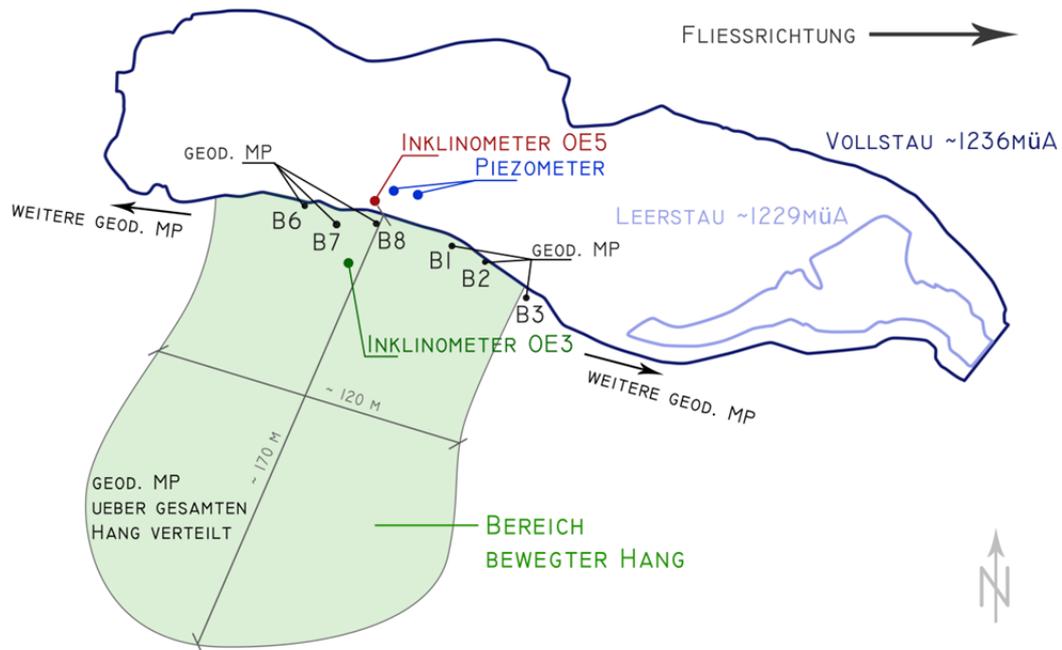


Abb. 4 Übersicht Messeinrichtungen

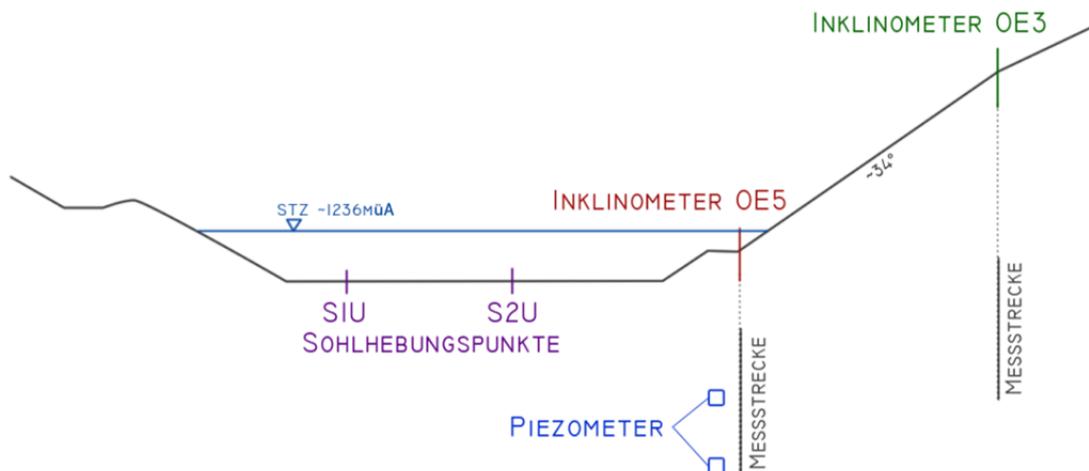


Abb. 5 Querschnitt Ausgleichsspeicher

Das Inklinometer OE5 ist auf einer Berme am Fußpunkt des bewegten Hanges situiert, das Inklinometer OE3 befindet sich im Grundriss rund 40 m hangaufwärts im Bereich eines Forstweges. Die geodätischen Messpunkte B1, B2 und B3 befinden sich im Hangbereich in Felsgestein, B6, B7 und B8 sind im Hangbereich oberhalb des Inklinometers OE5 in Felsgestein situiert und werden vom Gegenhang aus gemessen. Die beiden Sohlhebungspunkte S1U und S2U befinden sich jeweils auf einer Sohlplatte und werden bei leerem Speicher vermessen. Eine Vielzahl weiterer geodätischer Messpunkte ist über den gesamten Hang verteilt.

3.1.1 Ketteninklinometer

Aufgrund der Vermutung, dass die Bewegungen des Hanges direkt mit den Pegelschwankungen im Ausgleichsspeicher zusammenhängen, wurden nahe den bereits bestehenden Inklinometern OE3 und OE5 neue Inklinometerrohre installiert – OE3 NEU und OE5 NEU. Um die Auswirkungen der Pegelschwankungen möglichst in Echtzeit analysieren zu können, wurden diese als Ketteninklinometer ausgeführt, die fünfminütige Messwerte liefern und in zwei Achsrichtungen messen. Von Kalenderwoche 29 bis 42 im Jahr 2014 wurde im weiter unten liegenden OE5 NEU gemessen, von Kalenderwoche 42 bis 46 im oberen OE3 NEU.

Das Ketteninklinometer besteht aus 20 Einzelsonden zur Neigungsmessung in zwei Messachsen mit einer Länge je Glied von 1 m, die über Kreuzgelenke miteinander verbunden sind. Gemessen wird jeweils die Auslenkung zur Messrichtung in den Einzelsonden. Dabei bezeichnet Richtung A die primäre Bewegungsrichtung des Berghanges in Fallrichtung – positiv in Richtung Speichersee, Richtung B liegt 90° dazu – positiv in Richtung Westen, entgegen der Fließrichtung. Nachfolgende Abbildung zeigt eine schematische Skizze der Messeinrichtung für die Inklinometer OE5 NEU und OE3 NEU.

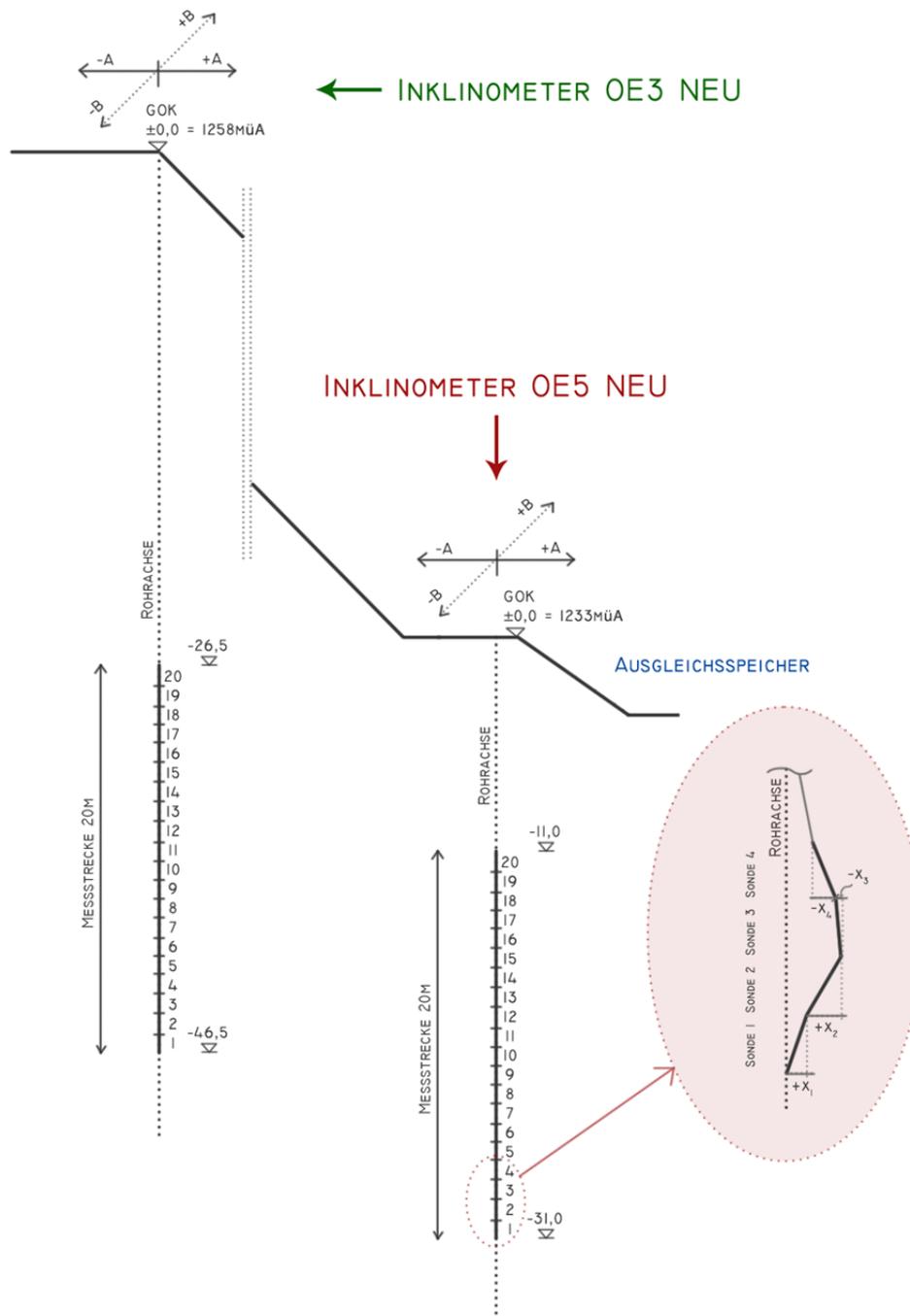


Abb. 6 Skizze Ketteninclinometer

Aus den bereits vorhandenen Inclinometermessungen lässt sich ableiten, dass sich die maßgebende Gleitfuge im Bereich OE5 in ca. 21 m Tiefe befinden muss, was den Sonden Nr. 10 bzw. 11 in OE5 NEU entspricht. Bewegungen treten allerdings auch in tieferen Lagen auf, sodass daraus geschlossen werden kann, dass zusätzlich dazu mehrere Gleitflächen mit geringeren Verschiebungsbeträgen vorhanden sind. Im Falle des Inclinometers OE3 befindet sich die dominierende Gleitfuge ca. in einer Tiefe von rund 36 m ab Geländeoberkante, dementsprechend wurden in OE3 NEU die Sonden

des Ketteninklinometers in eine Tiefe von 46,5 bis 26,5 m gehängt. Die Sonden, die sich ca. im Bereich der dominierenden Gleitfuge befinden, sind demnach ebenfalls die Sonden Nr. 10 bzw. 11.

Mit den Ergebnissen aus den Inklinometermessungen soll herausgearbeitet werden, wie schnell der bewegte Hang auf die Pegelschwankungen im Speicher reagiert und wie sich bestimmte Betriebsführungen auf die Hangbewegungen auswirken. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse könnten das grundsätzliche Systemverhalten verständlich machen und dadurch helfen, eine Risikobewertung durchzuführen und erforderlichenfalls geeignete Sicherungsmaßnahmen zu planen.

3.1.2 Piezometer

Zur Messung des Porenwasserdrucks wurden Piezometer in unterschiedlichen Tiefen installiert. Durch eine zeitlich kontinuierliche Messdatenaufzeichnung der Piezometer und des Staupegels ist es möglich, die direkten Auswirkungen der Pegelschwankungen im Ausgleichsspeicher auf den Porenwasserdruck in bestimmten Tiefen unter der Speichersohle zu analysieren. Von besonderem Interesse ist hierbei die Größe der zeitlichen Verzögerung zwischen Staupegeländerung und Messausschlag in den Piezometern. Die für diese Arbeit relevanten Piezometer werden als PZ8 und PZ9 bezeichnet und befinden sich in rund 20 bzw. 30 m Tiefe unterhalb der Speichersohle. Die Aufzeichnung der Messdaten erfolgt alle fünf Minuten.

3.1.3 Geodätische Messpunkte

Wie bereits in Kapitel 3.1 beschrieben, sind am Fuße des bewegten Hanges mehrere geodätische Messpunkte situiert, außerdem gibt es zwei Sohlhebungspunkte auf der Speichersohle. Zusätzlich dazu wurden entlang des bewegten Hangbereichs weitere 26 Messpunkte zur genaueren Überwachung installiert. Aufgrund des starken Bewuchses auf dem Berghang ist die geodätische Vermessung schwierig, da freie Sicht vom Gegenhang auf die Messpunkte gegeben sein muss. Aus den Verschiebungsvektoren der einzelnen Messpunkte können Rückschlüsse auf die Ausdehnung des bewegten Hangbereichs gezogen werden. Die beiden Vermessungspunkte auf der Speichersohle können nur bei leerem Speicher gemessen werden. Die Sohlhebungsmessungen stellen eine wichtige Hilfe zur Analyse des Systemverhaltens dar, da es eine entscheidende Rolle spielt, ob sich die Sohle gleichmäßig hebt oder differentiell.

Aus den bereits vorangegangenen Messungen geht hervor, dass eine differentielle Hebung der Sohle stattfindet, wobei sich der Punkt S2U, der dem bewegten Hang nä-

her liegt, in einem Beobachtungszeitraum von 4 Jahren bis zu 10 mm weniger hebt, als der Punkt S1U.

3.2 Messdatenauswertung

Durch die kontinuierliche Messdatenaufzeichnung aus den Ketteninklinometermessungen im Fünf-Minuten-Takt kommt es unweigerlich zu einer großen Datenmenge, die durch manuelle Auswertung nicht ohne erheblichen Zeitaufwand aufgearbeitet werden kann. Um mit dieser „Flut“ an Messdaten sinnvoll umgehen zu können, wurden in Microsoft Office Excel Makros zur weitgehend automatisierten Verarbeitung programmiert. Im Folgenden werden die verschiedenen Diagrammtypen erläutert, die vollständigen Makro-Codes sind auf der beiliegenden Daten-CD gespeichert.

3.2.1 Diagrammtyp 1: „Neigung Einzelsonden“

Als Ausgangsdatei für die Auswertung diente eine Microsoft Office Excel Datei, die in einer Spalte Datum/Uhrzeit beinhaltet, in einer Spalte den Wasserpegel im Speicher sowie in den nachfolgenden Spalten die Verschiebungswerte der Einzelsonden in Richtung A bzw. B. Diese entsprechen den in Abb. 6 als x_i bezeichneten Werte. Ist der Wert positiv, neigt sich die Sonde Richtung Speichersee, ist er negativ, in die Gegenrichtung. Auf der Abszisse des Diagramms ist die Zeit aufgetragen – jeweils sieben Tage, auf der primären Ordinate die Neigung und auf der sekundären die Stauspiegelhöhe. Aufgrund der teilweise sehr unterschiedlichen absoluten Neigungswerte der einzelnen Sonden wurde für jede einzelne ein eigenes Diagramm erstellt. Somit existieren 20 Diagramme dieses Typs pro Kalenderwoche. Die Auswertung wurde lediglich für die relevantere Richtung A durchgeführt. In allen Diagrammen wurden die Hauptintervalle gleich eingestellt, damit auf den ersten Blick erkenntlich ist, in welchen Sonden sich größere Verschiebungen einstellen und in welchen weniger. In allen Diagrammtypen ist der Pegel als rote Linie eingezeichnet. Nachfolgende Abbildung zeigt beispielhaft ein Diagramm dieses Typs.

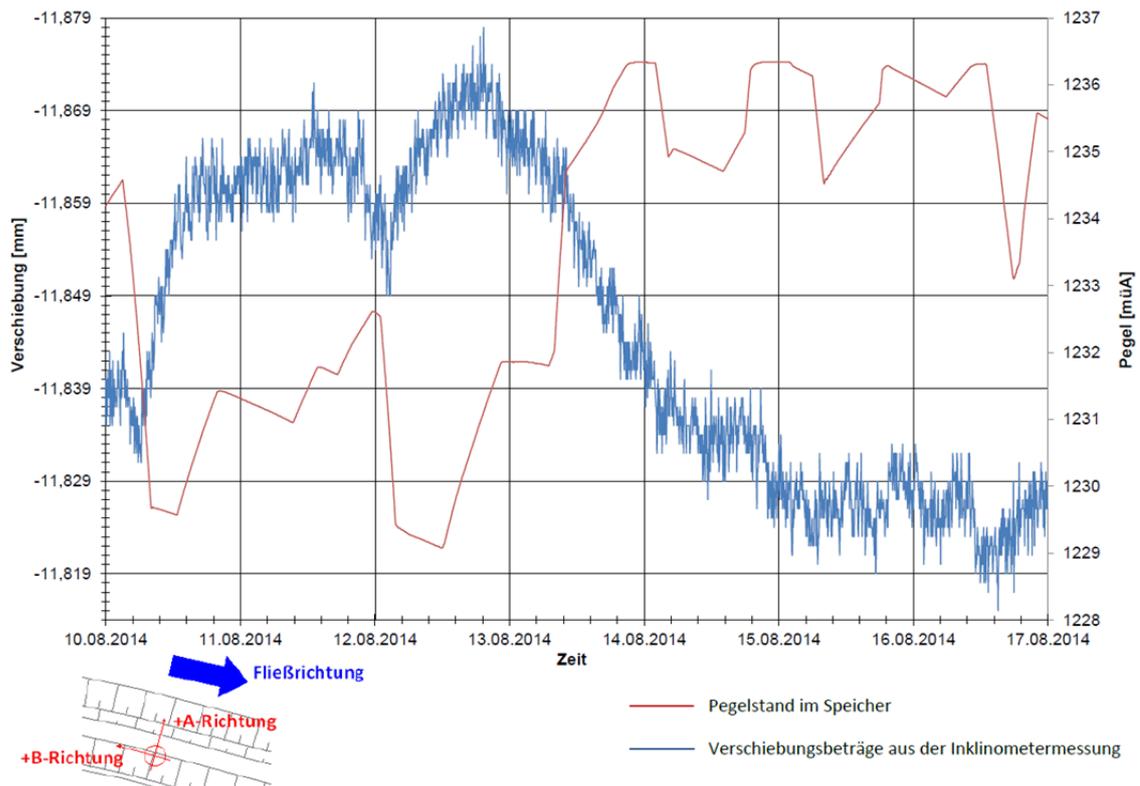


Abb. 7 Diagrammtyp "Neigung Einzelsonden"

3.2.2 Diagrammtyp 2: „ Δ -Neigung Einzelsonden“

Als Ausgangsdaten für diesen Diagrammtyp wurden die Ergebnisse aus dem Diagrammtyp 1, also die Neigungen der einzelnen Sonden, verwendet. Der erste Messwert der Woche bildet den Referenzwert, d.h. es wird jeweils die Differenz aus dem ersten Messwert zum aktuellen Messwert gebildet, sodass als Ergebnis die Änderung der Neigung bezogen auf den ersten Messwert der Woche in das Diagramm eingetragen wird. Um die Linien im Diagramm noch lesbar darstellen zu können, werden jeweils nur fünf Sonden gemeinsam in ein Diagramm eingetragen. Das bedeutet, es existieren jeweils vier Diagramme pro Kalenderwoche. Außerdem wird ein gleitender Durchschnitt durch jeweils 15 Messwerte gebildet. Durch diese Vorgehensweise wird die Lesbarkeit deutlich erhöht, ohne der geforderten Detailtreue des Diagramms einen Abstrich zu tun. Die Hauptintervalle wurden wie beim Diagrammtyp 1 in allen Diagrammen gleich eingestellt.

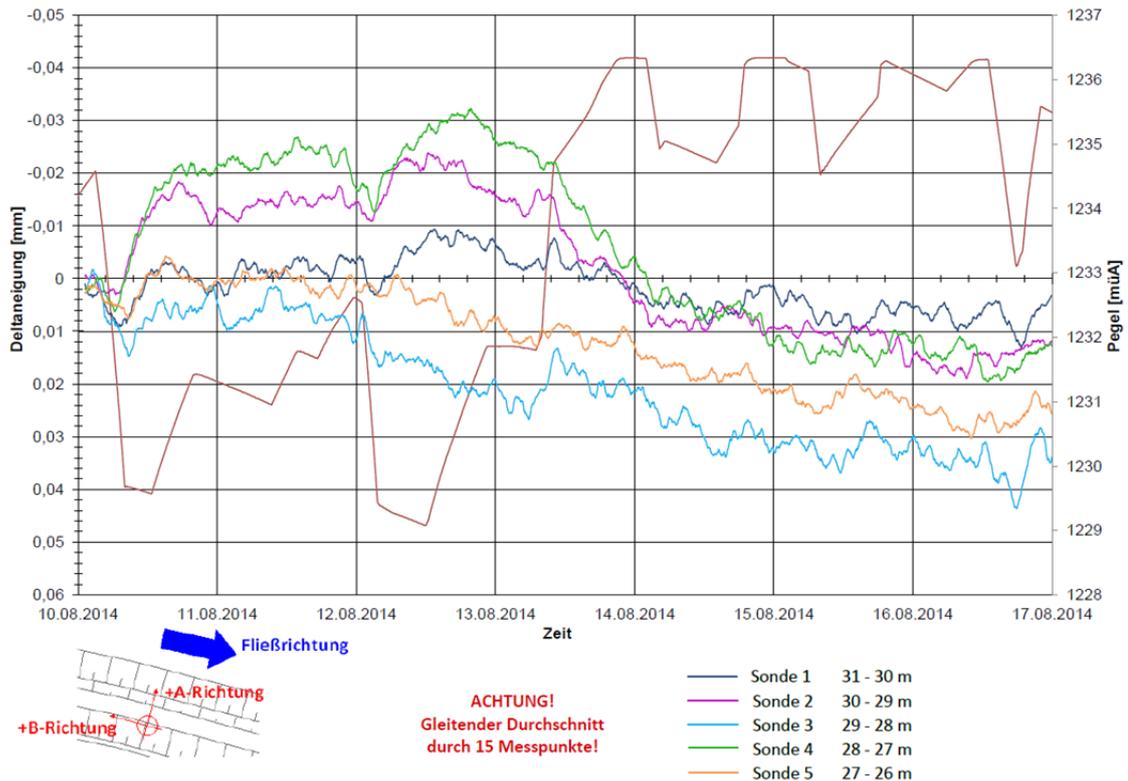


Abb. 8 Diagrammtyp "Δ-Neigung Einzelsonden"

3.2.3 Diagrammtyp 3: „Δ kumulative Verschiebung“

In diesem Diagrammtyp wird die über die Tiefe kumulative Verschiebung dargestellt, wobei die Nullmessung jeweils am ersten Tag der Woche um 0:00 Uhr definiert ist und jede weitere Linie im Abstand von 24 Stunden ausgelesen wird. Die Darstellung erfolgt hierbei sowohl in Richtung A als auch in Richtung B. Mithilfe dieses Diagramms lassen sich die Verschiebungen über die Tiefe analysieren, sodass Bereiche mit größerer oder kleinerer Verschiebung und somit die Lage der Gleitflächen herausgearbeitet werden können. Neigt sich die Linie tendenziell nach links, oder befinden sich die Werte sogar im negativen Bereich, bedeutet das eine Verlangsamung der Hangbewegung. Neigt sich die Linie dagegen nach rechts, zeigt dies eine Erhöhung der Bewegungsrate. Durch die zusätzliche Darstellung der Verschiebungen in Richtung A und B in einem Diagramm ist auch die absolute Bewegungsrichtung einfach und verständlich abzulesen. Nachfolgende Abbildung zeigt ein Beispiel für diesen Diagrammtyp.

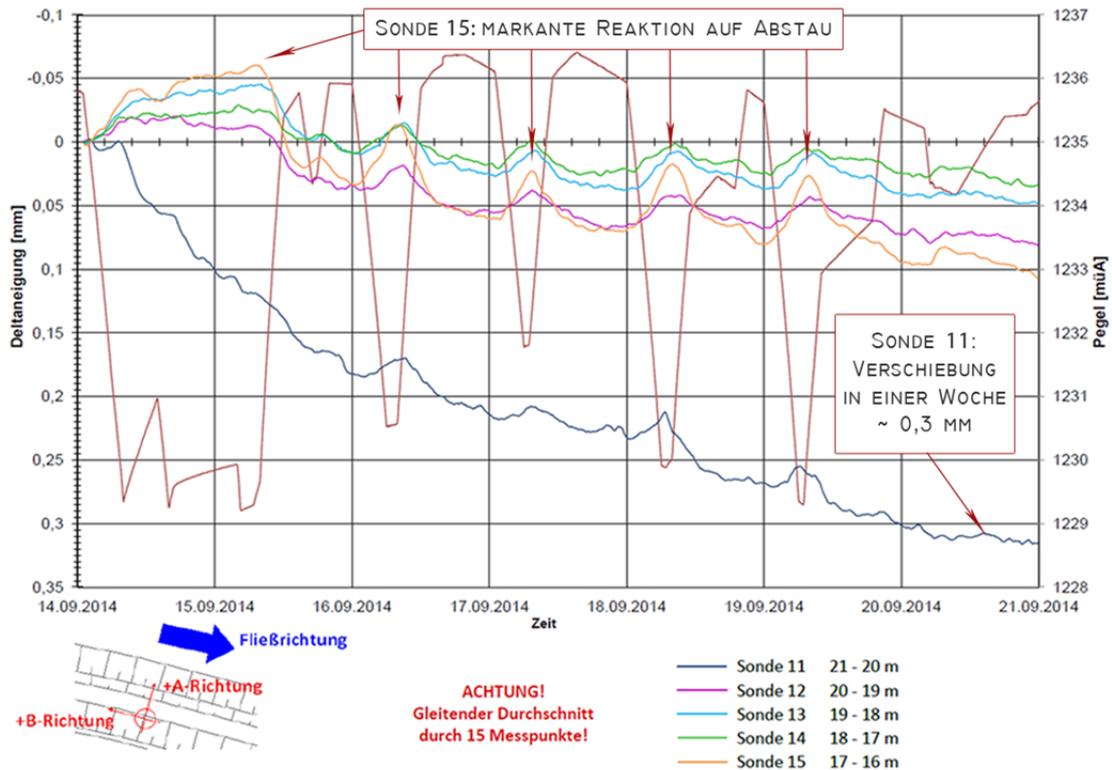


Abb. 10 OE5 NEU KW38; Reaktion der Sonden auf Staupegelschwankung

In obigem Bild ist außerdem auffallend, dass die Sonde 15 (orangefarbene Linie) zwar im Vergleich zu Sonde 11 verhältnismäßig kleinere absolute Werte in der Verschiebung erreicht, jedoch qualitativ sehr sensibel auf den Verlauf des Staupegels reagiert. Besonders die Verlangsamung der Bewegung – also der Abstau – scheint in dieser Tiefe stärker durchzuschlagen, als in benachbarten Sonden.

Sehr häufig ist zu beobachten, dass zu Beginn der Woche (Sonntags) ein Abstau erfolgt, sodass sich in obigem Diagrammtyp die Werte Anfangs tendenziell immer im negativen Bereich befinden. Wird der Stauspiegel auf einem quasi konstant hohen Pegel gehalten, so bleiben die Neigungen der Sonden auf einem relativ konstanten Wert, d.h. es kommt ebenfalls zu einer Verlangsamung bzw. zum vorübergehenden Stillstand im betreffenden Bereich der Sonde. Aus diesem Grund kann festgehalten werden, dass zum jetzigen Zeitpunkt als ungünstigster Zustand der Aufstauvorgang an sich zu beurteilen ist. Gut zu erkennen ist dies in folgendem Diagramm der Kalenderwoche 36, in der nach einem Leerstau zu Beginn der Woche ein quasi konstant hoher Staupiegel über fünf Tage gehalten wurde, wodurch die Bewegungen gegen Ende der Woche praktisch zum Stillstand kommen.

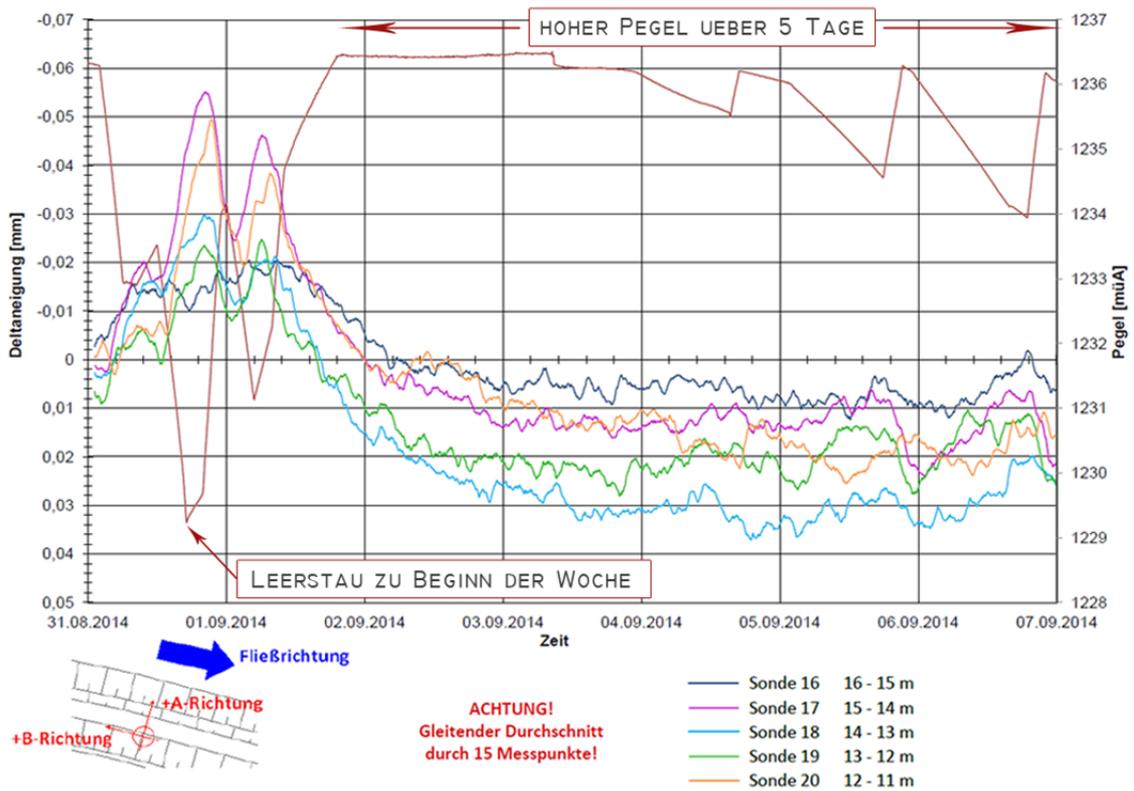


Abb. 11 OE5 NEU KW36; Reaktion der Sonden auf konstant hohen Pegel

Wie stark sich ein schneller Vollstau auf bestimmte Sonden auswirken kann, ist in folgendem Diagramm ersichtlich, das die Sonde 11 im Inklinometer OE5 NEU in der Kalenderwoche 37 zeigt. Am 12.09. erfolgt ein schneller Aufstau über eine große Höhe, wodurch die Sonde innerhalb kurzer Zeit eine starke Neigungsänderung erfährt.

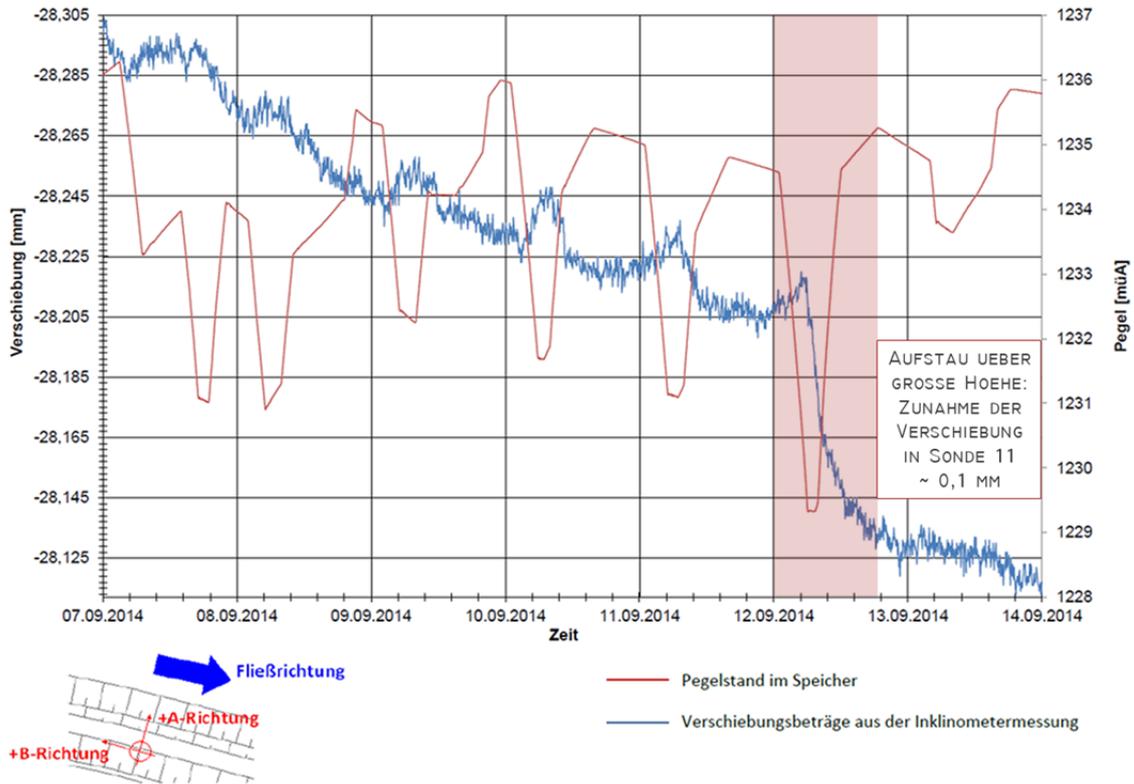


Abb. 12 OE5 NEU KW37; Reaktion Sonde 11 auf schnellen Aufstau

Auch im Diagrammtyp 3 ist dieser ungünstige Zustand des Vollstaus nach einem Leerstau sehr gut zu erkennen. Durch die Klaffung der kumulativen Verschiebungslinien ist gut erkennbar, wann es einen solchen Stauprozess gegeben haben muss. Dies zeigt auch das folgende Diagramm aus der Kalenderwoche 38, der zugehörige Staupegel ist aus Abb. 10 zu entnehmen. In diesem konkreten Fall ändert sich die Verschiebung innerhalb eines Tages um rund 0,8 mm – fast die Hälfte der Gesamtverschiebung dieser Woche.

