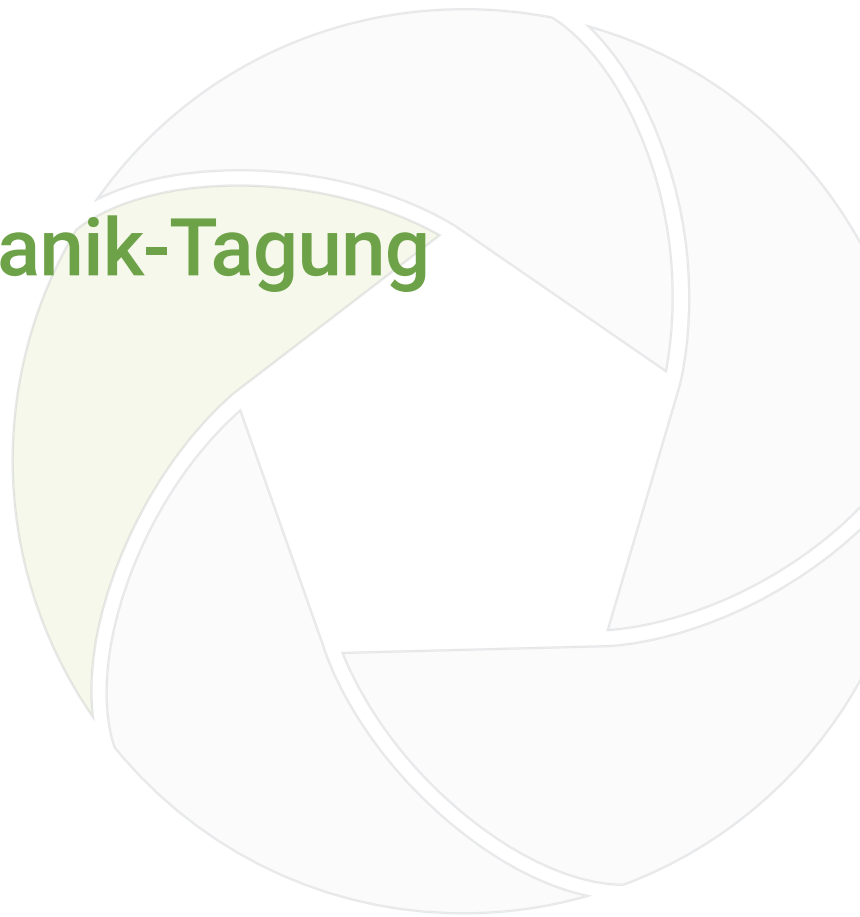




4. Bodenmechanik-Tagung





4. Bodenmechanik-Tagung

Keynote Lecture	314
Über das zyklische/dynamische Verhalten von Böden	314
<i>Triantafyllidis, Theodoros¹</i>	
<i>¹Karlsruher Institut für Technologie</i>	
Zyklus und Dynamik	320
Investigation on seismic ground vibrations induced by wind turbines	320
<i>Warnakulasooriya, Chanaka¹; Fontara, Ioanna-Kleoniki²; Rackwitz, Frank¹</i>	
<i>¹Technische Universität Berlin, ²GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH</i>	
Verflüssigungswiderstand eines Tagebau-Kippenbodens bei irregulärer Erdbebenanregung	326
<i>Knittel, Lukas¹; Machacek, Jan²; Gehring, Sabine³; Raabe, Paul⁴; Dahmen, Dieter⁴; Wichtmann, Torsten⁵; Stutz, Hans Henning³</i>	
<i>¹Keller Grundbau GmbH, Renchen, ²Technische Universität Darmstadt, ³Karlsruher Institut für Technologie, ⁴RWE Power AG, ⁵Ruhr-Universität Bochum</i>	
Modellversuche zum Verhalten von Tagebauseeböschungen unter seismischer Anregung	332
<i>Koch, Frederik¹; König, Diethard¹; Raabe, Paul²; Dahmen, Dieter²; Wichtmann, Torsten¹</i>	
<i>¹Ruhr-Universität Bochum, ²RWE Power AG</i>	



Modellierung von zyklischen Einfachscherversuchen an gesättigtem Sand unter mehraxialer Belastung	338
<i>Medicus, Gertraud¹; Tafili, Merita²</i>	
<i>¹Universität Innsbruck, Österreich, ²Ruhr-Universität Bochum</i>	
Neue Erkenntnisse zur Vorbelastungsgeschichte granularer Böden	344
<i>Tafili, Merita¹; Knittel, Lukas¹; Grandas, Carlos¹; Triantafyllidis, Theodoros¹</i>	
<i>¹Ruhr-Universität Bochum</i>	
Keynote Lecture	350
Zur Modellierung geotechnischer Randwertprobleme mit numerischen Methoden	350
<i>Henke, Sascha¹</i>	
<i>¹Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg</i>	
Numerik	358
MMALE Simulationen der Vibro-Installation von Offshore- Monopfählen	358
<i>Berki, Lisa¹; Aubram, Daniel¹; Rackwitz, Frank¹</i>	
<i>¹Technische Universität Berlin</i>	
3D-DEM-Modellierung der Gewölbeausbildung anhand des Trapdoor-Problems	364
<i>Cardozo, Lina¹; Zhang, Ningning¹; Zhao, Yu^{1,2}; Holzheim, Jan¹; Fuentes, Raul¹</i>	
<i>¹RWTH Aachen University, ²Tongji University, Shanghai, China</i>	
Geohydraulische Analyse der Auswirkungen von Schiffswellen auf die Scherfestigkeit des Sediments vor einer Uferspundwand	370
<i>Dechant, Lara¹; Maier, Denis¹; Montenegro, Héctor¹; Odenwald, Bernhard¹</i>	
<i>¹Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
On the application of Convected Particle Domain Interpolation method to the numerical modelling of offshore monopile installations	376
<i>Giridharan, Shreyas¹; Moormann, Christian¹</i>	
<i>¹Universität Stuttgart</i>	
Experimentelle und numerische Bodenmechanik auf der Partikel- und Porenskala	382
<i>Milatz, Marius¹; Heinrich, Dennis¹; Grabe, Jürgen¹</i>	
<i>¹Technische Universität Hamburg</i>	
Erweiterung eines hypoplastischen Kontaktmodells für die Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI)	388
<i>Niebler, Michael¹; Chrisopoulos, Stylianos¹; Cudmani, Roberto¹; Rebstock, Daniel¹</i>	
<i>¹Technische Universität München</i>	
Zur numerischen Simulation expansiver Geomaterialien mit der Finite-Elemente-Methode	394
<i>Nitsch, Antonia¹; Machacek, Jan^{2,1}; Grandas Tavera, Carlos Eduardo³; Wichtmann, Torsten¹</i>	
<i>¹Ruhr-Universität Bochum, ²Technische Universität Darmstadt, ³Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg</i>	
Erosion	400
Ermittlung der Erosionsparameter von bindigen Böden mittels Hole-Erosion-Tests	400
<i>Zaid, Bahaeldeen¹; Stelzer, Oliver¹</i>	
<i>¹Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
Mechanisches Verhalten bindiger Böden einschl. Bodenverbesserung	406
Zur Boden-Wasserinteraktion beim Schrumpfen von Kaolin	406
<i>Heibrock, Gunnar¹; König, Diethard²; Wang, Yukang¹; Eberweiser, Tobias¹; Jung, T. I.; Le, Manh Cuong²; Wichtmann, Torsten²</i>	
<i>¹Hochschule Kaiserslautern, ²Ruhr-Universität Bochum</i>	
Sättigungs- und temperaturabhängiges Verformungsverhalten von teilgesättigten Tonbalken im Biegezugversuch	412
<i>Hardenberg, Maximilian¹; Vrettos, Christos¹</i>	
<i>¹Technische Universität Kaiserslautern</i>	
Untersuchungen zum Schrumpfverhalten bindiger Böden unter Nutzung von 3D-Laserscanning	418
<i>Henke, Sascha¹; Vogel, André¹; Reiswig, Katharina²</i>	
<i>¹Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg, ²ARGUS Stadt und Verkehr Partnerschaft mbH, Hamburg</i>	
The use of microbially induced calcium carbonate precipitation to improve the strength of soils	424
<i>Lieske, Wolfgang²; Zeitouny, J. I.; Baille, Wiebke¹; Lavasan, Arash³; Wichtmann, Torsten¹</i>	
<i>¹Ruhr-Universität Bochum, ²Untere Boden-, Wasser- und Hafenschutzbehörde, Herne, ³Universität Luxemburg</i>	



Keynote Lecture	430
Phänomene, Kinematik und Strategien zur Risikobewertung einer inneren Bodenerosion	430
<i>Witt, Karl Joseph¹</i>	
<i>¹Witt&Partner Geoprojekt GmbH, Weimar</i>	
Statistik und Probabilistik	438
Untersuchung rutschgefährdeter Hänge unter Berücksichtigung streuender Einflussgrößen	438
<i>Ebener, Andra¹; Lesny, Kerstin¹</i>	
<i>¹Universität Siegen</i>	
Auswertung geotechnischer Labor-Daten mit Methoden Künstlicher Intelligenz (KI)	444
<i>Sonnenberg, René¹; Döring, David¹</i>	
<i>¹Hochschule Magdeburg-Stendal</i>	
Statistische Analysen der Scherfestigkeit, Index- und Kompressibilitätseigenschaften glazilimnischer Sedimente in Norddeutschland	450
<i>Sorgatz, Julia¹; Pohl, Martin¹</i>	
<i>¹Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg</i>	
Standortbezogene Transformationsmodelle zur Ableitung geotechnischer Kennwerte mittels Bayesscher Inferenz	456
<i>Wilhelm, Sigrid¹; Arnold, Patrick¹; Richter, Thomas¹</i>	
<i>¹GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin</i>	

Über das zyklische/dynamische Verhalten von Böden

Univ. Prof.em. Dr-Ing.habil. Dr. h.c. Theodoros Triantafyllidis,
(ITT GEOTECHNIK, Karlsruhe)

Geotechnische Strukturen unterliegen anthropogenen und natürlichen Einflüssen, die zyklischer oder dynamischer Natur sind. Diese Strukturen stehen in Wechselwirkung mit dem anstehenden Boden und die Kenntnis des Bodenverhaltens unter dieser Art der Beanspruchung ist die wesentliche Voraussetzung für die Dimensionierung und das Verformungsverhalten von geotechnischen Bauwerken. Diese Art der Belastung findet man auch bei Strukturen, die zur Gewinnung erneuerbarer Energie (z.B. Windenergieanlagen) dienen und auch bei der endgültigen Gestaltung von ehemaligen Abbauflächen für Braunkohle, bei denen die Böschungen von Restseen im Rahmen der Renaturierung erdbebensicher dimensioniert werden müssen. Es sind wesentliche Beiträge der Bodenmechanik, die hier erwartet werden und einige Fortschritte haben bereits in den letzten Jahren stattgefunden. Dieser Beitrag berichtet über wesentliche Erkenntnisse und neue Entwicklungen der Bodenmechanik auf diesem Gebiet.

1 Einleitung

Der Boden reagiert auf zyklische/dynamische Belastungen nicht unbedingt in ähnlicher Weise wie bei monotonen Belastungen. Es gibt jedoch gewisse Grenzbedingungen, die sowohl bei statischen wie auch bei zyklischen Belastungen eingehalten werden. Bei der Betrachtung des Bodenverhaltens unter zyklisch/dynamischen Beanspruchungen stehen sowohl Probleme der Gebrauchstauglichkeit wie auch die der Tragfähigkeit im Vordergrund. Eine sehr hohe Anzahl von Belastungszyklen kleiner Amplituden führt zu Setzungsakkumulation und eine geringe Anzahl von Belastungszyklen großer Amplituden (wie z.B. Erdbeben) kann zum Versagen bzw. Tragfähigkeitsproblemen führen. Im Rahmen dieses Beitrages werden die Besonderheiten der zyklischen Bodenbelastung und erreichbare Attraktorenzustände der Akkumulation, der zyklischen Mobilität und der Verflüssigung erläutert und anhand von Beispielen gezeigt, wie man Praxis-Projekte behandeln kann.

2 Historiotropes Bodenverhalten aufgrund von Vorbelastungen

Es ist bekannt, dass der Boden unter sehr großen Verformungen einen Grenzzustand erreicht, bei dem die Spannungen und die charakteristischen Kenngrößen einen sog. kritischen Zustand erreichen. Dieser Zustand hängt nicht von der Belastungsgeschichte oder von anderen Zuständen ab, weil alle diese Effekte aufgrund der großen Deformationen gelöscht werden. Bis zum Erreichen dieses Zustandes durchläuft ein Boden verschiedene Phasen in

Abhängigkeit seines Anfangszustandes und der Belastung, die er erfährt. Speziell bei nicht bindigen Bodenarten kann auch die Art der Entstehung eines Bodens für sein Verhalten bis zum Grenzzustand unterschiedlich sein, obwohl die Zustandsgrößen gleich sind (Spannungszustand, Porenzahl). Markante Verhältnisse erhält man im speziellen Fall von undrainierten Verhältnissen, die manchmal bei dynamischen Vorgängen auftreten können, wenn die Belastungsgeschwindigkeit größer als die lokale Durchlässigkeit ist. Ein typisches Ergebnis einer solchen Belastung im p-q Diagramm ist in der Abb.2-1 für kombinierte statische und zyklische Belastungen dargestellt.

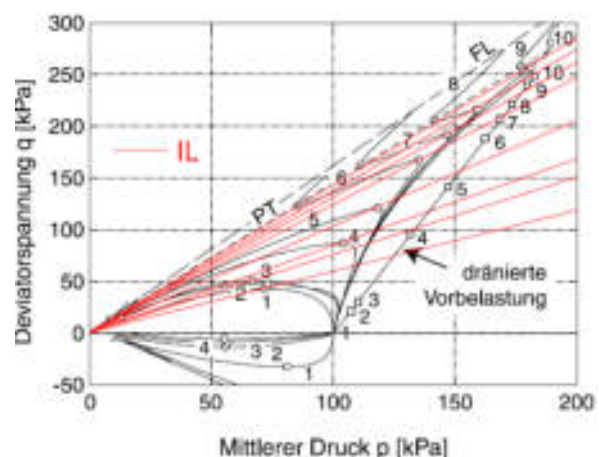


Abbildung 2-1: Darstellung des effektiven Spannungspfades im undrainierten Versuch mit der IL PTL und CSL nach einer drainierten Scherbelastung eines lockeren Sandes, Doanh et al. (2003).

Charakteristische Größen aus der undrainierten Belastung ist der Maximalwert des Deviators sowie der

Umkehrpunkt des Spannungspfades, welcher den Übergang vom kontraktanten zum dilatanten Verhalten (Knieform) darstellt. Die Verbindung zwischen dem Koordinatenursprung und dem maximalen Deviatorwert bezeichnet man als die sogenannte Linie der Instabilität (IL: instability line) und die Verbindung zwischen Koordinatenursprung und Umkehrpunkt des Spannungspfades bezeichnet man als Phasentransformationslinie (PTL: phase transformation line, $dp/dq = 0$). Sowohl die IL wie auch die PTL sind Zustandslinien, die von den Zustandsgrößen des Bodens abhängen, wobei insbesondere die IL Zustandslinie auch von der Vorbelastungsgeschichte abhängt. Im Gegensatz hierzu ist die kritische Zustandslinie davon unberührt und stellt unabhängig vom Anfangszustand des Bodens den Spannungszustand bei großen Verformungen dar (CSL: critical state line). In diesem Zustand sind die volumetrische Verformungsrate, die Rate des Deviators und des isotropen Druckes gleich Null, wobei die Porenzahl einen kritischen Wert erreicht ($e = e_c$) und das Spannungsverhältnis $q/p = M_{c,e} = \text{konstant}$ ist. Eine deviatorische Vorbelastung bei drainierten Verhältnissen führt zu einer Erhöhung der maximalen Deviatorspannung bei undrainierten Versuchen vom lockeren Sand (Doanh, 2003) und somit zu einer IL mit stärkerer Neigung, siehe Abb. 2-1. Die Lage der PTL scheint sich nicht zu verändern aber der Übergang vom kontraktanten zum dilatanten Verhalten wandert entlang der PTL in Abhängigkeit der statischen Scher-Vorbelastung.