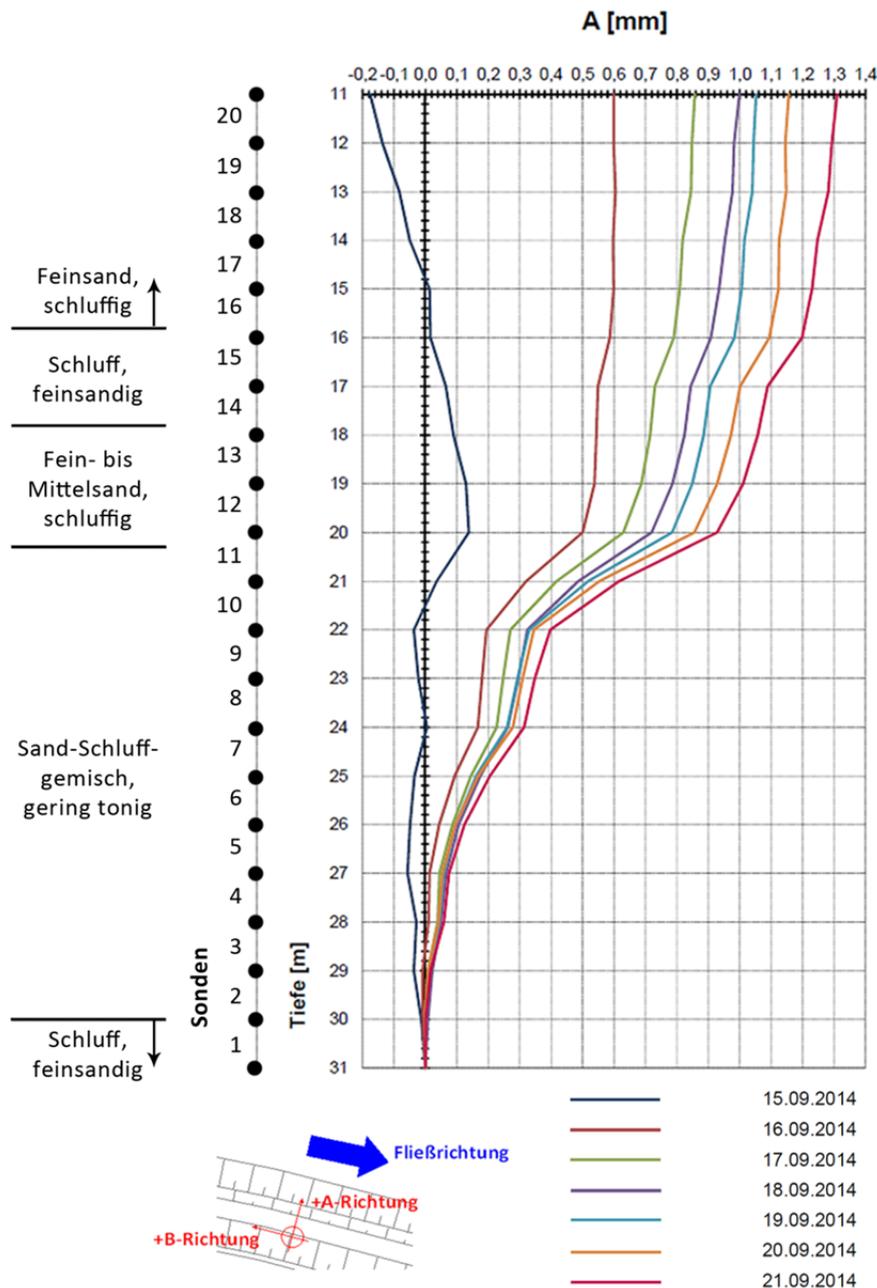


Abb. 14 Darstellung Bodenprofil - kumulative Verschiebungen Inklinometer OE 5 NEU

Auch in den Porenwasserdruckgebern in 20 bzw. 30 m Tiefe ist der Einfluss der Stauspiegelschwankungen deutlich erkennbar. Während sich jener in 20 m Tiefe bei den Vollstauphasen immer mehr dem Pegel im Speichersee annähert und teilweise deckungsgleich wird, zeigt jener in 30 m Tiefe permanent einen Porenwasserüberdruck an, wobei auch dieser bei vollem Speicher kleiner ist als bei leerem. Nachfolgende Abbildung zeigt beispielhaft die absoluten Druckhöhen der beiden Porenwasserdruckgeber für die Kalenderwoche 41.

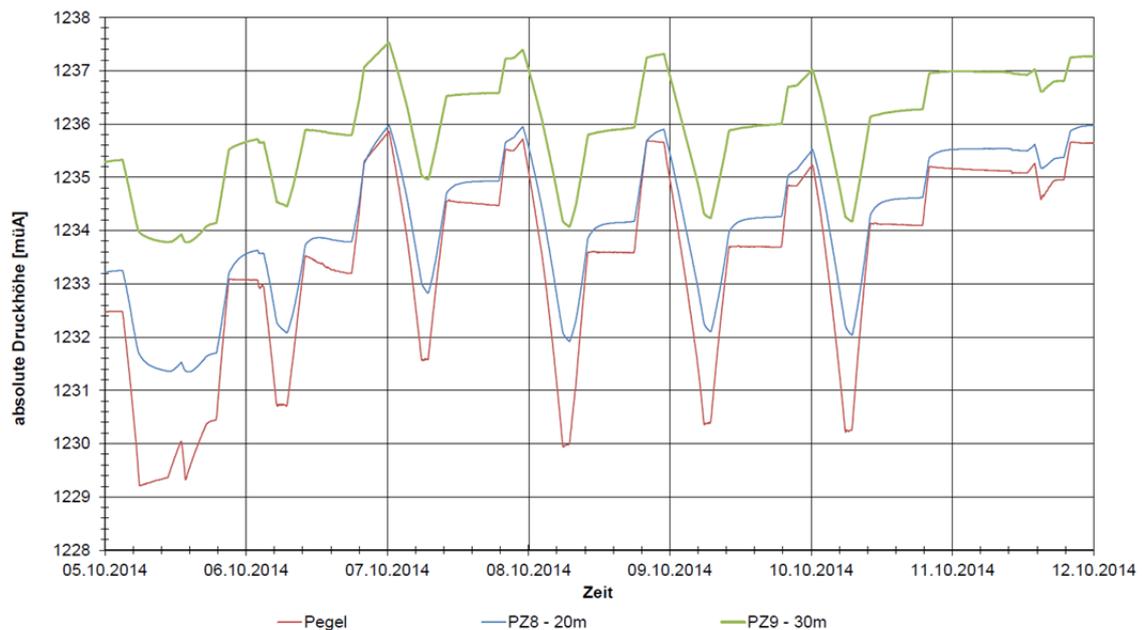


Abb. 15 Absolute Druckhöhen Porenwasserdruckgeber KW41

Zusammenfassend können folgende Beobachtungen aus der Messdatenauswertung festgehalten werden:

- Die Inklinometersonden reagieren eindeutig und „sofort“ auf Staupegelschwankungen
- Manche Inklinometersonden (besonders in Gleitflächennähe) reagieren sensibler als andere
- Beim Aufstau kommt es zu einer Beschleunigung der Bewegung, beim Abstau zu einer Verlangsamung
- In einigen Sonden werden nach länger andauerndem Abstau anhaltend große Bewegungsraten beobachtet
- Der Vorgang des Aufstauens ist ungünstiger als ein längerer Zustand des Vollstaus
- Bei niedrigem Wasserstand kommt es zu höheren Porenwasserüberdrücken als bei hohem

3.3 Resultierende Fragestellungen

Die Erkenntnisse aus den Messdatenauswertungen werfen Fragestellungen auf, die nicht ohne genauere Untersuchungen beantwortet werden können. Einerseits stellt sich die Frage, ob sich die Porenwasserdrücke in unterschiedlichen Tiefen bei einer Pegelschwankung wirklich so schnell ändern wie es die Porenwasserdruckgeber anzeigen, und falls ja, auf welche möglichen Effekte dies zurückzuführen ist. Diesen

Überlegungen liegen die Tatsachen zu Grunde, dass der Einbau der Piezometer unter erschwerten Bedingungen stattfand und dadurch die Dichtheit nicht zu hundert Prozent gewährleistet war und somit entlang der Piezometer-Kabel eine Wasserwegigkeit nicht ausgeschlossen werden kann. Aus diesem Grund wurde zur Porenwasserdruckausbreitung ein Modellversuch durchgeführt, der im Kapitel 5 behandelt wird und dabei helfen soll, die messtechnisch erfassten Phänomene des Hanges besser nachvollziehen und erforderlichenfalls geeignete Maßnahmen herausarbeiten zu können.

Bei der Herstellung des Inklinometers OE5 NEU ist es bei den Bohrarbeiten zu einem Vorfall gekommen, der ebenfalls einer genaueren Untersuchung bedurfte. Nachdem die Baustelle über einige Tage stillstand, kam es zu einem unerwarteten Bodeneintrag von rund 15,00 m in das Bohrloch, wobei der Wasserspiegel im Rohr laut Mitteilung des Bohrmeisters quasi unverändert blieb. Dies widerspricht jeglichen Vorstellungen der möglichen Versagensformen, da es für einen solch großen Materialeintrag zu einem markanten Anstieg des Wasserspiegels innerhalb des Bohrlochs kommen hätte müssen. Um dieses Ereignis nachvollziehen zu können, bzw. erklärbar zu machen, wurde diesbezüglich ein Modellversuch durchgeführt. Details zu dem Vorfall und der gesamte Versuchsablauf werden im folgenden Kapitel 4 behandelt.

Diese beiden Modellversuche stellen neben der Messdatenaufbereitung den Kern dieser Arbeit dar und die Erkenntnisse daraus sollen als Basis für weitere Untersuchungen dienen.

4 Modellversuch A: „Hydraulischer Grundbruch im Rohr“

Im Zuge der Bohrarbeiten für das Ketteninklinometer „OE5 NEU“ kam es zu einem unerwarteten Bodeneintrag in das Bohrloch. Es handelte sich dabei um eine verrohrte Bohrung mit einem Durchmesser von 217 mm und einer aktuellen Tiefe von rund 56,00 m unter GOK. Das Bodenmaterial in diesem Bereich wurde vom Bohrmeister als „Feinsand, schluffig, tonig, weich, mitteldicht“ beschrieben. Nachdem an einem Freitag bis 56,00 m Tiefe gebohrt worden war, stand die Baustelle drei Tage still. Bei der Wiederaufnahme der Arbeiten wurde festgestellt, dass sich die Bohrlochsohle um 15,00 m höher befand, als beim Verlassen der Baustelle. Die Aufzeichnungen des Wasserspiegels im Bohrloch zeigten einen um 22 cm höheren Wasserstand (Projektdaten, 2014). Nachfolgende Abbildung zeigt schemenhaft die Problemstellung.

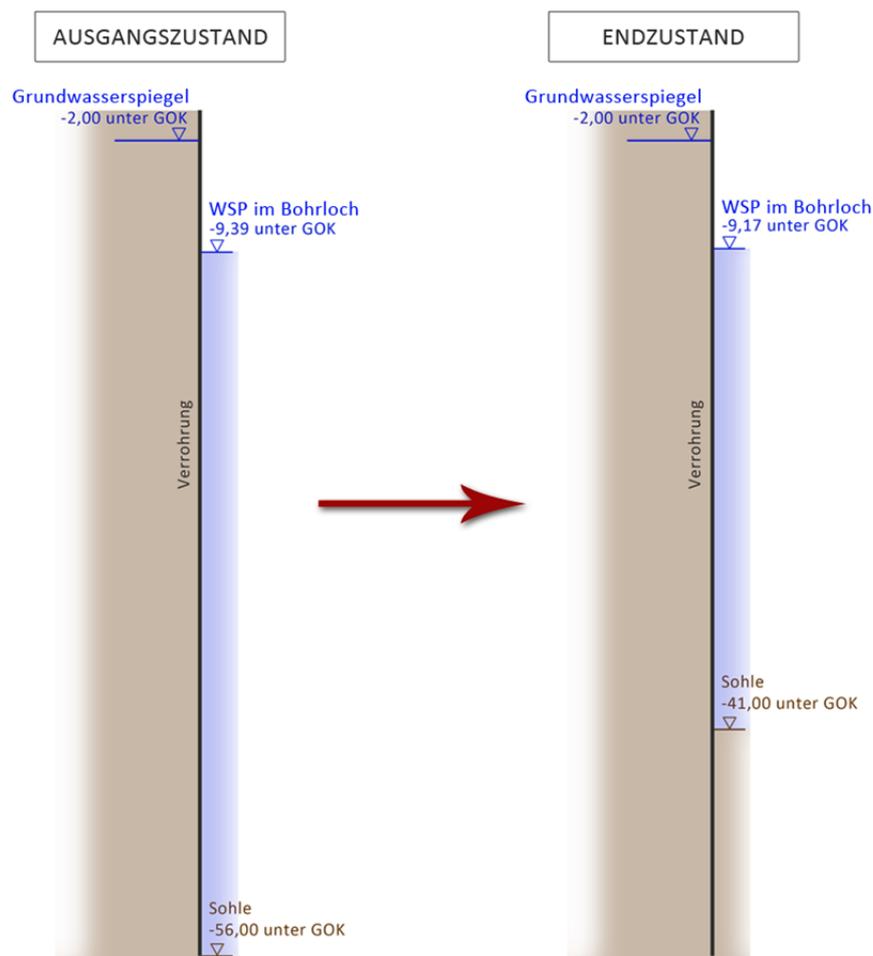


Abb. 16 Skizze Bohrproblematik

Durch eine genauere Untersuchung dieses Vorfalles kann eventuell ein besseres Verständnis der hydraulischen Gegebenheiten vor Ort erreicht werden, weshalb entschieden wurde, diesbezüglich einen Modellversuch durchzuführen.

4.1 Vorbereitungen und Aufbau

Bevor der Versuch durchgeführt werden konnte, mussten einige Überlegungen bezüglich des Einbringens des Bodenmaterials sowie des Versuchsaufbaus und -ablaufs gemacht werden, welche in diesem Kapitel ausführlich beschrieben werden.

4.1.1 Versuchsbox

Am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz war bereits eine Versuchsbox vorhanden, die für den Modellversuch in modifizierter Weise verwendet werden konnte. Die Box hat eine Innenabmessung von $B/H/T \approx 50/95/25$ cm und besteht dreiseitig aus einer Edelstahl-Rahmenkonstruktion. Auf der Vorderseite ist eine Verbundsicherheitsglasscheibe mit einer Stärke von 10 mm angebracht, um die Vorgänge bei der Versuchsdurchführung beobachten zu können. Auf diese Scheibe wurde ein Polypropylen-Halbrohr mit einem Innendurchmesser von $d_i = 74$ mm und einer Wandstärke $t = 8$ mm aufgeklebt, das die Verrohrung der Bohrung darstellen soll. Das Rohr schließt an der Oberseite bündig mit der Box ab und hat eine Gesamtlänge von 70 cm. Daraus ergibt sich ein verbleibender Bodenabstand von 25 cm.

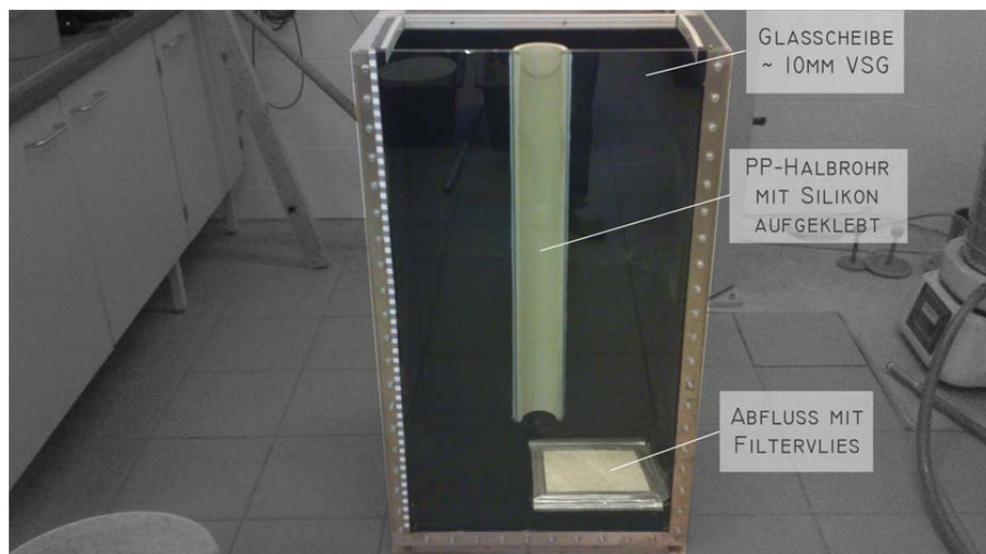


Abb. 17 Übersicht Versuchsbox

Zur Regelung des Wasserstands wurden drei Leitungen installiert. Seitlich am Boden des Behälters befindet sich ein Ablass mit Kugelventil, auf den ein Verlängerungsschlauch montiert wurde, um die Box nach dem Versuch vollständig leeren zu können.

Um den Wasserspiegel außerhalb des Rohres konstant zu halten, wurde ein Zuleitungsschlauch an der Oberseite der Box befestigt, mit welchem die Wasserzufuhr nach Bedarf manuell geregelt werden konnte. Zur Steuerung des Versuchs wurde ein kleinerer Schlauch in das Halbrohr eingebracht, durch welchen das Wasser abgesenkt werden konnte.

Für die später folgenden Analysen der Versuche wurde an der Vorderseite links und rechts von der Glasscheibe eine Zentimeterskala angebracht, sowie im unteren rechten Eck ein Count-Up-Timer befestigt.

4.1.2 Verwendetes Bodenmaterial

Der Versuch wurde in zwei Varianten durchgeführt, wobei die Motivation darin lag, möglichst zwei unterschiedliche Versagensmechanismen beobachten zu können. Zum einen sollte ein hydraulischer Grundbruch in einer homogenen Fein- bis Mittelsandschicht erzeugt werden, wobei die Charakteristik darin liegt, dass es ab einem bestimmten hydraulischen Gradienten zur Ausbildung von Strömungskanälen und somit zu einem Eintrag von einzelnen Bodenpartikeln kommt. Eine Prinzipskizze dieses Versagensmechanismus ist in der folgenden Abbildung zu sehen.

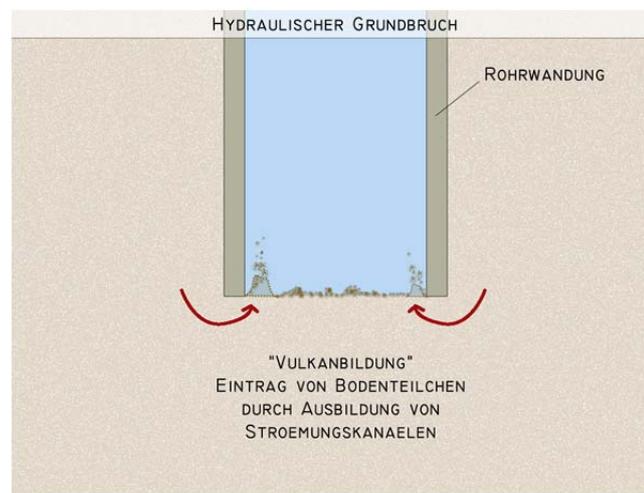


Abb. 18 Versagensmechanismus "Hydraulischer Grundbruch"

Als zweite Versagensform wurde ein Auftriebsversagen angestrebt, das durch Einbau einer gering durchlässigen Boden-Linse rund um das untere Ende des Halbrohres verwirklicht werden sollte. Im Unterschied zum Versagen des hydraulischen Grundbruchs wird hier ein zusammenhängender „Bodenstoppel“ in das Halbrohr eingetragen.

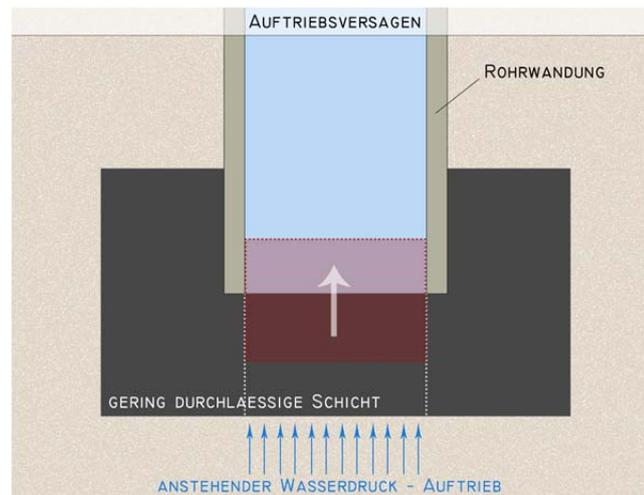


Abb. 19 Versagensmechanismus "Auftrieb"

Bei der ersten Variante wurde eine 55 cm mächtige homogene Bodenschicht aus Sand eingebracht. Die Einbindelänge des Halbrohres betrug somit 30 cm. Bei der zweiten Variante wurde derselbe Sand als Basismaterial verwendet, allerdings wurde rund um das untere Ende des Halbrohres eine Schluff-Linse mit einem Durchmesser von rund 19 cm eingebracht. Diese begann rund 5 cm unterhalb der Rohrunterkante und hatte insgesamt eine Mächtigkeit von rund 15 cm. Bei beiden Varianten schloss das Bodenmaterial unterhalb des Rohres bündig mit der Rohrunterkante ab. Beim Sand handelt es sich um einen feinsandigen Mittelsand mit nachfolgend dargestellter Körnungslinie und den in der darunterliegenden Tabelle angeführten Eigenschaften (Projektdatei, 2014).

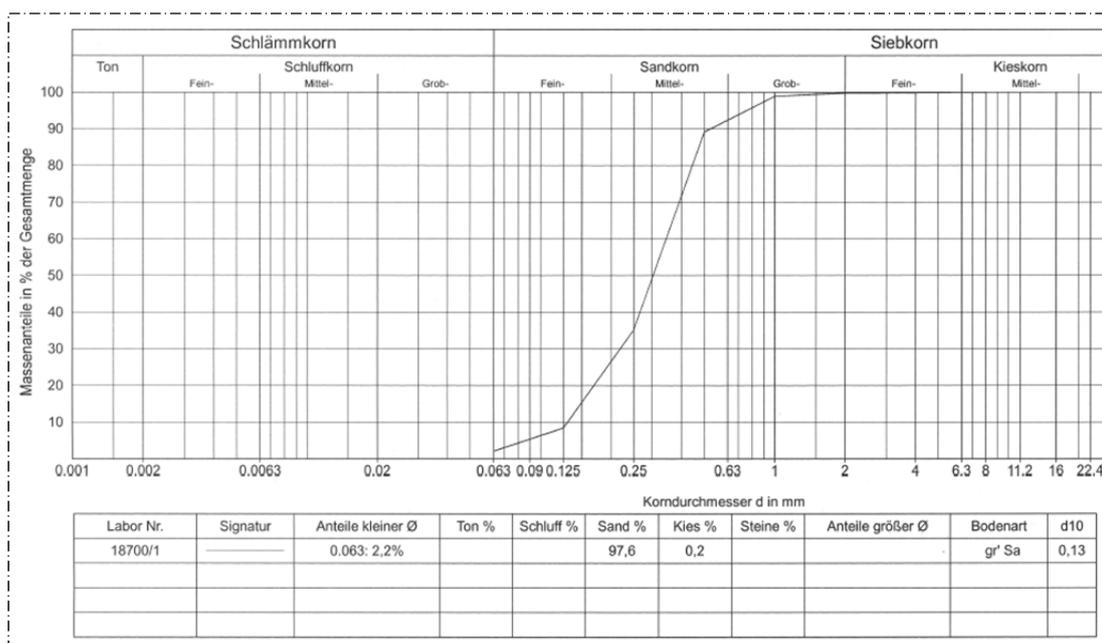


Abb. 20 Körnungslinie Sand

Tab. 1 Eigenschaften Sand

| | | | |
|--------------------|----------|-------------------|------|
| Korndichte | ρ_s | g/cm ³ | 2,72 |
| Lockerste Lagerung | ρ_d | g/cm ³ | 1,4 |
| Dichteste Lagerung | ρ_d | g/cm ³ | 1,7 |

Für die Herstellung der Schluff-Linse wurde Material von der Kernbohrung des Inklinometers OE5 NEU aus einer Tiefe von 53 m verwendet. Nachfolgende Abbildung zeigt die Körnungslinie (Projektdatei, 2014).

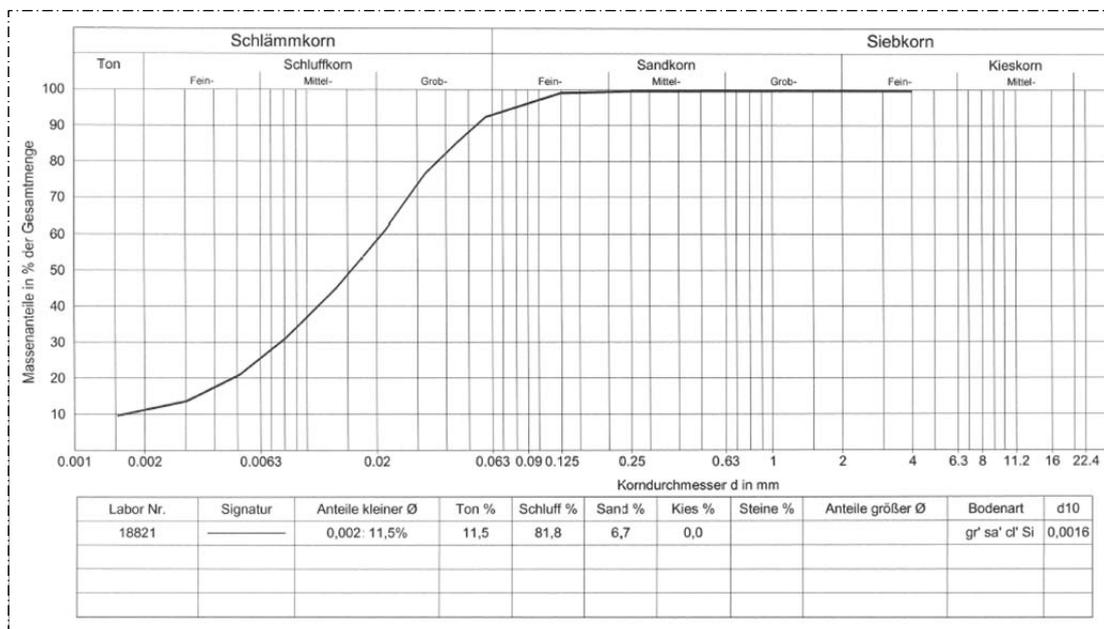


Abb. 21 Körnungslinie Schluff

4.1.3 Versuchsablauf

Um den grundsätzlichen Versuchsablauf besser veranschaulichen zu können, zeigt nachfolgende Abbildung den fertigen Versuchsaufbau für beide Varianten.

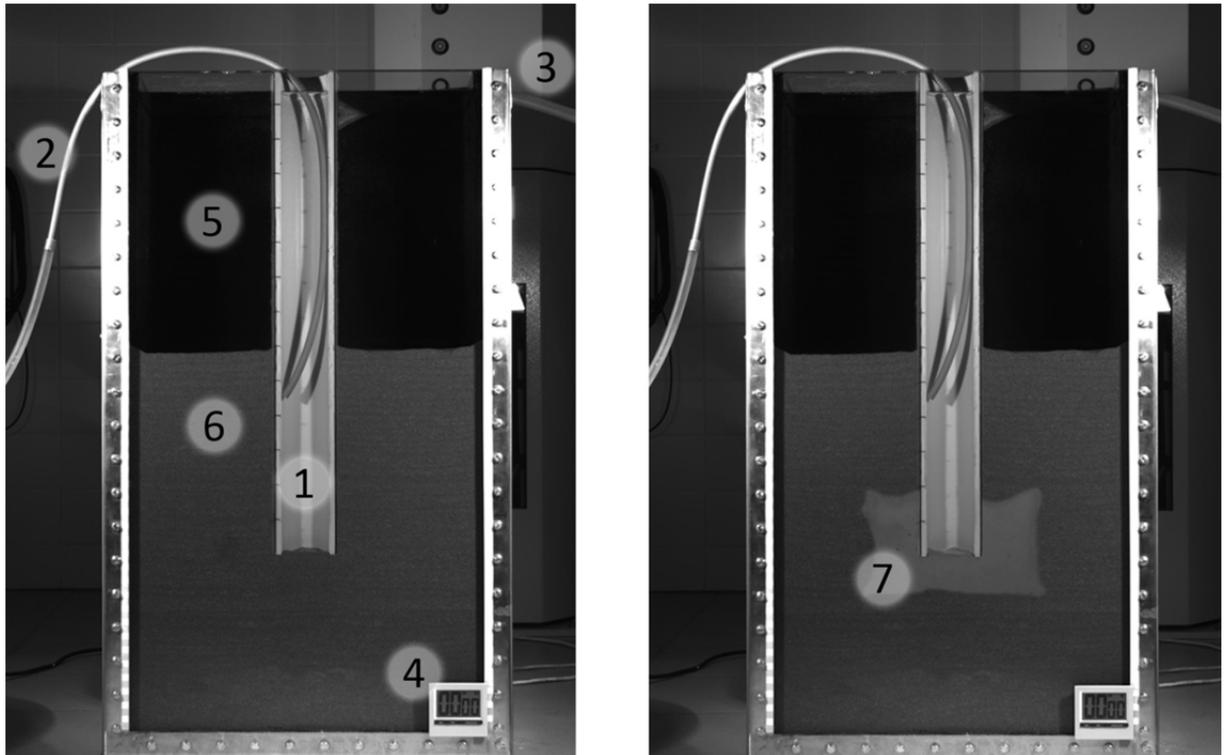


Abb. 22 Übersicht Versuchsaufbau. Links: Sand. Rechts: Sand mit Schluff-Linse

- | | | | |
|---|--------------------------|---|---------|
| 1 | Polypropylen-Halbrohr | 5 | Wasser |
| 2 | Absenkschlauch | 6 | Sand |
| 3 | Wasserzuleitungsschlauch | 7 | Schluff |
| 4 | Count-Up-Timer | | |

Um einen hydraulischen Grundbruch im Halbrohr zu erzeugen, wurde ein hydraulisches Gefälle durch Absenken des Wasserspiegels im Halbrohr aufgebracht. Die Absenkung erfolgte dabei stufenweise, sodass zwischen den einzelnen Absenkschritten abgewartet werden konnte, ob sich ein Versagen einstellt. Über den Wasserzuleitungsschlauch wurde der Wasserspiegel außerhalb des Halbrohres konstant gehalten.

4.1.4 Materialeinbau

Die wichtigsten Anforderungen an den Einbau des Bodenmaterials waren einerseits die Wiederherstellbarkeit der gleichen Bedingungen, um mehrere Versuchsdurchläufe unter annähernd gleichen Verhältnissen durchführen zu können, und andererseits eine möglichst volle Sättigung zu erreichen. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurden zahlreiche Vorüberlegungen und Versuche im kleinen Maßstab durchgeführt, die im Folgenden erläutert werden.

- **Einbau mit „Fließgrenze“**

Der erste Ansatz zielte darauf ab, den Sand „fließend“ einzubauen, d.h. ein Wasser-Sand-Gemisch herzustellen, das so wenig Wasser enthält, dass es zu keiner Entmischung kommt aber so viel Wasser, dass das Material in den Behälter „einfließen“ kann. Um das ideale Verhältnis von Wasser und Sand zu finden, wurde der Kegelfallversuch durchgeführt. Wie sich allerdings nach den ersten Tests herausstellte, enthält der verwendete Sand zu wenig Feinteile, als dass ein „fließfähiger“ Brei hergestellt werden könnte.

- **Einrieseln durch Rohr**

Der nächste Ansatz lag der Überlegung zu Grunde, den trockenen Sand durch ein Rohr in wenige Zentimeter tiefes Wasser einrieseln zu lassen, sodass es zu keiner Entmischung durch unterschiedliche Absinkgeschwindigkeiten der Bodenpartikel kommt und gleichzeitig eine sehr gute Sättigung erreicht wird. Dabei ist darauf zu achten, dass immer ausreichend Überschusswasser vorhanden ist, sodass der eingerieselte Sand immer unterhalb des Wasserspiegels liegt. Der Nachteil dieses Verfahrens liegt hauptsächlich darin, dass der Sand nur in einer sehr lockeren Lagerung eingebaut werden kann.

- **Sättigung von unten**

Alternativ zu den vorgenannten Methoden wurde versucht, den trocken eingebauten Sand durch die Ablassöffnung an der Unterseite der Versuchsbox von unten zu sättigen. An der Glasscheibe war deutlich ersichtlich, dass sich zahlreiche Lufteinschlüsse nicht mit Wasser sättigen ließen und daher mit dieser Methode hinsichtlich der Sättigung nicht die gewünschten Ergebnisse erzielt werden konnten.

- **Einbau mit „theoretisch“ definierter Lagerungsdichte**

Nachdem erfolgreiche Versuche des Einrieselns im kleinen Maßstab durchgeführt wurden, wurde diese Variante in der Versuchsbox für die Modellversuche angewendet. Der Versuch wurde, wie im Kapitel 4.1.3 beschrieben, vorbereitet und das Wasser innerhalb des Halbrohres teilweise abgesenkt. Dabei wurde festgestellt, dass der Beginn des Versagens bereits nach weniger als 5 cm Wasserspiegeldifferenz eintrat. Aus der Tatsache heraus, dass das System derart sensibel auf eine Wasserspiegeländerung reagierte, wurde dem Einfluss der Lagerungsdichte größere Beachtung geschenkt und entschieden, das Material mit einer vorher definierten „theoretischen“ höheren Lagerungsdichte einzubauen. Da Schober (2013) eine ähnliche Problematik beim Versuchsmaterialeinbau feststellte, wurde diese Vorgehensweise in modifizierter Form übernommen. Aus einer vorher definierten Lagerungsdichte wurde die für eine be-

stimmte Schichtdicke benötigte Sand- und Wassermenge mit Hilfe der aus den Laboruntersuchungen bekannten Parametern des Sandes (siehe Tab. 1, Seite 25) errechnet. Zunächst wurden Versuche im kleinen Maßstab in einem Acrylglas-Zylinder mit einem Durchmesser von 19,3 cm durchgeführt. Die Berechnung der Sand- und Wassermenge erfolgte laut nachfolgender Rechnung für eine Schichtstärke von 1 cm und eine Lagerungsdichte von $D = 0,7$.

$$n_{max} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = 1 - \frac{1,4}{2,65} = 0,47 \quad [-] \quad (4.1)$$

$$n_{min} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = 1 - \frac{1,7}{2,65} = 0,36 \quad [-] \quad (4.2)$$

$$D = 0,7 \quad \rightarrow \quad D = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}} \quad (4.3)$$

$$0,7 = \frac{0,47 - n}{0,47 - 0,36}$$

$$n = 0,393 \quad [-]$$

$$w = \frac{n}{1 - n} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s} = \frac{0,393}{1 - 0,393} \cdot \frac{1}{2,65} = 0,25 \quad [-] \quad (4.4)$$

$$V = 19,3^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 1 = 292,55 \quad [cm^3] \quad (4.5)$$

$$\rho_d = (1 - n) \cdot \rho_s = (1 - 0,393) \cdot 2,65 = 1,61 \quad \left[\frac{g}{cm^3} \right] \quad (4.6)$$

$$m_s = \rho_d \cdot V = 1,61 \cdot 292,55 \approx 471 \quad [g] \quad (4.7)$$

$$m_w = m_s \cdot w = 471 \cdot 0,25 \approx 118 \quad [g] \quad \rightarrow \quad 118 \quad [ml] \quad (4.8)$$

| | | |
|-----------|----------------------|---|
| n_{max} | [-] | Porenanteil lockerste Lagerung |
| n_{min} | [-] | Porenanteil dichteste Lagerung |
| D | [-] | Lagerungsdichte |
| w | [-] | Wassergehalt |
| V | [cm ³] | Volumen Acrylglas-Zylinder (1-cm-Schicht) |
| ρ_s | [g/cm ³] | Korndichte |
| ρ_d | [g/cm ³] | Trockendichte |
| m_s | [g] | Masse des trockenen Sands |
| m_w | [g] | Masse Wasser |

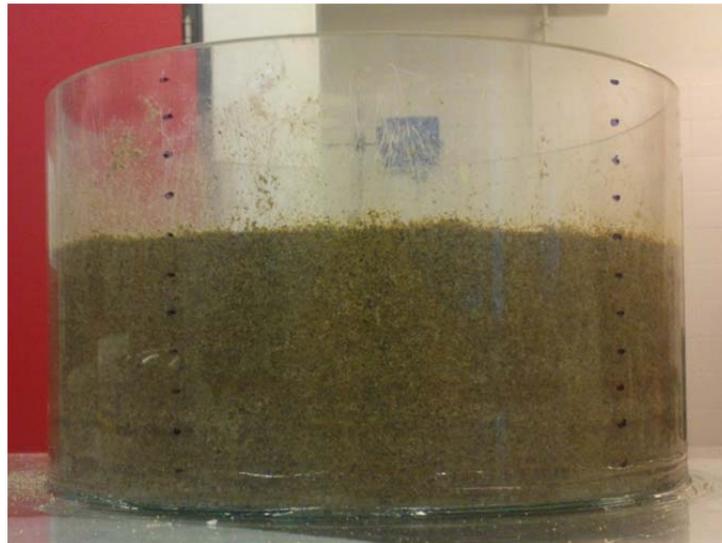


Abb. 23 Schichtweiser Einbau in Acrylglas-Zylinder

Im Unterschied zur Methode von Schober (2013), der bei seinem Versuchseinbau immer erst die benötigte Wassermenge eingebracht hat und danach den trockenen Sand einrieseln ließ um ihn dann auf die richtige Schichtstärke zu verdichten, wurde hier das Wasser-Sand-Gemisch außerhalb des Behälter angerührt, anschließend eingebracht und verdichtet. Der Vorteil dieser Vorgehensweise war ein gleichmäßigerer Schichtaufbau. Bei der von Schober (2013) praktizierten Aufbringung der Wasserschicht auf eine bereits eingebaute Bodenschicht wurden im gegenständlichen Fall die oberflächennahen Sandpartikel immer einer ungewollten Störung ausgesetzt. Um dies zu verhindern wäre äußerste Sorgfalt beim Aufbringen der Wasserschicht nötig gewesen und damit verbunden ein erhöhter Zeitaufwand, der durch das alternative Vorgehen vermindert werden konnte.