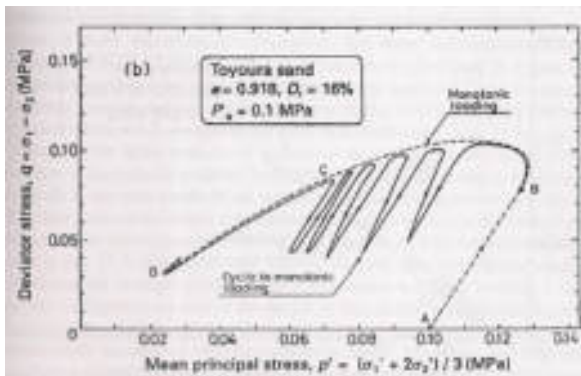


Abbildung 2-2: Spannungspfad von monotoner und zyklischer Belastung nach einer drainierten Vorbelastung (lockerer Sand), Ishihara et al. (1991).

Ein vergleichbares Verhalten der statischen Vorbelastung auf das zyklische Verhalten hat auch Ishihara et al (1991) gezeigt. Bei seiner Darstellung in Abb. 2-2 zeigt er, dass eine dazwischen geschaltete zyklische Belastung mit Dehnungssteuerung unter undrainierten Verhältnissen bei moderaten Verformungen und anschließender monotoner Belastung den gleichen Spannungspfad verfolgt.

Bei drainierten Verhältnissen führt jedoch eine zyklische Belastung zu einer Verringerung der Porenzahl und die Rate der Änderung der Porenzahl hängt maßgeblich von der Geschichte der Vorbelastung (Historiotropie) ab (s. Abb. 2-3).

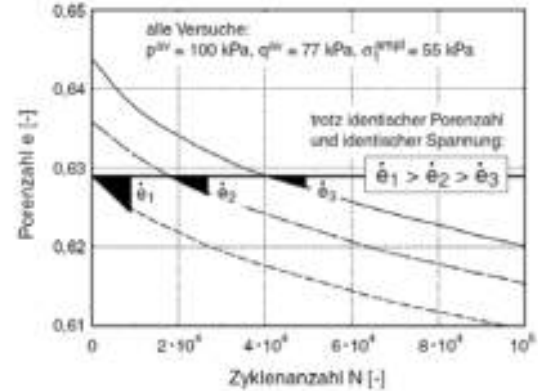


Abbildung 2-3: Abhängigkeit der Porenzahlrate von der Vorbelastung in einem drainierten Triaxialversuch bei gleicher isotroper Spannung und Porenzahl.

3 Undrainierte zyklische Triaxialversuche

Der Zustand eines feinen sandigen Bodens bei isotroper Konsolidierung entscheidet, ob unter einer zyklischen Belastung (oder dynamischer Belastung), eine Verflüssigung, eine partielle Verflüssigung oder eine zyklische Mobilität auftritt.

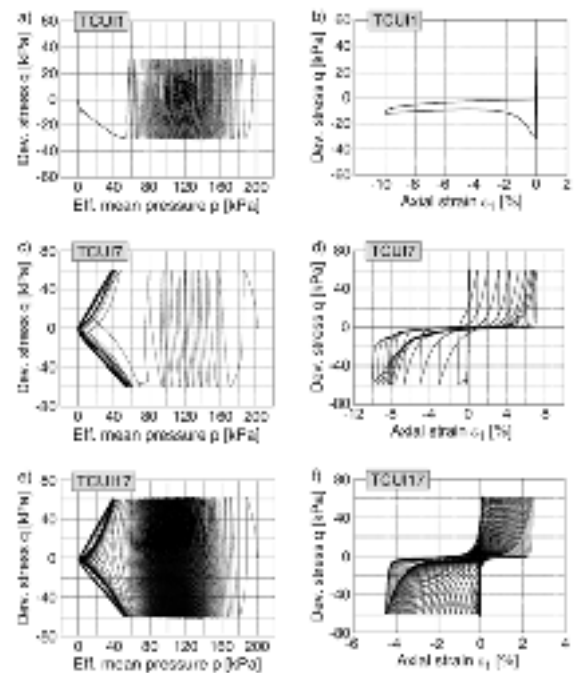


Abbildung 3-1: Spannungspfad unter zyklischer Belastung für verschiedene Lagerungsdichten des Karlsruher Feinsandes, (Wichtmann, 2016).



In der Abbildung 3-1 sind die effektiven Pfade und die Beziehung zwischen Deviator und axiale Verformung des triaxialen Versuches für den gleichen Sand allerdings mit unterschiedlichen Lagerungsdichten dargestellt. Bei der lockeren Lagerung (a, b) hat man nur die Hälfte der zyklischen Deviatoramplitude appliziert als bei den weiteren Versuchen mit der mitteldichten Lagerung (c, d) und der dichten Lagerung (e, f). Es ist ersichtlich, dass, wenn das Spannungsverhältnis größer wird als die Neigung der IL, das Material mit der lockeren Lagerung (PTL ist gleich der FL) sich direkt nach der Überschreitung der IL verflüssigt. Bei der mitteldichten Lagerung (Abb.3-1c, d) erkennt man beim Erreichen der IL durch das Spannungsverhältnis ein partielles Fließen, welches beim Erreichen der PTL und der Mobilisierung der Dilatanz zu der zyklischen Mobilität überführt wird (schmetterlingsähnlicher effektiver Spannungspfad und Zunahme der Verformungen mit jedem Zyklus). Das partielle Fließen erfolgt auf der Seite der Zugbelastung, weil dort die Neigung der FL kleiner ist als im Druckbereich und das Material isotrop konsolidiert ist. Solche Effekte des partiellen Fließens werden aber auch bei anisotrop konsolidierten und nur auf dem Druckbereich belasteten Sandproben unter undrainierten Bedingungen beobachtet (Hyodo et al 1994). Bei dem dicht gelagerten Feinsand (Abb. 3-1 e, f) bedarf es ein viel größeren Anzahl von Spannungszyklen bis der Zustand der zyklischen Mobilität erreicht wird und die Verformungen anwachsen. Dies deutet auf einen größeren Widerstand des Materials hin.

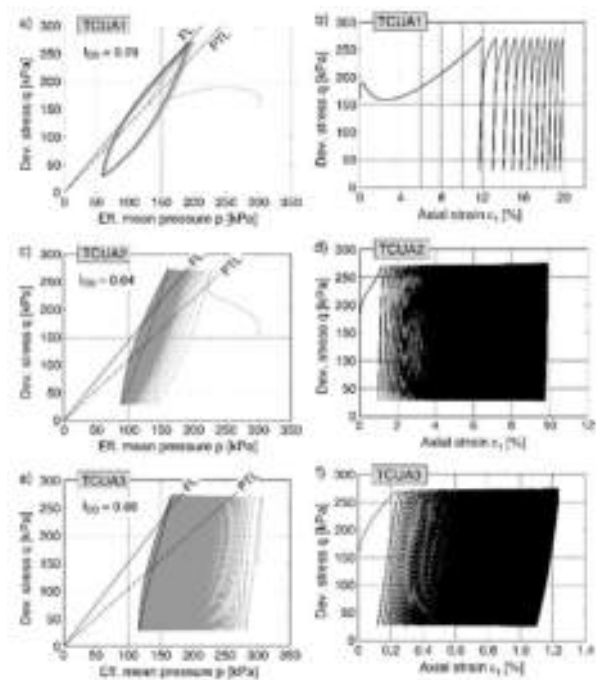


Abbildung 3-2: Ergebnisse von undrainierten Versuchen von KFS mit anisotropen Anfangsspannungszustand (Wichtmann, 2016).

Beim anisotropen Anfangszustand führt die Anwendung von Spannungszyklen (s. Abb. 3-2) unter undrainierten Bedingungen aber ohne Vorzeichenwechsel des zyklischen Deviators zu einer Verformungsakkumulation in vertikaler Richtung. Der effektive Spannungspfad nimmt die Form einer Linse an, die sich nicht ändert. Die Linse wird in der Fläche größer und deren Neigung kleiner bei kleinen Lagerungsdichten, kleinem Anfangsspannungsverhältnis und großen Spannungsamplituden. Die Rate der Verformungsakkumulation nimmt mit der Anzahl der Zyklen ab und dies umso mehr je dichter die Lagerung der Probe ist. Die Spannungsrelaxation erreicht nie eine Verflüssigung und bleibt konstant. Solange nur eine deviatorische Schwellbelastung appliziert wird (entweder auf der Extensions- oder der Kompressionsseite) wird dieses Verhalten beobachtet. Bei einem auch so geringfügigen Wechsel des Deviators von der einen auf die andere Seite zwischen dem Extensions- und Kompressionsbereich entsteht für den Spannungszustand ein unsymmetrischer Schmetterling-Effekt, der zur zyklischen Mobilität führt und das Materialverhalten weicher wird (s. Abb. 3-3) und zwar auf der Seite der größten Deviatorbeanspruchung.

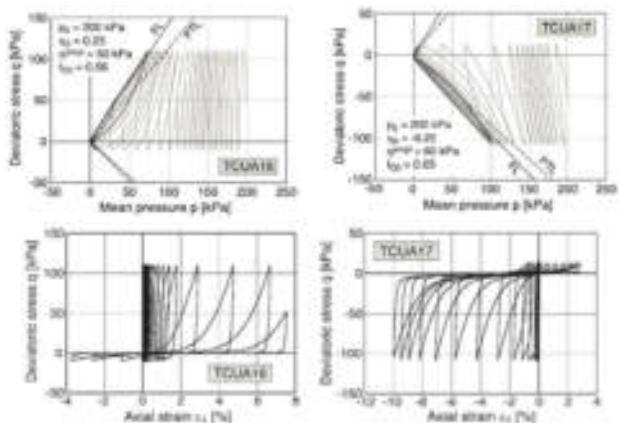


Abbildung 3-3: Ergebnisse von undrainierten Versuchen von KFS mit anisotropen Anfangsspannungszustand und wechsendem Vorzeichen des zyklischen Deviators (Wichtmann, 2016).

3.1 Verhalten bei undrainierten Versuchen mit Dehnungszyklen

Wenn anstatt der zuvor verwendeten Spannungszyklen Dehnungszyklen an einer Triaxialprobe appliziert werden, wird unterschieden zwischen kleinen und großen Dehnungsamplituden ϵ_1^{amp} , wobei diese Trennung bei ca. $\epsilon_1^{amp} < 10^{-3}$ liegt. Die Rate der Verschiebung im Versuchsstand betrug 0,02 mm/min für alle verformungskontrollierten Tests. Typische Ergebnisse für verschiedene Dichten und Spannungsverhältnisse zeigt Abb. 3-4, wobei dort eine zyklische

Dehnungsamplitude von $4 \cdot 10^{-4}$ [1/s] verwendet wurde. Die Form des resultierenden effektiven Spannungspfades ähnelt der eines Fischkopfes mit der Spitze am Punkt-Attraktor der Verflüssigung ($p = 0, q = 0$). Dies bedeutet, dass wenn das Material verschiebungsgesteuert belastet wird, dies immer und unabhängig von der Lagerungsdichte zu einer Verflüssigung führt, wenn die Anzahl der Zyklen groß genug ist.

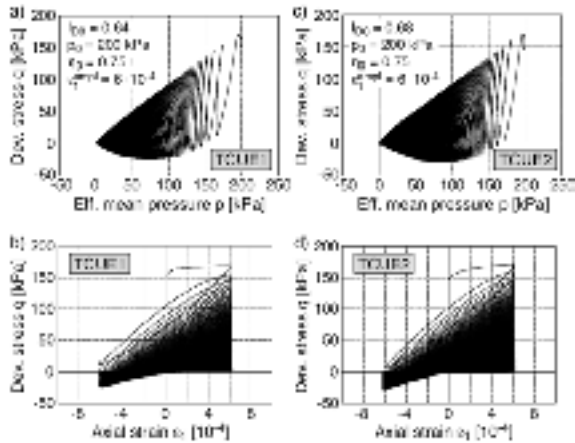


Abbildung 3-4: Effektive Spannungspfade und Spannungs-vertikale Verformungsbeziehung des FKS in undrainierten Versuchen mit Dehnungssteuerung ($\varepsilon_1^{amp} = 6 \cdot 10^{-4}$, Wichtmann, 2016)

Bei großen Dehnungsamplituden $\varepsilon_1^{amp} \approx 10^{-2}$ (ähnlich wie bei Erdbebenbedingungen) und einer Verschiebungsratensteuerung des Triaxialgerätes von 0,05 mm/min wurden die effektiven Spannungspfade und die Deviator- vertikale Dehnungsbeziehung in der Abbildung 3-5 dargestellt, wobei die Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,29, 0,66$ und $0,94$ variiert wurde. Für die lockere Probe reichte ein einziger Dehnungszyklus bis zur Verflüssigung, aber für die mitteldichte bis dichte Probe waren einige Zyklen dieser großen Dehnungsamplitude notwendig, um die Verflüssigung ($p = q = 0$) zu erzeugen. Für dicht gelagerte Proben beginnt der Spannungspfad mit einer 8er Form und endet mit immer kleiner werdenden Schmetterlingen bis der Verflüssigungspunkt (Attraktor) erreicht wird. Es ist an dieser Stelle festzuhalten, dass auch sehr dicht gelagertes Material immer zur Verflüssigung gebracht werden kann und hierfür bedarf es einer ausreichend großen Amplitude und Zyklenanzahl. Üblicherweise sind bei Erdbeben die Anzahl der Zyklen mit den größten Amplituden in ihrer Anzahl begrenzt, so dass mitteldicht bis dichter Sand diese Verflüssigung nicht erreicht. Bei einem lockeren Boden hingegen kann dies innerhalb des ersten großen Belastungszyklus erreicht werden.

3.2 Faktoren, die den Verflüssigungswiderstand beeinflussen

Im Rahmen dieses Beitrages können nicht alle Einflüsse beschrieben werden, die einen signifikanten Einfluss auf den Verflüssigungswiderstand haben. Neben der Rolle der Lagerungsdichte spielen die Kornverteilung (d_{50} , Ungleichförmigkeit C_u , Feinanteile FC) Form und Rauigkeit der Körner, die Struktur und die Entstehung der Formation (unter Wasser-Sedimentation, Ablagerung durch Wind etc.) und auch die Vorbelastung des Materials geologisch oder anthropogen eine Rolle.

Die bindigen Böden werden im Vergleich zu den nicht bindigen Böden als robuster zum zyklischen Verhalten im Vergleich zum Sand angesehen, nicht zuletzt aufgrund ihrer viskosen Eigenschaften und der Kohäsion. Bindige Beimischungen in Sandformationen haben generell hinsichtlich der Verflüssigung einen positiven Effekt, wobei auf der anderen Seite aufgrund der geringeren Steifigkeit bei Normkonsolidierung als beim Sand die Verformungen bei sonst gleicher dynamischer Wirkung anwachsen werden. Es bleibt in solchen Fällen die Frage der Gebrauchstauglichkeit zu klären.

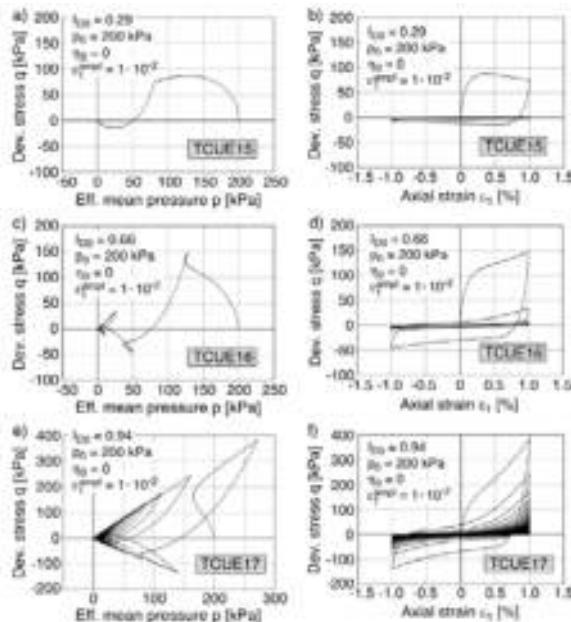


Abbildung 3-5: Effektive Spannungspfade und Spannungs-vertikale Verformungsbeziehung des FKS in undrainierten Versuchen mit Dehnungssteuerung großer Amplitude ($\varepsilon_1^{amp} = 10^{-2}$, Wichtmann, 2016).