Nach erfolgreichen Versuchen im kleinen Behälter wurde entschieden, die Schichtdicke beim Einbau in der Versuchsbox auf 5 cm zu erhöhen. Testweise wurde diese Einbaumethode bis zu einer Höhe von 15 cm im großen Behälter durchgeführt, wobei sich allerdings herausstellte, dass es zu einer erhöhten Anzahl von Lufteinschlüssen kam und somit nur eine unzureichende Sättigung erreicht werden konnte. Aufgrund dieser Tatsache wurde entschieden, auch im großen Maßstab die 1-cm-Schichtdicke beizubehalten. Nachfolgende Rechnung zeigt die dafür benötigten Wasser- und Sandmengen.

$$V = 49,5 \cdot 25,5 \cdot 1 = 1262,25 \text{ [cm}^3\text{]} \quad (4.9)$$

$$m_s = \rho_d \cdot V = 1,61 \cdot 1262,25 \approx \mathbf{2032 \text{ [g]}} \quad (4.10)$$

$$m_w = m_s \cdot w = 2032 \cdot 0,25 \approx 508 \text{ [g]} \rightarrow \mathbf{508 \text{ [ml]}} \quad (4.11)$$

| | | |
|----------|----------------------|------------------------------------|
| w | [-] | Wassergehalt |
| V | [cm ³] | Volumen Versuchsbox (1-cm-Schicht) |
| ρ_d | [g/cm ³] | Trockendichte |
| m_s | [g] | Masse des trockenen Sands |
| m_w | [g] | Masse Wasser |

An dieser Stelle sei erwähnt, dass es sich bei der vorher definierten Lagerungsdichte für den Einbau um eine rein theoretische Annahme handelt. Durch äußere Einflüsse beim Einbau liegt diese Lagerungsdichte im Versuch nicht homogen über die gesamte Höhe vor. Ziel war es einzig, das Bodenmaterial annähernd „dicht“ einzubauen und bei Wiederholung des Versuchs möglichst gleiche Randbedingungen wiederherstellen zu können.



Abb. 24 Schichtweises Einbringen des Wasser-Sand-Gemischs

- **Schluff-Einbau mit „weicher“ Konsistenz**

Da es sich bei dem verwendeten Schluff für die zweite Variante des Versuchs um Material aus der Kernbohrung OE5 NEU handelte, wurde angestrebt, eine möglichst ähnliche Konsistenz beim Einbau zu erreichen, wie diese in situ festgestellt wurde. Einer subjektiven Beurteilung zufolge, würde man die Konsistenz als weich bis steif bezeich-

nen. Das trockene Material wurde mit 40 % Wasser angerührt und mit Hilfe einer Gummischalung, die schrittweise gezogen wurde, in die Versuchsbox eingebracht (siehe Abb. 25). Um zu verhindern, dass Schluffmaterial beim Einbau in das Halbrohr gelangt, wurde das Fußende mit einem Gummi abgedichtet, der später wieder entfernt wurde.



Abb. 25 Einbringen der Schluff-Linse mithilfe einer Gummischalung

4.2 Versuchsdurchführung

Wie bereits erwähnt, wurde der Versuch in zwei Varianten (homogene Sandschicht bzw. Schluff-Linse in Sand) durchgeführt, um möglichst zwei unterschiedliche Versagensmechanismen aufzeigen zu können. Die Versuche wurden für eine verbesserte Auswertung und Nachbereitung mit einer hochauflösenden Kamera mit einer Bildrate von 2 Bildern pro Sekunde aufgezeichnet. Bei beiden Varianten wurde der Wasserstand im Halbrohr stufenweise abgesenkt und gleichzeitig der äußere Wasserspiegel konstant gehalten. Damit wurde so lange fortgefahren, bis der Beginn eines Versagens erkennbar wurde. Tab. 2, Tab. 3 und Tab. 4 zeigen jeweils die Protokolle der beiden Versuchsdurchgänge. In der Spalte „ ΔH “ ist die aktuelle Wasserspiegeldifferenz zwischen Rohrrinnerem und außerhalb des Rohres zu jedem Zeitpunkt des Versuchs ablesbar.

Tab. 2 Versuchsvorgang Sand, Teil 1

| Nr. | Vorgang | Dauer [sec] | ΔH [cm] | Anmerkungen/Beobachtungen |
|-----|--------------------|-------------|-----------------|---|
| 1 | Absenken um 7,5 cm | - | 7,5 | |
| 2 | Beobachtungsphase | 104 | - | Wasseranstieg um 2,5 cm |
| 3 | Absenken um 5 cm | - | 10 | |
| 4 | Beobachtungsphase | 84 | - | Wasseranstieg um 2,5 cm |
| 5 | Absenken um 5 cm | - | 12,5 | |
| 6 | Beobachtungsphase | 60 | - | Wasseranstieg um 2,5 cm |
| 7 | Absenken um 7,5 cm | - | 17,5 | Versagensbeginn |
| 8 | Beobachtungsphase | 111 | - | Materialeintrag < 1 cm; Wasseranstieg um 7,5 cm |
| 9 | Absenken um 15 cm | - | 25 | |
| 10 | Beobachtungsphase | 300 | - | Materialeintrag 20 mm in den ersten 30 sec; Wasseranstieg um 20 cm; endgültige Ausspiegelung nach 29:20 min |

Tab. 3 Versuchsvorgang Sand, Teil 2

| Nr. | Vorgang | Dauer [sec] | ΔH [cm] | Anmerkungen/Beobachtungen |
|-----|---------------------|-------------|-----------------|--|
| 1 | Absenken um 40 cm | 26 | 40 | Materialeintrag 5 cm |
| 2 | Beobachtungsphase | 56 | - | Materialeintrag 7,5 cm; Wasseranstieg um 12,5 cm |
| 3 | Beobachtungsphase | 720 | - | Setzung des Materiales im Rohr um 2 cm; Wasseranstieg um 25 cm |
| 4 | Absenken um 37,5 cm | 29 | 40 | Materialeintrag 7,5 cm |
| 5 | Beobachtungsphase | 56 | - | Materialeintrag 3,5 cm; Wasseranstieg um 10 cm |
| 6 | Beobachtungsphase | 1154 | - | Setzung des Materials im Rohr um 2 cm; Wasseranstieg um 30 cm |

Tab. 4 Versuchsvorgang Sand mit Schluff-Linse

| Nr. | Vorgang | Dauer [sec] | ΔH [cm] | Anmerkungen/Beobachtungen |
|-----|--------------------|-------------|-----------------|---------------------------|
| 1 | Absenken um 7,5 cm | - | 7,5 | |
| 2 | Beobachtungsphase | 60 | - | kein Wasseranstieg |
| 3 | Absenken um 5 cm | - | 12,5 | |
| 4 | Beobachtungsphase | 60 | - | kein Wasseranstieg |
| 5 | Absenken um 5 cm | - | 17,5 | |
| 6 | Beobachtungsphase | 110 | - | kein Wasseranstieg |

| | | | | |
|----|-------------------|------|------|--|
| 7 | Absenken um 5 cm | - | 22,5 | |
| 8 | Beobachtungsphase | 60 | - | kein Wasseranstieg |
| 9 | Absenken um 5 cm | - | 27,5 | |
| 10 | Beobachtungsphase | 140 | - | kein Wasseranstieg |
| 11 | Absenken um 5 cm | - | 32,5 | |
| 12 | Beobachtungsphase | 50 | - | kein Wasseranstieg |
| 13 | Absenken um 5 cm | - | 37,5 | |
| 14 | Beobachtungsphase | 25 | - | kein Wasseranstieg |
| 15 | Absenken um 5 cm | - | 42,5 | |
| 16 | Beobachtungsphase | 1035 | - | langsam entstehende wassergefüllte Kluft unter der Schluff-Linse; Entstehung einzelner Risse; Wasseranstieg im Rohr = Materialeintrag ≈ 4 cm; endgültiger Durchbruch der Risse; Einspülen von Sand in das Rohr; Ausspiegelung; |

4.3 PIV-Analyse

Um die Versagensmechanismen des Modellversuchs zu veranschaulichen, wurde eine Analyse mit Hilfe der „Particle Image Velocimetry“-Methode, im Folgenden kurz als „PIV-Methode“ bezeichnet, durchgeführt. Das vorwiegend bei Fluiden angewendete Verfahren vergleicht die Grauwerte zweier in einem definierten Zeitabstand aufgenommene Fotosequenzen innerhalb einzelner kleinerer Suchbereiche, s.g. „interrogation areas“, und ermöglicht so die Bestimmung der Verschiebungen und der dazugehörigen Geschwindigkeiten der einzelnen Partikel (Thielicke, W. and Stamhuis, E.J. 2014). Die Berechnungen wurden mit Hilfe des in MATLAB programmierten Freeware-Programms „PIVlab“ (Version 1.35) durchgeführt.

An dieser Stelle sei erwähnt, dass für die Durchführung einer erfolgreichen PIV-Analyse ein besonders sorgfältiger Versuchsaufbau insbesondere in Bezug auf Kamerapositionierung und Belichtung grundlegend ist. In dieser Arbeit war die Durchführung einer PIV-Analyse nicht von Anfang an geplant, sondern hat sich vielmehr erst im Zuge des Arbeitsfortschritts ergeben. Aus diesen Umständen heraus wurden im Vorfeld des Modellversuchs noch nicht genügend Informationen für einen idealen Versuchsaufbau bezugnehmend auf die PIV-Analyse eingeholt, wodurch eine umfangreiche Nachbearbeitung der aufgenommenen Bilder nötig war, um zufriedenstellende Ergebnisse zu erhalten. Näheres dazu findet sich im folgenden Kapitel 4.3.1. Die PIV-Analyse sollte keine quantitativen Ergebnisse hervorbringen, sondern als Hilfsmittel zum qualitativen Aufzeigen der aufgetretenen Versagensmechanismen dienen.

4.3.1 Bildbearbeitung

Um bestmögliche Ergebnisse erzielen zu können, ist eine gründliche Vorbereitung der aufgenommenen Bilder für die PIV-Analyse unumgänglich. Damit die Auswertung mit PIVlab uneingeschränkt funktioniert, müssen die Bilder mit einer Bittiefe von 8 Bit eingelesen werden, das entspricht einem Wert von 256 Farben. Aus diesem Grund wurden die Bilder im Bitmap Format gespeichert und der Farbmodus in „Graustufen“ (indexed color) konvertiert. Nachdem die Bilder zur besseren Bearbeitung auf den relevanten Bereich zugeschnitten wurden, konnte das Histogramm, wie in Abb. 26 ersichtlich, gestreckt werden. Das Histogramm zeigt die mengenmäßige Verteilung der Farben im Bild. Durch das Strecken wird ein höherer Kontrast erreicht und negative Belichtungseinflüsse können so angeglichen werden.

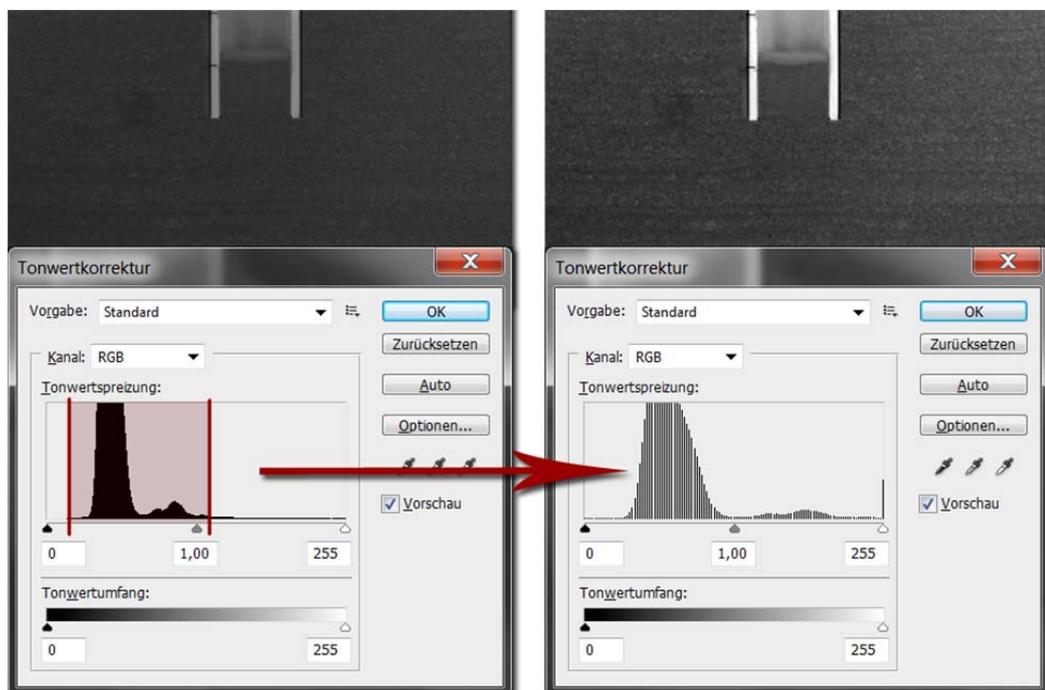


Abb. 26 Strecken des Histogramms

In PIVlab selbst gibt es außerdem die Möglichkeit, die Bilder vor der Berechnung einer weiteren Bearbeitung zu unterziehen. Dies erfolgt im Menüpunkt „Image pre-processing“. In diesem Fall wurde der CLAHE-Filter mit einer Bereichsgröße von 20 Pixeln lediglich für die Auswertung des ersten Versuchs mit homogenem Sandmaterial angewandt, da bei der Schluff-Linse die Ergebnisse durch Einschalten des Filters eher verschlechtert wurden. CLAHE steht für „Contrast limited adaptive histogram equalization“ und ist prinzipiell auch eine Anpassung des Histogramms, allerdings wird die Anpassung dabei nicht auf das gesamte Bild angewandt, sondern separat auf kleine Bereiche des Bildes. Dadurch ergibt sich der Vorteil, dass Bereiche mit unterschiedlicher

Farbdichte unabhängig voneinander optimiert werden (Thielicke, W. and Stamhuis, E.J. 2014).

4.3.2 Optimierung des Suchbereichs

In PIVlab können zwei unterschiedliche Algorithmen für die Analyse gewählt werden, „DCC“ (direct cross correlation mit einem Durchgang) und „FFT window deformation“ (direct Fourier transform correlation mit mehreren Durchgängen). Bei Anwendung des letzteren werden die Bilder in mehreren Durchgängen analysiert. Im ersten Durchgang wird ein relativ großer Suchbereich verwendet, um die Verschiebungen zuverlässig bestimmen zu können, denn je größer der Suchbereich gewählt wird, umso stabilere Ergebnisse können erzielt werden, aber desto kleiner ist auch die erreichbare Verschiebungsvektordichte. Im nächsten Durchgang werden die Verschiebungsinformationen des ersten Durchgangs verwendet, um die Suchbereiche zu versetzen. Dadurch können sehr gute Ergebnisse mit einer hohen Vektordichte erreicht werden (Thielicke, W. and Stamhuis, E.J. 2014).

Um die geeigneten Suchbereichsgrößen zu ermitteln, wurde vor der eigentlichen Analyse eine Studie mit zwei vorbereiteten Bildern durchgeführt. Gewählt wurde der FFT Algorithmus mit zwei Durchgängen. Die Studie beginnt mit einer Suchbereichsgröße im ersten Durchgang von 40x40 Pixeln und endet bei 110x110 Pixeln, der zweite Durchgang wurde jeweils mit 50 % des ersten definiert. Anhand der Scatterplots können die Ergebnisse analysiert werden. Diese zeigen die Verteilung der errechneten Geschwindigkeiten. Ein gutes Ergebnis ist erzielt, wenn es eine deutliche Ansammlung von Punkten in einem bestimmten Bereich („Punktwolke“) und wenig Ausreißer gibt. Dem gegenüber steht die Anforderung an eine gewisse Vektordichte für die Auswertung der Ergebnisse. Abb. 27 zeigt als Beispiel den Scatterplot der letztendlich gewählten Suchbereichsgröße von 90x90 Pixeln.

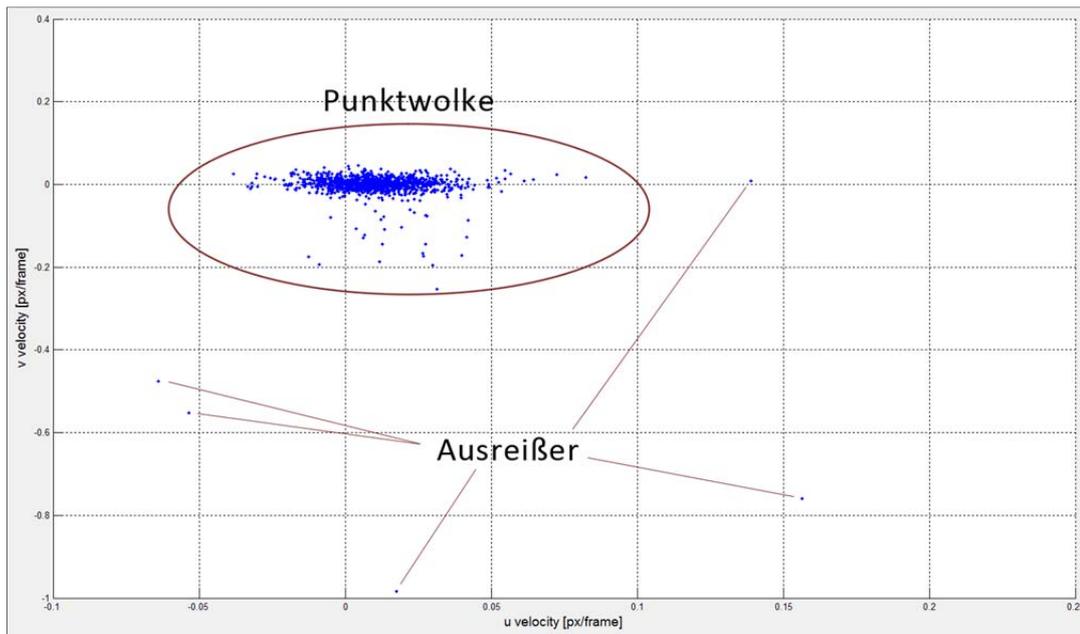


Abb. 27 Scatterplot des gewählten Suchbereichs

Abb. 28 zeigt die Scatterplots der gesamten Suchbereichs-Studie, wobei die gewählte Suchbereichsgröße hervorgehoben ist. Bereits in der ersten Abbildung mit dem kleinsten Suchbereich ist auf den ersten Blick eine Punktwolke zu erkennen. Allerdings reicht hier die Skalierung von 1 bis -5, wohingegen sich die Skala des größten Suchbereichs lediglich von 0,2 bis -1,2 erstreckt. Der Kompromiss zwischen wenig Ausreißern und ausreichender Vektordichte wurde letztendlich bei einer Suchbereichsgröße des ersten Durchgangs von 90x90 Pixeln geschlossen.

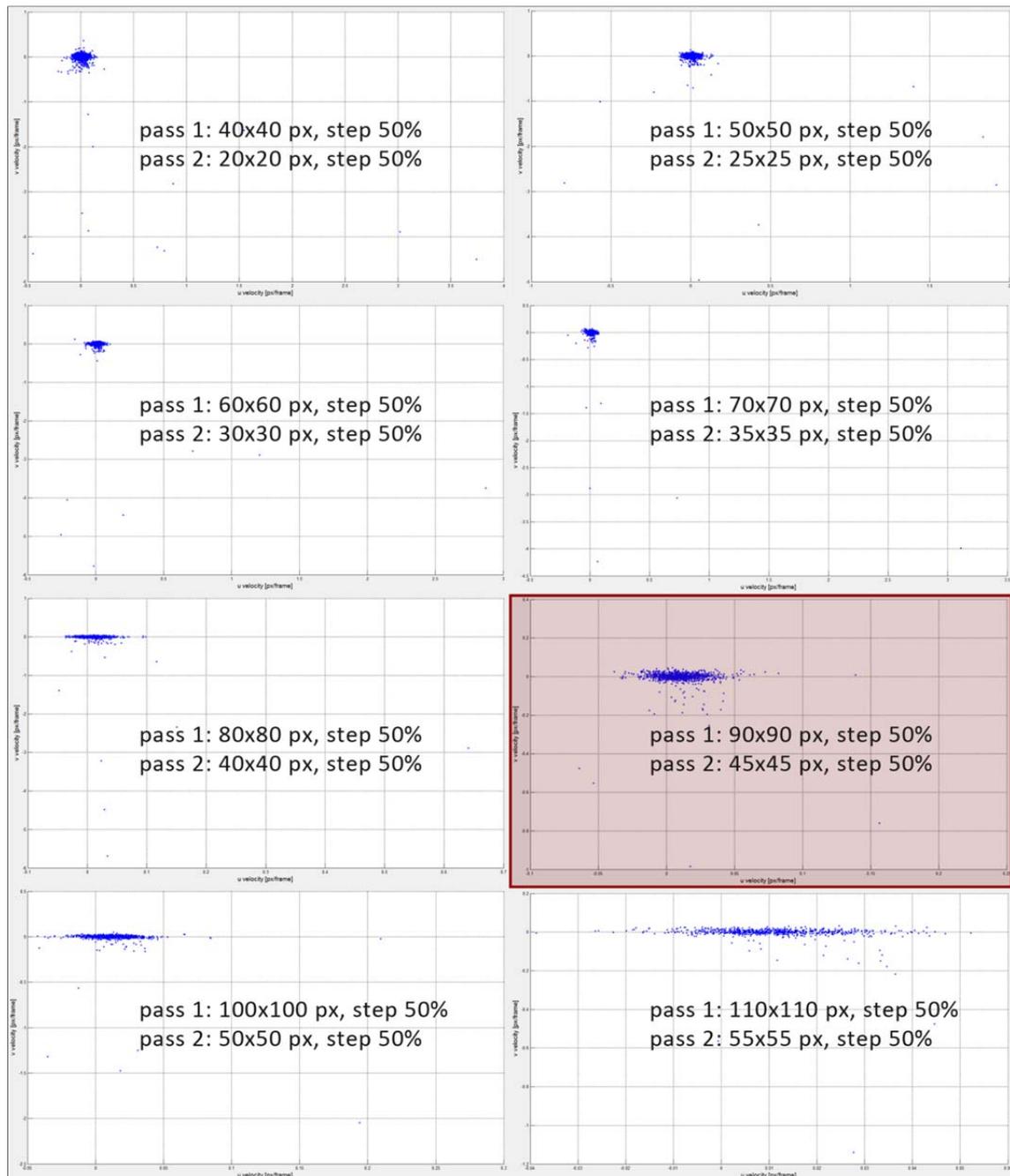


Abb. 28 Optimierung des Suchbereichs – Scatterplots

4.4 Ergebnisse

Die Ergebnisse aus den Modellversuchen sind einerseits die Dokumentation der Beobachtungen während des Versuchs sowie Video- und Fotoanalysen. Es wurde keinerlei Messtechnik angewandt, d.h. die Versagensmechanismen werden rein qualitativ beschrieben. In diesem Kapitel werden lediglich die wesentlichen Ergebnisse und Erkenntnisse dargelegt, auf der beigegeführten Daten-CD befinden sich alle gesammelten Ergebnis-Bilder sowie Videos von den Versuchen.

4.4.1 Versagensmechanismen

Der erste Versuchsdurchgang mit homogenem Sandmaterial wurde in zwei Teilen durchgeführt. Zuerst wurde nur eine mäßige Absenkung des Wasserspiegels im Rohr vorgenommen, um den Beginn des Versagens festzustellen. Im zweiten Teil wurde der Wasserspiegel sehr schnell bis zu einer großen Wasserspiegeldifferenz abgesenkt, um ein eindeutiges Versagen zu erzeugen. Genauer zum Versuchsablauf wurde bereits in Kapitel 4.2 erläutert. Bei mäßiger Absenkung war mit freiem Auge erkennbar, dass es zu einer „Vulkanbildung“ an der Rohrwandung kam. Allerdings trat dieser Effekt nicht direkt an der Beobachtungsfläche – sprich an der Glasscheibe – auf, sondern im hinteren Bereich, sodass eine Auswertung mithilfe der PIV-Analyse zu keinen brauchbaren Ergebnissen führte. Das nachfolgende Bild zeigt den Zeitpunkt zum Beginn des Versagens. An der hinteren Rohrwandung ist zu erkennen, dass sich eine Strömungsröhre ausgebildet hat und es dadurch zu einem Feinteleintrag kommt.

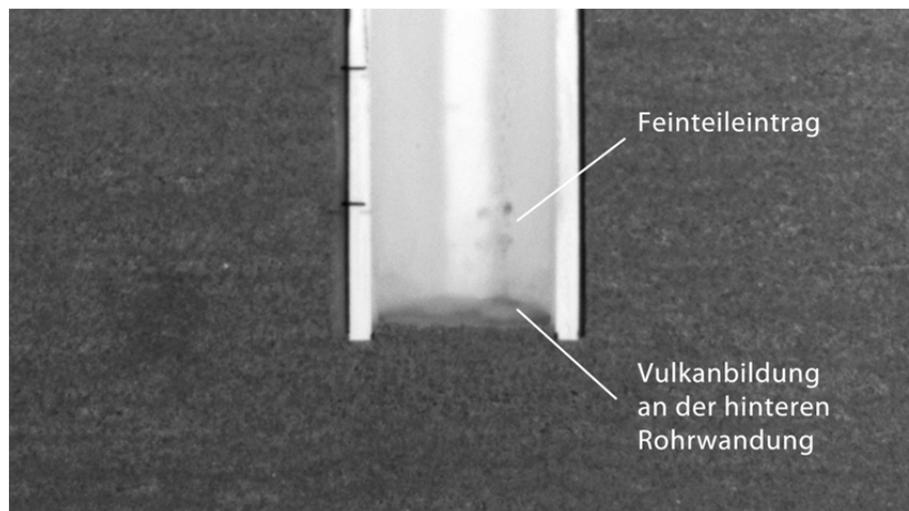


Abb. 29 Versuch Sand, Teil 1; Vulkanbildung

Im zweiten Teil des Versuchs wurde durch die große aufgebrachte Wasserspiegeldifferenz in kurzer Zeit so viel Material in das Halbrohr eingetragen, dass es auf den ersten Blick wie eine Art „Stoppel“ anmutet. In nachfolgender Abbildung ist dieses schnell fortschreitende Versagen in einer Fotostrecke dargestellt. Gut zu erkennen ist hierbei der Wasseranstieg im Halbrohr zusammenhängend mit dem zunehmenden Materialeintrag.

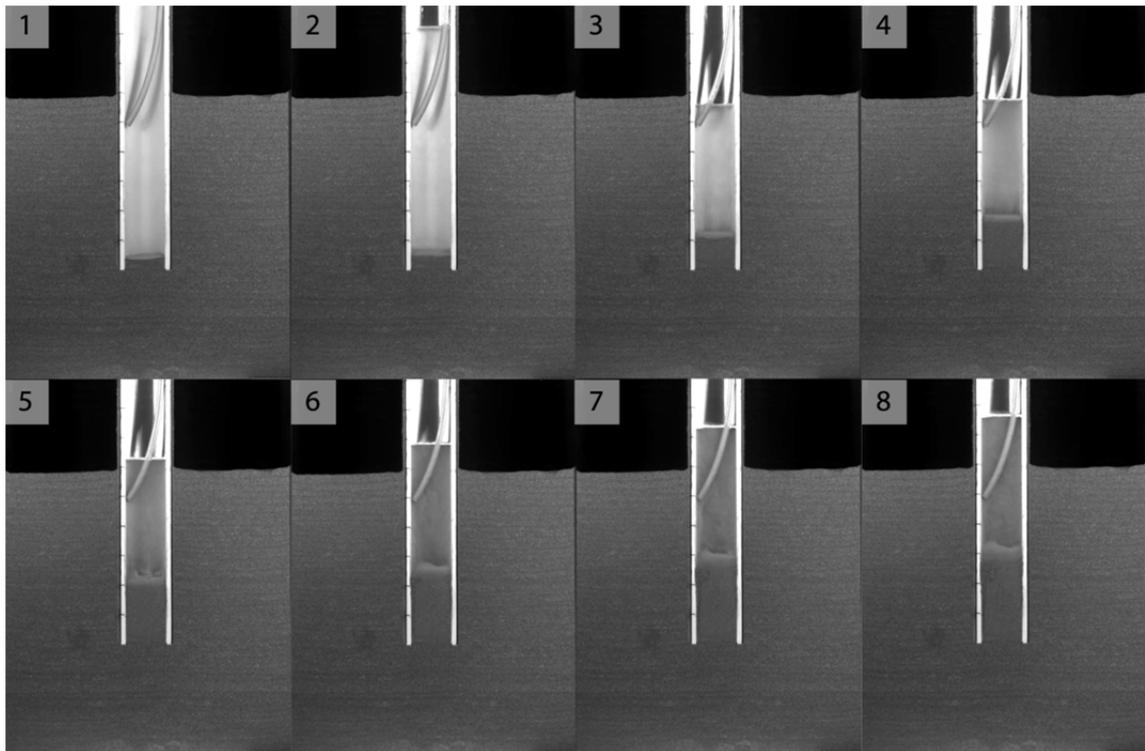


Abb. 30 Versagen des Sandes bei großer Wasserspiegeldifferenz

Auch die in Abb. 31 dargestellten PIV-Analysen vermitteln den Eindruck eines Versagens durch Einschieben eines „Stoppels“. Bei genauerer Betrachtung ist allerdings deutlich erkennbar, dass sich vor allem an der (vom Beobachter aus gesehen) rechten Seite entlang der Rohrwandung ein Strömungskanal ausgebildet hat, während sich im mittleren Bereich des Halbrohres das Bodenmaterial noch während des Versagensprozesses zu setzen begonnen hat. Dieses Verhalten ist auch deutlich in den PIV-Analysen erkennbar, wie in Abb. 32 zu sehen ist.

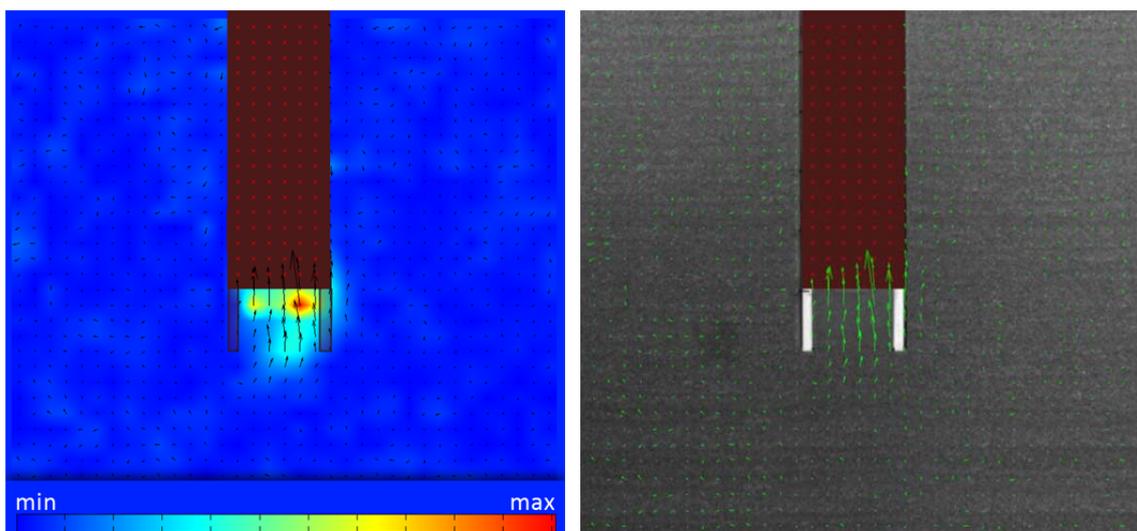


Abb. 31 PIV-Analyse Sand, Teil 2; Links: Geschwindigkeit, Rechts: Verschiebungsvektoren

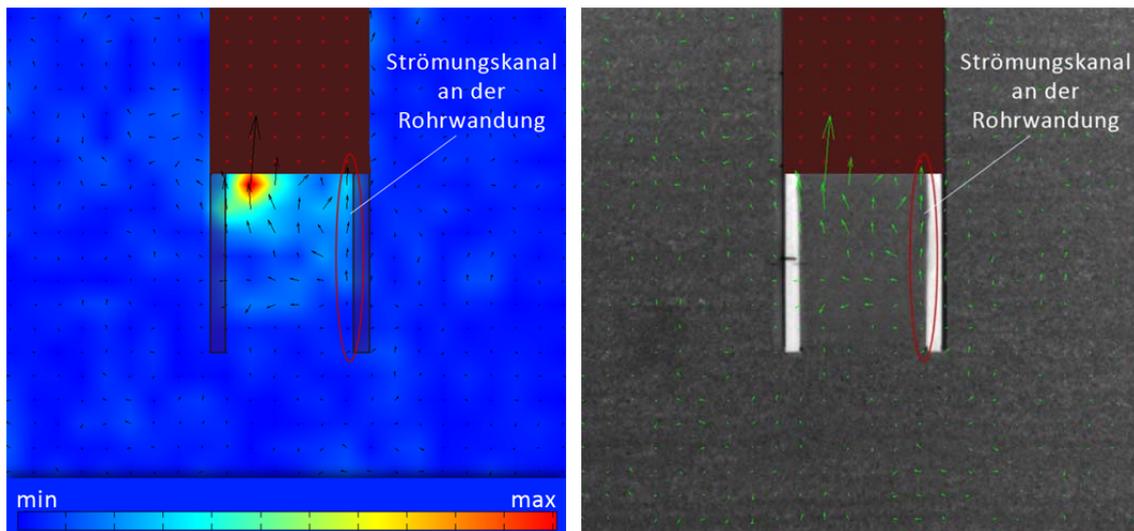


Abb. 32 PIV-Analyse Sand, Teil 2 - Detail; Links: Geschwindigkeit, Rechts: Verschiebungsvektoren

Nach Ende des Versuchs war ein deutlicher Krater auf der hinteren Seite des Halbrohres zu erkennen, wie auch in Abb. 33 ersichtlich ist. Die Feinteile des eigespülten Bodenmaterials setzten sich über Nacht ab und waren deutlich als Schicht an der Oberfläche erkennbar.

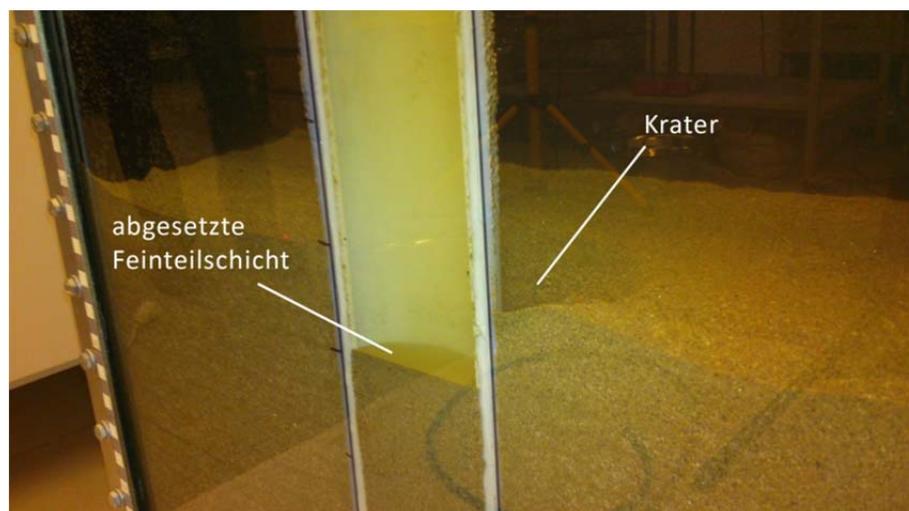


Abb. 33 Versuch Sand, Endzustand

Der zweite Versuchsdurchgang mit einer Schluff-Linse rund um das untere Ende des Halbrohres zeigte ein deutlich anderes Verhalten beim Versagen. Zunächst begann sich zwischen der Unterkante der Schluff-Linse und dem Sand eine wassergefüllte Kluft zu entwickeln. Der Schluff wurde langsam in das Halbrohr gedrückt, wobei der Materialeintrag in etwa dem Wasserspiegelanstieg entsprach.

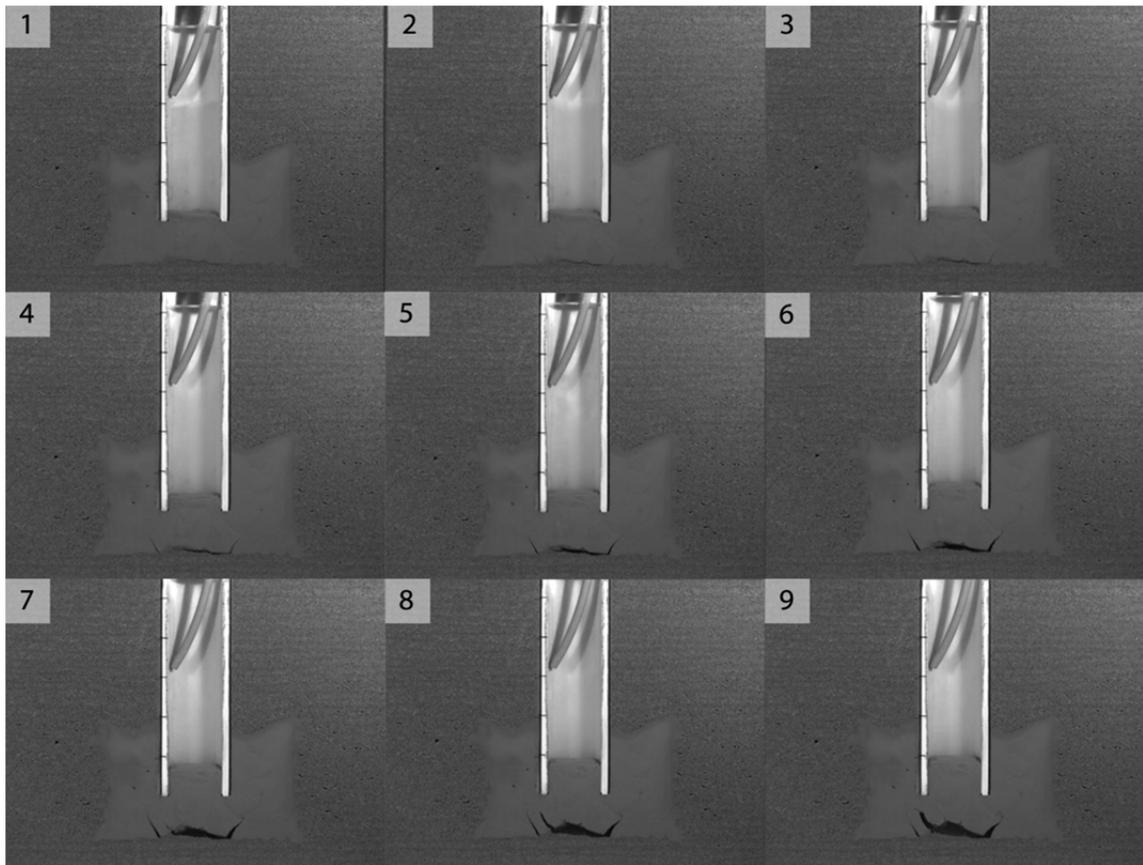


Abb. 34 Versagen der Schluff-Linse; Einschieben des Stoppels

Nach einiger Zeit begannen sich in der Schluff-Linse feine Risse auszubilden, die stetig größer wurden, bis es zum Durchbruch an der (vom Beobachter aus gesehen) rechten Seite kam und der Sand in das Halbrohr eingespült wurde.

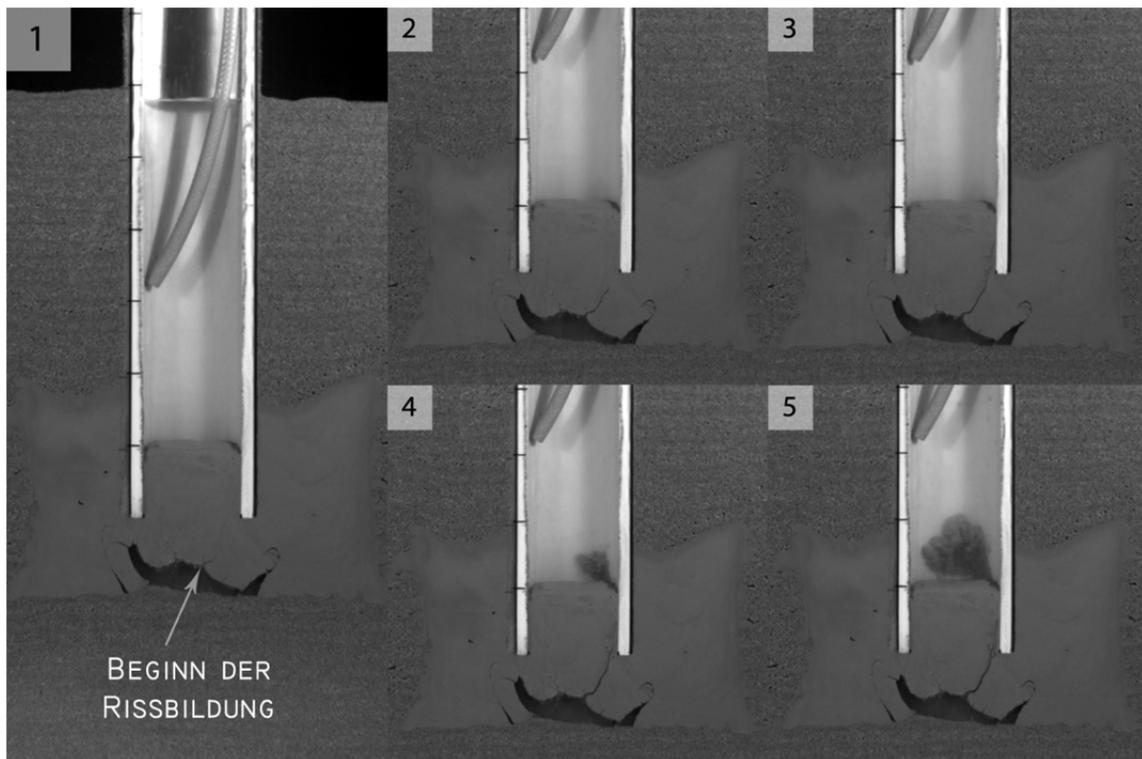


Abb. 35 Versagen der Schluff-Linse; Rissbildung und Durchbruch

Anhand der Fotostrecken ist deutlich zu erkennen, dass es sich bei diesem Versagensmechanismus zumindest bis zum Zeitpunkt des Durchbruchs um den im Vorfeld beschriebenen Auftriebsfall handelt. Charakteristisch zeigen sich dabei das Einschieben des „Bodenstoppels“ und der damit direkt korrelierende Anstieg des Wasserspiegels im Halbrohr.

Die PIV-Analyse in Abb. 36 zeigt den Zeitpunkt des Durchbruchs. Zu erwähnen ist allerdings, dass die Vektoren, die sich auf der Schluff-Linse befinden, stark durch Spiegelungen beeinträchtigt sind und daher nicht als plausibel eingestuft werden können. Jedoch zeigen die Vektoren unterhalb des Schluffs einen deutlichen Zustrom des Sandes von unten in Richtung Halbrohr.

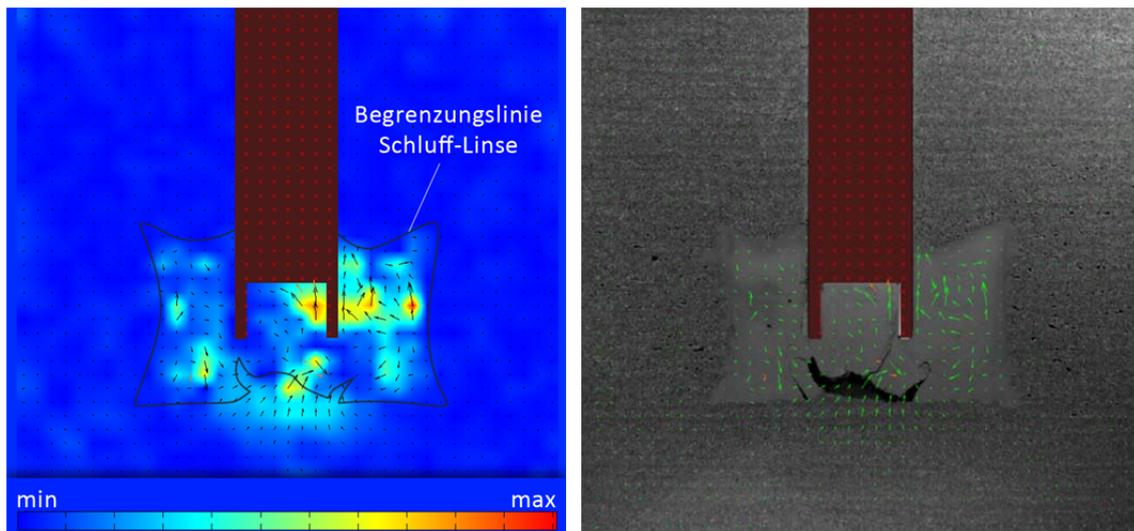


Abb. 36 PIV-Analyse Schluff; Links: Geschwindigkeit, Rechts: Verschiebungsvektoren

Abb. 37 zeigt den Endzustand nach dem Schluff-Versuch. Der Versagensmechanismus des Auftriebsfalls als „Stoppel“ kann anhand des Bildes leicht nachvollzogen werden.



Abb. 37 Versuch Schluff, Endzustand

4.4.2 Rückrechnungen

Um einen Vergleich der Beobachtungen der Modellversuche mit den Regelungen der Norm anstellen zu können, werden im Folgenden Varianten von Rückrechnungen gezeigt. Da sich beim gegenständlichen Fall komplexe Randbedingungen vor allem bezüglich der Geometrie finden, sind die Berechnungen lediglich als stark vereinfachte Näherungen zu betrachten. Für eine genauere Analyse sollten allenfalls numerische Berechnungsmethoden herangezogen werden.

- **Rückrechnung des Sandversuches als hydraulischer Grundbruch**

Als Ausgangszustand für die Rückrechnung des Versuchs mit homogenem Sandmaterial wird der Zeitpunkt nach dem ersten Teil des Versuches gewählt. Das bedeutet, zu Beginn befinden sich rund 3 cm Sand im Halbrohr. Aus diesen Randbedingungen wird jene Wasserspiegeldifferenz ermittelt, bei der es zum Versagen kommen müsste. Zum besseren Verständnis der folgenden Rechnungen zeigt nachfolgende Abbildung eine Systemskizze des Ausgangszustandes.

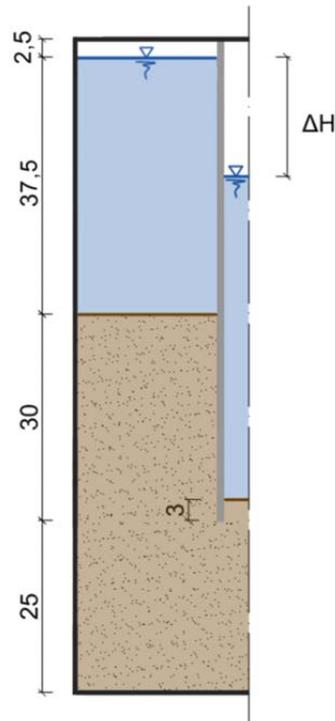


Abb. 38 Skizze Rückrechnung; Maße in cm

Dadurch, dass die Wichte unter Auftrieb für das Material, das sich im Rohr befindet, nicht bekannt ist, es sich aber unweigerlich um eine sehr lockere Lagerung handelt, wird die Wichte der lockersten Lagerung mit den aus Kapitel 4.1 bekannten Parametern des Sandes berechnet.

$$\rho_{sat} = \rho_d + n \cdot \rho_w \quad (4.12)$$

$$\rho_{sat} = 1,4 + 0,47 \cdot 1 = 1,87 \left[\frac{g}{cm^3} \right]$$

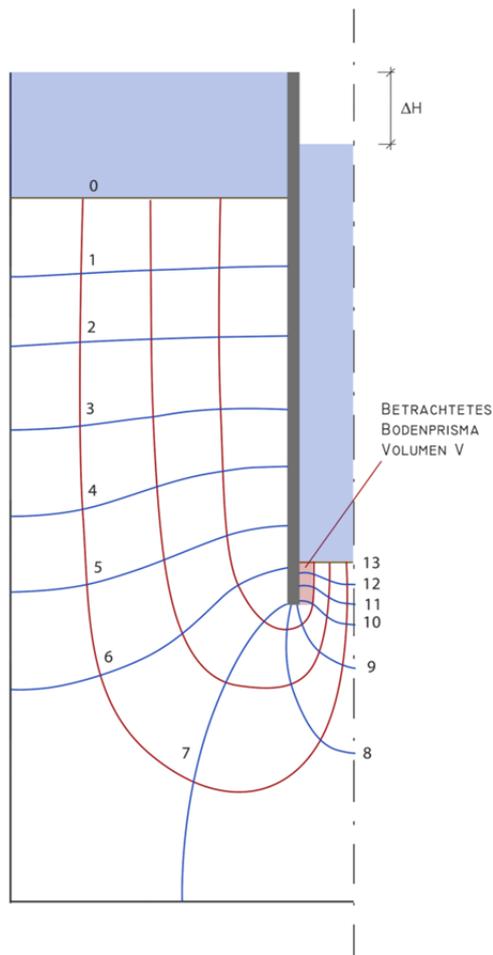
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (4.13)$$

$$\gamma' = 18,7 - 10 = 8,7 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

ρ_{sat} [g/cm³] Dichte gesättigt

| | | |
|----------------|----------------------|-----------------------|
| ρ_d | [g/cm ³] | Trockendichte |
| ρ_w | [g/cm ³] | Dichte Wasser |
| n | [-] | Porenanteil |
| γ' | [kN/m ³] | Wichte unter Auftrieb |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | Wichte gesättigt |
| γ_w | [kN/m ³] | Wichte Wasser |

Da im Modellversuch das Versagen als Einspülen von Bodenpartikeln in das Halbrohr beobachtet werden konnte, wird die Rückrechnung wie für einen hydraulischen Grundbruch geführt. Für die Ermittlung des hydraulischen Gradienten wurde ein Stromlinienetz gezeichnet, wie in Abb. 39 zu sehen ist. Da es in diesem Fall bedeutende räumliche Einflüsse aufgrund der Geometrieverhältnisse des Halbrohres geben muss, würde eine Berechnung mit ebenen Verhältnissen das Modell falsch abbilden. Den Einfluss der Geometrie auf den hydraulischen Gradienten haben Davidenkoff & Franke (1965) untersucht. Dabei wurde für runde Baugruben am Verbauwandfuß ein um bis zu 30 % höheres Potential gemessen, als es für ebene Verhältnisse der Fall wäre. Um die Geometrieverhältnisse zu berücksichtigen wird daher bei der folgenden Rückrechnung der hydraulische Gradient um 30 % erhöht.



Der maßgebende Bereich befindet sich direkt an der Rohrwandung. Aus dem Strömungsnetz ergeben sich 13 Teilchen, die folgende Abmessungen haben:

Nr. 1 – 3 $\approx 5,40 \cdot 5,40$ cm

Nr. 4 – 5 $\approx 4,70 \cdot 4,70$ cm

Nr. 6 – 7 $\approx 3,40 \cdot 3,40$ cm

Nr. 8 – 13 $\approx 1,00 \cdot 1,00$ cm

Dadurch ergibt sich der gesamte Strömungsweg zu:

$$L = 3 \cdot 5,40 + 2 \cdot 4,70 + 2 \cdot 3,40 + 6 \cdot 1,00 = 38,40 \text{ cm}$$

Abb. 39 Strömungsnetz Sandversuch

Der gesamte Potentialunterschied wird mit ΔH bezeichnet. Aus den 13 Potentiallinien ergibt sich das in einem Teilchen abgebaute Potential zu:

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{13} [m] \quad (4.14)$$

Damit errechnet sich der hydraulische Gradient an der Rohrunterkante mit Berücksichtigung der oben genannten 30-prozentigen Erhöhung aufgrund der Geometrieverhältnisse zu:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \cdot 1,3 = \frac{\Delta H}{13 \cdot 0,01} \cdot 1,3 = \frac{\Delta H}{0,13} \cdot 1,3 [-] \quad (4.15)$$

Die Strömungskraft ergibt sich für das in obiger Abbildung eingezeichnete Bodenprisma mit dem Volumen V zu:

$$S = i \cdot \gamma_w \cdot V = \frac{\Delta H}{0,13} \cdot 1,3 \cdot 10 \cdot V \text{ [kN]} \quad (4.16)$$

Dem entgegen wirkt das Gewicht des Bodenprismas unter Auftrieb:

$$G' = \gamma' \cdot V = 8,7 \cdot V \text{ [kN]} \quad (4.17)$$

Aus der Bedingung, dass die Gewichtskraft größer sein muss als die Strömungskraft, errechnet sich die kritische Wasserspiegeldifferenz zu:

$$G' \geq S \rightarrow \Delta H = 0,087 \text{ [m]} \approx 9 \text{ [cm]} \quad (4.18)$$

Aus den Beobachtungen des Modellversuchs konnte der Beginn des Versagens bei ungefähr 20 cm festgestellt werden, was einen Unterschied zum Ergebnis der Berechnung von rund 11 cm ergibt.

- **Rückrechnung der Schluff-Linse als Auftriebsfall**

Aufgrund der Beobachtungen beim Modellversuch wird das Versagen der Schluff-Linse als Auftriebsfall rückgerechnet. Das bedeutet, der gesamte Potentialunterschied wird unterhalb des Bodenstoppels als Belastung angesetzt. Dem entgegen wirkt das Gewicht des betrachteten Bodenvolumens unter Auftrieb, sowie eine Kohäsion. Die Wichte unter Auftrieb ist nicht bekannt und wird daher mit $\gamma' = 10 \text{ kPa}$ angenommen. Da das Schluffmaterial mit einer weichen Konsistenz eingebaut wurde und die dazugehörige Kohäsion nicht bekannt ist, wird für die Berechnung lediglich eine geringe Kohäsion von 2 kPa angesetzt. Diese wird über die halbe Höhe angenommen, da sich im fortschreitenden Versagen immer mehr Risse gebildet haben, sodass hier auf jeden Fall keine Kohäsion mehr wirken konnte. Obwohl aus der Versagensfigur deutlich schräge Risse zu erkennen sind, wird aus Gründen der Vereinfachung eine senkrechte „Abrisskante“ des Stoppels angenommen. Dadurch ergibt sich als Geometrie des betrachteten Bodenkörpers ein Halbzylinder mit einem Durchmesser von 7,4 cm und einer Höhe von 5,0 cm.

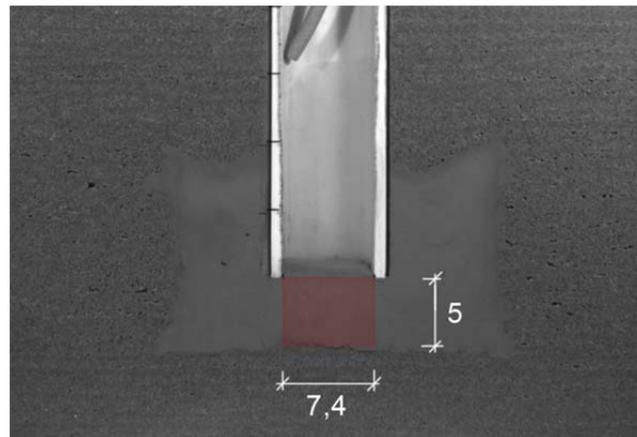


Abb. 40 Rückrechnung Schluff-Linse; Geometrie; Maße in cm

Nachfolgend werden das Volumen des Bodenkörpers, die Grundfläche sowie die halbe Mantelfläche berechnet:

$$V = \frac{0,0074^2 \cdot \pi}{8} \cdot 0,05 = 1,075 \cdot 10^{-4} \text{ [m}^3\text{]} \quad (4.19)$$

$$A_G = \frac{0,0074^2 \cdot \pi}{8} = 0,002150 \text{ [m}^2\text{]} \quad (4.20)$$

$$A_M = \frac{0,0074 \cdot \pi}{2} \cdot 0,025 = 0,002906 \text{ [m}^2\text{]} \quad (4.21)$$

| | | |
|-------|-------------------|--------------------------------------|
| V | [m ³] | Volumen des Halbzylinders |
| A_G | [m ²] | Grundfläche des Halbzylinders |
| A_M | [m ²] | Halbe Mantelfläche des Halbzylinders |

Der unter der Schluff-Linse anstehende Wasserdruck beträgt $u = \Delta H \cdot \gamma_w$, womit sich die destabilisierende Kraft ergibt:

$$W = \Delta H \cdot \gamma_w \cdot A_G = \Delta H \cdot 10 \cdot 0,002150 = \Delta H \cdot 0,02150 \text{ [kN]} \quad (4.22)$$

Das Gewicht des Boden-Halbzylinders unter Auftrieb errechnet sich zu:

$$G' = V \cdot \gamma' = 1,075 \cdot 10^{-4} \cdot 10 = 0,001075 \text{ [kN]} \quad (4.23)$$

Die Kohäsion wird wie bereits erwähnt mit $c = 2$ kPa angenommen und über die halbe Mantelfläche angesetzt:

$$C = c \cdot A_M = 2 \cdot 0,002906 = 0,005812 \text{ [kN]} \quad (4.24)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung lässt sich nun die maximale Wasserspiegeldifferenz berechnen:

$$G' + C \geq W \rightarrow \Delta H = 0,320 [m] \hat{=} 32,0 [cm] \quad (4.25)$$

Die aufgebrachte Wasserspiegeldifferenz im Modellversuch betrug 42,5 cm. Es besteht also ein Unterschied zur Berechnung von rund 10 cm.

4.4.3 Normenregelung

Die ÖNORM EN 1997-1 (Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik) legt im Kapitel 2.4.7.5 Folgendes für den Nachweis des Widerstands gegen einen hydraulischen Grundbruch fest:

Bei der Untersuchung des durch einen hydraulischen Grundbruch verursachten Grenzzustandes muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert des destabilisierenden totalen Porenwasserdrucks ($u_{dst;d}$) an der Unterseite des Prismas oder der Strömungskraft ($S_{dst;d}$) in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung ($\sigma_{stb;d}$) an der Unterseite des Prismas oder das Auftriebsgewicht ($G'_{stb;d}$) desselben Prismas:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d}$$

Der Nationale Anhang – ÖNORM B 1997-1-1 – besagt in Kapitel 4.10 des Weiteren:

Für den Nachweis des Widerstandes des Bodens gegen einen hydraulischen Grundbruch sind die in Tabelle 21 angeführten Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden.

Der Nachweis des Widerstandes gegen den hydraulischen Grundbruch muss um den Nachweis der Beständigkeit gegenüber innerer Erosion, Suffosion und Kolmation ergänzt werden.

Tabelle 21 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

| Einwirkung | | Symbol | Wert ^a |
|---|-------------------------|------------------|-------------------|
| ständig | ungünstige ^b | $\gamma_{G;dst}$ | 1,35 |
| | günstige ^c | $\gamma_{G;stb}$ | 0,90 |
| veränderlich | ungünstige ^b | $\gamma_{Q;dst}$ | 1,50 |
| ^a für alle Bemessungssituationen ^b destabilisierend ^c stabilisierend | | | |

Abb. 41 Teilsicherheitsbeiwerte hydraulischer Grundbruch Nachweis; (Eurocode 7, 2010)

Im Falle des ersten Versuchs mit homogenem Sandmaterial würde dies bedeuten, dass die in Kapitel 4.4.2 gezeigte Rückrechnung durch die Teilsicherheitsbeiwerte aus oberer Tabelle ergänzt werden müsste:

$$G' \cdot \gamma_{G;stb} \geq F_S \cdot \gamma_{Q;dst} \quad (4.26)$$

$$8,7 \cdot V \cdot 0,90 \geq \frac{\Delta H}{0,13} \cdot 1,3 \cdot 10 \cdot V \cdot 1,50$$

$$\rightarrow \Delta H = 0,0522 [m] \approx 5 [cm]$$

Um den Nachweis für den Widerstand gegen hydraulischen Grundbruch nach Eurocode 7 zu erfüllen, dürfte die Wasserspiegeldifferenz somit nicht mehr als 5 cm betragen. Ein Versagensbeginn konnte im Modellversuch bei einer Wasserspiegeldifferenz von rund 20 cm beobachtet werden.

Der Nachweis muss laut Norm durch die Beständigkeit gegenüber innerer Erosion und Suffosion ergänzt werden. Da innere Erosion so definiert ist, dass feinkörniger Boden in einen grobkörnigeren Boden getragen wird, und bei diesem Versuch lediglich eine Bodenart verwendet wurde, ist diese Versagensform nicht relevant und wird somit auch nicht näher behandelt. Bei Suffosion werden feinkörnige Bodenteilchen „ausgewaschen“, wodurch es zu einem Versagen kommen kann. Dies stellt vor allem bei ungleichförmigen Korngrößenverteilungen ein Problem dar. Um einen Nachweis gegen Suffosion zu führen, wird zunächst überprüft, ob es nach theoretischen Ansätzen geometrisch überhaupt möglich ist, dass feinkörnige Partikel ausgetragen werden können. Eine Methode, das geometrische Kriterium zu bestimmen, stellt dabei die Zoneneinteilung von Burenkova (1993) dar. Die Körnungslinie wird dabei anhand der Parameter d_{90} , d_{60} und d_{15} wiedergespiegelt. Die Bestimmung dieser Parameter kann anhand der Körnungslinie leicht durchgeführt werden, wie die nachfolgende Abbildung zeigt:

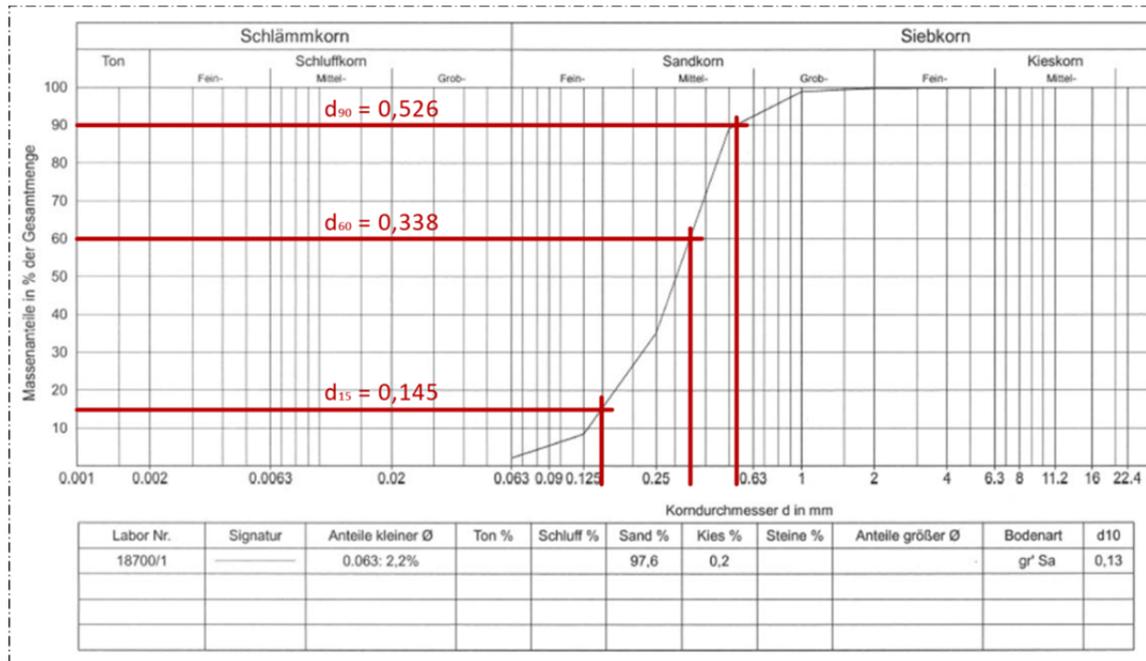


Abb. 42 Suffosionsstabilität; Bestimmung der Parameter

Im Falle der Körnungslinie des Sandes von Versuchsdurchgang 1 ergeben sich also folgende Parameter:

$$d_{90} = 0,526 \quad d_{60} = 0,338 \quad d_{15} = 0,145$$

Die Zone wird nun anhand der Verhältniszahlen $\frac{d_{90}}{d_{60}}$ (= 1,56) sowie $\frac{d_{90}}{d_{15}}$ (= 3,63) mit nachfolgendem Diagramm bestimmt:

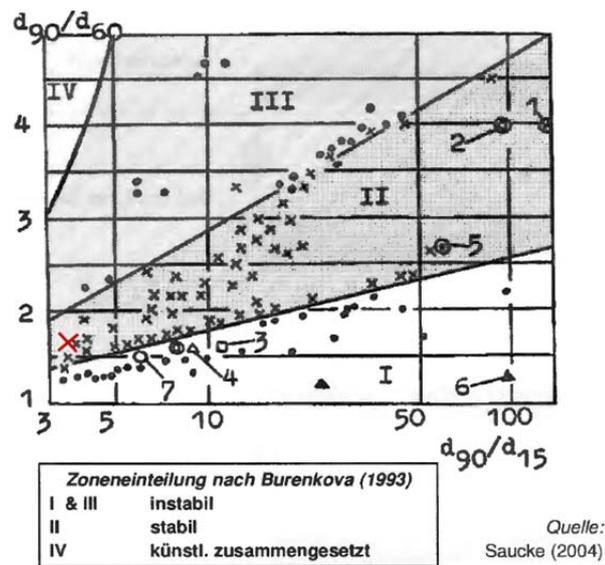


Abb. 43 Suffosionsstabilität; grafische Bestimmung; (Saucke, 2004)

In Zahlen ausgedrückt, ist das Bodenmaterial gegenüber Suffosion geometrisch stabil, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$0,76 \cdot \log\left(\frac{d_{90}}{d_{15}}\right) + 1 < \frac{d_{90}}{d_{60}} < 1,86 \cdot \log\left(\frac{d_{90}}{d_{15}}\right) + 1 \quad (4.27)$$

Für diesen Fall bedeutet das:

$$0,76 \cdot \log\left(\frac{0,526}{0,145}\right) + 1 < \frac{0,526}{0,338} < 1,86 \cdot \log\left(\frac{0,526}{0,145}\right) + 1$$

$$\rightarrow 1,43 < 1,56 < 2,04$$

Das Bodenmaterial ist gegenüber Suffosion geometrisch stabil und der Nachweis kann hier abgebrochen werden.

Im Falle des zweiten Versuchsdurchgangs mit der Schluff-Linse greift folgende Anmerkung aus dem Eurocode 7:

Wenn der Boden eine nennenswerte Kohäsion und damit geringe Durchlässigkeit aufweist, ändert sich das Versagensmuster vom hydraulischen Grundbruch zum Versagen durch Auftrieb. Der Nachweis wird dann nach 10.2 geführt, wobei dem Gewicht zusätzliche widerstehende Kräfte hinzugerechnet werden können.

Der Nationale Anhang – ÖNORM B 1997-1-1 – legt dabei in Kapitel 4.9 die Verwendung folgender Teilsicherheitsbeiwerte fest:

Tab. 5 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen; Auftrieb (Eurocode 7, 2010)

| Einwirkung | | Symbol | Wert ^a |
|---|-------------------------|------------------|-------------------|
| ständig | ungünstige ^b | $\gamma_{G;dst}$ | 1,00 |
| | günstige ^c | $\gamma_{G;stb}$ | 0,90 |
| veränderlich | ungünstige ^b | $\gamma_{Q;dst}$ | 1,50 |
| | günstige ^c | $\gamma_{Q;stb}$ | 0 |
| ^a für alle Bemessungssituationen ^b destabilisierend ^c stabilisierend | | | |

Tab. 6 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen; Auftrieb (Eurocode 7, 2010)

| Bodenkenngröße | Symbol | Wert ^a |
|--|---------------------|-------------------|
| effektiver Reibungswinkel ^b | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,25 |
| effektive Kohäsion | $\gamma_{c'}$ | 1,25 |

| | | |
|--|---------------|------|
| undrainierte Scherfestigkeit | γ_{cu} | 1,40 |
| Pfahl-Zugwiderstand | γ_{st} | 1,40 |
| Verankerungswiderstand | γ_a | 1,40 |
| ^a für alle Bemessungssituationen ^b Dieser Beiwert wird auf $\tan\varphi'$ angewendet. | | |

Für die in Kapitel 4.4.2 gezeigte Rückrechnung würde dies bedeuten:

$$(G' + C \cdot \gamma_{c'}) \cdot \gamma_{G;stb} \geq W \cdot \gamma_{Q;dst} \quad (4.28)$$

$$(0,001075 + 0,005812 \cdot 1,25) \cdot 0,90 \geq \Delta H \cdot 0,02150 \cdot 1,50$$

$$\rightarrow \Delta H = 0,233 [m] \hat{=} 23,3 [cm]$$

Um die Sicherheit gegen ein Auftriebsversagen nach Eurocode 7 zu gewährleisten, dürfte die Wasserspiegeldifferenz nicht mehr als 23,3 cm betragen. Im Modellversuch wurde ein Versagen bei einer aufgetragenen Wasserspiegeldifferenz von 42,5 cm beobachtet.

4.4.4 Conclusio

Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei der Rückrechnung des Sandversuches um ein sehr vereinfachtes Rechenmodell handelt, wird die große Abweichung der Rückrechnung ($\Delta H = 9 \text{ cm}$) und den Beobachtungen aus dem Modellversuch ($\Delta H = 20 \text{ cm}$) nicht so stark gewichtet. Was allerdings bereits beim Einbau des Versuchsmaterials auffällig war, ist die Tatsache, dass der Widerstand gegen hydraulischen Grundbruch maßgeblich von der Lagerungsdichte und somit auch der Durchlässigkeit des betreffenden Bodenmaterials abhängt. Als der Sand im Vorversuch mit einer sehr lockeren Lagerung eingebaut wurde, versagte das System bereits bei einer Wasserspiegeldifferenz von rund 5 cm, wohingegen beim ersten Versuchsdurchgang mit einer „theoretischen“ Lagerungsdichte von $D = 0,7$ ein ΔH von rund 17,5 cm aufgebracht wurde, bis es zum Versagen kam. In der Normenregelung geht dieser Einfluss der Lagerungsdichte nur indirekt über Teilsicherheitsbeiwerte ein. Dies sollte dem Anwender der Norm bewusst sein, um die richtigen Parameter und Rechenmodelle für die jeweiligen Problemstellungen auswählen zu können. Ein wesentlicher Punkt bei der Nachweisführung eines Widerstandes gegen hydraulisches Versagen ist sicherlich die Auswahl des Versagensmechanismus. Da es in der Praxis nicht immer eindeutig feststellbar ist, ob es sich um einen hydraulischen Grundbruch oder um einen Auftriebsfall handelt, diese Unterscheidung aber maßgeblich für das Systemverhalten ist, sollten in unbestimmten Fäl-

len immer beide Versagensformen bei der Ermittlung der Standsicherheit in Betracht gezogen werden.

Zu der Bohrproblematik auf der Baustelle kann festgehalten werden, dass keiner der im Modellversuch beobachteten Versagensmechanismen eindeutig übertragbar ist. Für den aufgetretenen Bodeneintrag von 15,00 m ist der geringe Wasseranstieg im Bohrloch von nur 22 cm nicht plausibel. Hätte die Rohrsohle wie im ersten Versuchsdurchgang mit homogener Sandschicht versagt, wäre Bodenmaterial eingespült worden, was unvermeidlich mit einem höheren Wasseranstieg verbunden gewesen wäre. Hätte es sich um ein Auftriebsproblem gehandelt, wie im zweiten Versuchsdurchgang mit Schluff-Linse, so hätte zumindest so viel Wasser verdrängt werden müssen, wie Bodenmaterial in das Bohrloch eingeschoben worden wäre. Wäre es zum anschließenden Durchbruch gekommen, sodass Feinteile eingespült worden wären, hätte dies umso mehr einen größeren Wasseranstieg zur Folge gehabt. Somit sei festgehalten, dass die Vorkommnisse anhand des Modellversuches nicht zu erklären sind und die Vermutung nahe liegt, dass es sich um fehlerhafte Dokumentationen von Seiten des Bohrmeisters handeln könnte.

5 Modellversuch B: „Porenwasserdruckausbreitung“

Bei den Porenwasserdruckmessungen am Ausgleichsspeicher in 20 bzw. 30 m Tiefe konnte mithilfe des fünfminütigen Messintervalls eine quasi sofortige Reaktion der Porenwasserdrücke auf die Staupegelschwankungen festgestellt werden (Projektdaten, 2014). Aufgrund des erschwerten Einbaus der Piezometer kann allerdings nicht mit Sicherheit gesagt werden, ob eine ausreichende Abdichtung derselben untereinander (2 Stück pro Bohrloch) stattgefunden hat. Sollte dies nicht der Fall sein, könnten dadurch die Messergebnisse aufgrund der möglichen Wasserwegigkeit entlang der Piezometer-Kabel beeinflusst werden. Eine Porenwasserdruckänderung könnte dadurch schneller angezeigt werden, als es eigentlich in einem ungestörten Bereich der Fall sein könnte. Ob und inwieweit die aufgezeichneten Messdaten die Realität widerspiegeln bzw. welche Erklärungen es für die gemessenen Porenwasserüberdrücke (siehe Kapitel 3.2) geben kann, wurde durch einen Modellversuch genauer untersucht, der in diesem Kapitel ausführlich beschrieben wird. Die wesentliche Fragestellung, die dadurch geklärt werden sollte, ist, ob es durch quasi vollgesättigte feinkörnige Bodenschichten eine verzögerte Änderung der Porenwasserdrücke in unterschiedlichen Tiefen geben kann. Dafür wurde Bodenmaterial in unterschiedlichem Schichtaufbau möglichst vollgesättigt in einen Versuchsbehälter eingebaut und darin drei hochsensible Mini-Piezometer mit einem Messbereich von 0 bis 0,5 bar in verschiedenen Tiefen installiert. Eine darauf aufgebrachte Wassersäule von bis zu 4 m ermöglichte eine gezielte und schnelle Änderung des Wasserdrucks, dessen zeitliche Ausbreitung in die Tiefe anhand der von den Piezometern aufgezeichneten Messdaten ausgewertet werden konnte.