4 Geotechnische Anwendungen

Es gibt eine Vielzahl an Aufgaben in der geotechnischen Ingenieurpraxis, die die Ergebnisse von zyklischen Versuchen benötigen. Viele der geotechnischen Installationsprozesse, wie z.B. das Pfahlrammen (Vibrationsrammung oder Schlagrammung) oder das Düsenstahlverfahren benötigen entsprechende Modellierungen und auch Stoffgesetze, die die Wechselwirkung mit dem Baugrund zuverlässig beschreiben, wobei auch die Effekte der Vorbelastung berücksichtigt werden müssen.

Die Transformation der Energiegewinnung von fossilen zu den erneuerbaren Quellen hat auch Anforderungen an die Geotechnik gestellt, welche die Gründung und Installation von Offshore wie Onshore Windenergieanlagen betreffen und auch die Renaturierung von den Braunkohletagebauen, die bald aufgegeben werden und in seismisch aktiven Gebieten liegen. Die Anforderungen, die für die Planung und Realisierung solcher Probleme gestellt werden, sind sehr komplex und beinhalten neue Entwicklungen von der Theorie (Stoffesetze), der numerischen Implementierung (dynamische Konsolidierung, große Verformungen) bis hin zu den Bodenverbesserungstechniken, die angewendet werden müssen, um die Standsicherheit zu gewährleisten.

4.1 Restseeböschungen unter Erdbebenbeanspruchung

Ein locker aufgeschütteter Boden wird aufgrund der Verkipfung vorausgesetzt. Der Nachweis der Standsicherheit der Böschungen und die Sicherheit gegen eine mögliche Verflüssigung infolge von Erdbebenwirkungen sind zu erbringen. (s. Triantafyllidis und Hinzen, 2014).

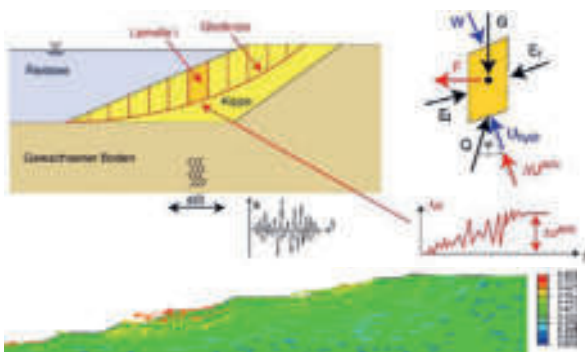


Abbildung 4-1: Schematische Darstellung eines dynamischen Standsicherheitsnachweises mit dem Verfahren von BISHOP oder der FE-Methode

Bei den Standsicherheitsuntersuchungen muss die zeitliche Entwicklung von Porenwasserdrücken über die Zeit der dynamischen Einwirkung und die Möglichkeit der Porenwasserdruckdissipation danach berücksichtigt werden (s. Abbildung 4-1). FE-Modellierungen mit Stoffgesetzen, die sich für eine zyklische /dynamische Belastung eignen und transparente Randbedingungen für die Wellen an allen Rändern im Zeitbereich erlauben, sind hier vorausgesetzt.

Die Modellparameter von solchen Stoffgesetzen werden anhand der zyklischen Triaxialversuche von qualitativ hochwertigen Proben (Gefrierverfahren) hierfür verwendet. Die Modelle und die FE-Berechnungen liefern Hinweise über die Standsicherheit, wobei es auch vorkommen kann, dass auch Gleichgewichtszustände betrachtet werden, die unterhalb des globalen Sicherheitsfaktors liegen. Bei Geländeumformungen ist es sinnvoll die Größe der Verformungen abzuschätzen, so dass man eine Art verformungsbasierte Dimensionierung vornimmt, die eine mögliche Sekundärgefährdung bei den Geländeumbildungen berücksichtigt.

Neben der Betrachtung des Gesamtsystems der Böschung ist auch ein mögliches Materialversagen infolge Verflüssigung durch dynamische Lasten zu berücksichtigen. Bei dieser Art der Versagensbetrachtung wird das Material hinsichtlich seiner Verflüssigungswiderstandsfähigkeit untersucht und ggfs. wird die Möglichkeit der Ertüchtigung des Materials in Betracht gezogen.

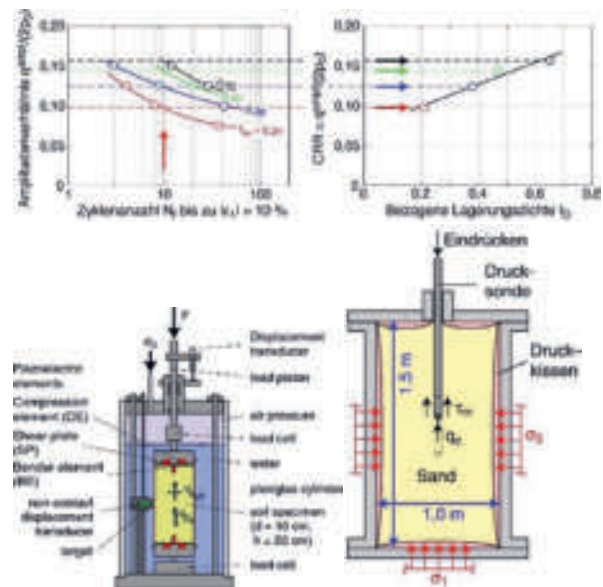


Abbildung 4-2: Oben: zyklische Triaxialversuche zur Ermittlung des zyklischen Widerstandes bei 10 Zyklen ($M= 7$) in Abhängigkeit der Lagerungsdichte. Unten links: Bender-Elemente zur Ermittlung der Scherwellengeschwindigkeit als Funktion der Lagerungsdichte und des Drucks. Unten rechts: Kalibrationszelle zur Ermittlung des Sondierwiderstandes.

Die Vorgehensweise zur Ermittlung des Verflüssigungswiderstandes wird mit den Versuchen in der Kalibrationskammer und den Bender Elementversuchen als Funktion des Sondierwiderstandes und der Scherwellengeschwindigkeit übersetzt (s. Abb. 4-2). Somit ist ein Verfahren entwickelt worden, welches speziell für die aufgeschütteten lockeren Böden Anwendung findet, da die Beziehungen für die gewachsenen Bodenarten hierfür nichtzutreffend sind. Die erzielten Ergebnisse passen sehr gut mit anderen parallelen Untersuchungen überein (s. Abb. 4-3).

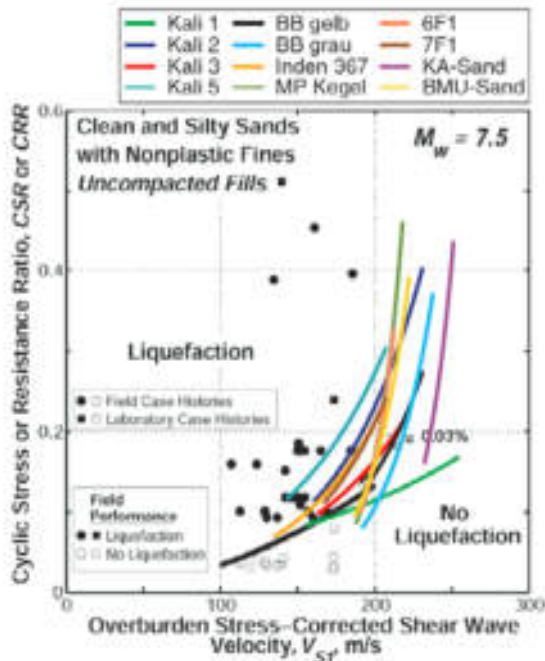


Abbildung 4-3: Vergleich der erhaltenen Relationen von Abraummaterial und Scherwellengeschwindigkeit (v_{s1} normiert, $p=100$ kPa) sowie Vergleich mit Dobry et al. (2015) für unverdichtete Auffüllungen.

4.2 Simulation der Rütteldruckverdichtung mit der FEM

Inzwischen können auch geotechnische Installationsprozesse mit Hilfe der FEM simuliert werden. Ein Beispiel dafür ist die Rütteldruckverdichtung, die mit Hilfe des HCA Modells und von adaptiven Methoden zur Anpassung der Dehnungsamplituden simuliert wird, wobei die Lagrange'sche Analyse für das HCA Modell und die gekoppelte Eulersche und Lagrange'sche Methode für die Berechnung der nicht linearen Amplitude für eine kleine Zyklenanzahl verwendet wird (s. Staubach u.a., 2023). In der Abb. 4-4 wird ein Ergebnis aus Staubach u.a., (2023) präsentiert, bei dem ersichtlich ist, dass eine Kompaktion in kleinen Schritten ($\Delta z = 0,5$ m) und geringerer Verweildauer ($\Delta t = 30$ s) an der Kompaktionsposition

zu einem größeren Verdichtungserfolg in einer horizontalen Entfernung von 1m führt als eine Verdichtung mit größeren Schritten ($\Delta z = 2,0$ m) und größeren Verweildauer ($\Delta t = 400$ s).

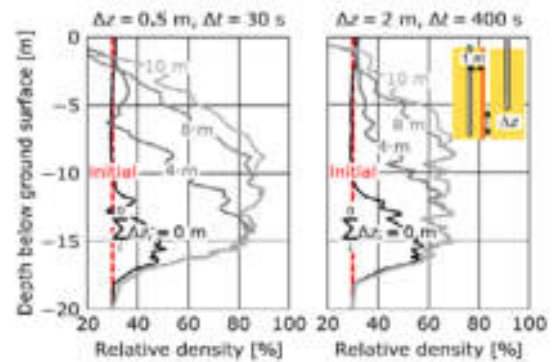


Abbildung 4-4: Vergleich der relativen Lagerungsdichte über der Tiefe in 1 m Entfernung vom Rüttler und bei unterschiedlichen Stufen der Verdichtung im Karlsruher Mittelsand (s. Staubach u.a., 2023).

Literaturverzeichnis

- Doanh, T., Finge, Z., Boucq, S., Dubujet, Ph. (2003): *Histropy of Hostun RF Loose Sand*, in Modern Trends in Geomechanics (Ed. Wu W. H.S.Yu), pp. 399-411.
- Dobry, R., Abdou, T., Stokoe, K.H., Moss, R.E.S., Hatton, M. and H. El Banainy (2015): *Liquefaction potential of recent fills versus natural sands located in high-seismicity regions using shear wave velocity*, J. of Geotechn. Geoenviron. Engng, ASCE, 141.
- Hyodo, M. Tanimizu, H., Yasufaku, N. and Murata, H. (1994): *Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand*, Soils and Foundations, Vol. 34, No.1, pp. 19-32.
- Ishihara, K., Verdugo and R. Acacio, A.A. (1991): *Characterization of cyclic behavior of sand and post stability analyses*, Proc. of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Bangkok, Thailand, pp. 45-70.
- Staubach, P., Kimmig, I., Machacek, J., Wichtmann, T. und Triantafyllidis, Th (2023): *Deep Vibratory Compaction simulated using a high-cycle accumulation model*, Soil Dyn. and Earthq. Engng, Vol.166, 107763.
- Triantafyllidis, Th.; Hinzen, K.-G. (2014): *Anforderungen an Standsicherheitsuntersuchungen bleibender Böschungssysteme im Rheinischen Revier unter seismischen Beanspruchungen*. In: World of Mining - Surface and Underground, 66, Nr. 2, S. 109-120.
- Wichtmann, T. (2016): *Soil Behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications*, Habilitation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik am KIT, Heft 116.



Investigation of seismic ground vibrations induced by wind turbines

M.Sc. Chanaka Warnakulasooriya, TU Berlin

Dr.-Ing. Ioanna-Kleoniki Fontara, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH ,

Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz, TU Berlin

The number of wind turbines (WT) and wind farms has increased significantly in Germany in recent years, making a significant contribution to the energy transition. However, due to the vibration input into the subsurface, the expansion of wind energy by onshore WTs also brings complications. The low-frequency vibrations introduced into the subsurface by the WTs propagate for several kilometers in the subsurface and can affect the functioning of highly sensitive equipment, such as seismological stations. In this present paper a three-dimensional numerical study accompanied with measurements is conducted to examine the parameters that influence the ground vibrations induced by wind turbines. All the links of the chain of effects, vibration emission of the wind turbines - propagation in the subsoil (transmission) - immission point was analyzed. First, the numerical model is evaluated with measurements. Next, parametric study was conducted modifying the wind speed, the material properties of the wind tower and the existing geological profile. The results show that the highest amplitudes of the ground vibrations in the frequency range between 0.3 Hz and 8 Hz are due to the vibrations in the tower natural frequencies of the WT and to the multiples of the rotational frequency of the rotor. In addition, the parameters mentioned, directly affect the intensity and maximum amplitudes of the vibrations at the immission points.

1 Introduction

With the worlds' recent push for renewable energies, the wind energy, has been strongly promoted in Europe in recent years. With that, in the past decade, Onshore technology has advanced dramatically. Along with this, wind turbines (WT) have steadily grown in size, both in terms of hub heights and rotor diameters.

However, the expansion of onshore wind energy generation is viewed critically by operators of highly sensitive installations such as seismological stations and gravitational wave observatories. Although the vibrations transmitted through the ground decrease with increasing distance from the source, the low-frequency vibrations in particular propagate for many kilometers in the ground and can impair the functionality of highly sensitive equipment. Critical vibrations are produced as the rotation of the blades excite modes of vibration of the tower which in turn resonate at the detection frequencies of the sensitive installation. Sharp peaks appear at the axial, translational and especially at the first and second bending eigenmodes of the WT, between 0.1Hz and 10Hz. This frequency band is critical for above mentioned installations [11].

This issue has been investigated by many researchers and the findings have proven the deterioration of the detected signal in the vicinity of WT. In these studies, vibration emissions due to WT operation have been mainly studied by means of in-situ vibra-

tion measurements and by determination of attenuation functions [2][5][6][8][9]. The amplitude peaks identified at the low-frequency band, such as at 1.7Hz, 2.7Hz, 3.5Hz and 4.3Hz were a result of operational conditions of WTs. Moreover, in these studies, the influences of the size of the WT, the number of WTs in the wind farm, wind speed and local geological profile on the ground vibrations were determined only in a site-specific base. In contrast to field investigations there are very few numerical studies on this topic. Xi Engineering Consultants Ltd. (2014) [13] conducted an extensive numerical analysis of the seismic vibrations produced by wind turbines in Eskdalemuir, extending the experimental study by Styles et al. (2005) [11]. A 3D FEA models of the wind tower and the surrounding soil for near- and far-field vibrations were developed, verified, and calibrated by means of several vibration measurements. The effects of the wind speed to the vibration amplitude and the consequent blade passing frequencies (3Px) and their multiples were obvious in the spectrum. But in the numerical modelling frequency peaks were dominated by the structural resonance rather than blade passing multiples as in measurements. Gortsas et al. (2017) [3] developed a 2D and 3D boundary element model (BEM) of the foundation of wind turbine and the surrounding soil to study the propagation of micro seismic surface waves, which propagate through long distances. Furthermore, important conclusions such as the dominance of the Rayleigh waves, detectability of the micro seismic waves' at large dis-

tances (~15km), bigger disturbances at 5-10Hz frequency band and wind speed dependence of vibration were made.