Da für diesen Versuch eine umfangreiche Vorbereitung, inklusive Planung des Versuchsbehälters, notwendig war, behandeln die Kapitel 5.1 und 5.2 alle getroffenen Maßnahmen vor den eigentlichen Versuchsdurchgängen. Als „Hauptversuche“ wurden letztendlich drei Varianten betreffend dem Schichtaufbau des eingebauten Bodenmaterials durchgeführt, die in Kapitel 5.3 beschrieben werden. Im ersten Versuch wurde eine homogene Sandschicht mit einer Mächtigkeit von 41 cm eingebaut, die im zweiten beibehalten und durch eine darüberliegende rund 9 cm dicke Schicht aus tonigem Schluff ergänzt wurde. Zuletzt wurde ein Schichtaufbau von 15 cm Sand, 6 cm tonigem Schluff und 25 cm Sand gewählt. Die wichtigsten Ergebnisse aus den Versuchen werden im Kapitel 5.4 dargestellt und erläutert, zusätzliche Diagramme finden sich auf der beigefügten Daten-CD.

5.1 Behälterplanung

Der für diesen Versuch benötigte Behälter wurde von Grund auf neu geplant und sollte so gestaltet werden, dass er ebenso für weitere Versuche zu den Themen „Porenwasserdruck“, „Hydraulischer Grundbruch“, „Strömungen“ und „Sedimentation“ herangezogen werden kann. Die daraus resultierenden Anforderungen sind:

- Wasserdicht bis zu einem Druck von 1 bar
- Möglichkeit, eine relativ gleichmäßig verteilte Strömung zu erzeugen
- Schaffen einer vertikalen Trennebene für den Versuch des hydraulischen Grundbruches
- Integrieren eines Fensters zur Dokumentation und Beobachtung diverser Vorgänge während eines Versuches

5.1.1 Materialauswahl

Bei der Planung wurde besonderes Augenmerk auf die richtige Materialauswahl gelegt, um eine möglichst lange Lebensdauer der Versuchsbox sicherzustellen. Nach sorgfältigem Abwägen der Vor- und Nachteile unterschiedlicher Materialien und ihrer Eigenschaften fiel die Entscheidung auf einen nichtrostenden Edelstahl. Eine alternative Ausführung aus pulverbeschichtetem S 235 wurde wegen der Gefahr des Abplatzens der Beschichtung durch mechanische Beanspruchung in Frage gestellt und schied im Kostenvergleich endgültig als Variante aus. Für das Beobachtungsfenster wurden einerseits eine Ausführung aus Glas und andererseits eine Variante aus Acrylglas angedacht. Um einen möglichst geringen Transparenzverlust des Fensters durch Kratzer, verursacht durch den Ein- und Ausbau der Versuchsmaterialien, zu erreichen, wurde Glas aufgrund seiner höheren Oberflächenhärte dem Acrylglas vorgezogen.

5.1.2 Konstruktion und Details

Um die Beschreibung der Konstruktion besser begreiflich zu machen zeigt das nachfolgende Bild eine Übersicht des Versuchsbehälters.



Abb. 44 Versuchsbehälter im „Rohzustand“

Die Versuchsbox mit den Außenabmessungen $B/H/T \approx 111/80/41$ cm besteht prinzipiell aus zwei Bauteilen, einem Behälter und einem dazu passenden Deckel, der mit Hilfe von Schrauben kraftschlüssig mit der Unterkonstruktion verbunden werden kann. Als tragendes Gerüst kommt eine Rahmenkonstruktion aus quadratischen Formrohren mit der Querschnittsabmessung $50 \times 50 \times 3$ mm zum Einsatz, die die Aufnahme der resultierenden Kräfte aus Wasser- und Erddruck sicherstellt.

Drei der vier Seitenwände, der Boden sowie der Deckel des Behälters schließen an der Innenseite der Rahmenkonstruktion mit Blechen der Stärke 3 mm ab und sind durch Steifen aus quadratischen Formrohren mit der Querschnittsabmessung $25 \times 25 \times 3$ mm zur Vermeidung des Beulens verstärkt. In der vierten Wandebene ermöglicht eine Rahmenkonstruktion mit Hilfe von Schrauben das Anpressen einer Glasscheibe an die Blechwandung (siehe Abb. 45). Der Vorteil dieser Konstruktion des Beobachtungsfensters liegt darin, dass im Falle eines Scheibenbruchs der Aufwand zum Erneuern der Glasscheibe relativ gering gehalten werden kann und Gläser unterschiedlicher Stärken verwendet werden können. Alle Schweißnähte an die die Anforderungen der Wasserdichtheit gestellt werden sind dichtgeschweißt ausgeführt.



Abb. 45 Anpressrahmen für Glasscheibe

An den Berührungspunkten „Unterkonstruktion – Deckel“ sowie „Glasrahmen – Glas“ werden Rahmengummidichtungen mit einer Stärke von 4 mm aufgeklebt, um auch hier die geforderte Dichtheit zu gewährleisten.

Für das Aufbringen des gewünschten Wasserdruckes sind im Deckel drei 2-Zoll-Öffnungen mit aufgeschweißten 70 mm langen Rohrstützen inkl. Gewinde vorgesehen, die sich separat mit Rohrdeckel verschließen lassen. Zum Entleeren und Erzeugen einer Strömung sind in der Bodenplatte sechs 1-Zoll-Öffnungen mit an der Unterseite aufgeschweißten 30 mm langen Rohrstützen inkl. Gewinde vorhanden, die sich ebenfalls getrennt absperren lassen. Um Eintrag von Bodenmaterial in die untenliegenden Öffnungen zu verhindern wird über diese ein Lochblech mit einer Maschenweite von einem Millimeter gelegt und bei sehr feinkörnigen Böden zusätzlich ein Vlies angebracht.

5.1.3 Adaptierungen

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden zwei Adaptierungen des Behälters durchgeführt.

- **Ventilöffnungen**

An zwei der drei 2-Zoll-Rohrdeckel wurden für die Erleichterung der Versuchsdurchführung Ventilöffnungen angelötet die ein Entlüften des Behälters beim Füllvorgang mit Wasser erlauben bzw. erleichtern.



Abb. 46 Ventilöffnungen

- **Verstärkungen**

Da die aufgetretenen Verformungen des Bleches an der Längsseite der Box bei den ersten Versuchen in einem nicht akzeptablen Bereich lagen und dadurch die Ergebnisse verfälschten, wurden zusätzlich drei senkrecht verlaufende Steifen mit der Querschnittsabmessung 50x50x3 mm nachträglich eingeschweißt.



Abb. 47 Verstärkungen zur Reduktion der Verformungen

5.2 Vorbereitungen und Aufbau

Aufgrund der vielen beeinflussenden Faktoren und der Komplexität dieses Modellversuchs sowie der Anwendung einer hoch-sensiblen Messtechnik war eine umfangreiche Vorbereitung mit Vorversuchen notwendig, bevor mit den eigentlichen Versuchen begonnen werden konnte. Dieses Kapitel behandelt einerseits alle getroffenen Maßnahmen im Vorfeld des Versuchs und andererseits die durchgeführten Vorversuche. Im

Zuge dessen sollen auch mögliche Schwierigkeiten, die während der Versuche eintreten können, aufgezeigt werden.

5.2.1 Versuchseinrichtung

Die grundsätzliche Versuchseinrichtung wurde so geplant, dass der Wasserdruck über die oberen 2-Zoll-Öffnungen des Versuchsbehälters mit bis zu drei PVC-Wasserschläuchen mit einem Innendurchmesser von 60 mm und einer Länge von rund 4 m aufgebracht werden konnte. Vor Ort wurden hierfür die Schläuche an dem vorhandenen Kran mit Seilen befestigt und mit Wasser gefüllt. Durch das Auf- und Abfahren mit dem Kranhaken konnten die Schläuche höher und tiefer gehängt werden, sodass sich die Wasserspiegelhöhe auf recht einfache und schnelle Weise verändern ließ. Die ungenutzten 2-Zoll-Öffnungen wurden mittels Edelstahlkappen mit aufgelöteten Ventilen verschlossen. An der Unterseite des Behälters befinden sich sechs 1-Zoll-Öffnungen, von denen eine durch einen Kugelhahn, einen Rohrnippel und einen Schlauch ergänzt wurde und somit als Ablass dient. Durch drei der Öffnungen wurden die Mini-Piezometer, wie in Kapitel 5.2.4 beschrieben, geführt und zwei der Öffnungen wurden mit einer Edelstahlkappe verschlossen. Nachfolgende Fotos zeigen die soeben beschriebenen Bestandteile der Versuchseinrichtung.



- 1 2-Zoll-Öffnungen mit angeschlossenem Wasserschlauch bzw. Ventilöffnungen
- 2 1-Zoll-Öffnungen mit Edelstahlkappen verschlossen
- 3 1-Zoll-Öffnungen zur Piezometer-Installation
- 4 Abflusskonstruktion

Abb. 48 Übersicht Versuchseinrichtung

Die Aufhängung der Schläuche auf den Kranhaken erfolgte mithilfe von 4 mm starken Polyester-Seilen, die eine Nenn-Tragfähigkeit von 70 kg und eine relativ geringe Dehnung aufweisen. Am oberen Schlauchende wurde eine Gewindestange montiert, die auf beiden Seiten mit Muttern befestigt wurde. Um diese wurde die Schnur gefädelt und mit einem Knoten am Kranhaken befestigt, wie in nachfolgender Abbildung im Detail zu erkennen ist.

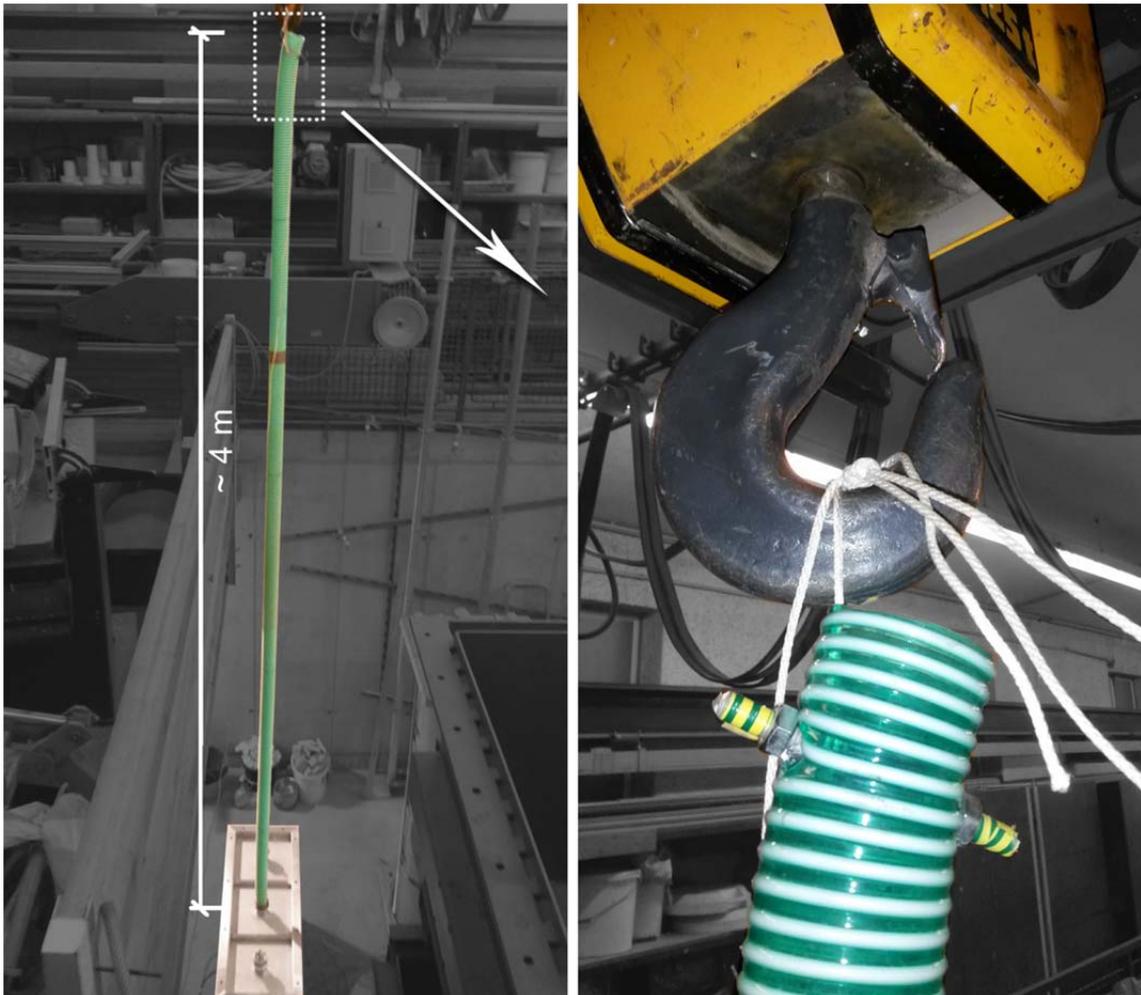


Abb. 49 Schlauchaufhängung an Kranhaken

Die Mini-Piezometer wurden mit der jeweiligen Identifikationsnummer an der Außenseite des Versuchsbehälters gekennzeichnet und an einen Messkraftverstärker des Typs „QuantumX MX840B“ der Firma HBM angeschlossen, der mit dem Stromnetz und einem PC verbunden wurde.



Abb. 50 Piezometeranschluss an Messkraftverstärker

5.2.2 Verwendetes Bodenmaterial

Für die Durchführung des Modellversuchs wurden zwei unterschiedliche Materialien verwendet. Zum einen wurde der bereits im Modellversuch A zum Einsatz gekommene feinsandige Mittelsand verwendet, dessen Materialeigenschaften in Tab. 1 auf Seite 25 angeführt sind. Für die feinkörnigen Bodenschichten wurde ein toniger Schluff (27 % Ton, 58 % Schluff, 16 % Sand) mit einer Durchlässigkeit in der triaxialen Durchlässigkeitszelle von $k_{10} = 1,2 \cdot 10^{-10}$ [m/s] verwendet. Nachfolgende Tabelle zeigt eine Übersicht über die wesentlichen Bodenparameter (Geotechnisches Labor TU Graz, 2014).

Tab. 7 Eigenschaften toniger Schluff

| | | | |
|---|----------|-------------------|----------------------|
| Korndichte | ρ_s | g/cm ³ | 2,73 |
| Dichte des trockenen Bodens | ρ_d | g/cm ³ | 1,82 |
| Porenanteil | n | % | 33 |
| Porenzahl | e | - | 0,50 |
| Durchlässigkeit in der triaxialen Durchlässigkeitszelle | k_{10} | m/s | $1,2 \cdot 10^{-10}$ |

5.2.3 Mini-Piezometer

Um den Zeitpunkt der Druckänderungen in verschiedenen Tiefen präzise messen zu können, wurden spezielle Mini-Piezometer der Firma GLÖTZL GmbH verwendet. Bei diesen Mini-Aufnehmern funktioniert die Druckaufnahme mittels eines sehr sensiblen piezoresistiven Chips aus mikro-bearbeitetem Silizium, der in einem Edelstahlgehäuse mit Sintermetallfilter montiert und durch eine feine Schicht aus Silikonelastomer vor äußeren Einflüssen geschützt ist. Auf der Rückseite des Gehäuses ist ein gekapseltes Subminiatur-Kabel vergossen, durch das die Stromzufuhr und das Messsignal geleitet werden. Die Messköpfe haben eine Abmessung von 12 mm in der Höhe und einen Durchmesser von 17,5 mm (GLÖTZL GmbH, 2015). Für diesen Versuch wurden drei Mini-Piezometer des Typs PP16 (siehe Abb. 51, rechts) mit einem Messbereich von 0 bis 0,5 bar verwendet.



Abb. 51 Mini-Piezometer Typ P16 (li) Typ PP16 (re); (GLÖTZL GmbH, 2015)

Als besonders wichtig erweist sich die sorgfältige Sättigung der Mini-Piezometer vor dem Messeinsatz. Als effektivste Methode stellte sich dabei folgende Vorgehensweise heraus:

Die kleine Schraube an der Hinterseite des Gehäuses wird herausgedreht und der Kopf in ein ausreichend großes Gefäß mit Wasser gehalten. Nun wird unter Wasser an der Schraubenöffnung ein kleiner Schlauch angehalten und ein „Sog“ aufgebracht, sodass es zu einer Durchströmung des Piezometers kommt. Dies wird so oft wiederholt, bis gewährleistet ist, dass sich keine Luft mehr im Gehäuse befindet. Nun wird der Kopf aus dem Wasser genommen und senkrecht mit der Filterfläche nach oben gehalten. Der Filter wird im Idealfall mit Seifenwasser (zur Reduktion der Oberflächenspannung) kontinuierlich beträufelt, bis es an der Unterseite aus dem Schraubenloch zu tropfeln beginnt. In dem Moment, in dem ein Tropfen sichtbar wird, sich aber noch nicht gelöst hat, wird die Schraube wieder angesetzt und zuge dreht. Es wird empfohlen, diese Prozedur mit zwei Personen durchzuführen, da es sich hierbei um eine äußerst wichtige Vorbereitungsmaßnahme handelt und bei unzureichender Sättigung die Messdaten unbrauchbar werden. Daher ist es auch wichtig, die Piezometer vor dem Messeinsatz auf eine erfolgreiche Sättigung in Wasser ohne Bodenmaterial zu testen. Wie die Porenwasserdrucklinien aussehen, wenn eine unzureichende Sättigung vorliegt, wird im nachfolgenden Kapitel 5.2.4 gezeigt.

Die Sensorik reagiert äußerst sensibel auf Luftdruckschwankungen, sodass eine Luftdruckänderung direkt in eine Änderung der Messwerte der Piezometer eingeht. Daher sollte der Luftdruck bei Nullsetzung der Piezometer auf jeden Fall notiert werden und nach Möglichkeit während der Messung parallel aufgezeichnet werden, um bei der Auswertung die Daten richtig interpretieren zu können und bei Bedarf auf den absoluten Messwert rückrechnen zu können.

5.2.4 Vorversuche

Neben der Vorbereitung der Messtechnik, die im Wesentlichen die prinzipielle Handhabung in Hinblick auf richtige Sättigung und Kalibrierung der Mini-Piezometer beinhaltete, waren diverse Vorversuche notwendig, um einen reibungslosen Ablauf bei den eigentlichen „Hauptversuchen“ zu ermöglichen. Vor allem die Auswahl der als am geeignetsten angesehenen Absenk- bzw. Aufstaumethode hinsichtlich Handhabung und Schwingungsvermeidung erforderte diverse Testläufe mit anschließender Auswertung, Vergleich und Bewertung der Messdaten. Bevor der Materialeinbau in die Versuchsbox für den ersten Versuch erfolgte, wurde auch die Einbaumethode in einem kleineren Maßstab getestet, um unnötigen Zeitaufwand während der eigentlichen Versuche zu vermeiden. All diese Vorversuche werden im Folgenden ausführlich beschrieben und sollen die wesentlichen Problematiken, Einflüsse und Besonderheiten dieses Modellversuches näherbringen.

- **Funktionstest der Mini-Piezometer**

Um mit der Messtechnik vertraut zu werden und die erforderlichen Vorbereitungen, wie Sättigung und Nullsetzung der Mini-Piezometer, testen zu können, wurde ein etwa 1,50 m hoher Acrylglas-Zylinder mit einem Durchmesser von rund 20 cm mit Wasser gefüllt. Nachdem die Piezometer, wie in 5.2.3 beschrieben, gesättigt wurden, fand im Messprogramm eine Nullsetzung statt, um die Sensoren auf den aktuellen Luftdruck zu kalibrieren. Die Messwertaufnehmer wurden in das Standrohr gehängt – zunächst auf unterschiedliche Tiefen, später auf dieselbe Tiefe. Durch gleichzeitige Aufzeichnung des Luftdrucks konnte der Einfluss dessen auf die Messwerte der Piezometer herausgearbeitet werden. Nach Auswertung der Daten anhand von Diagrammen war deutlich erkennbar, dass die Sensoren ohne Verzögerung und mit dem genauen Wert der Luftdruckänderung auf diesen reagieren. Das bedeutet, die absolute Änderung des Luftdrucks entspricht der absoluten Änderung des Wasserdrucks.

Teilweise waren in den Verläufen markante Sprünge erkennbar, die nicht durch äußere Einflüsse erklärbar waren. Wie sich herausstellte war dies auf eine unzureichende Sättigung zurückzuführen, womit sich dieser Fehler ohne großen Aufwand beheben ließ. In nachfolgender Abbildung sind die Verläufe der Porenwasserdrücke über die Zeit bei unzureichender bzw. bei erfolgreicher Sättigung zu sehen. In Rot eingezeichnet ist dabei jeweils der Luftdruckverlauf. Im Verlauf des PWD3 sind markante Sprünge zu sehen, die auf eine unzureichende Sättigung hinweisen, während sich die Messwerte des PWD2 quasi parallel mit dem Luftdruck ändern. Auch PWD1 zeigt Sprünge, wenn-

gleich diese im Vergleich zu PWD3 weniger ausgeprägt sind, ist dies ein Hinweis darauf, dass die Sättigung wiederholt werden muss.

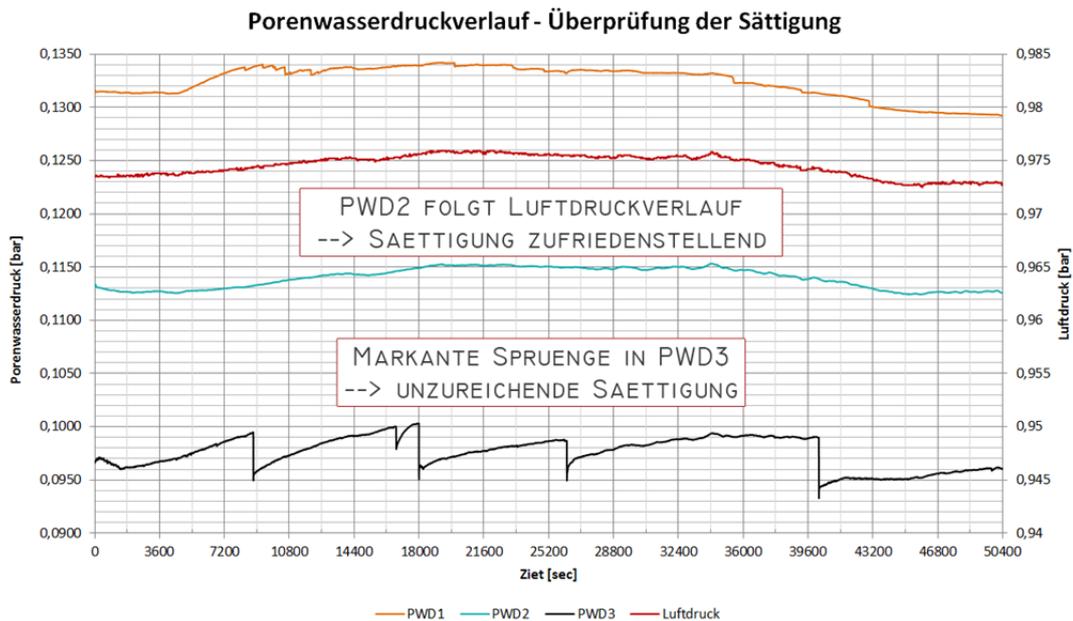


Abb. 52 Vergleich unzureichende Sättigung - gute Sättigung

Folgende Abbildung zeigt obigen Verlauf des PWD2 in einer höheren Auflösung. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass die Porenwasserdrücke auf den Luftdruck direkt reagieren. Die Klaffung der beiden Linien zu Beginn der Messung könnte auf Temperatureinflüsse zurückzuführen sein, die sich aber nach einiger Zeit von selbst „bereinigen“. Diesem Umstand muss im Zuge weiterer Untersuchungen nachgegangen werden.

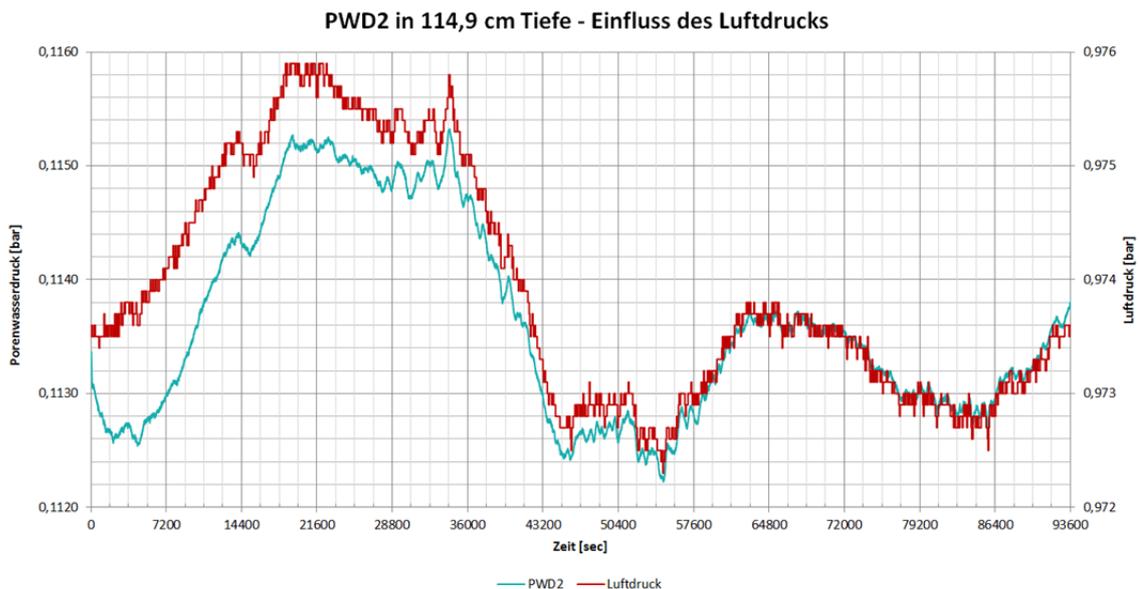


Abb. 53 Vergleich Porenwasserdruck und Luftdruck

- **Einbau der Piezometer in die Versuchsbox mit anschließendem Dichtigkeitstest**

Um keine Wasserwegigkeiten entlang der Piezometer-Kabel von oben zu riskieren, wurden die Piezometer durch drei der unteren 1-Zoll-Öffnungen von unten nach oben geführt. Dabei musste auf eine besonders gewissenhafte Abdichtung der Öffnungen geachtet werden, da durch das Kabel eine sensible Fehlstelle geschaffen wird, an welcher bei den Versuchen der größte Wasserdruck vorherrscht. Die Edelstahl-Deckel dieser drei Öffnungen wurden durch Kunststoff-Deckel ersetzt, da so auf einfache Weise ein ca. 1,8 cm großes Loch gebohrt werden konnte, durch das der Messkopf und der Signalwandler geführt wurden. Direkt auf den Kunststoff-Verschluss wurde eine eingeschlitzte Unterlegscheibe mit Silikon aufgeklebt, um eine starre Auflage zu schaffen. Darauf wurden zwei Schichten eines 3 mm dicken Gummis mit Silikon befestigt. Der verbleibende Raum über den Gummischichten wurde nach einer Trocknungszeit von einem Tag komplett mit Silikon aufgefüllt. Um einen besseren Überblick über das Abdichtungssystem zu bekommen, zeigt Abb. 54 eine schematische Skizze.

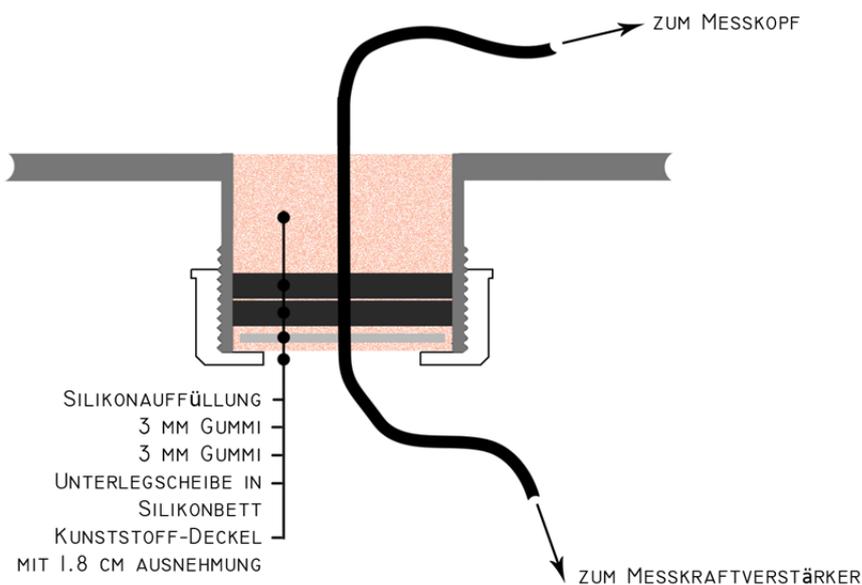


Abb. 54 Abdichtungssystem Mini-Piezometer in Versuchsbox

Nachfolgende Abbildung zeigt eine Aufnahme von der Unterseite der Versuchsbox nach der Installation der Mini-Piezometer. Zu erkennen sind hier auch die beiden Öffnungen, die mit der Edelstahlverschlusskappe abgeschlossen wurden, sowie ganz am rechten Bildrand ein Teil der Abflusskonstruktion.



Abb. 55 Installation der Mini-Piezometer in der Versuchsbox

Nachdem alle drei Piezometer auf diese Weise installiert wurden und das Silikon ausreichend Trocknungszeit hatte, wurde der gesamte Bereich auf dem Bodenblech der Versuchsbox flächig mit mehreren Schichten Gafferband verklebt. Ein abschließender Dichtheitstest mit einem Wasserdruck von rund 4,5 m verlief ohne sichtbaren Wassertritt, sodass das Abdichtungssystem als für den Zweck dieses Modellversuchs ausreichend dicht betrachtet werden konnte.

- **Tests zur Ermittlung der erforderlichen Schlauchanzahl**

Um herauszufinden, inwieweit die Anzahl der verwendeten Wasserschläuche einen Einfluss auf die Druckausbreitung in der Versuchsbox hat, wurden die Mini-Piezometer mit Klebeband an der hinteren Behälterwand knapp unter dem Deckel befestigt. Dabei wurde eines in der Mitte platziert und die anderen beiden jeweils so weit als möglich links bzw. rechts. Ein Wasserschlauch wurde auf der mittleren Öffnung mit zwei gummiunterlegten Schlauchschellen befestigt und mit Wasser gefüllt. Zwei Piezometer zeigten quasi gleiche Werte an, eines weichte stark ab. Paradoxerweise war dies genau jenes Piezometer, das sich in der Mitte unterhalb des Schlauches befand. Um zu klären, ob dieses Phänomen auf eine unterschiedliche Druckausbreitung zurückzuführen war, wurde ein zweiter Schlauch montiert und der Test wiederholt. Das mittlere Piezometer zeigte unverändert unterschiedliche Werte im Vergleich zu den beiden anderen, wodurch entschieden wurde, den Hauptversuch aufgrund der besseren Handhabung nur mit einem Schlauch durchzuführen. Wie sich später herausstellte, waren die falschen Messwerte auf eine fehlerhafte Sättigung zurückzuführen.

- **Erste Absenk- und Aufstautests mithilfe des Krans**

Um die Funktionalität des Absenkens bzw. Aufstauens mithilfe des Krans testen zu können, wurden die Mini-Piezometer auf Kunststoffabstandhaltern in Bodennähe mittig befestigt. Dadurch wurde sichergestellt, dass sie sich auf gleicher Höhe befinden und somit die absoluten Messwerte untereinander vergleichbar sind. Nachdem die Wassersäule aufgebracht wurde, konnten erste Absenk- und Aufstautests durchgeführt werden. Dies erfolgte jeweils einmal auf der schnellen Stufe (Pegeländerung von rund 1,80 m innerhalb von 25 Sekunden) und einmal auf der langsamen Stufe (Pegeländerung von 1,80 m innerhalb von 2,5 Minuten). Bei der Auswertung der Messdaten waren deutliche Schwingungen sowohl beim Absenk- als auch beim Aufstauvorgang zu erkennen, wie auch in nachfolgender Abbildung dargestellt ist. Die maximale Amplitude am Ende des Absenkvorganges betrug rund 2 cm, am Ende des Aufstauvorganges sogar 3,5 cm. In den Diagrammen wird zur besseren Veranschaulichung lediglich die Linie eines Porenwasserdruckgebers angezeigt, da sich alle drei Linien qualitativ gleich verhalten.

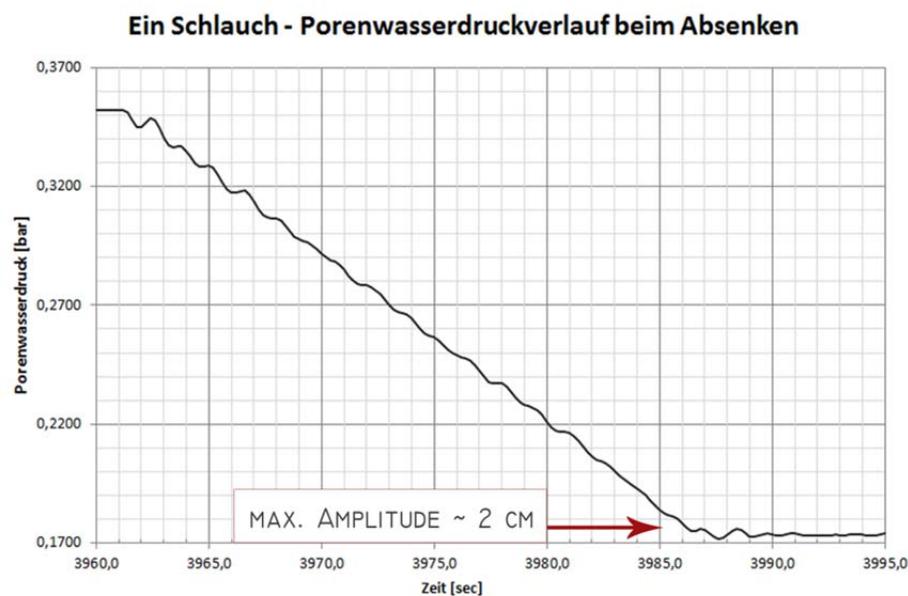


Abb. 56 Schwingungen beim Absenken mit Kran

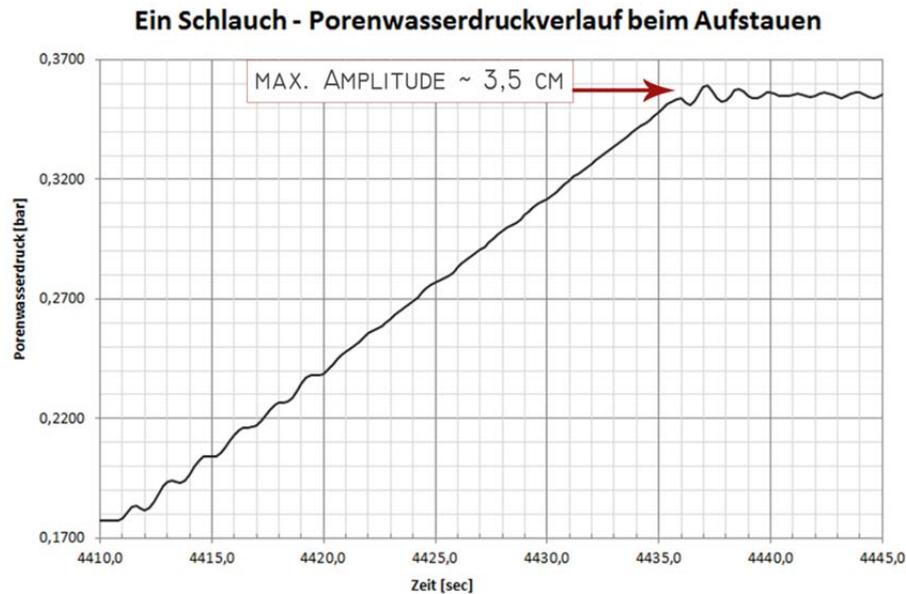


Abb. 57 Schwingungen beim Aufstauen mit Kran

- **Absenk- und Aufstautests mit bewusst eingebrachten Lufteinschlüssen**

Infolge der im vorigen Versuch aufgetretenen Schwingungen, kam die Vermutung auf, dass die im Behälter unvermeidlich immer zu einem gewissen Grad vorhandenen Lufteinschlüsse an der Unterseite des Deckels einen Einfluss auf die Amplitude dieser Schwingungen haben könnten. Daher wurden die beiden ungenutzten 2-Zoll-Öffnungen bewusst nicht entlüftet, sodass sich auf einfache Weise die gewünschten Lufteinschlüsse herstellen ließen. Die Absenk- und Aufstautests wurden mit schneller und langsamer Krangeschwindigkeit wiederholt und anschließend die Messdaten ausgewertet. Es konnten keine markanten Veränderungen zum vorherigen Versuch erkannt werden, wenngleich die Schwingungen beim Versuch mit bewussten Lufteinschlüssen eine etwas geringere Amplitude aufwiesen, wie in nachfolgenden Diagrammen ersichtlich ist.

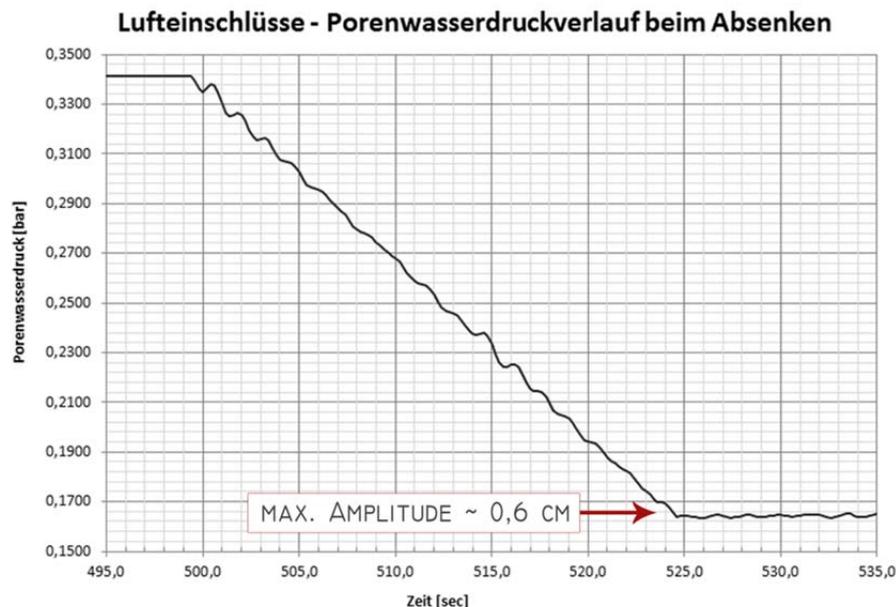


Abb. 58 Schwingungen mit Lufteinschlüssen beim Absenken

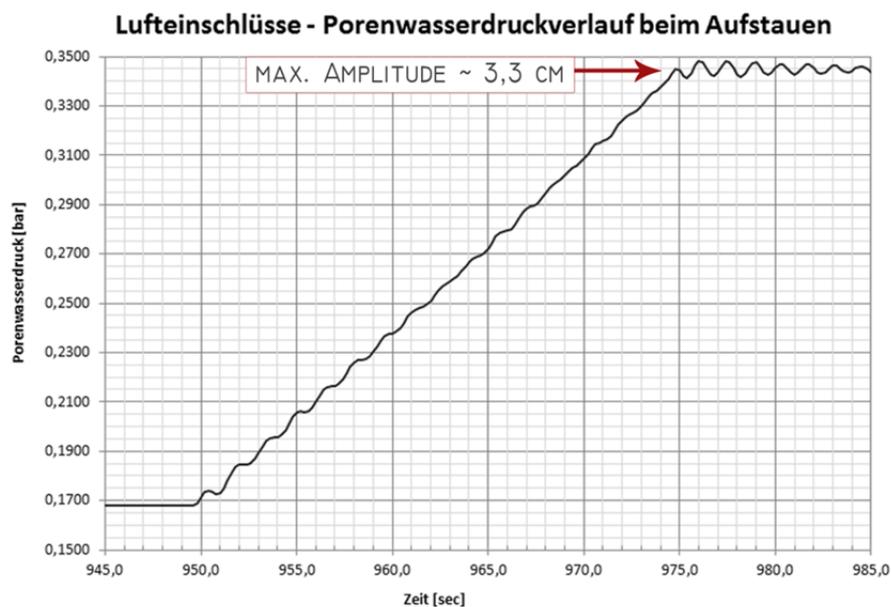


Abb. 59 Schwingungen mit Lufteinschlüssen beim Aufstauen

- **Absenkttest mithilfe eines Absaugschlauches**

Um die aufgetretenen Schwingungen zu minimieren, wurde der Wasserspiegel durch Absaugen von Wasser mithilfe eines Absaugschlauches gesenkt. Dieser wurde direkt in den 60 mm Schlauch mit der Wassersäule gehängt. Der Absenkvorgang funktionierte dabei äußerst langsam, da der Absaugschlauch lediglich einen Durchmesser von 8 mm aufwies. Der Aufstau erfolgte durch Nachfüllen von Wasser durch einen Zuleitungsschlauch. Der Absaugvorgang funktionierte weitgehend ohne Schwingungen, allerdings ist der große Nachteil dieses Verfahrens einerseits die geringe Absenkge-

schwindigkeit sowie die durch den unvorteilhaften Füllvorgang verursachten Schwingungen. Außerdem kann keine gleichmäßige Absenkgeschwindigkeit aufgebracht werden, da je geringer der Wasserspiegel im Schlauch wird – also je kleiner der Potentialunterschied wird – desto langsamer fließt das Wasser ab. Nachfolgende Abbildungen zeigen die Verläufe des Absenk- sowie des Aufstauvorgangs. (Anm.: In den unten dargestellten Diagrammen sind die Hauptintervalle der Zeitleiste unterschiedlich eingestellt. Der Absaugvorgang dauerte rund 7 min, der Füllvorgang lediglich rund 30 sec.)

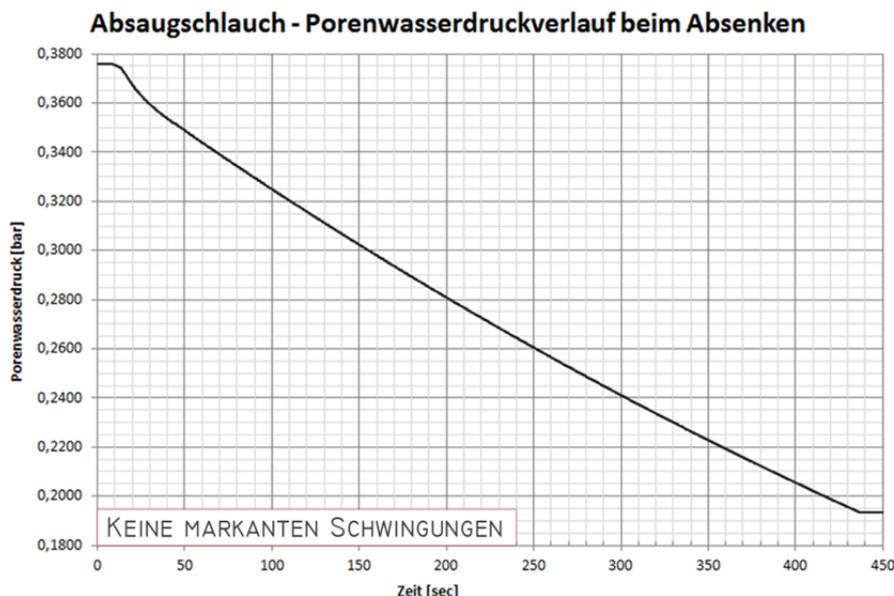


Abb. 60 Absenken über Absenkschlauch

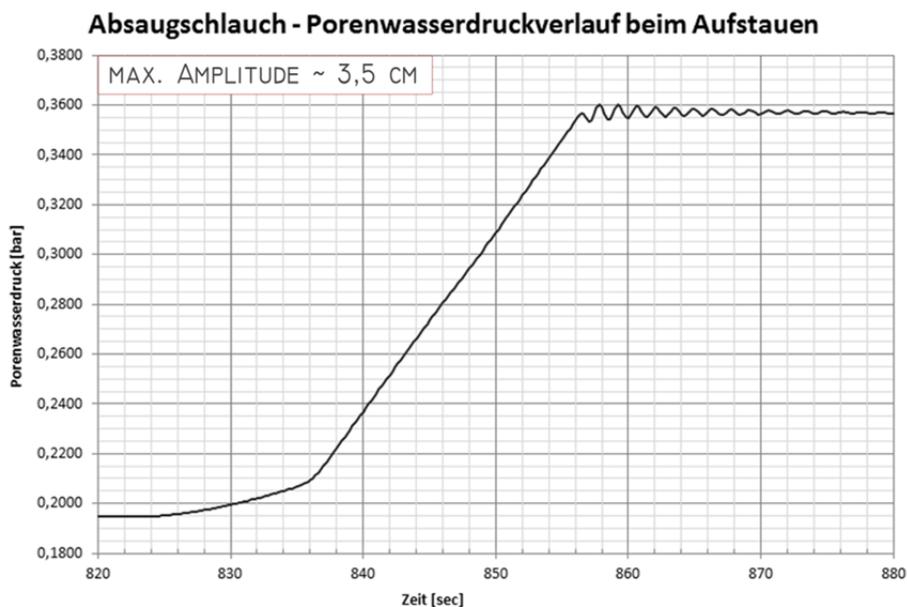


Abb. 61 Füllen über Wasserzuleitungsschlauch

- **Absenkttest über Ventilöffnungen**

Ein weiterer Versuch zur Schwingungsreduktion war das Absenken des Wasserspiegels über zwei Ventile, die auf den Verschlusskappen an den verbleibenden 2-Zoll-Öffnungen installiert wurden. Die Ventile wurden zeitgleich geöffnet, was natürlich mit einem kleinen Druckstoß und somit mit Schwingungen verbunden war. Der weitere Absenkverlauf verlief allerdings relativ schwingungsfrei, wie auch in unterer Abbildung zu sehen ist. Der Nachteil bei dieser Methode liegt wieder beim Füllvorgang, der nur über den Zuleitungsschlauch passieren kann und somit unvermeidlich Schwingungen verursacht.

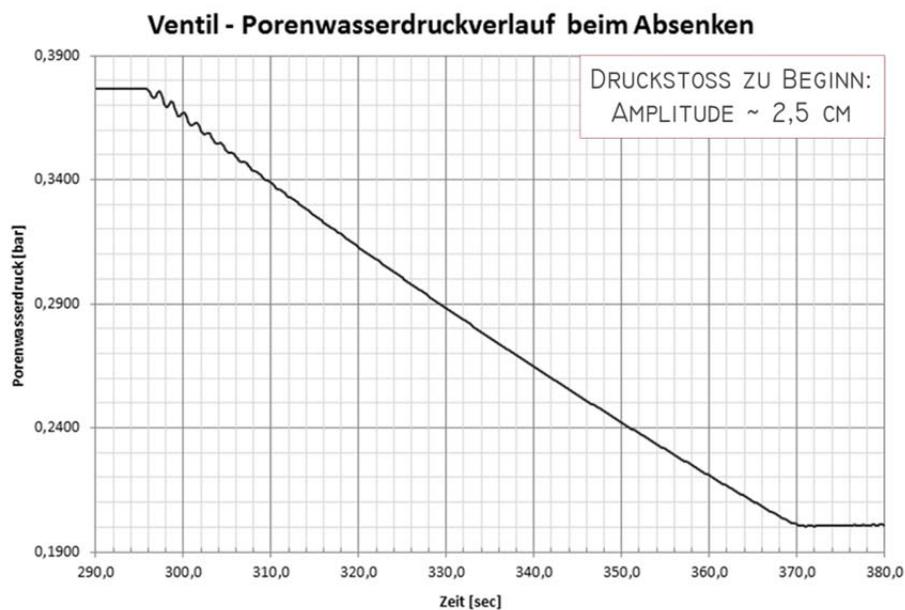


Abb. 62 Absenken über Ventilöffnungen

Aufgrund dessen, dass keine Alternative zum Absenken bzw. Aufstauen mithilfe des Krans gefunden werden konnte, bei der die Schwingungen weitgehend hätten vermieden werden können, wurde die Kranmethode in den „Hauptversuchen“ beibehalten. Ein Vorteil bei dieser Variante ist die gleichmäßige Absenkgeschwindigkeit sowie die Wahlmöglichkeit zwischen langsamerer oder schnellerer Geschwindigkeit.

Wie sich herausstellte, entstehen bereits durch geringe Anregungen des Schlauches Schwingungen mit Amplituden von rund 2 bis 3 cm. Dadurch ist leicht nachzuvollziehen, dass diese Schwingungen beim Absenken und Aufstauen mithilfe des Krans immer vorhanden sein werden, da der Schlauch ab einer gewissen Höhe mit dem Behälter in Berührung kommt. Da sich die drei Mini-Piezometer bei allen vorangegangenen Tests qualitativ gleich verhalten haben, ist die Schwingungsthematik als wenig proble-

matisch einzustufen, denn die wichtigste Information, die aus dem Versuch gewonnen werden soll, ist der Zeitpunkt und der relative Verlauf der Druckänderung.

- **Testweiser Einbau in Sand**

Um den Einbau der Piezometer in das Bodenmaterial testen zu können ohne die gesamte Behälterfläche füllen zu müssen, wurde ein rund 25 cm hoher Zylinder mit einem Durchmesser von 15 cm für den Versuch herangezogen. Der Behälter wurde mittig über einen Piezometer gestellt, sodass dieser in den Sand eingebaut werden konnte. Die beiden anderen Piezometer wurden außerhalb des Bodens platziert. Der Einbau des Materials erfolgte dabei wie in Modellversuch A mit einer vorher definierten Lagerungsdichte, aus der sich die erforderlichen Wasser- und Sandmengen für je eine 1-cm-Schicht errechnen ließen. Auf Höhe des Messkopfes wurde die Methode in ein Einrieseln des trockenen Sandes in zuvor eingebrachtes Wasser ohne weitere Verdichtung geändert, um einerseits die Sättigung des Piezometers nicht zu gefährden und andererseits die sensible Messtechnik durch das Verdichten nicht zu beschädigen. Während des Einbaus wurden die Piezometer in einem wassergefüllten Kunststoffbeutel bzw. in einer Wasserschale aufbewahrt, sodass zu jeder Zeit die volle Sättigung gewährleistet werden konnte. Nachfolgende Abbildungen zeigen den Zeitpunkt beim Einbau des Materials sowie die Versuchseinrichtung im fertig eingebauten Zustand.



Abb. 63 Einbauphase Vorversuch



Abb. 64 Fertiger Versuchsaufbau Vorversuch

Nach dem Füllen der Versuchsbox mit Wasser und dem Aufbringen der Wassersäule im Schlauch wurden jeweils ein Absenk- und ein Aufstauvorgang einmal im schnellen und einmal im langsamen Modus gefahren. Die Auswertung der Messdaten zeigte ein qualitativ gleiches Verhalten der drei Piezometer. Auch der Zeitpunkt der Druckänderung wurde in allen Piezometern simultan angezeigt, sodass – zumindest für diese geringe Schichtstärke – keine verzögerte Änderung des Porenwasserdruckes im Sand festgestellt werden konnte. Dennoch wurde als erste Variante des Versuchs eine homogene Sandschicht in den großen Behälter eingebaut, um vor allem Vergleichswerte für die Varianten mit feinkörnigen Schichten zu haben.

5.3 Versuchsdurchführung

Wie zu Beginn des Kapitels bereits erwähnt, wurde der Modellversuch in drei Varianten durchgeführt. Anfangs wurde eine rund 41 cm mächtige homogene Sandschicht eingebaut, welche beim zweiten Versuchsdurchgang beibehalten wurde und durch eine darüberliegende 9 cm Schluffschicht ergänzt wurde. Im dritten Versuch wurde ein geschichteter Aufbau (beginnend von unten) von 15 cm Sand, 6 cm Schluff und 25 cm Sand in den Behälter eingebaut. Dieses Kapitel behandelt den Materialeinbau der drei Versuchsdurchgänge, sowie die Messprotokolle und Besonderheiten der jeweiligen Varianten. Die Ergebnisse aus den Versuchen werden im nachfolgenden Kapitel 5.4 behandelt.

5.3.1 Versuchsdurchgang 1 – Homogene Sandschicht

Im ersten Versuchsdurchgang wurde eine homogene Sandschicht mit einer „theoretischen“ Lagerungsdichte von $D = 0,7$ in den Versuchsbehälter eingebracht. Wie diese

„theoretische“ Lagerungsdichte zu interpretieren ist, wurde bereits in Kapitel 4.1.4 ausführlich beschrieben. Die Einbauweise änderte sich im Gegensatz zum Modellversuch A und zum Vorversuch im kleinen Behälter dahingehend, dass diesmal zuerst die benötigte Wassermenge für eine vollgesättigte Sandschicht von 5 cm eingebracht wurde und danach die richtige Menge des trockenen Sandes eingerieselt und verdichtet wurde. Die Verdichtung fand dabei durch Vibrationen statt, die über Klopfen mit einem Gummihammer an die Behälterwand erzeugt wurden. Im Gegensatz zur Einbaumethode beim Modellversuch A, bei der bereits vor dem Einbringen ein Wasser-Sand-Gemisch erzeugt wurde, kann hier die Sättigung der Piezometer durch die vorher eingebrachte Wasserschicht immer gewährleistet werden. Außerdem wird durch die Verdichtung mittels Vibrationen die sensible Messtechnik geschont. Nachfolgend wird die Berechnung der benötigten Sand- und Wassermengen für eine 1-cm-Schicht gezeigt.

$$V = 100 \cdot 30 \cdot 1 = 3000 \text{ [cm}^3\text{]} \quad (5.1)$$

$$m_s = \rho_d \cdot V = 1,61 \cdot 3000 \approx \mathbf{4830 \text{ [g]}} \quad (5.2)$$

$$m_w = m_s \cdot w = 4830 \cdot 0,25 \approx 1207,5 \text{ [g]} \rightarrow \mathbf{1207 \text{ [ml]}} \quad (5.3)$$

| | | |
|-------|--------------------|------------------------------------|
| w | [-] | Wassergehalt |
| V | [cm ³] | Volumen Versuchsbox (1-cm-Schicht) |
| m_s | [g] | Masse des trockenen Sands |
| m_w | [g] | Masse Wasser |

Die Mini-Piezometer wurden ca. auf eine Höhe von 5, 15 und 25 cm – vom Boden aus gemessen – gehängt. Dabei sei erwähnt, dass die genaue Lage nicht eindeutig bestimmt werden konnte, da sich diese bedingt durch den Einbau und vor allem der Verdichtung im Nachhinein noch verschoben haben kann.

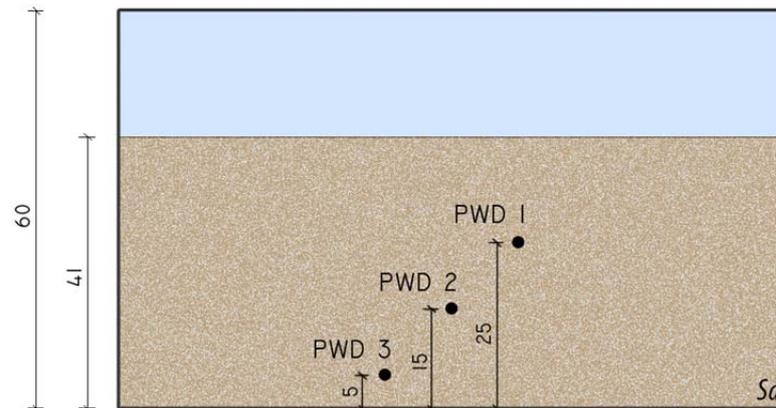


Abb. 65 Versuchsdurchgang 1: ungefähre Lage der Piezometer

Bis zum Zeitpunkt des Einbaus wurden die Piezometer ständig in Wasser aufbewahrt, um eine volle Sättigung sicherzustellen. Dafür wurden kleine Kunststoffbeutel mit Wasser gefüllt, in die die Messköpfe gehängt wurden. Mit einer Schnur wurden diese verschlossen und konnten so bis zum Erreichen der Einbauhöhe an die Behälterwand gehängt werden. Abb. 66 zeigt den Zeitpunkt des Einbaus als bereits ein Piezometer in die unterste Schicht eingebaut war und die beiden anderen ca. auf der richtigen Einbauhöhe an der Behälterwand hingen.



Abb. 66 Einbau Piezometer, Versuchsdurchgang 1

Nach Erreichen der gewünschten Sandmächtigkeit von rund 41 cm wurde der Behälter vollständig mit Wasser gefüllt. Um die oberflächennahe Schicht nicht zu zerstören, wurde ein Vlies aufgelegt und der Wasserstand über einen Zuleitungsschlauch langsam erhöht, wie in Abb. 67 zu sehen ist. Den fertigen Versuchsaufbau zeigt die darauffolgende Abb. 68.



Abb. 67 Wasserfüllvorgang, Versuchsdurchgang 1



Abb. 68 Fertiger Versuchsaufbau, Versuchsdurchgang 1

Der Versuch wurde so geplant, dass jeweils ein langsamer und ein schneller Absenk- bzw. Aufstauvorgang durchgeführt wurden. Nachfolgendes Messprotokoll zeigt die Startzeitpunkte sowie die Dauer der jeweiligen Vorgänge. Der absolute Pegel wurde in diesem Versuchsdurchgang nicht ermittelt, da nur grundsätzlich untersucht werden sollte, ob es eine verzögerte Reaktion der Porenwasserdrücke auf eine Pegeländerung gibt. Daher kann nur eine ungefähre Angabe der aufgebrachten Wasserspiegeldifferenz in der Spalte „ ΔH “ gemacht werden. Die Ergebnisse dieses Versuchsdurchgangs, sowie die der beiden anderen Varianten werden im Kapitel 5.4 dargelegt.

Tab. 8 Protokoll Versuchsdurchgang 1

| Vorgang | Startzeitpunkt | Dauer [sec] | ΔH [m] | Anmerkung |
|-----------|----------------|-------------|----------------|---------------------|
| Absenken | 15:19:00 | 25 | 2,500 | schnelles Absenken |
| Aufstauen | 15:23:00 | 25 | 2,500 | schnelles Aufstauen |
| Absenken | 15:26:30 | 150 | 2,500 | langsames Absenken |
| Aufstauen | 15:41:00 | 163 | 2,000 | langsames Aufstauen |

Nachdem der Versuch durchgeführt wurde, sollte für die nächste Variante eine Schluffschicht auf die bestehende Sandschicht aufgebracht werden. Daher wurde das Wasser bis auf die Sandschicht abgelassen und der Deckel vom Versuchsbehälter entfernt. Dabei wurde an der Oberfläche der Bodenschicht ein Höhengsprung von rund 1 cm entlang der hinteren Längsseite des Versuchsbehälters entdeckt, wie in nachfolgender Abbildung ersichtlich ist.



Abb. 69 Versagen der Bodenschicht nach Versuchsdurchgang 1

Aufgrund dessen, dass das hintere Blech der Versuchsbox durch den großen Wasserdruck eine Ausbauchung von geschätzten 2 bis 3 cm erfuhr, weist der Höhengsprung auf ein Versagen der Bodenschicht durch Ausbildung eines Gleitkeils hin. Für das weitere Vorgehen wurde entschieden, eine Nachverdichtung der Sandschicht durchzuführen und anschließend die feinkörnige Bodenschicht für den zweiten Versuchsdurchgang aufzubringen. Bevor allerdings der dritte Versuchsdurchgang mit dem geschichteten Bodenaufbau durchgeführt wurde, wurde die Versuchsbox an der Hinterseite, wie in Kapitel 5.1.3 beschrieben, versteift, um einem erneuten Versagen entgegenzuwirken.

5.3.2 Versuchsdurchgang 2 – Sand mit darüberliegender Schluffschicht

Um ein Gefühl für das feinkörnige Bodenmaterial zu bekommen, wurde vor dem geschichteten Aufbau eine Variante mit oberliegender Schluffschicht durchgeführt, da hierfür der im ersten Versuchsdurchgang verwendete Sandkörper ohne vorherigen Ausbau beibehalten werden konnte und lediglich durch eine Feinkornschicht ergänzt wurde. Da es sich bei dem verwendeten Bodenmaterial um einen Schluff mit rund 27 % Tongehalt handelt, stellte sich die Verarbeitung als relativ problematisch dar. Im theoretisch vollgesättigten Zustand hat das Material einen Wassergehalt von 18,4 %, lässt sich aber in der dabei vorliegenden Konsistenz nicht einbauen. Daher wurden dem Schluff im Vorfeld verschiedene Mengen an Überschusswasser zugegeben, um die praktikabelste Konsistenz für den Einbau zu finden. Sofern Bilder es vermögen davon einen Eindruck zu vermitteln, werden in nachfolgender Abbildung die Konsistenzen bei unterschiedlichem Wasserüberschuss dargestellt. Für den Einbau in die Versuchsbox wurde letztendlich rund 30 % Überschusswasser verwendet.



Abb. 70 Schluff – Variation der Konsistenzen für den Einbau

Um eine Trennschicht zwischen Sand und Schluff zu schaffen, ohne dabei die Durchlässigkeit zu beeinflussen, wurde der Sand mit einer dünnen Schicht aus Papiertüchern

belegt, bevor der Schluff aufgebracht wurde. Dies erleichterte nicht nur den Einbau, sondern war auch hilfreich beim Ausbau, da sich die Bodenschichten leicht voneinander trennen ließen und somit das Material ohne große Verluste wiederverwendet werden kann. Der Schluff wurde mit einer Schichtstärke von rund 10 cm in den Versuchsbehälter eingebaut. Da sich zu diesem Zeitpunkt in der Bodenschicht rund 30 % Überschusswasser befanden, wurde diese für 12 Stunden mit einer Auflast versehen, um eine Konsolidierung zu erreichen. Dies wurde so realisiert, dass auf die fertige Schluffschicht eine perforierte Kunststoffolie aufgelegt wurde. Darauf folgte eine Schicht Vlies, auf welches dann trockener Sand flächig aufgetragen wurde. Als zusätzliche Last wurde ein wassergefüllter Mörteltrog auf die Sandschicht gestellt.



Abb. 71 Trennschichten für Konsolidierungsphase

Nach der Konsolidierungsphase konnte eine Setzung der Schluffschicht von rund 1 cm festgestellt werden, wodurch sich für diesen Versuchsdurchgang folgende schematische Systemskizze ergibt.

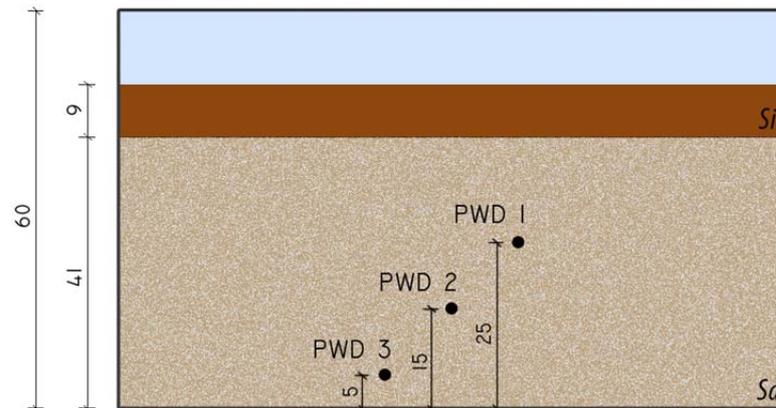


Abb. 72 Versuchsdurchgang 2: ungefähre Lage der Piezometer

Wie schon bei Versuchsdurchgang 1 erwähnt, konnte die Lage der Piezometer aufgrund der schwierigen Einbaubedingungen nicht genau bestimmt werden, womit obere Skizze lediglich zur groben Orientierung dient.

Um die beim Einbau entstandenen Lufteinschlüsse in der Schluffschicht zu verringern, wurde der Behälter vollständig mit Wasser gefüllt, der Deckel montiert und eine Wassersäule von rund 3 m aufgebracht. Dieser Zustand wurde ca. 2,5 Stunden beibehalten, wobei in dieser Zeit die Messdaten der Porenwasserdruckgeber sowie der Luftdruck punktuell überprüft wurden. Als Konsequenz davon, setzte sich die Schluffschicht um rund 2 mm, wie in folgendem Bild erkennbar ist.

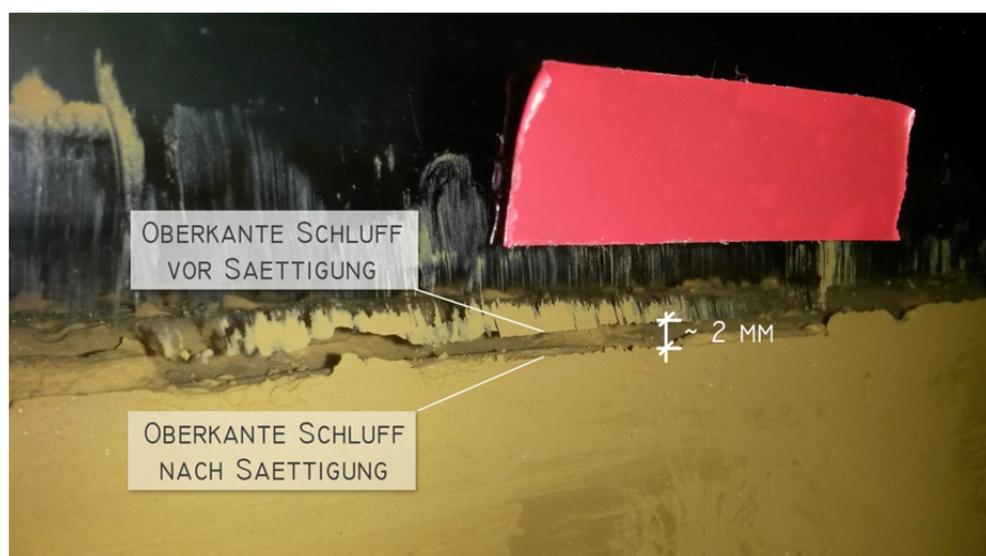


Abb. 73 Setzungen nach Sättigung

Abb. 74 zeigt den fertigen Versuchsaufbau. Die strichlierte Linie markiert die Oberkante der Schluffschicht, um eventuelle Hebungen oder Setzungen direkt nachvollziehen zu können.



Abb. 74 Fertiger Versuchsaufbau – Versuchsdurchgang 2

Der Versuchsablauf wurde so geplant, dass zunächst eine schnelle Absenkung sowie ein schneller Aufstau über eine Höhe von rund 1,8 m erfolgten. Danach wurde direkt aufeinanderfolgend 25 Sekunden abgesenkt – 25 Sekunden aufgestaut – 25 Sekunden abgesenkt. Derselbe Vorgang wurde danach in umgekehrter Reihenfolge durchgeführt. Nachfolgende Tabelle zeigt das zugehörige Messprotokoll.

Tab. 9 Protokoll Versuchsdurchgang 2

| Vorgang | Startzeitpunkt | Dauer [sec] | ΔH [m] | Anmerkung |
|-----------|----------------|-------------|----------------|-----------------------------------|
| Absenken | 15:24:30 | 25 | 1,800 | Hebung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Aufstauen | 15:49:00 | 25 | 1,800 | Senkung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Absenken | 16:15:00 | 25 | 1,800 | Hebung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Aufstauen | | 25 | 1,800 | Senkung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Absenken | | 25 | 1,800 | Hebung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Aufstauen | 16:30:00 | 25 | 1,800 | Senkung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Absenken | | 25 | 1,800 | Hebung der Schluffschicht ~ 2 mm |
| Aufstauen | | 25 | 1,800 | Senkung der Schluffschicht ~ 2 mm |

Beim Absenkvorgang dieses Versuchs begann sich die komplette Schluffschicht aufgrund der Druckreduktion rund 2 mm zu heben. Dies geschah wenige Augenblicke

nachdem mit dem Absenken begonnen wurde. Nachdem sich genügend Überdruck im Sand abgebaut hatte, sank die Schluffschicht wieder auf den Ursprungsort. Dieser Vorgang wurde bei jedem Absenken beobachtet.

Beim Versuchsabbau konnten an der Oberfläche der Schluffschicht Risse festgestellt werden, die nicht eindeutig interpretiert werden konnten. Es könnte sich hierbei um Biegerisse handeln, die durch die Auf- und Abbewegungen der Schluffschicht entstanden sind. Eine weitere denkbare Möglichkeit ist, dass es sich um ein weiteres Versagen aufgrund der Ausbauchungen der Behälterrückwand handelt. Dies würde auch der erneut entstandene Höhengsprung auf der Sandschicht unterstreichen, der nach dem Abtragen der Schluffschicht zum Vorschein kam. Als wahrscheinlichste Erklärung wird eine Kombination aus beiden Versionen angesehen.



Abb. 75 Risse in Schluffschicht

5.3.3 Versuchsdurchgang 3 – Geschichteter Aufbau

Als dritter und letzter Versuch wurde ein geschichteter Aufbau gewählt, bei dem die feinkörnige Schicht inmitten einer Sandschicht liegt. Dies hatte den Vorteil, dass so etwaige Verschiebungen durch Auftrieb der Schluffschicht beim Absenken – wie es in Versuchsdurchgang 2 der Fall war – verhindert werden sollten. Die unterste Sandschicht hatte eine Stärke von 15 cm, darauf lag eine Schluffschicht mit rund 6 cm (im endgültigen Zustand), gefolgt von einer abschließenden Sandschicht von rund 25 cm. Die Mini-Piezometer wurden so positioniert, dass sich eines wie in den ersten beiden Versuchen in Bodennähe im Sand befand, eines wurde an die Grenzschicht zwischen Sand und Schluff gesetzt und eines wurde direkt in die Schluffschicht eingebaut. Eine

schematische Skizze des Schichtaufbaus und der (ungefähren) Piezometer-Platzierung findet sich in nachfolgender Abbildung.

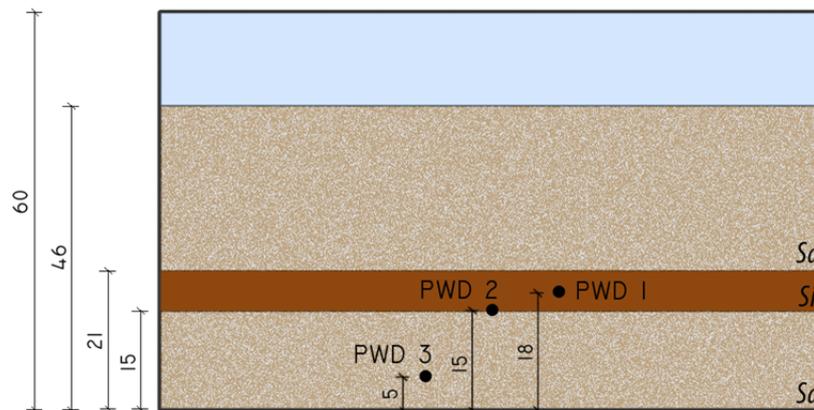


Abb. 76 Versuchsdurchgang 3: ungefähre Lage der Piezometer

An der Grenze zwischen zwei Bodenschichten wurde wie im Versuchsdurchgang 2 eine dünne Schicht Papiertücher aufgelegt, um den Ein- und Ausbau der einzelnen Schichten zu erleichtern. Im Übergang von der ersten Sandschicht zur Schluffschicht war äußerste Sorgfalt notwendig, um die Sättigung des hier eingebauten Piezometers nicht zu gefährden. Die Papiertücher wurden im Bereich des Messkopfes ausgespart, um ein Heraussaugen des Wassers aus dem Gehäuse zu verhindern (siehe Abb. 77).



Abb. 77 Einbau Piezometer in Grenzschicht Sand - Schluff

Zur Orientierung, wie sich die Schichtstärken im Laufe des Einbaus bzw. der Konsolidierungsphase volumsmäßig verhalten, wurden die Grenzschichten jeweils mit einer strichlierten Linie auf der Glasscheibe markiert, wie auch in nachfolgender Abbildung

zu sehen ist. Dabei sei erwähnt, dass der Rollmeter auf den Behälterrahmen aufgesetzt wurde und dadurch 5 cm höher lag, als der Behälterboden. Die untere Sandschicht wurde also wie geplant mit 15 cm eingebaut, die Schluffschicht wies beim Einbau eine Stärke von 7 cm auf.