In recent years, regional specific regulations have emerged to limit the disturbance of seismological measuring stations by the operation of wind turbines, such as protection radii to avoid unacceptable quality losses at existing highly sensitive installations. However, due to insufficient and non-systematic studies on this topic, the regulations on this issue are inconsistent. Therefore, in this paper, a 3D FE model consisting of the WT tower, the foundation and the surrounding ground is presented. It was calibrated using measurement data from a WT with a similar construction at the foundation as well as on the ground at different distances from the WT. Results of a sensitivity analysis are discussed in order to gain the most comprehensive insight into the problem with regard to relevant influencing parameters.

2 Numerical modelling of wind turbine tower and surrounding soil

The investigated WT tower refers to common 3.2 MW hybrid WT. Table 2-1 gives an overview of the technical data of the WT.

Table 2-1: Technical data of the wind turbine system

Nominal Power	3.2 MW
Hub Height	143 m
Tower head mass	175 t
Rotor diameter	114 m
Blade length	55.8 m
Rotor frequency	0.2 Hz (11.8 rpm)

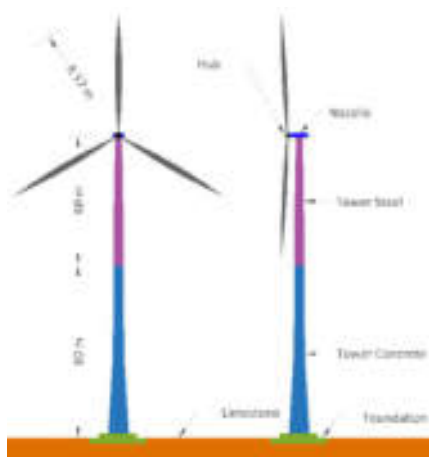


Figure 2-1: Schematic diagram of the Hybrid WT

Referring to Figure 2-1, the lower 80 m section comprises of precast reinforced concrete elements prestressed against each other and upper 60 m section with tubular steel sections. Concrete section has

around 300 mm of uniform thickness and tapered towards the top of the tower. Diameter varies between 9.5 m to 4.4 m within 80 m height. Diameter of the tubular steel section varies between 4.4 m to 2.9 m with a uniform thickness variation of around 20 mm. The foundation is a common spread-gravity foundation with a large surface area for the load bearing. It is 21.5 m in diameter at the 1.4 m of embedded bottom section and 13.2 m in diameter at the 1.8 m above ground section. Mentioned homogeneous linear-elastic material embedment is limestone with Young's Modulus – 9,200 MPa, Poisson's Ratio – 0.15, Density – 2550 kgm⁻³.

A 3D FE model of the investigated WT and the surrounding soil was developed in ANSYS Mechanical APDL 19 R2 [1] considering the soil structure interaction. The model consists of truncated steel, prestressed concrete tower with different constant thickness, the spread-gravity foundation and the stiff limestone soil medium. The nacelle and the hub are represented with a concentrated mass at the top of WT. Shell elements were used to model the tower, and solid elements were used to model the foundation and the ground. The FE spatial discretization of the foundation and the ground as well as the selection of the time step for the dynamic calculations were performed according to the criteria of [4] and of [7], in order to be able to represent a wave propagation for a frequency of up to 10 Hz in the ground. To minimize the spurious reflection at the artificial boundaries viscous boundary conditions were introduced at the edges of the model to allow wave propagation into the far-field with minimal reflection at the edges. For this purpose, the model edges were additionally chosen sufficiently far away from the near-field.

The study consists of modal analysis to verify the natural frequencies of the WT and transient dynamic analysis to evaluate the vibrations induced by WT. These were validated with the field measurements available. Following the validation, an empirical attenuation function was determined for forecasting. Then the study continues to do a parametric study, which consists of parameters such as wind speed, tower material properties and local geological conditions. Degree of influence to amplitude and to frequency content was investigated.

3 Validation of FE Models

3.1 Modal analysis – Eigenfrequencies of the wind tower

In this step, the dynamic properties of the tower and the foundation were verified and the numerically calculated eigenfrequencies were validated with the frequencies derived from measurements. The numerically calculated values are in very good agreement with the measured ones. Table 3-1 and Figure 3-1



show the corresponding values, deviation and their shapes.

Table 3-1: Comparison of experimental and numerical Eigenfrequencies

Eigenmodes	Measuring data	Case 1: Nacelle and Hub: One mass	
		Eigen-frequencies FEM Simulations Hz	Deviation from Operating condition %
1	0.27	0.26	-5.67
2	0.27	0.26	-5.67
4	1.11	1.20	7.89
5	1.18	1.20	1.49
6	2.64	-	-
7	3.26	3.44	5.48
8	3.31	3.44	3.83
12	5.35	5.88	10.00
13	5.76	5.88	2.17
16	7.55	7.50	-0.63
17	8.16	-	-
18	-	9.70	-

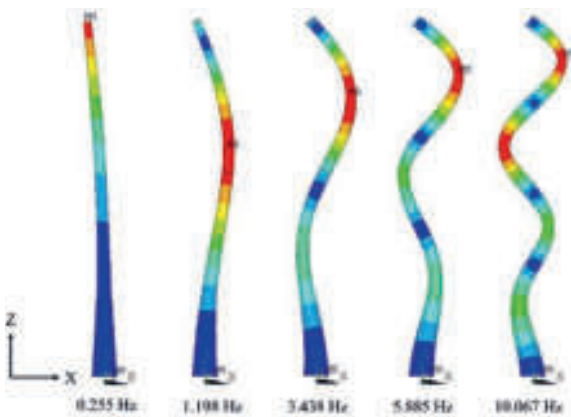


Figure 3-1: Bending Eigenmodes of the WT tower from FE simulations

3.2 Ground vibrations induced by the wind turbines

As briefly mentioned above a coupled 3D soil-foundation-tower numerical model with the unbound far-field was subjected to a time domain dynamic analysis. The model was then validated with equivalent WT induced ground vibrations in various location at an increasing distance to the WT.

Figure 3-2 illustrates the locations and the distances to the WT. MP1-MP4 are located on the ground and MP5, MP6 located at the edge of the foundation. At the time of measurements, it was assumed that the turbine was running relatively evenly with a rotational frequency (f_{1p}) of 0.2 Hz (11.8 rpm at 15 ms^{-1} wind speed). The corresponding blade passing frequency is $\sim 0.6 \text{ Hz}$ (f_{3p}). Moreover, transient loads necessary

for the time domain analysis were determined by using an aero-elastic software for a natural frequency equivalent WT at 11,8 rpm rotational speed. Resultant three translational and three rotational load components at the WT tower top were recorded for 60 sec. These components were then applied into the FE model at the top of the WT.

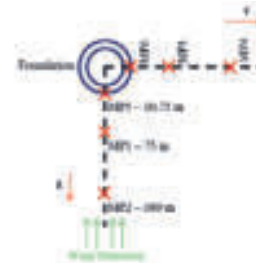


Figure 3-2: Measurement locations and Modal axis system

Using the vibration responses in the time domain, power spectral density (PSD) of the vertical vibration velocity at the foundation and on the ground at various points at increasing distances from the WT parallel and perpendicular to the prevailing wind direction were calculated.

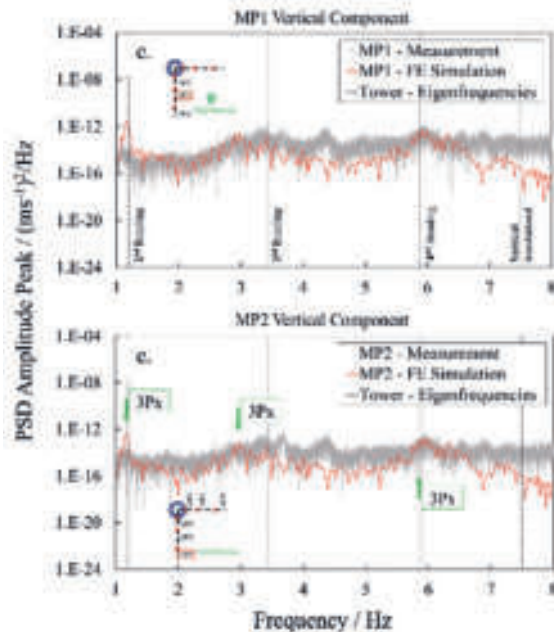


Figure 3-3: Comparison of the spectra attained from the numerical model with the spectra obtained from the measuring data under maximum operation condition of the WT

Figure 3-3 presents comparison of measured and FE data at two sample measurement locations, MP1 at 75 m and MP2 at 160 m from the WT. The results of the measurements as well as the FE calculations show and confirm the statements of the relevant lit-

erature, that the vibrations emitted by the wind turbine does deteriorate the measured signals in the surrounding locations. Moreover, major amplitude peaks at discrete frequencies, such as 1.19 Hz, 3.44 Hz, 5.88 Hz can be identified. These peaks are mainly related to the fundamental tower bending eigen modes and to the f_{3p} . Furthermore, peaks such as at 5.88 Hz are due to the overlapping of the fundamental frequencies and multiples of f_{3p} . Considering the locations for instance MP2 at 160 m these amplitude peaks can be clearly identified in both FE simulations and measurements confirming the findings in literature. Overall, a good correlation can be identified between the simulations and the measurements, in terms of the frequency of the peaks which arise and the amplitude variation. However, some individual effects either in measurement or in simulations cannot be explained. The deviations can be related to many reasons, for an example, simulations do not have fully access to the WT data, such as wind, loading etc, simulations do not consider WT aerofoils, fundamental deviations in FEM simulations etc. According to literature these components have profound influence to the dynamics of the system.

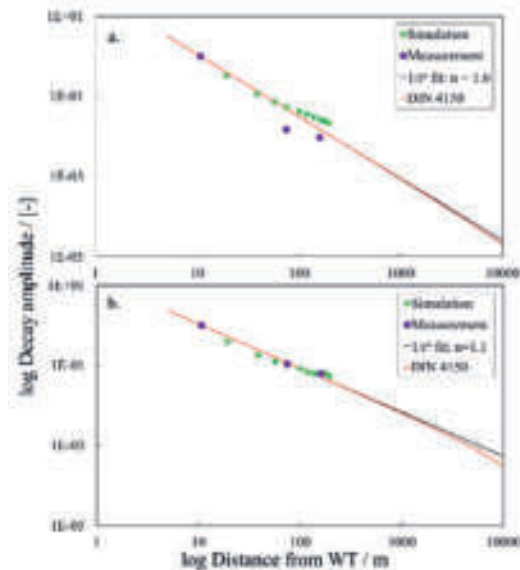


Figure 3-4 :a). Decay function of the WT induced ground vibrations for $f=2.9\text{Hz} < 3\text{Hz}$ in wind direction, $n=1.6$, b). Decay function of the WT induced ground vibrations for $f=7.5\text{Hz} > 3\text{Hz}$ in wind direction, $n=1.1$

Figure 3-4 presents the decay functions calculated from the measured and calculated vertical velocity components. Examples are for frequencies 2.9 Hz and 7.5 Hz. Literature indicates that the below and higher than 3 Hz decay behaves differently. The functions were calculated with $1/r^n$ formula and r being the distance to WT. It is clear that the different frequency content decrease with distance at different rates. Although the geometric amplitude decrease is

the same, the additional damping is frequency dependent and this in turn depends on the local geological conditions. For the propagation of the generated waves in the rocky subsurface, the exponent n of the decay curve is between 1 and 2. This conclusion is consistent with the result in literature[14][15].

4 Parametric study

4.1 Wind speed

From the field studies, it has been proven that there is a relationship between the ambient seismic noise recorded in the vicinity of WTs and the wind velocity. Figure 4-1 illustrates the amplitude variation with the change in the wind velocity and corresponding rotor frequency. The evaluation of PSD function at the MP4 and other measured locations yielded a correlation of the noise level with increasing lower to mid wind speeds. With the increase in wind velocity the WT top load increases and this translate to the increase in noise amplitude as in the figure. Since the eigen frequencies does not change the peaks remains the same but their amplitude increases accordingly.

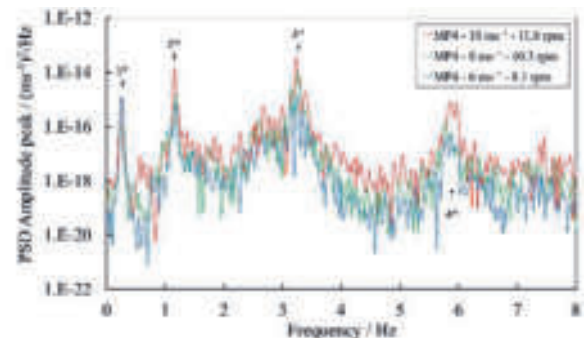


Figure 4-1 :0-8Hz Frequency band spectral amplitude variation of the wind turbine induced vibrations at the MP4 measurement location with the variation of wind velocity and the corresponding rotor frequency.

4.2 Concrete E-Module

To represent the changes to material properties in the construction stages or otherwise, concrete E-module of the tower lower section and the foundation was varied and the variation in the vibration induced were investigated. Figure 4-2 shows the induced vibration variations with the tower concrete E-module, since this parameter has the most predominant effects to the excitations. The rotational frequency was kept as a constant as in validation.

With the material property variation in the tower the corresponding eigen frequencies changes. Referring to the figure, the first Eigenfrequency (f_0) increases with the increase in the stiffness of the tower. Therefore, as shown, the amplitude peaks in the spectrum



shifts accordingly. This increase the risk of having resonance effects with blade passing frequencies etc. So, if for an example, in the construction stages the quality control fails, it will be extremely difficult to predict the effects caused to the vibrations in the operation stages.

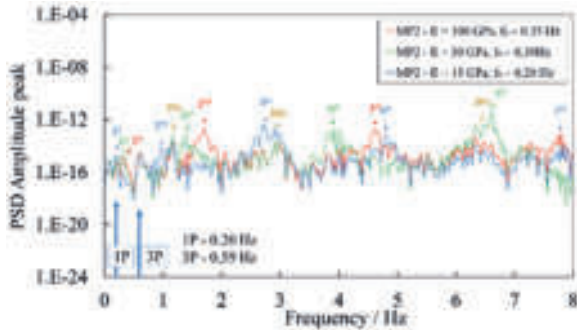


Figure 4-2 :Amplitude variation of wind turbine induced ground vibrations at MP2 measurement location with the variation of tower concrete E-Modulus in 0 - 8 Hz frequency band

4.3 Soil properties – Layering

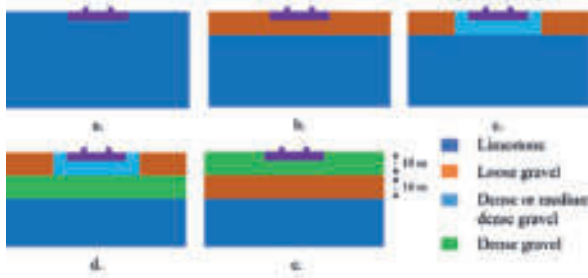


Figure 4-3 :Different cases of the ground conditions.

In this section, the influence of horizontally layered soil for the propagation of WT induced vibrations is being presented. Figure 4-3 illustrates five different cases of horizontal layering of the soil. Model a.) is the same as validation model, which discussed above. In other cases, each layer above the limestone underground is 10m thick. Approximate shear wave velocities are as follows. Limestone – $1,265 \text{ ms}^{-1}$, Loose gravel – 146 ms^{-1} . Dense/medium dense gravel – 402 ms^{-1} . Dens gravel – 500 ms^{-1} . Figure 4-4 is the exemplary results in MP2 at 160 m distance.

Vibration recorded on horizontally layered soils show a complex behaviour. It has been shown before that the amplifications of soil are more or less independent of soil thickness and rather a function of wave velocity or the impedance of the shallow soil than that of the thickness of the soil deposit. All the cases show only a slight change in the amplitude up to 2.5 Hz-3.0 Hz. The site frequencies of most cases can be found in between these frequencies. So, amplitude

changes due to resonance were expected afterwards and results proves that as well. Model b) shows an increase amplitude after 2.9 Hz site frequency, deteriorating the signal. But in the case of c) and d), which consists of 40 m stiffer soil section (hypothetical soil improvement) around foundation shows rather low amplitude increase comparing to above. But it increases rapidly after 5 Hz. The site frequency might have pushed to 5 Hz region with the hypothetical soil improvement. This justifies the need to having a proper load bearing layer under the foundation. It also clearly effects the critical low frequency band. Model e), consists of stiff-soft-stiffer layout suggesting a highly scattered wave propagation. This is also reflecting from the result by having a rapid increase in the amplitude after site frequency. All in all, models were able to reflect the effects of soil property changes very well.