Abb. 78 Schichtstärke Schluff beim Einbau

Nach dem fertigen Materialeinbau, wurde der Behälter mit Wasser gefüllt und über den Schlauch ein Wasserdruck von rund 3 bis 4 m aufgebracht. Die dadurch entstandenen Porenwasserüberdrücke sollten vor dem Start des ersten Versuches abgebaut werden. Um die dafür benötigte Konsolidierungszeit abschätzen zu können, wurde eine Überschlagsrechnung durchgeführt. Als Steifemodul wurde dabei jenes aus der Erstbelastungsstufe 10 - 20 kPa ohne Vorkonsolidierung verwendet. Da die Schluffschicht nur einseitig konsolidieren konnte, wurde eine Schichtstärke von 7 cm angenommen. Als Wert für die Durchlässigkeit wurde jene aus den bodenmechanischen Laboruntersuchungen verwendet, bei der die Probe einen Wassergehalt von 18,0 % aufweist (Geotechnisches Labor TU Graz, 2014).

$$T_v = -0,933 * \log(1 - U_m) - 0,085 \quad (5.4)$$

$$T_v = -0,933 * \log(1 - 0,9) - 0,085 = 0,848$$

$$C_v = \frac{k * E_s}{\gamma_w} \quad (5.5)$$

$$C_v = \frac{1,2 * 10^{-10} * 3077}{10} = 3,69 * 10^{-8}$$

$$t = \frac{T_v * d^2}{C_v} \quad (5.6)$$

$$t = \frac{0,848 * 0,07^2}{3,69 * 10^{-8}} = 112607 \text{ sec} = 31,28 \text{ h}$$

| | | |
|------------|----------------------|-------------------------------|
| T_v | [-] | Zeitfaktor |
| U_m | [-] | mittlerer Konsolidierungsgrad |
| k | [m/s] | Durchlässigkeit |
| E_s | [kN/m ²] | Steifemodul |
| γ_w | [kN/m ³] | Wichte Wasser |
| C_v | [m/s] | Konsolidierungsbeiwert |
| t | [sec] | Konsolidierungszeit |
| d | [m] | Längster Drainageweg |

Da der Schluff mit rund 30 % Überwasser eingebaut wurde und somit allenfalls eine größere Durchlässigkeit sowie eine geringere Steifigkeit aufwies, handelt es sich bei der oben gezeigten Rechnung um eine konservative Betrachtung, um ein Gefühl für die Konsolidierungszeit zu bekommen.

Der Behälter wurde mit der Wasserauflast, die bei der Versuchsdurchführung nie überschritten wurde, über einen Zeitraum von 5 Tagen stehen gelassen, wodurch sich die Schluffschicht setzen konnte und Porenwasserüberdrücke abgebaut wurden. Im endgültigen Zustand hatte die Schluffschicht somit eine Stärke von rund 6 cm, in der darunterliegenden Sandschicht konnten keine nennenswerten Setzungen festgestellt werden (siehe Abb. 79).



Abb. 79 Setzungen in Schluffschicht nach Konsolidierung

Da bereits in den letzten beiden Versuchsdurchgängen beobachtet wurde, dass die Schlauchdehnung einen wesentlichen Einfluss auf den Pegelstand hat, wurde der Wasserspiegel bei diesem Versuch durch vermehrte Messungen nach dem Absenken bzw. Aufstauvorgang genauer beobachtet. Auf die nachfolgend angeführten Messprotokolle folgen daher jeweils die Beobachtungsprotokolle der Pegeländerung für einen Zeitraum von ca. 1 Stunde nach dem Absenken bzw. Aufstauen. Wie sich die Pegeländerung aufgrund der Schlauchdehnung bzw. -stauchung in den Messdaten der Porenwasserdruckgeber auswirkt, wird in Kapitel 5.4 erläutert.

Tab. 10 Protokoll Versuchsdurchgang 3.1

| Vorgang | Startzeitpunkt | Dauer [sec] | Pegel vor [m] | Pegel nach [m] | ΔH [m] | Anmerkung |
|-------------|----------------|-------------|---------------|----------------|----------------|---|
| Absenken | 14:06:45 | 2 | 3,890 | 3,727 | 0,163 | |
| Aufstauen | 14:13:45 | 2 | 3,727 | 3,883 | 0,156 | |
| Absenken | 14:18:45 | 4 | 3,883 | 3,588 | 0,295 | |
| Aufstauen | 14:24:15 | 4 | 3,588 | 3,895 | 0,307 | |
| Absenken | 14:28:00 | 25 | 3,895 | 2,040 | 1,855 | |
| Absenken | 17:34:30 | 10 | 2,133 | 1,460 | 0,673 | |
| Beobachtung | 17:35:00 | | | 1,460 | | Pegelbeobachtung aufgrund Schlauchdehnung |
| | 17:38:00 | | | 1,467 | | |
| | 17:41:00 | | | 1,475 | | |
| | 17:45:00 | | | 1,476 | | |
| | 17:53:00 | | | 1,485 | | |

| | | | | | |
|-------------|----------|----|-------|-------|---|
| | 18:00:00 | | | 1,487 | |
| | 18:10:00 | | | 1,491 | |
| | 18:20:00 | | | 1,494 | |
| | 18:30:00 | | | 1,494 | |
| | 18:40:00 | | | 1,495 | ~ konstant |
| Aufstauen | 08:19:00 | 34 | 1,511 | 4,003 | 2,492 |
| Beobachtung | 08:23:00 | | | 3,969 | Pegelbeobachtung aufgrund Schlauchdehnung |
| | 08:27:00 | | | 3,957 | |
| | 08:30:00 | | | 3,943 | |
| | 08:35:00 | | | 3,932 | |
| | 08:45:00 | | | 3,926 | |
| | 08:55:00 | | | 3,915 | |
| | 09:05:00 | | | 3,915 | |
| | 09:15:00 | | | 3,908 | |
| | 09:23:00 | | | 3,903 | |
| | 09:30:00 | | | 3,903 | ~ konstant |
| Absenken | 09:31:00 | 30 | 3,906 | 1,685 | 2,221 |
| Beobachtung | 09:32:00 | | | 1,685 | Pegelbeobachtung aufgrund Schlauchdehnung |
| | 09:32:00 | | | 1,720 | |
| | 09:32:00 | | | 1,739 | |
| | 09:32:00 | | | 1,755 | |
| | 09:32:00 | | | 1,760 | |
| | 10:00:00 | | | 1,772 | |
| | 10:00:00 | | | 1,773 | |
| | 10:00:00 | | | 1,778 | |
| | 10:00:00 | | | 1,782 | ~ konstant |

Aufgrund von Problemen mit der Messtechnik, die in Kapitel 5.5 ausführlich erläutert werden, wurde zur Überprüfung des eben beschriebenen Versuchs noch ein weiterer Versuchsdurchgang durchgeführt. Das Protokoll dazu ist nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

Tab. 11 Protokoll Versuchsdurchgang 3.2

| Vorgang | Startzeitpunkt | Dauer [sec] | Pegel vor [m] | Pegel nach [m] | ΔH [m] | Anmerkung |
|-------------|----------------|-------------|---------------|----------------|----------------|---|
| Aufstauen | 19:35:00 | 25 | 1,975 | 3,840 | 1,865 | |
| Beobachtung | 19:37:00 | | | 3,825 | | Pegelbeobachtung aufgrund Schlauchdehnung |
| | 19:38:00 | | | 3,815 | | |
| | 19:40:00 | | | 3,802 | | |
| | 19:45:00 | | | 3,792 | | |
| | 19:50:00 | | | 3,788 | | |
| | 20:00:00 | | | 3,778 | | |
| | 20:10:00 | | | 3,773 | | |
| | 20:20:00 | | | 3,770 | | ~ konstant |
| Absenken | 20:30:00 | 25 | 3,768 | 1,914 | 1,854 | |
| Beobachtung | 20:32:00 | | | 1,926 | | Pegelbeobachtung aufgrund Schlauchdehnung |
| | 20:34:00 | | | 1,934 | | |
| | 20:40:00 | | | 1,946 | | |
| | 20:50:00 | | | 1,960 | | |
| | 21:00:00 | | | 1,967 | | |
| | 21:10:00 | | | 1,969 | | ~ konstant |
| Aufstauen | 21:15:00 | 50 | 1,970 | 3,840 | 1,870 | Aufstauen/Absenken direkt aufeinanderfolgend jeweils 25 sec |
| Absenken | | | 3,840 | 1,914 | 1,926 | |

5.4 Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die wesentlichen Ergebnisse aus den drei Versuchsdurchgängen dargelegt, auf der beigelegten Daten-CD befinden ergänzend die Rohdaten im Excel-Format. Die Aufzeichnung der Porenwasserdrücke erfolgte mithilfe der Software „Catman Easy A/P“ der Firma HBM. Der Luftdruck wurde mit einem Thermo-Hygro-Barometer des Typs „PCE-THB 40“ fünfsekündlich aufgezeichnet und die Messwerte auf einer SD-Karte gespeichert. Die gesamte Nachbearbeitung und Erstellung der Diagramme wurde mit Microsoft Office Excel durchgeführt. Die Bestimmung der Pegelhöhe erfolgte durch Messungen mit einem Laser-Entfernungsmessgerät „GLM 30“ der Marke Bosch Professional, das an sich eine Genauigkeit von +/- 2 mm aufweist. Das Messgerät wurde auf Höhe des Wasserstandes am Schlauch angehalten und der Abstand auf den Behälterdeckel gemessen. Durch diese Vorgehensweise kann die Ge-

naugigkeit lediglich bis auf 1 bis 2 cm angegeben werden. Des Weiteren wurden die eingebauten Bodenschichten mehrmals in ihrer Höhe an der Glasscheibe gemessen, um allfällige Setzungen oder Hebungen feststellen zu können.

Aufgrund dessen, dass es im Zuge der Versuchsdurchführung große Probleme mit der verwendeten Messtechnik gab, können die absoluten Werte der Porenwasserdruckgeber nicht als korrekt angesehen werden. Durch die Beobachtungen, die während der Versuchsvorbereitungen gemacht wurden, werden jedoch die qualitativen Verläufe als plausibel eingestuft. Die unerwarteten Probleme mit der Messtechnik führten auch dazu, dass es zu einer großen Verzögerung des gesamten Versuchsablaufs kam und somit nicht genügend Zeit zur Verfügung stand, um die anfangs gestellte Fragestellung im Rahmen dieser Arbeit beantworten zu können. Es wird der gesamte Modellversuch B somit als „Vorversuch“ angesehen, der jedenfalls weitergeführt werden muss, um die Problemstellung in vollem Umfang lösen zu können. Den Problemen mit der Messtechnik wird das anschließende Kapitel 5.5 gewidmet, um die wesentlichen Thematiken verständlich zu machen.

- **Versuchsdurchgang 1 – Homogene Sandschicht**

Die wesentliche Erkenntnis aus diesem Versuch ist, dass eine Wasserspiegeländerung, wie bereits im Vorversuch mit dem kleinen Behälter beobachtet wurde, unverzögert zur quantitativ gleichen Porenwasserdruckänderung in einer Sandschicht führt. Außerdem war zu beobachten, dass die beim Absenk- bzw. Aufstauvorgang entstandenen Schwingungen mit zunehmender Tiefe gedämpft werden, d.h. der unterste Porenwasserdruckgeber zeigt die geringste Amplitude. Was die Ergebnisse allerdings in Frage stellt, ist die Tatsache, dass durch die große Ausbauchung der Behälterrückwand ein Versagen entstanden ist, dessen Einfluss auf das Verhalten während des Versuches nicht beurteilt werden kann. Nachfolgende Abbildung zeigt beispielhaft die Verläufe der Porenwasserdrücke zu Beginn der Absenkphase. Die Lage der Porenwasserdruckgeber ist in Kapitel 5.3.1 in Abb. 65 ersichtlich. Zu erkennen sind wie soeben beschrieben die unterschiedlichen Amplituden der Schwingungen.

Versuch 1 - Amplitudendämpfung

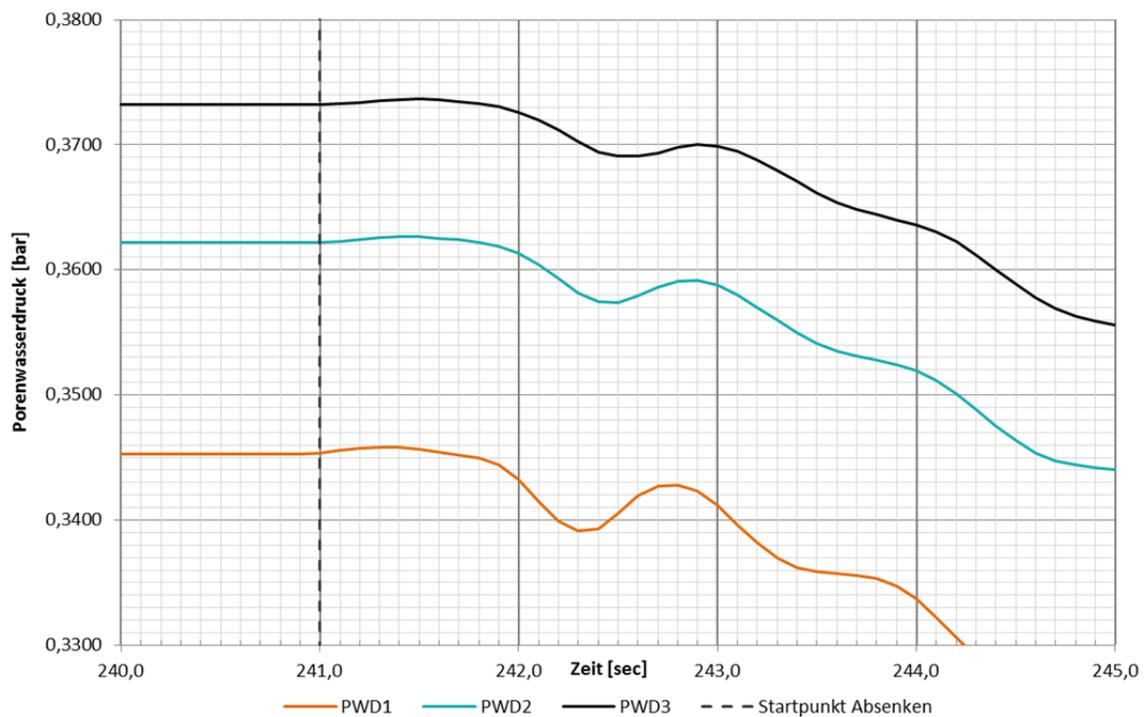


Abb. 80 Tiefenabhängige Dämpfung der Amplitude

- **Versuchsdurchgang 2 – Sand mit darüberliegender Schluffschicht**

Bei diesem Versuchsdurchgang traten, wie in Kapitel 5.3.2 bereits beschrieben, einige Probleme auf, die die Ergebnisse zu stark verfälschten, als dass sie in irgendeiner Form zuverlässig interpretiert werden könnten. Zum einen war dies das Versagen der Bodenschicht aufgrund der Ausbauchung der Behälterrückwand, zum anderen kam es beim Absenkvorgang zu einer Hebung der gesamten Schluffschicht. Aus diesen Gründen wurde entschieden, zunächst die Behälterrückwand zu versteifen und im nächsten Versuchsdurchgang die feinkörnige Bodenschicht inmitten einer Sandschicht einzubauen, um Hebungen zu vermeiden.

- **Versuchsdurchgang 3 – Geschichteter Aufbau**

Für die Erläuterung des Verhaltens bei geschichtetem Bodenaufbau wird der im Kapitel 5.3.3 als Versuchsdurchgang 3.2 bezeichnete Versuch verwendet. Dadurch, dass die Bodenschichten zwischen den beiden Versuchsdurchgängen rund 5 Tage mit konstantem Pegel stehen gelassen wurden, wird entsprechend den Messergebnissen davon ausgegangen, dass zu Beginn des gegenständlichen Versuchs eine hydrostatische Druckverteilung vorherrschte. Der Ausgangszustand wird somit als „Nullniveau“ definiert, auf welches sich die in den folgenden Diagrammen angegebenen Druckhöhen beziehen. Befindet sich der Pegel im negativen Bereich, bedeutet dies also nur, dass

er tiefer liegt als zu Beginn des Versuchs. In weiterer Konsequenz bedeutet diese Darstellung für die Linien der Porenwasserdruckgeber, dass es in den jeweiligen Schichten einen Porenwasserüberdruck gibt, wenn die Linie über der Pegellinie liegt, und einen Unterdruck, wenn sie darunter liegt. Die Diagramme werden in chronologischer Reihenfolge dargestellt. Die ersten beiden Diagramme zeigen den Aufstauvorgang, wobei Abb. 81 eine Übersicht darstellt und Abb. 82 das Verhalten bis rund 15 Minuten nach dem Aufstauvorgang zeigt. Beim Vergleich der beiden Diagramme ist somit auf die unterschiedlichen Hauptintervalle der Achsen zu achten.

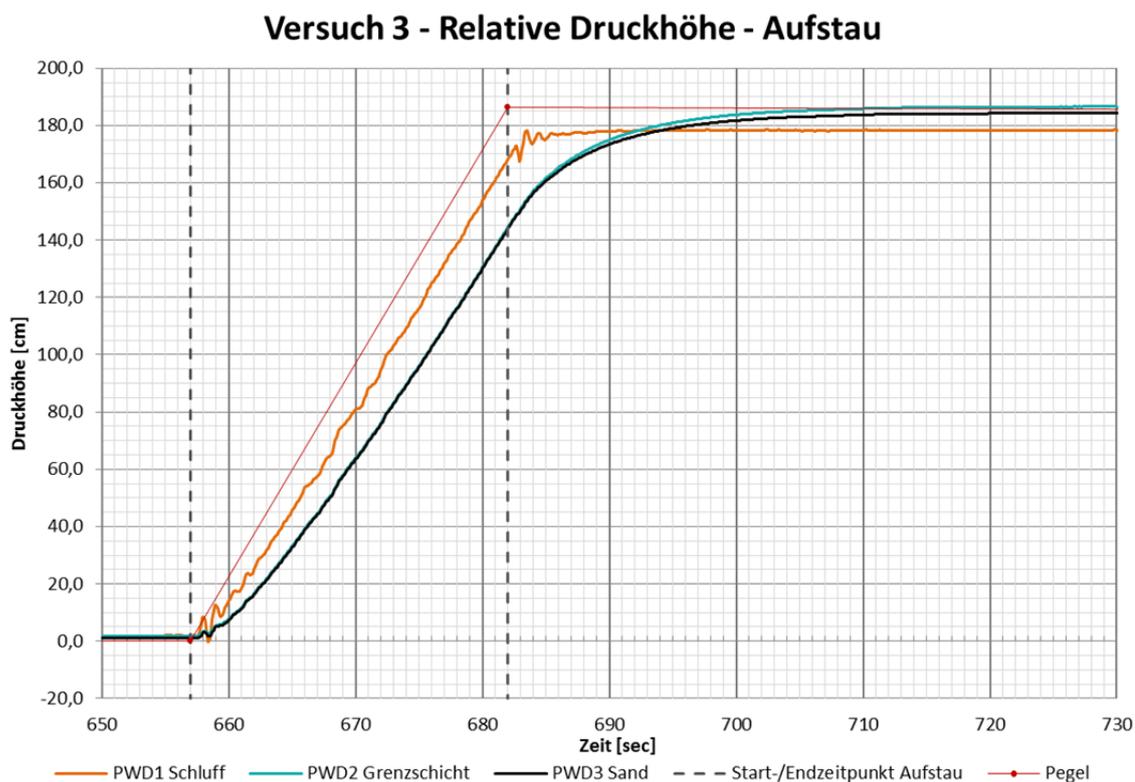


Abb. 81 Versuchsdurchgang 3 - Aufstauen Übersicht

In obiger Abbildung ist erkennbar, dass die Schluffschicht die in Versuchsdurchgang 1 mit homogener Sandschicht bereits beobachtete Dämpfung der Schwingungen in die Tiefe noch verstärkt. Wird der Pegel geändert, reagieren alle Piezometer unverzüglich darauf, allerdings dringt nicht der gesamte Potentialunterschied zeitgleich durch. Nach erfolgtem Aufstau herrscht in der Schluffschicht noch ein Unterdruck, der sich erst in weiterer Folge abbaut (rund 15 min, siehe Abb. 82). Die beiden Piezometer in der Sandschicht erreichen das richtige Druckniveau bereits nach rund 150 Sekunden. Der Abfall der Linien des PWD2 und PWD3 ist auf die Pegeländerung aufgrund der Schlauchdehnung zurückzuführen. Im Porenwasserdruck der Schluffschicht spiegelt sich die Schlauchdehnung in dem in Abb. 82 mit Pfeil gekennzeichneten Plateau bei

rund 720 Sekunden wider. In diesem Bereich ist die Pegeländerung zufolge der Schlauchdehnung größer, als der Porenwasserdruckanstieg aufgrund der Annäherung zum hydrostatischen Zustand.

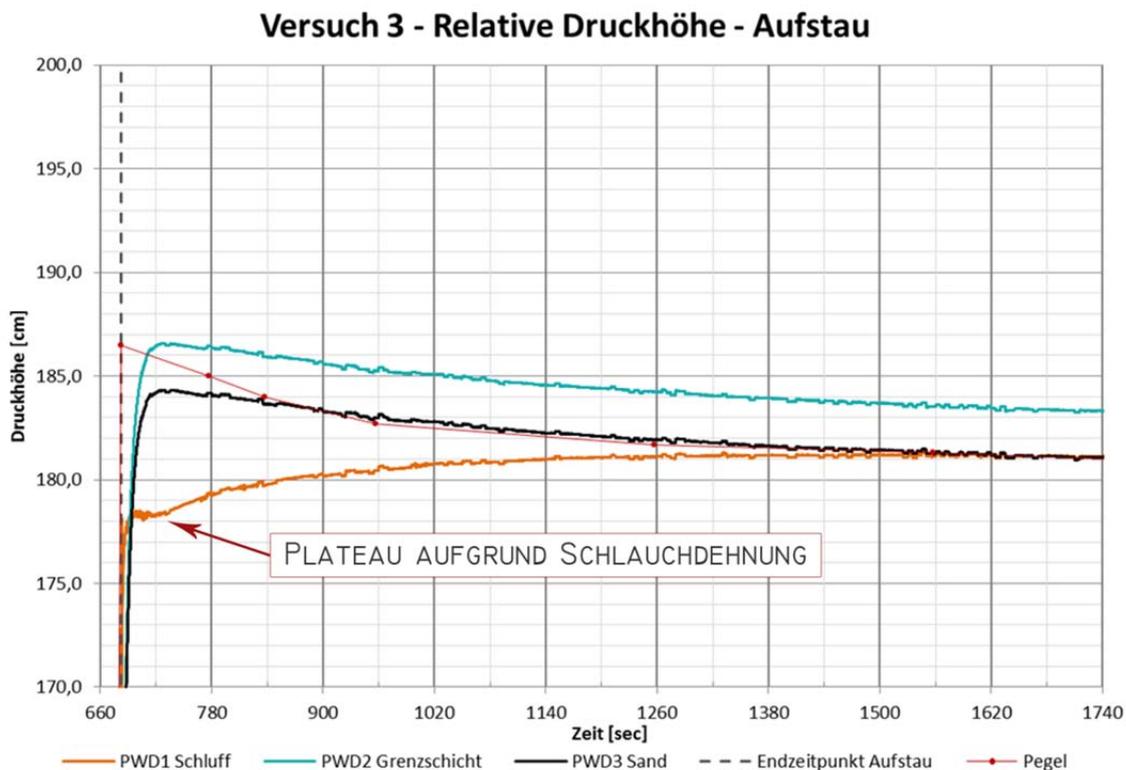


Abb. 82 Versuchsdurchgang 3 - Verhalten nach Aufstau

Analog zu den Beobachtungen beim Aufstauvorgang verhält es sich umgekehrt beim Absenken. Die Porenwasserdruckgeber reagieren sofort auf eine Pegeländerung, am Ende des Absenkvorganges herrscht aber in allen dreien noch ein Überdruck, der in weiterer Folge abgebaut wird. Der Abbau der Porenwasserüberdrücke dauert dabei länger, als der Abbau der Unterdrücke beim Aufstauvorgang. In diesem Fall kommt es beim Schlauch zu einer Stauchung, die den Wasserpegel nach dem Absenkvorgang ansteigen lässt, was auch in den Linien des PWD2 und PWD3 in Abb. 84 gut zu erkennen ist. Im Falle des PWD1 wirkt sich die Stauchung beim Absenken stärker aus, als die Dehnung beim Aufstauen. Dies liegt daran, dass sich die Porenwasserüberdrücke deutlich schneller aufbauen als abbauen. Die Linie des PWD1 erfährt daher noch eine Kurve nach oben bis sich die Überdrücke nach dem Wendepunkt kontinuierlich abbauen können.

Versuch 3 - Relative Druckhöhe - Absenken

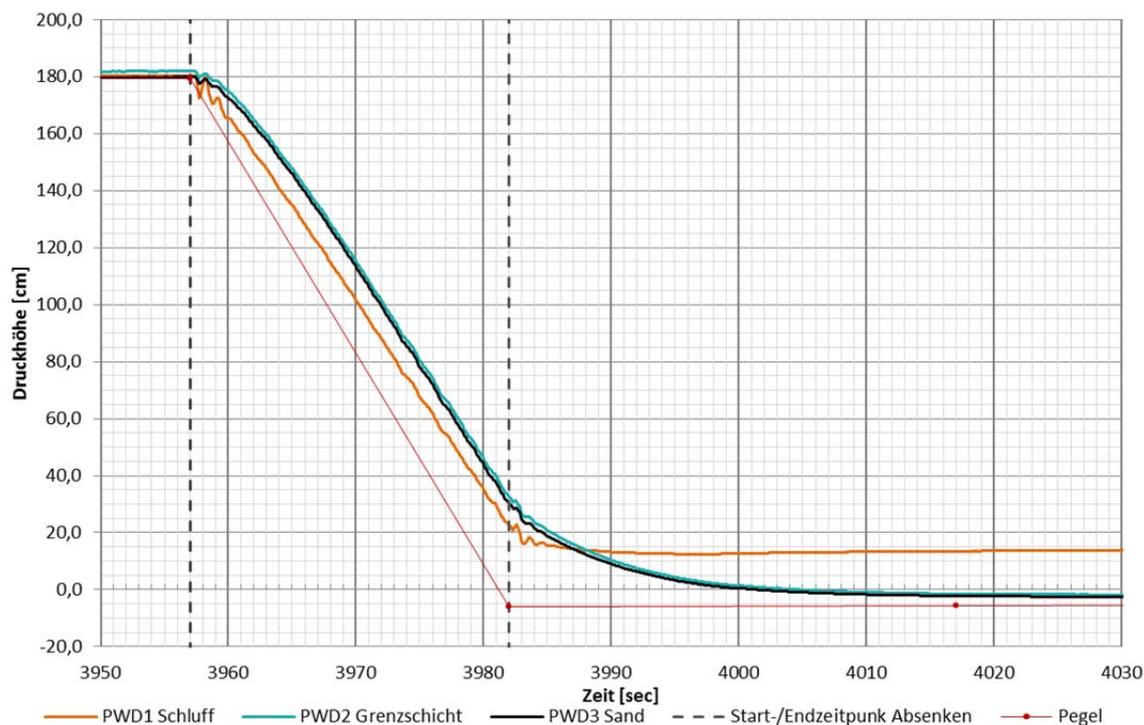


Abb. 83 Versuchsdurchgang 3 - Absenken Übersicht

Versuch 3 - Relative Druckhöhe - Absenken

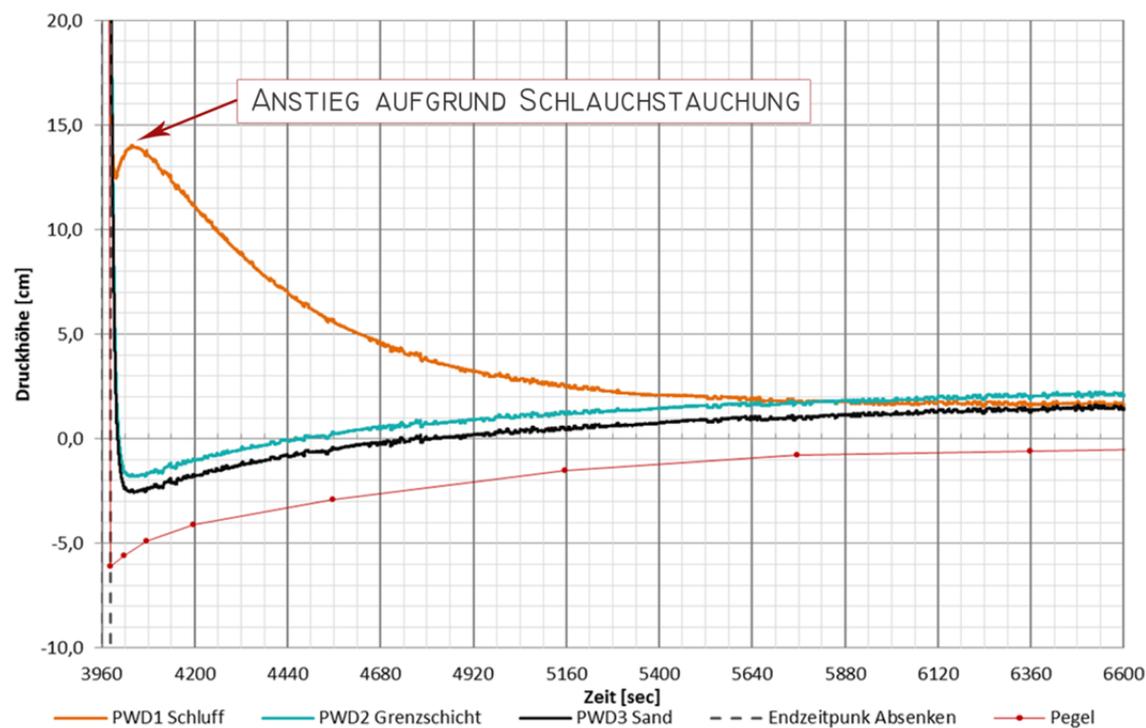


Abb. 84 Versuchsdurchgang 3 - Verhalten nach Absenken

In der letzten Phase des Versuchsdurchganges wurde eine Kombination aus Aufstau- und Absenkphase unmittelbar aufeinanderfolgend durchgeführt. Im nachfolgenden Diagramm ist dabei deutlich zu erkennen, dass es in den Porenwasserdruckgebern in der Sand- bzw. Grenzschicht einen verzögerten Wendepunkt zum Zeitpunkt des höchsten Aufstaus gibt.

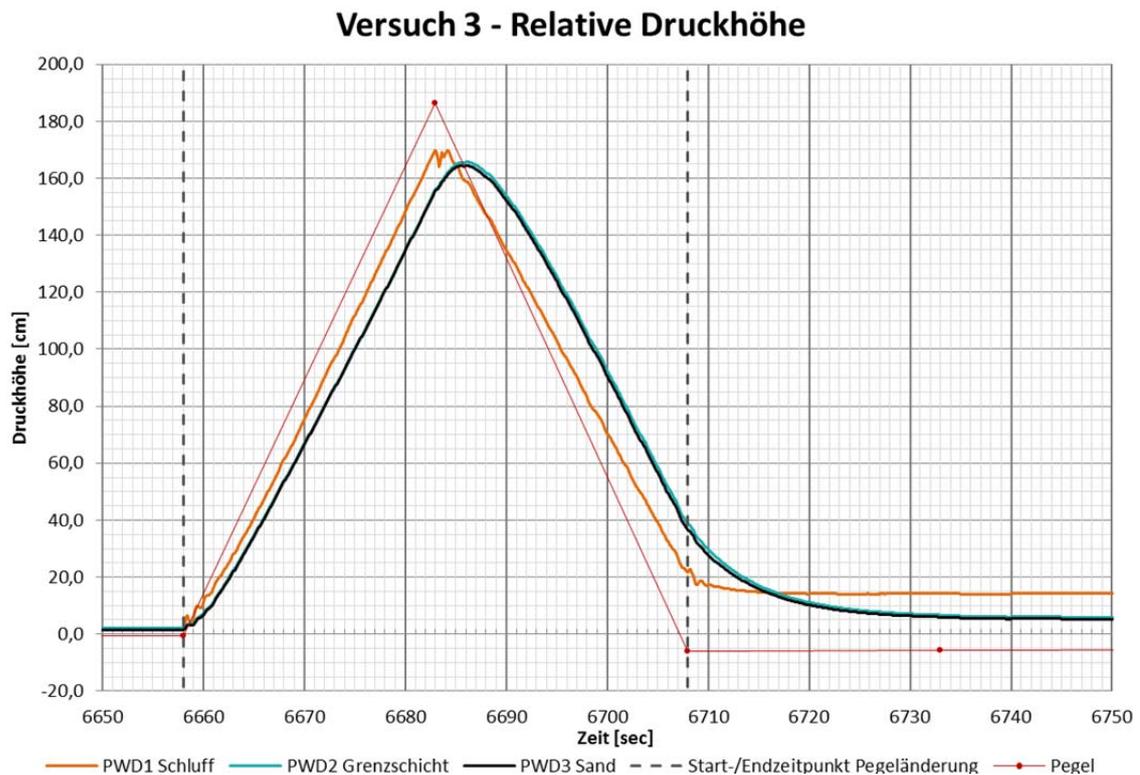


Abb. 85 Versuchsdurchgang 3 - Aufstauen/Absenken Übersicht

Dadurch, dass die Schluffschicht keine Zeit hat, das aufgebrachte Druckniveau zu erreichen, kommt es schneller wieder zu einem Abbau der entstandenen Porenwasserüberdrücke, was sich in Abb. 86 durch ein Plateau in der Schluffschicht auswirkt, das nach einem regulären Absenkvorgang wie in Abb. 84 einen Ausschlag nach oben verursachen würde.

Versuch 3 - Relative Druckhöhe

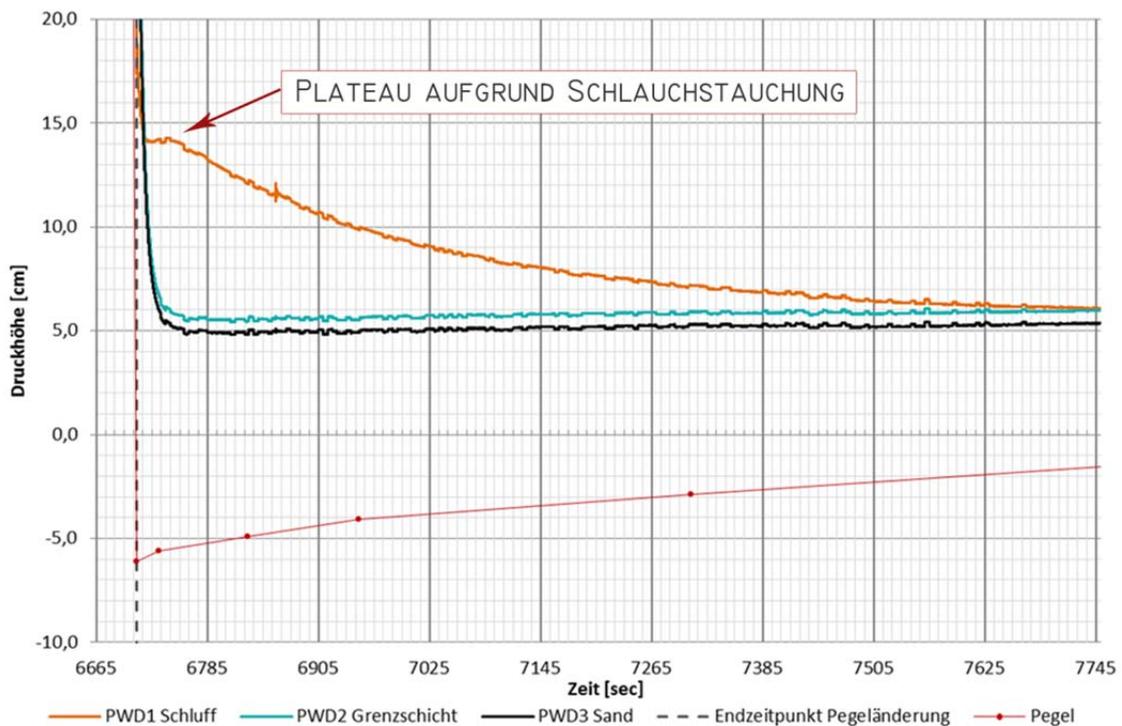


Abb. 86 Versuchsdurchgang 3 - Verhalten nach Aufstauen/Absenken

5.5 Messtechnische Probleme

Im Laufe der Versuchsdurchführung tauchten markante Probleme mit der verwendeten Messtechnik auf, die im ersten Moment nicht erkannt wurden. Als wichtigste Grundlage zur Klärung, ob eine Pegeländerung unverzüglich in eine Änderung des Porenwasserdrucks unterschiedlich tiefer Bodenschichten eingeht, ist es essentiell zu jedem Zeitpunkt die Porenwasserdrücke zu kennen. Durch Aufzeichnung der Start- bzw. Endzeitpunkte der Absenk- bzw. Aufstauphasen ist es dann möglich, eventuelle Verzögerungen aus den gesammelten Messdaten abzuleiten. In der Praxis wurde dies so umgesetzt, dass die Porenwasserdrücke mithilfe der Software „Catman Easy A/P“ aufgezeichnet wurden, wobei ein Messverstärker des Typs „QuantumX 840A“ zwischengeschaltet wurde. Der Startzeitpunkt der Messung wird von der Software aufgezeichnet und bezieht sich auf die Uhr des verwendeten Computers. Daher wurden auch die Start- und Endzeitpunkte der Pegeländerung anhand der Computeruhrzeit festgelegt. Ausführungsbedingt könnte es bei der Aufzeichnung der Zeitpunkte zu Ungenauigkeiten in der Größenordnung von +/- 1 Sekunde gekommen sein. Nach der Auswertung des Versuches mit geschichtetem Bodenaufbau wurden Verzögerungen festgestellt. Bei genauerer Analyse wurde erkannt, dass sich die Verzögerungen im Laufe des Versuches immer weiter aufsummierten, wie in nachfolgenden Diagrammen dargestellt wird.