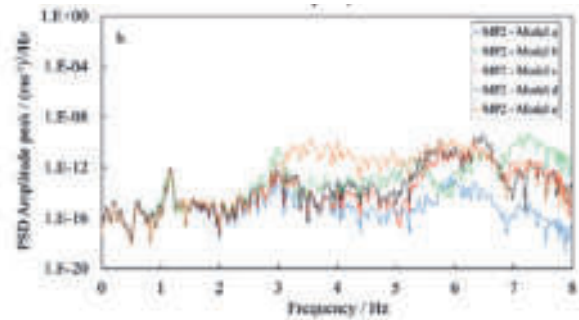


Figure 4-4 :Comparison of the PSD spectrum of induced vibrations at MP2 measurement location.

5 Conclusions

In this paper, the vibrations transmitted from WT into the ground were investigated and all links of the chain of effects, "vibration emission of the wind turbine - propagation in the ground (transmission) - immission location" were considered in order to gain as comprehensive an insight as possible into the influencing parameters. A 3D FE model of a WT and the surrounding terrain was created and calibrated with measurement data from a WT with similar construction. In the context of the investigation presented here, it can be concluded that the vibration emissions of a WT and in particular the resulting highest amplitudes of the ground vibrations are in the frequency range between 0.3 Hz and 8 Hz. The 3D FE simulations were able to identify these discrete frequency values of interest and their relationship to the tower Eigenfrequencies and the blade passing frequencies with a very high accuracy. The tower amplitude peaks at the tower Eigenfrequencies were predominant. Furthermore, the study shows that not only these individual reasons causes the amplitude peaks at discrete frequencies but also the overlapping of these causes



results in some peaks as well. Also, the decay functions predict these noises or the excitations due to WT can detect in more than 10 km radii. And the findings confirm the numerous field studies and limited numerical studies in the literature [10]. Furthermore, in order to avoid or minimize deterioration of the quality of the sensitive installations, a protection procedure have to be introduced.

In the sensitivity analysis, several parameters, such as wind speed, E-modulus of the tower concrete and the geological profile of the soil were identified and varied to determine the effect to the vibrations induced. In the case of wind speed, higher the wind speed, higher the rotational speed of the rotor and higher the energy transferred to the ground hence higher amplitudes, which in turn deteriorate the measured signal. When changing the concrete E-module or the stiffness, the Eigenfrequencies of the tower varies accordingly. The change is higher with the variation of tower concrete stiffness. This suggests tower concrete property variation effects the vibration as well. With the variation of Eigenfrequencies the corresponding frequency peaks in measured data shifts as well. This can affect to the prediction procedures. In the horizontally layered soil instance, the layer arrangement of the first 30 m soil and their sit frequencies does cause unnecessary vibrations and amplifications due to wave scattering and resonance effects. Apart of that, the simulations were also able to identify the importance of soil improvements.

Overall the FE simulations were very successful of identifying the phenomena of WT induced ground vibrations and the effects of influencing parameters. Moreover, to improve this analysis, using of detailed WT and the measurements, non-linear material models and ground investigation are necessary.

Bibliography

- [1]. ANSYS® Academic Research, Release 19.0 R2. www.ansys.com
- [2]. Estrella, Hortencia Flores; Korn, Michael; Alberts, Kilian (2017): Analysis of the Influence of Wind Turbine Noise on Seismic Recordings at Two Wind Parks in Germany. In GEP 05 (05), pp. 76–91. DOI: 10.4236/gep.2017.55006.
- [3]. Gortsas, Theodore V.; Triantafyllidis, Theodoros; Chrisopoulos, Stylianos; Polyzos, Demosthenes (2017): Numerical modelling of micro-seismic and infrasound noise radiated by a wind turbine. In Soil Dynamics and Earthquake Engineering 99, pp. 108–123. DOI: 10.1016/j.soildyn.2017.05.001.
- [4]. Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J., 1973. Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 99, 421–427. doi:10.1061/JSFEAQ.0001885.
- [5]. Lerbs, Nikolaus; Zieger, Toni; Ritter, Joachim; Korn, Michael (2020): Wind turbine induced seismic signals: the large-scale SMARTIE1 experiment and a concept to define protection radii for recording stations. In Near Surface Geophysics 18 (5), pp. 467–482. DOI: 10.1002/nsg.12109.
- [6]. Nagel, Sven; Zieger, Toni; Luhmann, Birger; Knödel, Peter; Ritter, Joachim; Ummenhofer, Thomas (2021): Ground motions induced by wind turbines. In Civil Engineering Design 3 (3), pp. 73–86. DOI: 10.1002/cend.202100015.
- [7]. Quast, A., 2010. Zur Baugrundsteifigkeit bei der gesamt-dynamischen Berechnung von Windenergieanlagen. DOKTOR-INGENIEUR, Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, Hannover, 144pp.
- [8]. Saccorotti, G.; Piccinini, D.; Cauchie, L.; Fiori, I. (2011): Seismic Noise by Wind Farms: A Case Study from the Virgo Gravitational Wave Observatory, Italy. In Bulletin of the Seismological Society of America 101 (2), pp. 568–578. DOI: 10.1785/0120100203.
- [9]. Schofield, Robert (2001): Seismic Measurements at the Stateline Wind Project And A Prediction of the Seismic Signal that the Proposed Maiden Wind Project Would Produce at LIGO.
- [10]. Stammli, Klaus; Ceranna, Lars (2016): Influence of Wind Turbines on Seismic Records of the Gräfenberg Array. In Seismological Research Letters 87 (5), pp. 1075–1081. DOI: 10.1785/0220160049.
- [11]. Styles, P.; England, R.; Stimpson, I,G; Toon, S,M; Bowers, D. (2005): Microseismic and Infrasound Monitoring of Low Frequency Noise and Vibrations from Windfarms: Recommendations on the Siting of Windfarms in the Vicinity of Eskdalemuir Scotland. Keele University. Newcastle, UK.
- [12]. Styles, P.; Westwood, R,F; Toon, S,M; Buckingham, M,P; Marmo, B.; Carruthers B (Eds.) (2011): Monitoring and Mitigation of Low Frequency Noise from Wind Turbines to Protect Comprehensive Test Ban Seismic Monitoring Stations. Fourth International Meeting on Wind Turbine Noise. Rome Italy, 12-14 April.
- [13]. Xi Engineering Consultants (2014): Seismic vibration produced by wind turbines in the Eskdalemuir region. Xi Engineering Consultants (Release 2.0 of Substantial Research Project).
- [14]. DMT GmbH & Co. KG, Einwirkungen durch den Betrieb von Windenergieanlagen auf seismologische Messstationen in NRW, Bericht-Nr. GEE3-2016-825 vom 21.11.2018
- [15]. Widmer-Schmidrig, R., Forbriger, Th., Zürn, W.: Windkraftanlagen als seismische Störquellen, Posterbeitrag, Jahrestagung der Deutschen Geophysikalischen Gesellschaft in Berlin, 2004



Verflüssigungswiderstand eines Tagebau-Kippenbodens bei irregulärer Erdbebenanregung

Dr.-Ing. Lukas Knittel, Keller Grundbau GmbH
Dr.-Ing. Jan Machaček, Technische Universität Darmstadt
M.Sc. Sabine Gehring, Karlsruher Institut für Technologie
M.Sc. Paul Raabe, RWE Power AG
Prof. Dr.-Ing. Dieter Dahmen, RWE Power AG
Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Wichtmann, Ruhr-Universität Bochum
Prof. Dr.-Ing. Hans Henning Stutz, Karlsruher Institut für Technologie

Für die Böschungen der geplanten Tagebauseen im Rheinischen Revier muss der Nachweis der Standsicherheit unter Erdbebeneinwirkung erbracht werden. Hierfür sind laut der Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke (Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen -RfS-) die bleibenden Böschungen so zu gestalten und aufzubauen, dass eine Bodenverflüssigung nicht zu besorgen ist. Für den Nachweis, bei dem Einwirkungen und Bodenwiderstände miteinander verglichen werden, wird das irreguläre Erdbebensignal in ein reguläres Signal mit einer äquivalenten Anzahl an Zyklen und konstanter Amplitude konvertiert. Im Rahmen dieses Beitrags wird diese Konvertierung für ein typisches Erdbebensignal des Rheinischen Reviers untersucht, welches aus einer dynamischen Finite-Elemente-Berechnung erhalten wurde. Zur Untersuchung des Verflüssigungsverhaltens eines Tagebau-Kippenbodens bei Einwirkung dieses Erdbebensignals werden Triaxialversuche mit vertikaler zyklischer Belastung und Hohlzylindertriaxialversuche mit zyklischer Torsionsbeanspruchung durchgeführt. Die Ergebnisse werden mit den Daten aus Versuchen mit konstanter Amplitude verglichen. Es kann gezeigt werden, dass der Faktor β zur Konvertierung von irregulären in reguläre Signale von der Art der Beanspruchung und der Größe der statischen Schub- bzw. Deviatorspannung abhängt. Auf Basis der Versuche werden Empfehlungen für den Ansatz von β für das Rheinische Revier gegeben.

1 Einleitung

Nach Beendigung der Braunkohlegewinnung in den drei aktiven Tagebauen Inden, Hambach und Garzweiler im Rheinischen Revier werden die verbleibenden Tagebaumulden als Seen rekultiviert. Da sich das rheinische Braunkohlerevier in einer seismisch aktiven Region befindet, sind die Böschungen solcher Tagebauseen, die zum Teil aus verkippten Böden bestehen, hinsichtlich ihrer Standsicherheit unter Erdbebenbeanspruchung nachzuweisen.

Dieser Beitrag konzentriert sich dabei auf den Teilaspekt des Nachweises gegen Bodenverflüssigung. Dieser Nachweis kann geführt werden, indem gezeigt wird, dass die durch das Erdbeben hervorgerufene Einwirkung kleiner ist als der Widerstand des Bodens gegen Verflüssigung. Beim Nachweis gegen Bodenverflüssigung werden die Einwirkungen und Widerstände häufig durch das Amplitudenverhältnis CSR (cyclic stress ratio, Einwirkungsseite) bzw. CRR (cyclic resistance ratio, Widerstandsseite) ausgedrückt. Auf der Einwirkungsseite berechnet sich das Amplitudenverhältnis zu:

$$CSR = \tau^{\text{ampl}}/p'_0 = q^{\text{ampl}}/(2 \cdot p'_0) \quad (1)$$

Hierbei entsprechen τ^{ampl} und q^{ampl} der einwirkenden Amplitude der Schubspannung bzw. Deviatorspannung sowie p'_0 dem Anfangswert der mittleren effektiven Spannung vor dem seismischen Ereignis.

Ein Ansatz des Anfangswertes der effektiven vertikalen Spannung σ'_{v0} anstelle von p'_0 ist ebenfalls gebräuchlich. Für die Abschätzung der tiefenabhängigen Einwirkung auf Basis der Oberflächenbeschleunigung ist ein Ansatz von Seed & Idriss [1] populär:

$$CSR = \beta \cdot a_{\text{max}} / g \cdot r_d \cdot \sigma_v / \sigma'_v \quad (2)$$

mit der max. Beschleunigung a_{max} an der Geländeoberkante (sog. Peak Ground Acceleration, PGA), der Erdbeschleunigung g , dem tiefenabhängigen Parameter r_d sowie der totalen bzw. effektiven vertikalen Spannung σ_v bzw. σ'_v in der jeweiligen Tiefe. Die Form des Erdbebensignals wird über den Vorfaktor β in Gl. (2) berücksichtigt. Erdbebensignale zeichnen sich durch ihren unregelmäßigen Zeitverlauf aus, mit einer Änderung der Amplitude, des Mittelwertes und der Frequenz von Zyklus zu Zyklus. Mit dem Vorfaktor β werden solche irregulären Signale in ein reguläres Signal mit konstanten Werten von Amplitude, Mittelwert und Frequenz und einer bestimmten äquivalenten Anzahl an Zyklen N_{eq} umgerechnet, wobei N_{eq} mit der Erdbebenstärke korreliert. Für das dem

Nachweis zugrundeliegende Erdbeben im Rheinischen Revier kann $N_{eq} = 10$ angesetzt werden.

Das Ziel der in diesem Beitrag beschriebenen Untersuchung war es, den Faktor β für die in den geplanten Böschungen der Tagebauseen vorliegenden Bodenverhältnisse sowie typische Erdbeben in der Niederrheinischen Bucht zu quantifizieren. Dazu wurden zunächst Zeitverläufe der Einwirkungen innerhalb der Kippe aus dynamischen Finite-Elemente (FE) Berechnungen ermittelt. Die Anregung an der Basis des FE Modells erfolgte mit einem synthetischen, aber für die Region typischen, Erdbebensignals. Aus diesen Simulationen wurden auch typische Werte für die statische Schubspannung sowie den Erdrückdruck innerhalb der Böschung abgeleitet. Mit diesen Informationen erfolgten experimentelle Untersuchungen in Triaxial- und Hohlzylindertriaxialgeräten zur Ableitung des Parameters β , wobei irreguläre und reguläre Anregungen verglichen wurden.

2 Numerische Simulation einer Böschung unter Erdbebeneinwirkung

In einem numerischen Modell wurde der idealisierte Querschnitt einer Tagebauseeböschung untersucht, siehe Abb. 1. Der idealisierte Querschnitt besteht im Bereich der ehemaligen Tagebaukippe aus locker abgelagertem Sand (D2), unterbrochen von isolierten Bereichen aus Ton (C2) (braune Bereiche in Abb. 1). Der Untergrund unterhalb des Kippenbereiches besteht aus insgesamt 84 Schichten, die sich in sechs Hauptmaterialien S1-S6 gliedern: Kies, Sand, Geschiebelehm, Ton, Kohle und Mergel. Zur Reduzierung möglicher Reflexionen an den vertikalen Rändern des Modells, wurden große Bereiche außerhalb der Tagebauseeböschung in die Simulationen einbezogen. Die Vernetzung des Modells erfolgt mit sog. $u-p$ Elementen, welche die Verschiebung des Feststoffes (quadratische Ansatzfunktionen) und den Porenwasserdruck (lineare Ansatzfunktionen) als primäre Unbekannte an den Knoten diskretisieren. Für den Bereich der Tagebauseeböschung und den direkt darunter liegenden Bereich wurde hierbei

ein Knotenabstand von $\Delta x = \Delta z \approx 2,5$ m gewählt. Mit zunehmender horizontaler Entfernung von der Tagebauseeböschung wurde der horizontale Knotenabstand bis auf $\Delta x_{max} = 25$ m vergrößert. Für die mathematische Beschreibung des mechanischen Verhaltens der grobkörnigen Böden wurde das ISA-Sand und für feinkörnige Böden das ISA-Clay Stoffmodell verwendet. Die hierfür benötigten Stoffmodellparameter wurden für die Materialien D2 und C2 auf Basis von Laborversuchen kalibriert und für die Materialien S1-S6 auf Basis der Verteilung der Scherwellengeschwindigkeit über die Tiefe abgeschätzt. Details können dabei [2] entnommen werden.

Zur möglichst genauen Abbildung des Anfangszustandes der Tagebauseeböschung vor der dynamischen Belastung durch das Erdbeben wurden in vorangestellten Berechnungsschritten die lagenweise Verkippung des Kippenmaterials (in 14 Schichten) sowie der Grundwasseranstieg modelliert. Im anschließenden dynamischen Berechnungsschritt wird das Erdbebensignal am unteren Modellrand unter Verwendung sog. *compliant base boundary conditions* aufgebracht. Hierbei handelt es sich um eine Spannungsrandbedingung, welche es ermöglicht, das FE Modell durch eine externe Belastung (Erdbebensignal) anzuregen und simultan vom Inneren des Modells nach außen propagierende Wellen zu dämpfen und deren Reflexion somit zu verhindern. Das gewählte Beschleunigungssignal ist in Abb. 2 dargestellt und entspricht einem typischen Erdbeben in der Niederrheinischen Bucht mit einer Wiederkehrperiode von 2.475 Jahren und einer Entfernung von 10 km vom Epizentrum. Für weitere Ausführungen zu den Berechnungsschritten und der *compliant base boundary condition* sei auf [2] verwiesen.

Für die Auswertung der Erdbebensignale wurden mehrere großflächige aus granularen Böden bestehende Bereiche nahe der Böschungsoberkante betrachtet. Für die weiteren Analysen wurde schließlich ein Auswertepunkt gewählt, welcher etwa 27 bis 30 m unter der Geländeoberkante liegt.

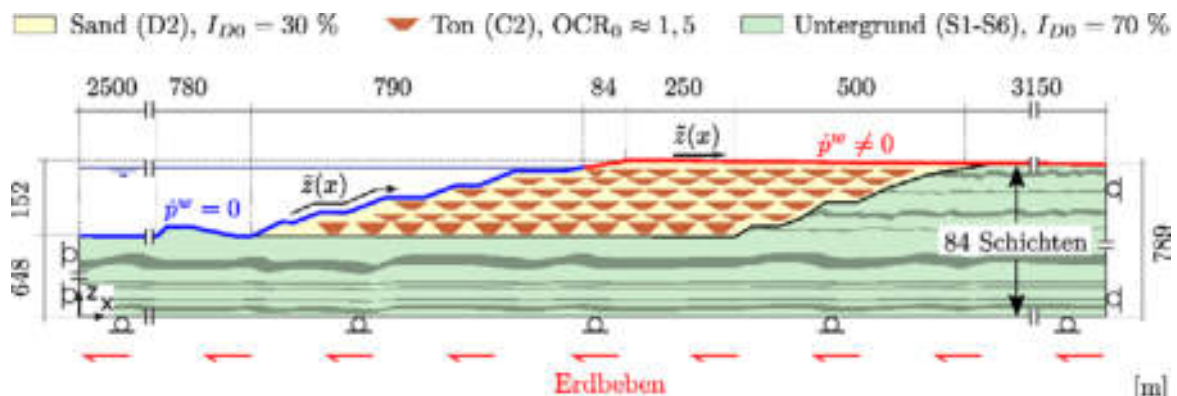


Abbildung 1: Schematische Darstellung der untersuchten Tagebauseeböschung, in Anlehnung an [2].

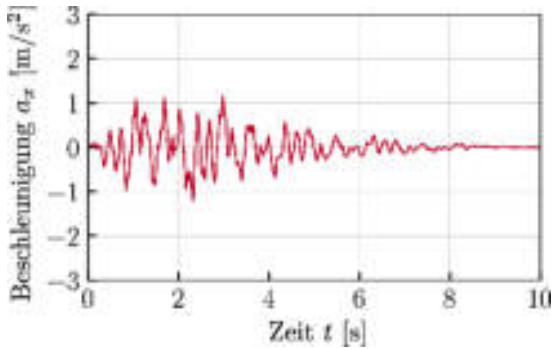


Abbildung 2: Anregungssignal mit einer Wiederkehrperiode von 2.475 Jahren in FE-Rechnung

Das in der Simulation im Auswertepunkt aufgezeichnete Beschleunigungssignal führte zu einer deutlichen Abnahme der effektiven Spannungen. Im Anfangszustand vor der Erdbebenbeanspruchung betrug die mittlere effektive Spannung $p' = 280$ kPa, die Deviatorspannung $q = 190$ kPa sowie das Anfangsspannungsverhältnis $\eta = q/p' = 0,68$.

Zur Bestimmung eines realitätsnahen Anfangsspannungszustandes für die Laborversuche wurden die Spannungsverhältnisse $K_0 = \sigma_h/\sigma_v$ und $\alpha = \tau/\sigma_v$ vor Beginn der Erdbebenbelastung aus der FE-Berechnung ermittelt. Die Simulationsergebnisse legen nahe, dass in tieferliegenden Bereichen Erddruckbeiwerte K_0 von ca. 0,45 vorherrschen. Dies entspricht in etwa dem Erdrudruckbeiwert nach Jaky mit $1 - \sin(\varphi_c)$. Mit abnehmendem Abstand zur Oberfläche wird tendenziell eine Zunahme des Erdrudruckbeiwertes beobachtet, welcher in oberflächennahen Bereichen Werte von $K_0 = 0,6$ annimmt. Das Spannungsverhältnis α weist in Bereichen mit ebenem Gelände Werte nahe Null auf, da dort die Schubspannungen vernachlässigbar klein sind. In Bereichen unterhalb der Böschung nimmt α Werte von 0,15 bis 0,2 an und beträgt an vereinzelt Teilböschungen oberflächennah bis zu 0,35.

3 Experimentelle Untersuchungen

Für die Ermittlung des Parameters β wird die Verflüssigungsneigung eines typischen Kippenbodens in undrainierten zyklischen Triaxial- bzw. Hohlzylindertriaxialversuchen untersucht, wobei entweder eine reguläre zyklische Belastung mit konstanter Amplitude oder das aus den FE-Simulationen abgeleitete erdbebentypische Signal aufgebracht wurden. Mit dem Triaxialversuch an Vollzylinderproben mit vertikaler zyklischer Belastung wird der Standardversuch zur Ermittlung der Verflüssigungsneigung eines Bodens angewendet. Der Hohlzylindertriaxialversuch mit einer Torsionsbeanspruchung ist aufwendiger, kommt den Spannungs- und Verformungsbedin-

gungen beim Durchlauf einer Scherwelle während eines Erdbebens jedoch näher. Die Ergebnisse aus beiden Versuchstypen werden verglichen.

3.1 Versuchsmaterial und -geräte

In allen Versuchen wurde ein Kippensand aus dem Tagebau Inden mit den charakteristischen Kenngrößen $FC = 4,1\%$, $d_{50} = 0,18$ mm, $C_u = 2,4$ (< 5 , d.h. eng gestufter Boden), $e_{\min} = 0,670$, $e_{\max} = 1,091$, $\rho_s = 2,65$ g/cm³ und $\varphi_c = 34,4^\circ$ verwendet.

Ein Triaxialgerät für Vollzylinderproben (Durchmesser $d = 100$ mm, Höhe $h = 100$ mm) und ein Hohlzylindertriaxialgerät für Hohlzylinderproben (Außendurchmesser $d_a = 100$ mm, Innendurchmesser $d_i = 60$ mm, Höhe $h = 100$ mm) kamen zum Einsatz. In allen Versuchen wurden die Proben vollständig mit Wasser gesättigt (B -Wert nach Skempton $> 0,98$) und unter undrnierten Verhältnissen beansprucht. Die zyklische Beanspruchung wurde im Triaxialgerät in vertikaler Richtung (σ_1) appliziert, während die totale Seitenspannung σ_3 konstant gehalten wurde. Im Hohlzylindertriaxialgerät wurde die Probe durch ein zyklisch wirkendes Torsionsmoment M_T beansprucht. Hierbei wurde ebenfalls eine konstante totale Seitenspannung σ_3 aufgebracht, indem der innere p_i und der äußere Zelldruck p_a mit identischer Magnitude gewählt wurden. Die vertikale Kraft F und damit die vertikale Spannung σ_1 wurden ebenfalls konstant gehalten.

3.2 Erdbebentypisches Signal

Zur Untersuchung des aus der FE-Berechnung im Auswertepunkt erhaltenen Beschleunigungssignals $a_x(t)$ im Labor wird eine Überführung in ein Signal der Deviatorspannung $q(t)$ bzw. der Schubspannung $\tau(t)$ benötigt. Hierfür wird zunächst der Maximalwert des Beschleunigungssignals $a_{x,\max}$ bestimmt. Anschließend werden alle Beschleunigungswerte $a_x(t)$ durch Division mit diesem Maximalwert skaliert. Das skalierte Signal, dessen Maximalwert 1 beträgt, wird anschließend mit dem für den jeweiligen Versuch gewählten Maximalwert der Deviator- bzw. Schubspannung multipliziert:

$$q(t) = \frac{a_x(t)}{a_{x,\max}} \cdot q_{\max} \quad \text{bzw.} \quad \tau(t) = \frac{a_x(t)}{a_{x,\max}} \cdot \tau_{\max} \quad (3)$$

Werte der Deviator- bzw. Schubspannung im Bereich -1 kPa $\leq q$ bzw. $\tau \leq 1$ kPa wurden dabei aufgrund des marginalen Einflusses auf die Porenwasserdruckakkumulation Δu^{acc} vernachlässigt. In den Versuchen wurden die Signale dabei sehr langsam mit einer vertikalen Belastungsgeschwindigkeit $\dot{s} = 0,05$ mm/min aufgebracht, um eine akkurate Aufbringung aller Minima und Maxima zu garantieren.

3.3 Versuchsdurchführung

Die Probenpräparation erfolgte durch feuchtes Einstampfen in fünf Lagen mit einem Unterverdichtungsgrad von $U = 10\%$ und Einbauwassergehalt von $w = 5\%$. Die Proben wurden mit einer bezogenen Anfangslagerungsdichte von $I_{D0} \approx 0,3$ eingebaut, was der mittleren Lagerungsdichte aus mehreren Probenentnahmekampagnen in der Kippe des Tagebaus Inden entspricht. Die mittlere effektive Spannung zu Beginn aller Versuche entsprach $p'_0 = 100$ kPa. Nach der Konsolidierung der Proben unter einer isotropen oder anisotropen Anfangsspannung wurde die Drainage geschlossen und die zyklische Belastung in vertikaler bzw. Torsionsrichtung gestartet. Die Triaxialversuche wurden bei einer axialen Dehnung von $|\varepsilon_1| = 10\%$ beendet, die Hohlzylindertriaxialversuche bei einer Scherdehnung von $|\gamma| = 15\%$.

Das Programm der Untersuchungen, das sich in sieben Serien gliedern lässt, ist Tab. 1 zu entnehmen. Die Serien 1 bis 4 wurden an Vollzylinderproben mit vertikaler Beanspruchung durchgeführt, die Serien 5 bis 7 an Hohlzylinderproben mit Torsionsbeanspruchung. In den Triaxialversuchen der Serien 1 und 2 wurden isotrope Anfangsspannungen gewählt, während die Zyklen in den Serien 3 und 4 ausgehend von einem anisotropen Spannungszustand aufgebracht wurden. Dabei wurde ein Anfangswert der Deviatorspannung von $q_s = 60$ kPa gewählt, was näherungsweise dem aus den FE-Berechnungen abgeleiteten Seitendruckbeiwert $K_0 = 0,6$ entspricht. In den Hohlzylinderversuchen der Serie 5 war die Anfangsspannung isotrop, während in den Serien 6 und 7 eine statische Schubspannung $\tau_s = 20$ kPa, entsprechend einem Verhältniswert $\alpha = \tau_s/p_0 = 0,2$ (s. Abschnitt 2) appliziert wurde. Für die vier Kombinationen aus Probegeometrie und Anfangsspannung (Vollzylinder mit $q_s = 0$ oder 60 kPa, Hohlzylinder mit $\tau_s = 0$ oder 20 kPa) wurden zunächst einige Versuche mit einer regulären zyklischen Belastung mit jeweils konstanter Amplitude durchgeführt, wobei die Amplitude von Versuch zu Versuch variiert wurde. Anschließend wurde in allen sieben Serien das typische Erdbebensignal mit unterschiedlichen Maximalwerten getestet, wobei jeder Wert des skalierten Bemessungssignals mit Werten von q_{\max} bzw. τ_{\max} multipliziert wurde. Bei den Triaxialversuchen ist eine Aufbringung des Maximalwerts in Kompressions- (Serien 1 u. 3) oder Extensionsrichtung (Serien 4 u. 5) zu unterscheiden, bei den Hohlzylinderversuchen mit statischer Schubspannung eine Aufbringung des Maximalwertes in die Richtung von τ_s (Serie 6) oder entgegengesetzt zu dieser Richtung (Serie 7). In den Versuchsreihen mit dem Erdbebensignal wurde der Maximalwert des Signals von Versuch zu Versuch solange variiert, bis zwei Versuche mit ähnlichen Maximalwerten vorlagen, wobei die Belastung in dem Ver-

such mit dem größeren Maximalwert zur Verflüssigung ($\Delta u^{\text{acc}}/p'_0 = 1$) führte, während sie in dem Versuch mit dem kleineren Maximalwert keine Verflüssigung ($\Delta u^{\text{acc}}/p'_0 < 1$) verursachte.

Serie	Proben- geometrie	τ_s bzw. q_s [kPa]	Richtung der Maximalwerte des Signals q_{\max} bzw. τ_{\max}
1	Vollzylinder	0	Kompressionsrichtung
2	Vollzylinder	0	Extensionsrichtung
3	Vollzylinder	60	Kompressionsrichtung
4	Vollzylinder	60	Extensionsrichtung
5	Hohlzylinder	0	keine
6	Hohlzylinder	20	in Richtung von τ_s
7	Hohlzylinder	20	Entgegen der Richtung v. τ_s

Tabelle 1: Versuchsprogramm mit vertikaler Beanspruchung von Vollzylinder- bzw. Torsionsbeanspruchung von Hohlzylinderproben

3.4 Versuchsergebnisse

Der Verflüssigungswiderstand CRR wird im Rahmen der Untersuchungen zu den Tagebauseeböschungen für eine äquivalente Zyklenanzahl $N_{\text{eq}} = 10$ definiert. CRR kann demnach auf der Kurve der CSR- N -Beziehung bei $N = 10$ abgelesen werden. Im Fall von $q_s = 0$ kPa wurde an Vollzylinderproben ein Wert von $\text{CRR} = 0,147$ erhalten, was einer Amplitude der Deviatorspannung von $q^{\text{ampl}}(N = 10) = q_{\max}^{\text{reg}} = 29,3$ kPa entspricht. In gleicher Weise wurde für die Versuchsreihe mit $q_s = 60$ kPa die Amplitude q_{\max}^{reg} zu 33,6 kPa (entspricht $\text{CSR} = 0,168$) bestimmt. Analog dazu wurden aus den Versuchen mit regulärer Anregung im Hohlzylindertriaxialgerät die Amplitude der Torsionsspannung τ_{\max}^{reg} für die statischen Schubspannungen von $\tau_s = 0$ und $\tau_s = 20$ kPa zu 10,7 kPa ($\text{CSR} = 0,107$) und 8,2 kPa ($\text{CSR} = 0,082$) bestimmt.

Abb. 3a zeigt die Ergebnisse eines Versuchs der Serie 1 mit dem erdbebentypischen Signal und einem Maximalwert der Deviatorspannung von $q_{\max} = 40$ kPa (Kompressionsrichtung), wobei keine Verflüssigung eintrat, d.h. am Ende der Aufbringung der irregulären Lastfolge $\Delta u^{\text{acc}}/p'_0 < 1$ galt. Für einen Maximalwert der Deviatorspannung von $q_{\max} = 42$ kPa wurde hingegen eine Verflüssigung $\Delta u^{\text{acc}}/p'_0 = 1$ erreicht (Abb. 3b). Der Mittelwert der Maximalwerte q_{\max} der beiden Versuche wird als derjenige Maximalwert des Signals definiert, welcher gerade zu einer Verflüssigung der Probe führt. Für die Serie 1 ergab sich dieser Wert zu $\bar{q}_{\max}^{\text{irr}} = 41$ kPa (Tab. 2).