Verzögerung nach 11182 sec \approx 2,6 sec

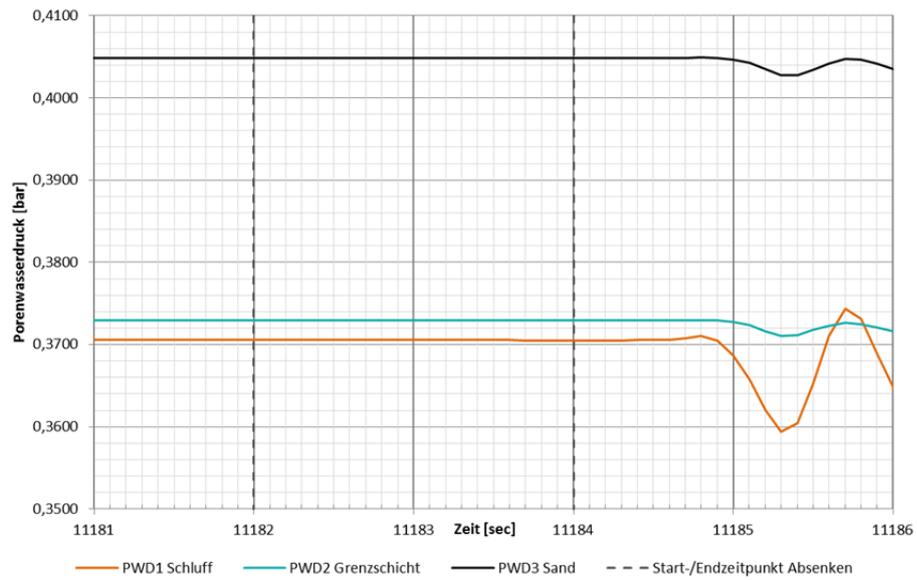


Abb. 87 Verzögerung 2,6 Sekunden

Verzögerung nach 11902 sec \approx 2,9 sec

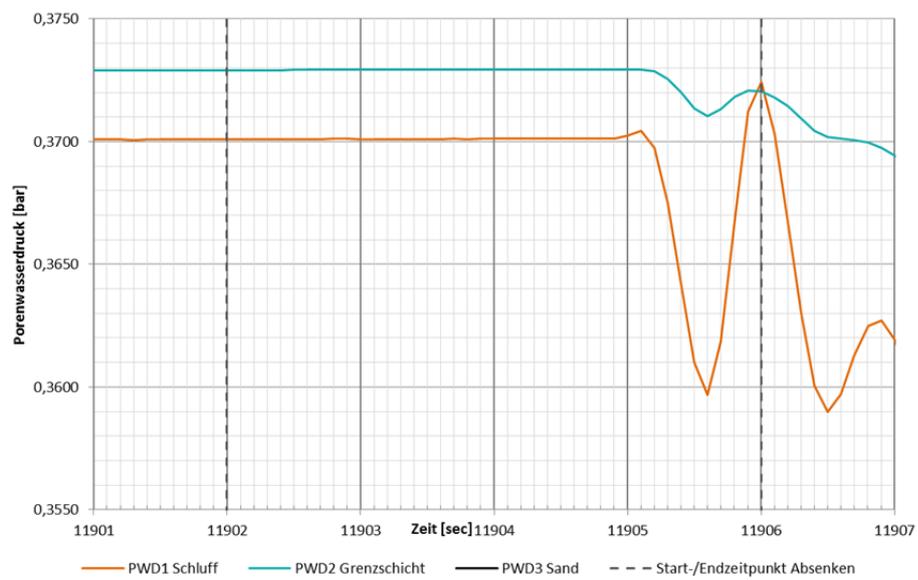


Abb. 88 Verzögerung 2,9 Sekunden

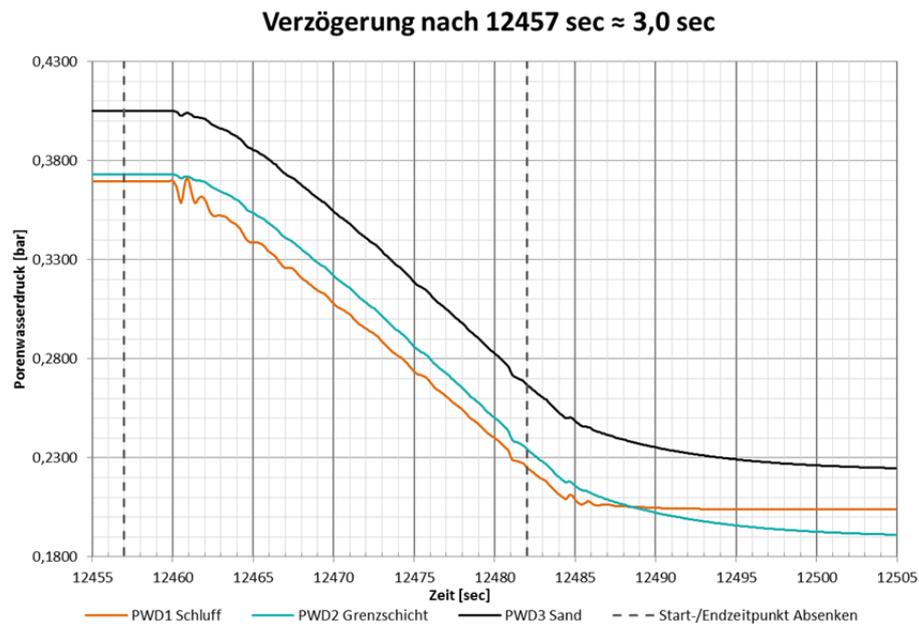


Abb. 89 Verzögerung 3,0 Sekunden

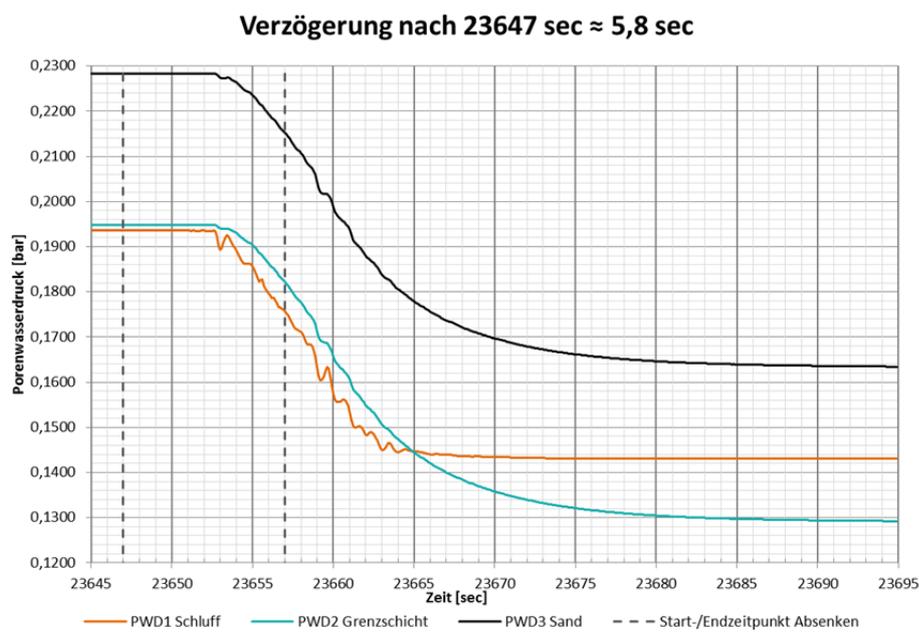


Abb. 90 Verzögerung 5,8 Sekunden

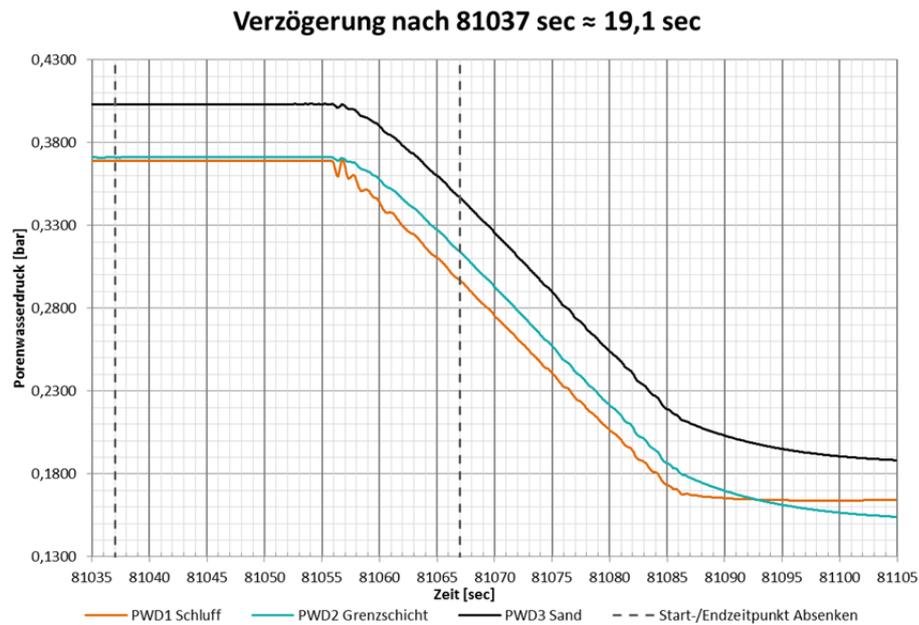


Abb. 91 Verzögerung 19,1 Sekunden

Die in Abb. 87 bis Abb. 91 dargestellten Verzögerungen wurden auf Zehntelsekunden genau aus den Diagrammen ausgelesen, mit dem Wissen, dass die Genauigkeit lediglich bei ± 1 Sekunde liegt. Um dieser Verzögerung genauer auf den Grund zu gehen, wurde ein Diagramm erstellt, das in der Abszisse die Zeitdauer seit Aktivierung des Messprogrammes „Catman Easy A/P“ darstellt und in der Ordinate die festgestellten Verzögerungen. Die Linien zwischen den Datenpunkten und zum Nullpunkt des nachstehenden Diagrammes sind linear interpoliert.

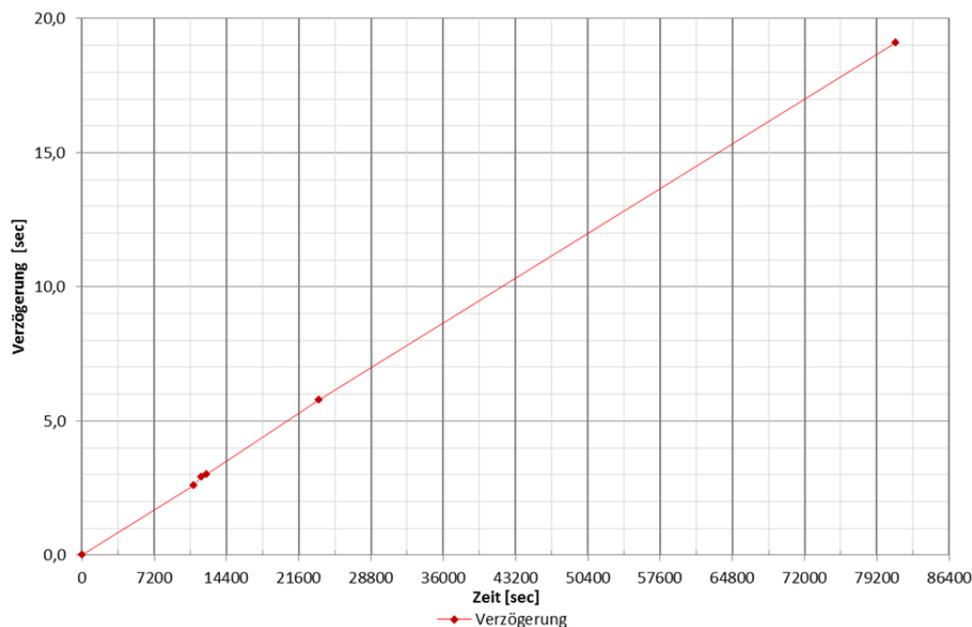
"Lineare" Verzögerungszunahme

Abb. 92 "Lineare" Verzögerungszunahme

Der annähernd lineare Verlauf legte die Vermutung nahe, dass es sich hierbei um einen messtechnischen Fehler handelte, der sich mit der Zeit aufsummierte. Als erste Konsequenz wurde die Computeruhr auf ihre Genauigkeit überprüft. Dazu wurde eine Messung gestartet und die Uhrzeit mit drei separaten Uhren mitgestoppt. Nach einer Laufzeit von ca. 15 Stunden wurde die Messung angehalten. Der Vergleich der Uhrzeiten ergab nur unwesentliche Abweichungen von weniger als 2 Sekunden. Bei der Auswertung der aufgezeichneten Messdaten ergab sich auf diesen Zeitraum allerdings eine Abweichung von rund 11 Sekunden. Damit kann die Computeruhr als Fehlerquelle ausgeschlossen werden. Nach Rücksprache mit der Firma HBM könnte die Abweichung auf einen Fehler des Taktgenerators im Messverstärker oder auf einen Softwarefehler zurückzuführen zu sein. Dies muss allerdings genauer untersucht werden und kann im Zuge dieser Arbeit nicht mehr beantwortet werden.

Ein weiteres Problem mit der verwendeten Messtechnik wurde im Zuge der Konsolidierungsphase des Versuchsdurchganges 3 festgestellt. Nach rund 40 Stunden Konsolidierungszeit mit konstantem Pegel kam es aus unerklärlichen Gründen im PWD3 zu einem Anstieg der Messwerte, wie in nachfolgendem Diagramm zu erkennen ist.

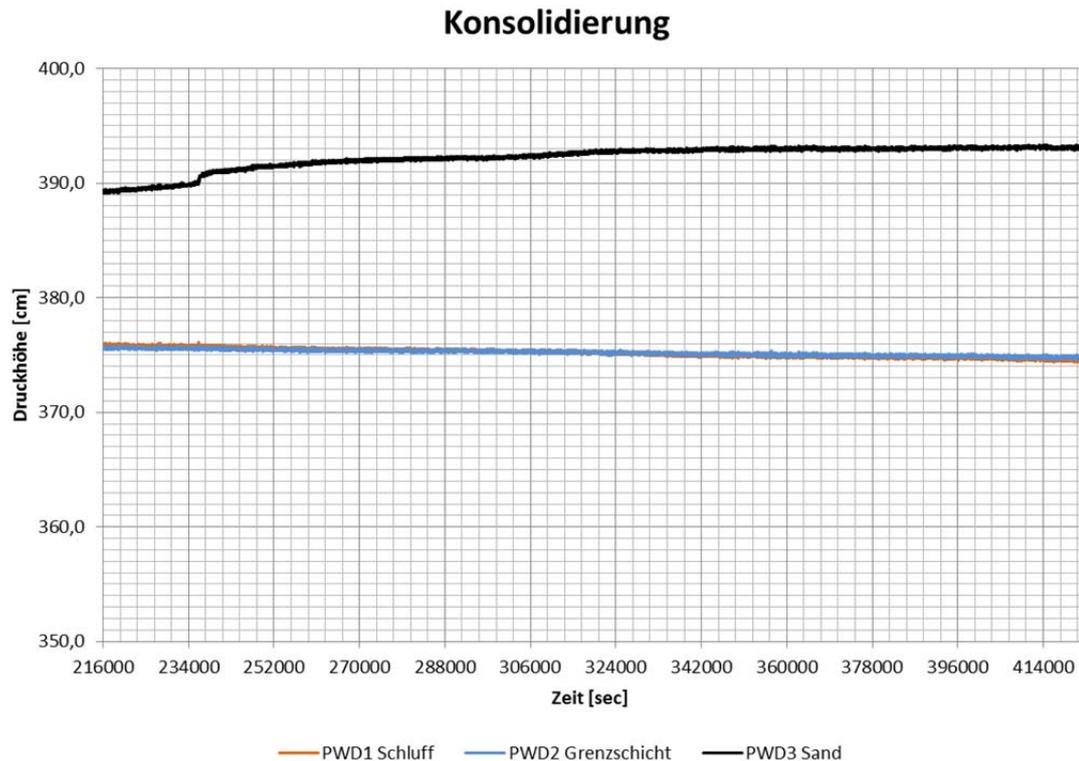


Abb. 93 Unerklärlicher Anstieg der Messwerte in PWD3

Da die Konsolidierungsphase mit einer Messfrequenz von 1 Hz aufgezeichnet wurde, musste die Messung vor dem eigentlichen Versuch angehalten werden, um die Messrate auf 10 Hz erhöhen zu können. Dadurch kam es zu einem Stillstand von rund 1,5 Stunden, in dem der Versuch vorbereitet wurde. Bei Neustart der Messaufzeichnung zeigten die Porenwasserdruckgeber veränderte Werte, wie in Abb. 94 zu sehen ist. In dieser Zeit wurde die Versuchseinrichtung nicht verändert, wodurch sich der Sprung durch äußere Einflüsse nicht erklären lässt.

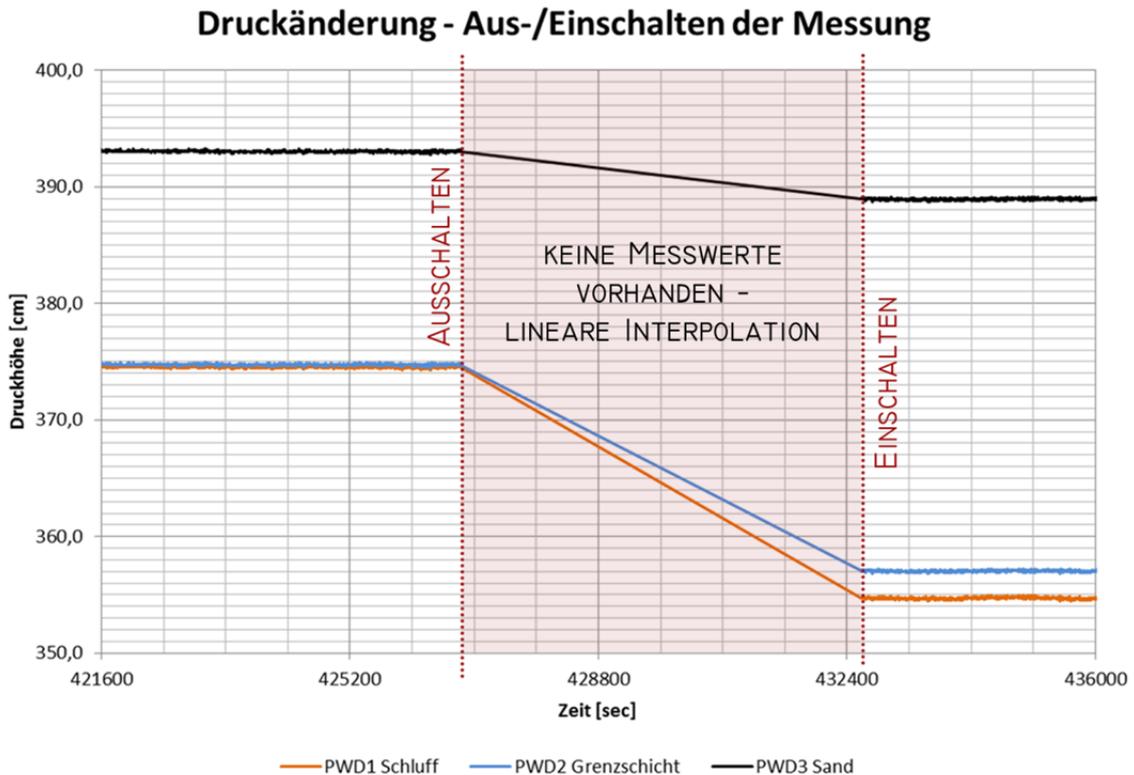


Abb. 94 Sprung der Porenwasserdrucklinien

Ob und inwieweit die Raumtemperatur einen Einfluss auf die oben gezeigten Sprünge hat, konnte im Zuge dieser Arbeit nicht geklärt werden und bedarf somit einer genaueren Untersuchung.

Zusammenfassend bedeuten die aufgetretenen Messtechnikprobleme vor allem, dass keine gesicherte Aussage über eine mögliche zeitliche Verzögerung zwischen dem Zeitpunkt einer Änderung des Wasserspiegels im Schlauch und der dadurch verursachten Änderung der Porenwasserdrücke getroffen werden kann, diese allerdings auf eine Größenordnung von 0 bis 2 Sekunden eingeschränkt werden kann. Die qualitativen und größtenteils auch quantitativen Änderungen (bis auf den zeitlichen Verlauf) können jedoch bewertet und diskutiert werden.

6 Querschlüsse

Einige Beobachtungen aus dem Modellversuch B können auf das Verhalten der Piezometer am Ausgleichsspeicher umgelegt werden. Beispielhaft wird im Folgenden der Porenwasserdruckverlauf der Kalenderwoche 42 zum Vergleich mit dem Modellversuch herangezogen. In dem in Abb. 95 (Projektdaten, 2014) mit der Nr. 1 markierten Bereich ist zu erkennen, dass nachdem der Speicher aufgestaut wurde, der Porenwasserdruck in 20 m Tiefe zwar markant abflacht, aber trotzdem weiter ansteigt. In 30 m Tiefe ist dieses Verhalten ebenfalls erkennbar, allerdings flacht die Linie hier noch stärker ab. Im Modellversuch wurde solch ein Verhalten ebenfalls beobachtet, wie in Abb. 96 gekennzeichnet ist. Zum Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Pegelhöhe reagiert das Piezometer in der Schluffschicht sofort, allerdings als stark abgeflachte Kurve. Das heißt, es dauert einige Zeit bis das entsprechende Druckniveau erreicht wird, was im Falle des Modellversuchs dem hydrostatischen Verlauf entspricht. Im Falle der Situation am Ausgleichsspeicher besteht zum Startzeitpunkt bei abgestautem Pegel bereits ein Porenwasserüberdruck, was beim Erreichen einer gewissen Pegelhöhe ein „Nachlaufen“ der Porenwasserdrücke zur Folge hat und sich wieder Überdrücke aufbauen. Eine Tendenz zum Abbau der Überdrücke nach einem Absenken des Wasserspiegels ist in dem mit der Nr. 2 in Abb. 95 gekennzeichneten Bereich zu erkennen. Das analoge Verhalten im Modellversuch zeigt Abb. 97. Ob sich die Porenwasserüberdrücke am Ausgleichsspeicher nach längerer Zeit zur Gänze abbauen würden, ist fraglich, da die Herkunft der Überdrücke bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht eindeutig geklärt ist.

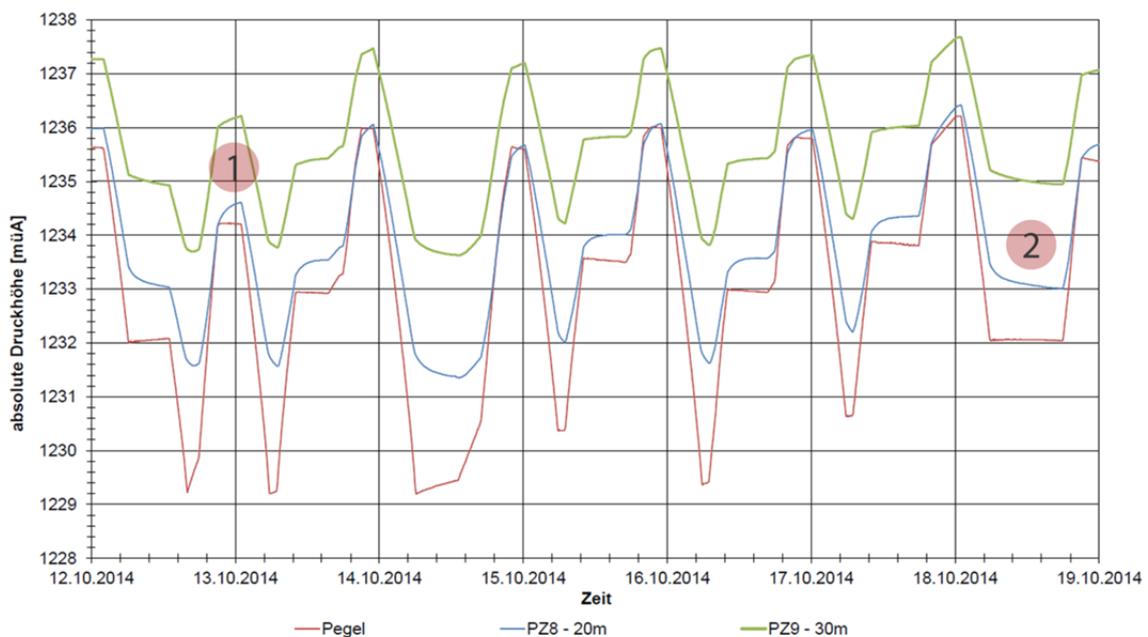


Abb. 95 Porenwasserdruckverlauf Ausgleichsspeicher – Vergleich

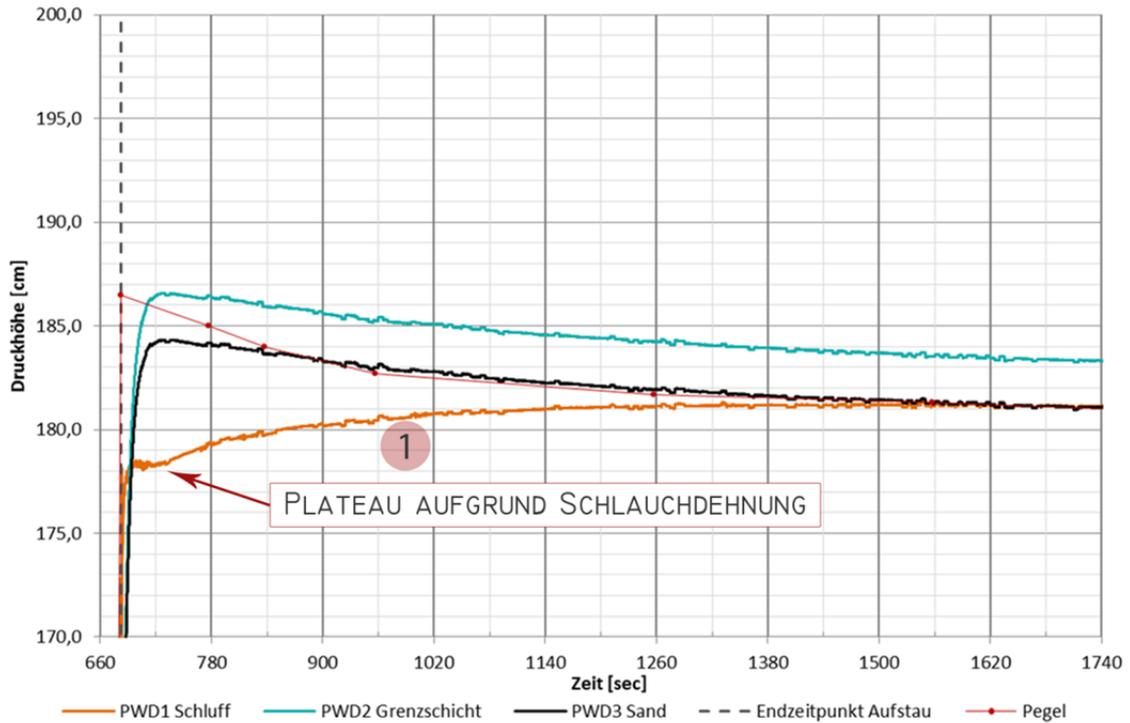


Abb. 96 Versuchsdurchgang 3 Aufstauen - Vergleich

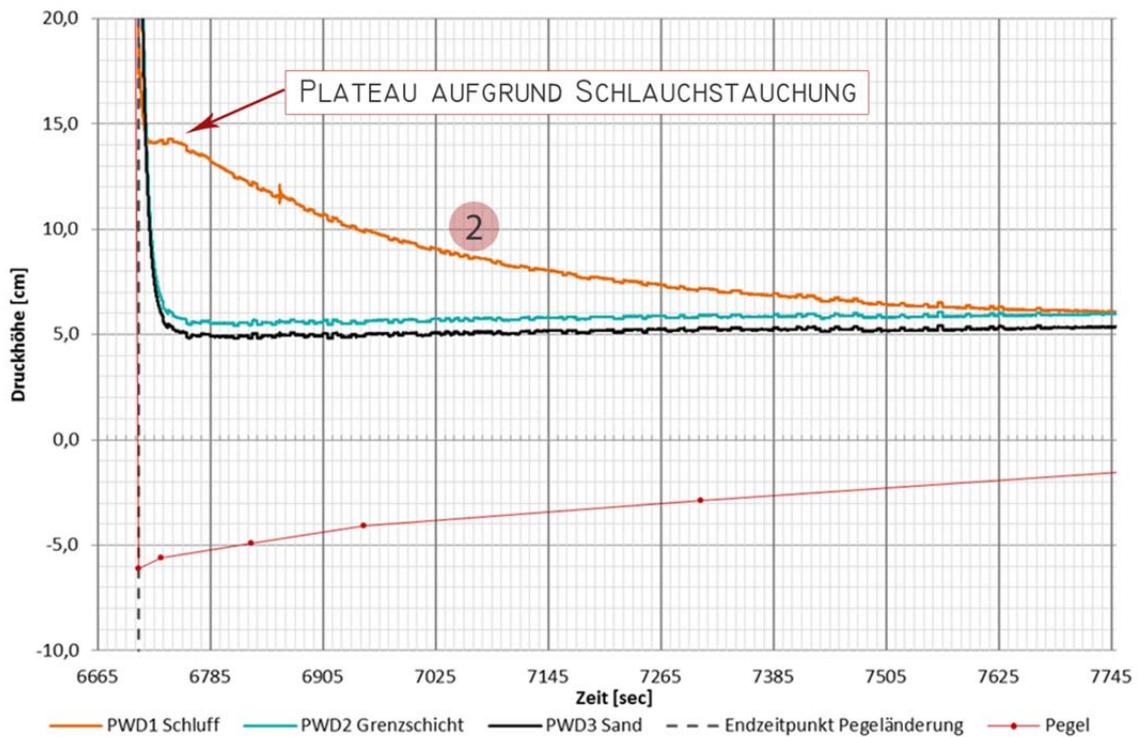


Abb. 97 Versuchsdurchgang 3 Absenken - Vergleich

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass einige Parallelen zwischen den Beobachtungen aus den Modellversuchen und den Messergebnissen am Ausgleichsspeicher erkennbar sind. Durch die komplexe Situation am bewegten Berghang, vor allem

in Bezug auf die ungeklärte Herkunft der Porenwasserüberdrücke, können keine sicheren Rückschlüsse auf das Systemverhalten gemacht werden. Möglicherweise anstehende Bergwässer, die unter dem Einfluss von Niederschlagsereignissen stehen, könnten ebenso einen Einflussfaktor auf die Porenwasserüberdrücke haben, wie auch die Bewegungen des Hanges selbst. In jedem Fall bedarf diese Problemstellung weiterer Untersuchungen und kann an dieser Stelle nicht zur Gänze geklärt werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In Bezug auf den ersten Modellversuch kann festgehalten werden, dass die Lagerungsdichte des Bodenmaterials einen wesentlichen Einflussfaktor auf den Widerstand gegen hydraulischen Grundbruch darstellt. Außerdem ist es von besonderer Bedeutung zu definieren, welcher Versagensmechanismus für den speziellen Fall relevant ist, da es einen wesentlichen Unterschied zwischen einem Auftriebsversagen und dem eines hydraulischen Grundbruches gibt. In jedem Fall korreliert der Materialeintrag in das Bohrloch mit dem Wasserspiegelanstieg, sodass ein Versagen wie im dokumentierten Fall nicht bestätigt werden kann.

Da der zweite Modellversuch nicht in dem ursprünglich geplanten Umfang durchgeführt werden konnte, weil es zu Verzögerungen aufgrund fehlerhafter Messtechnik kam, konnte die Fragestellung nicht vollständig geklärt werden. Was allerdings festgehalten werden kann, ist, dass es keine verzögerte Reaktion der Porenwasserdrücke in unterschiedlichen Tiefen gibt, die Druckänderung aber nicht sofort in vollem Umfang durchdringt. Das bedeutet, dass es ab einer gewissen Tiefe eine Art „Dämpfung“ der Porenwasserdruckausbreitung gibt, die durch eine feinkörnige Bodenschicht deutlich verstärkt wird. Wie diese „Dämpfung“ genau zu deuten ist, bedarf einer genaueren Untersuchung mit einer einwandfreien Messtechnik.

Mit der nun zur Verfügung stehenden Versuchsbox, die im Zuge des zweiten Modellversuches hergestellt wurde, könnte ein hydraulischer Grundbruch in ein Bohrloch besser simuliert werden. Dadurch, dass mithilfe des Wasserschlauches ein viel größerer hydraulischer Gradient erzeugt werden kann, als es im Modellversuch A geschehen ist, könnte der Versuch mit einer homogenen Schluffschicht wiederholt werden. Durch eine der 2-Zoll-Öffnungen könnte dafür ein Rohr eingebracht werden, das als Bohrloch fungiert.

In Bezug auf den zweiten Modellversuch müssen als allererste Konsequenz die Fehler in der Messtechnik behoben werden. Verbesserungsmaßnahmen in der Versuchsdurchführung sind vor allem in den Bereichen der Pegelmessung und der Dehnsteifigkeit des verwendeten Wasserschlauches nötig. Die Wasserspiegelmessung sollte im bestmöglichen Fall kontinuierlich erfolgen, um die Effekte aus etwaigen Schlauchdehnungen bzw. -stauchungen herausrechnen und die absolute Pegelhöhe quantitativ festhalten zu können. Sollte eine kontinuierliche Pegelmessung nicht möglich sein, müsste im Gegenzug die Dehnsteifigkeit des Schlauches erhöht werden. Sind die eben genannten beeinflussenden Faktoren eliminiert, kann der Modellversuch mit einer Va-

riation des Schichtaufbaus wiederholt werden, um die Ausbreitung des Porenwasserdruckes in die Tiefe quantifizieren und besser erklären zu können.

8 Literatur

- Davidenkoff, R., Franke, L. (1965)
Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umpundete Baugrube in offenen Gewässern. In: Die Bautechnik, 42. Jahrgang, Heft 9
- Geotechnisches Labor der TU Graz (2014)
Bodenmechanische Untersuchungsergebnisse, Projektnummer 2776
- GLÖTZL GmbH (2015)
<http://www.gloetzl.de>, Datenblatt Minipiezometer Typ PP16
- ÖNORM EN 1997-1:2004
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, S. 38/39, S. 120
- ÖNORM B 1997-1-1:2010
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen, S. 18/19
- Projektdaten (2013, 2014)
Messdaten Inklinometer, Messdaten Piezometer, Bohrprofile, Bautagesberichte, Bodenmechanische Laboruntersuchungsergebnisse, Pläne
- Raffel M., Willert C., Wereley S., Kompenhans J. (2007)
Particle Image Velocimetry – A Practical Guide, S. 4-5, ISBN 978-3-540-72307-3, Springer Berlin Heidelberg New York
- Schober, P. (2013)
Zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter in nichtbindigen Böden, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, S. 104
- Thielicke, W. and Stamhuis, E. J. (2014)
PIVlab - Time-Resolved Digital Particle Image Velocimetry Tool for MATLAB (version: 1.35). <http://dx.doi.org/10.6084/m9.figshare.1092508>

9 Anhang

Der Anhang wird aufgrund des großen Umfangs in elektronischer Form auf einer Daten-CD beigefügt. Nachfolgend wird die Ordnerstruktur als Übersicht dargelegt.

- Messdatenauswertung
 - Makros
 - Diagramme PDF
- Modellversuch A
 - PIV-Auswertung
 - Videos
- Modellversuch B
 - Rohdaten