In den Versuchen der Serie 2 wurde das erdbebentypische Signal analog zur Vorgehensweise von Ishihara [3] an der isotropen Achse gespiegelt, sodass der Maximalwert der Deviatorspannung in Ex-



tensionsrichtung lag. In den Versuchen wurde für einen Maximalwert der Deviatorspannung von $q_{\max} = 35$ kPa keine Verflüssigung (Abb. 3c) und für $q_{\max} = 37$ kPa eine Verflüssigung (Abb. 3d) ermittelt. Der Mittelwert $\bar{q}_{\max} = 36$ kPa, der gerade zu einer Verflüssigung führt, ist damit geringer als derjenige aus Serie 1, bei dem der Maximalwert des Signals in Kompressionsrichtung aufgebracht wurde.

Serie	Zustand	$\sqcup_{\max}^{\text{irr}}$ [kPa]	$\square_{\max}^{\text{irr}}$ [kPa]	$\sqcup_{\max}^{\text{irr}}$ [kPa]	$\sqcup_{\max}^{\text{reg}}$ [kPa]	β [-]
1	nv	40	41	38,5	29,3	0,76
	v	42				
2	nv	35	36	38,75	33,6	0,87
	v	37				
3	nv	30	31,25	38,75	33,6	0,87
	v	32,5				
4	nv	45	46,25	20	10,7	0,54
	v	47,5				
5	nv	18	20	12,5	8,2	0,66
	v	22				
6	nv	11	13	12,5	8,2	0,66
	v	15				
7	nv	11	12	12,5	8,2	0,66
	v	13				

Tabelle 2: Ergebnisse der Serien 1-7 zur Ermittlung von $\beta = \frac{\sqcup_{\max}^{\text{reg}}}{\sqcup_{\max}^{\text{irr}}}$ mit $\sqcup = q$ bzw. τ für $N_{\text{eq}} = 10$ Zyklen. nv: nicht verflüssigt, v: verflüssigt.

Um den Faktor β der Gl. (2) für die Überführung eines irregulären Signals in ein äquivalentes reguläres Signal zu ermitteln, werden die Maximalwerte der irregulären Beanspruchung, die zu einer Verflüssigung führen (q_{\max}^{irr} bzw. τ_{\max}^{irr}), mit den Amplituden für reguläre Signale, die eine Verflüssigung nach $N_{\text{eq}} = 10$ Zyklen verursachen ($q^{\text{ampl}}(N = 10) = q_{\max}^{\text{reg}}$ bzw. $\tau^{\text{ampl}}(N = 10) = \tau_{\max}^{\text{reg}}$) verglichen. Der Faktor β berechnet sich somit zu:

$$\beta = \frac{q_{\max}^{\text{reg}}}{q_{\max}^{\text{irr}}} \quad \text{bzw.} \quad \beta = \frac{\tau_{\max}^{\text{reg}}}{\tau_{\max}^{\text{irr}}} \quad (5)$$

Damit ergeben sich für die Serie 1 $\beta = 0,71$ und die Serie 2 $\beta = 0,81$ sowie für beide Serien gemittelt $\beta = 0,76$. Aus den Serien 3 ($\beta = 1,08$) und 4 ($\beta = 0,73$) mit einer statischen Deviatorspannung $q_s = 60$ kPa ergibt sich ein höherer Mittelwert $\beta = 0,87$ als für $q_s = 0$ kPa ($\beta = 0,76$). Demzufolge besteht eine deutliche Abhängigkeit des Umrechnungsfaktor β von der statischen Deviatorspannung q_s .

Bei den Hohlzylinderexperimenten der Serie 5 mit isotropem Anfangsspannungszustand und ohne statische Schubspannung ($\tau_s = 0$) ist es unerheblich, in welche Richtung der Maximalwert des Erdbebensignals aufgebracht wird. Diese Versuchsreihe ergab einen Faktor $\beta = 0,54$. Dieser ist geringer als der mittlere Umrechnungsfaktor aus den Triaxialversuchen mit isotroper Konsolidierung und vertikaler Beanspruchung $\beta = 0,76$. Es zeigt sich damit, dass β auch von der Beanspruchungsart abhängt.

In den Serien 6 und 7 mit der statischen Schubspannung $\tau_s = 20$ kPa ist die Richtung des Maximalwertes bei der Aufbringung des Erdbebensignals von Bedeutung. Der aus der Auswertung der Versuche erhaltene Faktor $\beta = 0,66$ ($\beta = 0,63$ in Richtung τ_s , $\beta = 0,68$ entgegen Richtung τ_s) liegt ebenfalls höher als derjenige für den Anfangsspannungszustand ohne statische Schubspannung ($\beta = 0,54$). Damit ist auch bei einer Torsionsbeanspruchung der Faktor β abhängig von der statischen Schubspannung τ_s .

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Faktor β von der Art der Belastung (vertikal, Torsion) und von der Größe der statisch wirkenden Schub- oder Deviatorspannung abhängt. Die zyklische Torsionsbelastung im Hohlzylindertriaxialgerät kommt der realen Beanspruchung des Bodens während des Durchlaufs von Scherwellen bei einem Erdbeben näher als die vertikale zyklische Belastung. Zudem wirken in den Böschungssystemen der geplanten Tagebauseen statische Schubspannungen, die aufgrund der Oberflächengestaltung mit Abfolgen von Bermen und Einzelböschungen allerdings auch lokal variieren. Der aus den Versuchen mit Torsionsbelastung und statischer Schubspannung ermittelte Wert von $\beta = 0,66$ kann daher für das hier betrachtete Problem als repräsentativ angesehen werden und wird daher für die Anwendung im Rheinischen Revier empfohlen. Es ist festzustellen, dass dieser Wert sich nur geringfügig vom Wert $\beta = 0,65$ unterscheidet, der ursprünglich von Seed & Idriss [1] für die Gl. (2) vorgeschlagen wurde. Bezogen auf die Untersuchungen von [4] liegt der hier ermittelte Wert in der Nähe der Empfehlung für vibrationsartige Signale ($\beta = 0,70$).

Dank

Diese Arbeit entstand im Rahmen eines von der RWE Power AG finanzierten Forschungsprojektes am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) und der Ruhr-Universität Bochum (RUB).

Literaturverzeichnis

- [1] Seed, H.B., Idriss, I.M. (1971) Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Nr. 97(SM9), pp. 1249-1273
- [2] Macháček, J., Grandas Tavera, C.E., Triantafyllidis, T. (2020) Coupled Numerical Simulations for Seismic Hazard Assessment of Large Opencast Slopes. In *Recent Developments of Soil Mechanics and Geotechnics in Theory and Practice*, vol. 91, pp. 237–264. doi: 10.1007/978-3-030-28516-6_13.
- [3] Ishihara, K. (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes. *The 33rd Rankine Lecture Geotechnique*, Nr. 43(3), pp. 351-415.
- [4] Ishihara, K., Yasuda, S. (1972) Sand liquefaction due to irregular excitation. *Soils and Foundations*, Nr. 12(4), pp. 65-77

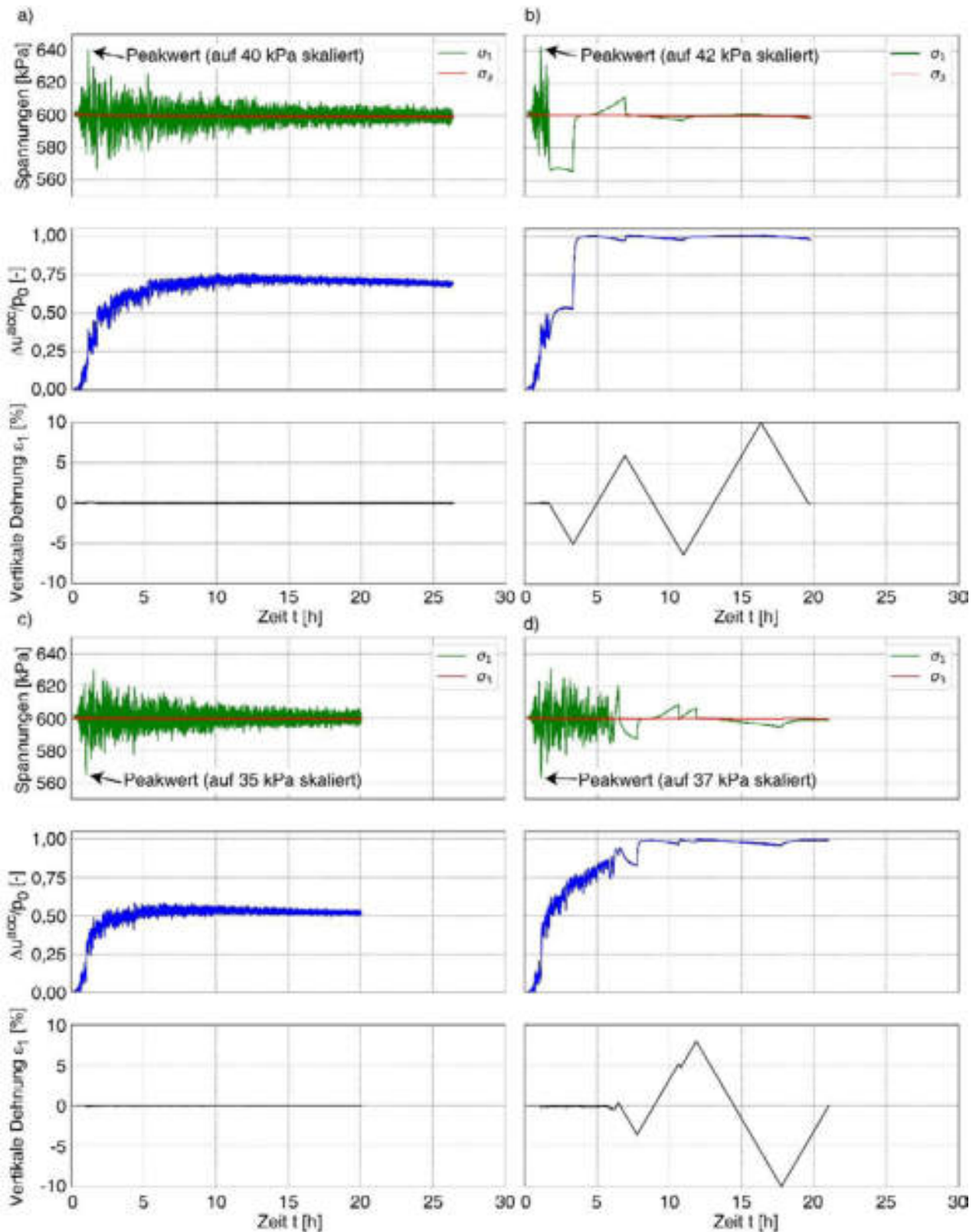


Abbildung 3: Versuchsergebnisse der Serien 1 und 2 hinsichtlich der Ermittlung des Umrechnungsfaktors $\beta = q_{\max}^{\text{reg}}/q_{\max}^{\text{irr}}$ zur Konvertierung des irregulären Signals in ein äquivalentes reguläres Signal für $N_{eq} = 10$ Zyklen.



Modellversuche zum Verhalten von Tagebauseeböschungen unter seismischer Anregung

M.Sc. F. Koch, Ruhr-Universität Bochum
Dr.-Ing. D. König, Ruhr-Universität Bochum
M.Sc. P. Raabe, RWE Power AG, Bergheim
Prof. Dr.-Ing. D. Dahmen, RWE Power AG, Bergheim
Prof. Dr.-Ing. habil. T. Wichtmann, Ruhr-Universität Bochum

Nach dem Ende des Braunkohletagebaus im Rheinischen Revier werden die ehemals tagebaulich genutzten Flächen rekultiviert. Durch die Befüllung der verbleibenden Tagebaumulden mit Wasser entstehen Tagebauseen, deren Böschungen in großen Teilen aus verkipptem, locker bis mitteldicht gelagertem grobkörnigem Abraummaterial bestehen. Da das Rheinische Revier in einer erdbebenaktiven Zone liegt, ist für die Seeböschungen der Nachweis der Standsicherheit unter Erdbeneinwirkung zu führen, wobei pseudostatische Ansätze und numerische Methoden zum Einsatz kommen. Zur Untersuchung des Verhaltens von Böschungen aus wassergesättigtem Kippensand unter dynamischer Anregung und zur Validierung der numerischen Methoden werden u.a. Modellversuche in einem mittleren Maßstab durchgeführt. Der Beitrag beschreibt den Aufbau des entwickelten Versuchsstands, die Durchführung der Versuche und erste Ergebnisse unter Variation der Lagerungsdichte, des Böschungswinkels und der maximalen Beschleunigung der Anregung.

1 Einleitung

Im Zuge der Rekultivierung ehemals tagebaulich genutzter Flächen im Rheinischen Revier werden die verbleibenden Tagebaumulden der drei derzeit noch aktiven Tagebaue Iden, Hambach und Garzweiler mit Wasser befüllt, so dass Tagebauseen entstehen. Die späteren Böschungen der geplanten Tagebauseen werden aus grob- und feinkörnigem Abraummaterial aufgebaut, wobei die grobkörnigen Böden einen deutlich größeren Anteil am Böschungsvolumen haben. Auf der Gewinnungsseite des Tagebaus werden die anstehenden Bodenschichten mit Großgeräten abgetragen und dabei systembedingt vermischt. Das Abraummaterial wird mit Förderbändern auf die Kippenseite transportiert und dort ebenfalls mit Großgeräten verkippt. Dabei stellt sich bei den erdfeuchten grobkörnigen Böden eine lockere bis mitteldichte Lagerung ein (Wichtmann et al. 2019). Die Einbringung von feinkörnigen Böden in Polderstrukturen führt zu spezifischen Profilen der Materialanordnung in den Böschungen, wie exemplarisch in Knittel et al. (2023) (dort Abbildung 1) dargestellt.

Die Böschungssysteme der geplanten Tagebauseen setzen sich aus Teilböschungen (Neigung 1:2,5, entspricht einem Böschungswinkel von ca. 22°) und Bermen zusammen, woraus sich für das Gesamtsystem eine Neigung von 1:5 (entspricht ca. 11°) ergibt. Infolge der Seebefüllung mit externem Wasser aus Rhein bzw. Rur wird es zu einer weitestgehenden Aufsättigung der Kippenböden in den Seeböschungen kommen.

Das Rheinische Revier liegt in einer seismisch aktiven Zone, so dass für die Böschungen der geplanten Tagebauseen der Nachweis der Standsicherheit unter Erdbeneinwirkung erbracht werden muss. Die Führung des Nachweises erfolgt gemäß der Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen (RfS) der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke (RfS 2013, siehe auch Mittmann & Kuntsche 2014). Liefern pseudostatische Ansätze Ausnutzungsgrade größer 1, sind die Verformungen der Böschungen unter seismischer Einwirkung mittels numerischer Methoden zu quantifizieren und zu beurteilen. Hierfür kommen Finite-Elemente-Simulationen mit hochwertigen Stoffmodellen zur Anwendung (Machaček 2020). Aus der Fachliteratur ist bekannt, dass insbesondere locker gelagerte, wassergesättigte granulare Böden bei dynamischen Einwirkungen z. B. infolge Erdbeben zu einem Aufbau von Porenwasserüberdrücken bis hin zu einer sog. „Verflüssigung“ neigen, welche zum Versagen der Böschungen führen kann. Daher ist für die Böschungen der geplanten Tagebauseen gemäß RfS (2013) zu zeigen, dass eine Bodenverflüssigung infolge der zu erwartenden seismischen Einwirkung nicht zu besorgen ist.

Zur Untersuchung des Verhaltens von nahezu wassergesättigten Böschungen aus Kippensand unter seismischer Anregung werden an der Ruhr-Universität Bochum im Auftrag der RWE Power AG derzeit 1g-Modellversuche in unterschiedlichen Maßstäben sowie Zentrifugenmodellversuche (ng-Modellversuche) in Kooperation mit der Universität Gustav Eiffel in Nantes durchgeführt. Mittels Nachrechnungen der

Modellversuche werden die numerischen Methoden für den Nachweis der Standsicherheit validiert. Der aktuelle Beitrag konzentriert sich auf die Technikversuche im mittleren Maßstab.

2 Aufbau der Versuche

Der Versuchsstand besteht aus drei Komponenten: der Belastungseinrichtung, dem Modellcontainer und der Messtechnik, welche im Folgenden genauer beschrieben werden. Der Versuchsstand ist schematisch in Abbildung 2-1 dargestellt, eine Übersicht zeigt das Foto in Abbildung 2-2.

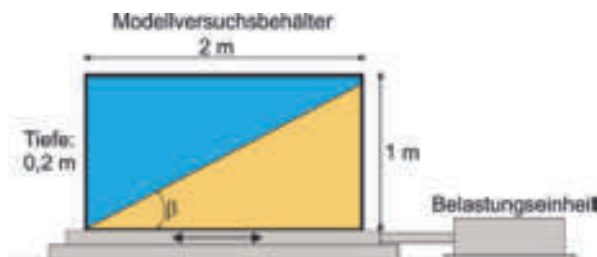


Abbildung 2-1: Schematische Darstellung des Versuchsstands.

2.1 Belastungseinrichtung

Die Belastungseinrichtung besteht aus dem Tisch und dem hydraulischen Antrieb. Der Tisch ist als Sandwichaufbau bestehend aus zwei Stahlplatten mit einer dazwischen liegenden Teflonscheibe realisiert. Die untere Stahlplatte ist im Hallenboden verankert, während die obere Stahlplatte mit der hydraulischen Belastungseinheit horizontal verschoben werden kann.

2.2 Modellcontainer

Der Modellcontainer mit den Innenabmessungen 2 m x 1 m x 0,2 m (Länge x Höhe x Breite) besteht aus einem ausgesteiften Stahlrahmen, den Seitenwänden und einem Deckel. Der Container ruht auf drei Füßen, die fest mit der beweglichen Stahlplatte des Tisches verschraubt werden. In den Boden des Containers sind drei Porenwasserdruckmessstellen (PWDM) und ein Ein- bzw. Auslass für die Wasserfüllung integriert. Die Rückseite bildet eine schwarze Kunststoffplatte, die durch ein Stahlfachwerk ausgesteift wird. In diese Rückwand sind 21 PWDM eingelassen, die jeweils mit Filtersteinen und einem Entlüftungssystem versehen sind (Abb. 2-3). Die Vorderseite besteht aus einem Einscheibensicherheitsglas der Dicke 1,9 cm, wodurch die Verformungen der Böschungen während der Wasserbefüllung des Containers und der dynamischen Anregung mittels bildverarbeitender Methoden analysiert werden können. Der Container kann durch einen Deckel aus

Kunststoff verschlossen werden, in den Hähne zur Entlüftung sowie weitere Messstellen für den Porenwasserdruck integriert sind.



Abbildung 2-2: Seitenansicht des Versuchsaufbaus.



Abbildung 2-3: Rückansicht des Versuchsaufbaus.



Abbildung 2-4: Böschungprofil des Versuchs 7 vor der dynamischen Anregung.

2.3 Messtechnik

Zur Messung von Verformungen kommt ein Kameraequipment mit Lichtquellen zum Einsatz (siehe Abb. 2-2). Die Kamera (Nikon D700) kann bis zu 24 Bilder pro Sekunde (1920 x 1080 px) aufzeichnen und wird so positioniert, dass sie die gesamte Böschung erfasst. Durch die Lichtquellen wird eine gleichmäßige Ausleuchtung erreicht und der Kontrast auf den späteren Aufnahmen erhöht. Der in Abbildung 2-2 zu erkennende schwarze Vorhang hinter der Kamera soll mögliche Spiegelungen in der Glasscheibe verhindern. Zudem wurde ab dem vierten Versuch nach dem Einbau jeder Bodenlage schwarz eingefärbter Sand nahe der Glasscheibe eingebracht (Abb. 2-4), um die Auswertung der Verformungen innerhalb der Böschung zu erleichtern. Die Verformungen der



Böschungsoberfläche können durch den Vergleich der Aufnahmen vor und nach dem Versuch ermittelt werden. Eine analoge Auswertung für die eingefärbten Höhenlagen liefert Zusatzinformationen hinsichtlich der Tiefenwirkung von etwaigen Bodenumlagerungen.

Die Porenwasserdrücke wurden lokal mit Sensoren (PR-23SY, Keller Druckmesstechnik) gemessen, die an verschiedenen PWDM des Containers positioniert wurden. Dabei standen mehr Messstellen als Sensoren zur Verfügung, so dass für die einzelnen Versuche unterschiedliche Anordnungen gewählt werden konnten. In den Versuchen 1 bis 4 wurden sechs Drucksensoren mit einem Messbereich bis 100 kPa verwendet. Ab Versuch Nr. 5 kamen 14 Sensoren mit einem Messbereich bis 20 kPa zur Anwendung, um eine höhere Messgenauigkeit im hier relevanten Druckbereich zu erzielen.

Weiterhin wurden zwei Beschleunigungssensoren (DJKB, Brüel und Kjaer) am Container befestigt. Die Messwerte der Porendruckgeber sowie der Beschleunigungssensoren wurden mit einem Datenlogger (LGR-5325, Measurement Computing) unter Verwendung einer Abtastrate von 500 Hz aufgezeichnet. Zudem sind die Kolbenkraft und der Kolbenhub der hydraulischen Belastungsvorrichtung separat erfasst worden, wobei letzterer der horizontalen Verschiebung des Tisches entspricht.

3 Versuchsdurchführung

3.1 Material

Der in dieser Versuchsreihe verwendete Sand wurde auf der Kippenseite des Tagebaus Inden entnommen. Die Korngrößenverteilungskurve ist in Abbildung 3-1 dargestellt. Der Sand weist einen Feinkornanteil von 13 %, einen mittleren Korndurchmesser d_{50} von 0,55 mm und eine Ungleichförmigkeitszahl C_u von 4,7 auf. Die Grenzporozitäten betragen $e_{min} = 0,670$ und $e_{max} = 1,072$, die Korndichte ρ_s wurde zu $2,66 \text{ g/cm}^3$ bestimmt.

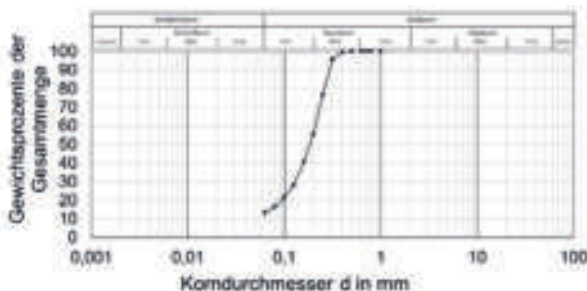


Abbildung 3-1: Korngrößenverteilung des Sandes

3.2 Einbau der Böschung

Das Testmaterial wurde mit einem Wassergehalt von 5% lagenweise eingestampft. Die Höhe der Lagen betrug 5 cm. Die einzelnen Schritte zeigt Abbildung 3-2. Das Material jeder Lage wurde vor der Verdichtung auf eine ähnliche Höhe ausgebreitet (Abb. 3-2a,b), um eine homogene Verteilung der Feuchtmasse sicher zu stellen. Während der Verdichtung mit einem Stampfer (Abb. 3-2c) wurde die Lagenhöhe kontinuierlich mit einem Laser überprüft (Abb. 3-2d), bis die finale Höhe der Lage erreicht war. Zum besseren Verbund der einzelnen Lagen wurde die Oberfläche jeder Schicht nach dem Einbau angeraut (Abb. 3-2e). Anschließend wurde der eingefärbte Sand entlang der Scheibe verteilt (Abb. 3-2e).

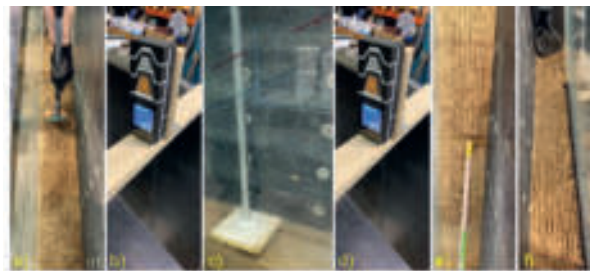


Abbildung 3-2: a) Einfüllen des feuchten Sandes, b) gleichmäßiges Verteilen des Materials, Kontrolle der Höhe, c) Andrücken des Materials, d) Kontrolle der Verdichtung durch Kontrolle der Höhe, e) Anrauen der Schicht, f) Einstreuen des Kontrastsandes

Nach dem Einbau der Böschung wurde der Container durch den Einlass im Boden bis zum Deckel vorsichtig mit Wasser befüllt, womit auch die Böschung annähernd wassergesättigt wurde. Die Befüllungsgeschwindigkeit wurde so langsam gewählt, dass sich der freie Wasserspiegel und der Wasserspiegel in der Böschung stets annähernd auf gleicher Höhe befanden. Einen Vergleich der Böschungsgeometrie vor und nach der Befüllung des Containers mit Wasser zeigt Abbildung 3-3 exemplarisch für den Versuch 3. Die Verformungen infolge der Aufsättigung waren trotz der sehr lockeren Lagerung ($I_D = -1 \%$) relativ gering. Die Änderung der Böschungsneigung infolge der Sättigung ist demnach vernachlässigbar.

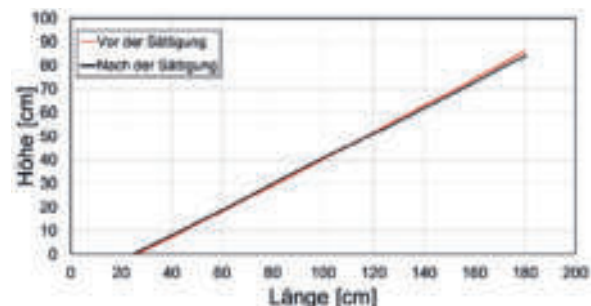


Abbildung 3-3: Vergleich vor und nach der Sättigung.

3.3 Dynamische Anregung

Beim Nachweis der Standsicherheit der Tagebauseeböschungen ist für die Befüllphase ein Erdbeben mit einer 500-jährigen Wiederkehrperiode und einer maximalen Bodenbeschleunigung von $a_{\max} = 0,990 \text{ m/s}^2$ anzusetzen, während für die anschließende Betriebsphase ein 2500-jähriges Erdbeben mit der maximalen Bodenbeschleunigung $a_{\max} = 1,974 \text{ m/s}^2$ maßgebend ist. Diese Spitzenbeschleunigungen wurden aus einem seismologischen Gutachten abgeleitet. Anstelle eines irregulären Erdbebensignals wurden in den bisher durchgeführten Modellversuchen 20 Sinuszyklen mit einer konstanten Amplitude aufgebracht, wobei die Amplitude der gewählten Spitzenbeschleunigung entsprach. Gegenüber einem realen Erdbeben, bei dem der Spitzenwert nur ein einziges Mal während der dynamischen Einwirkung auftritt, führen die 20 Zyklen mit der maximalen Beschleunigungsamplitude zum Eintrag einer deutlich höheren Energie. Die Belastungsfrequenz wurde in allen Versuchen zu $f = 5 \text{ Hz}$ gewählt. Die Verschiebungsamplitude u^{ampl} wurde derart gewählt, dass die gewünschte Spitzenbeschleunigung erhalten wurde:

$$a_{\max} = u^{\text{ampl}} \cdot \omega^2 = u^{\text{ampl}} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f)^2$$

Abbildung 3-4 zeigt einen typischen Verlauf der Horizontalverschiebung des Tisches und damit des Containers während der 20 Zyklen.

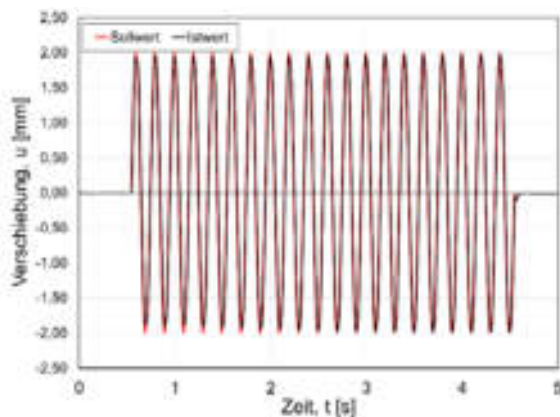


Abbildung 3-4: Typischer Verlauf der Verschiebung des Tisches (Kolbenhub) als Funktion der Zeit.

4 Versuchsprogramm

Das Programm der in diesem Beitrag analysierten Versuche ist in der Tabelle 4-1 zusammengestellt. Dabei werden die Lagerungsdichte I_D , der Böschungswinkel β und die maximale Beschleunigung a_{\max} variiert. Die getesteten Lagerungsdichten (jeweils globale Werte für die Böschung) lagen dabei im Bereich zwischen -1 % und 63 %, was der maximalen Bandbreite der in den Feldkampagnen ermittelten

Lagerungsdichten entspricht, deren Mittelwert ca. 30 % betrug (Wichtmann et al., 2019). Die ersten fünf Versuche wurden mit einem überhöhten Böschungswinkel von 30° durchgeführt, während die in den letzten beiden Versuchen getesteten kleineren Winkel von 23° bzw. 20° in etwa der Neigung einer Einzelböschung der geplanten Tagebauseen entsprechen. Die getesteten Maximalbeschleunigungen $a_{\max} = 0,990 \text{ m/s}^2$ und $1,974 \text{ m/s}^2$ entsprechen einem 500- und einem 2500-jährigen Erdbeben.

Nr. [-]	I_D [%]	Neigung [°]	a_{\max} [m/s^2]
1	34	30	1,974
2	17		
3	-1		
4	63		
5	43		
6	28	23	1,974
7	31	20	

Tabelle 4-1: Randbedingungen der Versuche.

5 Versuchsergebnisse

5.1 Einfluss der Lagerungsdichte I_D

Es wurden vier Versuche (Nr. 1 bis 4) mit unterschiedlichen globalen Lagerungsdichten $I_D = -1, 17, 34$ und 63% durchgeführt, wobei eine Böschungswinkel von 30° und eine Anregung mit der maximalen Beschleunigung $a_{\max} = 1,974 \text{ m/s}^2$ gewählt wurden. In Abbildung 5-1 sind die Profile der Böschungsoberfläche nach Abschluss der dynamischen Anregung dargestellt. Während bei den höheren Lagerungsdichten 30 % und 63 % keine nennenswerten Bodenumlagerungen beobachtet wurden, sind diese bei 15 % moderat und bei -1 % deutlich aufgetreten. Dabei lagerte sich das Material von der Böschungskrone hin zum Böschungsfuß um. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe deuten darauf hin, dass bei den typischen Lagerungsdichten der Böden in den Tagebaukippen von im Mittel 30% keine nennenswerten Verformungen infolge der zu erwartenden seismischen Anregung auftreten, zumal eine steilere Böschung getestet und die maximale Beschleunigung des 2500-jährigen Erdbebens hier 20-mal hintereinander aufgebracht wurde.

In Abbildung 5-1 ist auch die Lage der Porenwasserdrucksensoren (PWDS) im Versuch 3 dargestellt. Die in diesem Versuch mit der lockersten Lagerung (-1 %) gemessenen Porenwasserüberdrücke sind Abbildung 5-2 zu entnehmen. Generell ist eine deutliche Oszillation der Messsignale mit annähernd konstanter Amplitude während der 20 Zyklen der dynamischen Anregung zu erkennen.

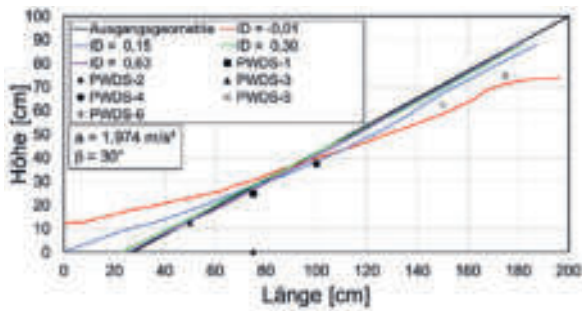


Abbildung 5-1: Einfluss der Lagerungsdichte I_D auf die Verformung der Böschung.

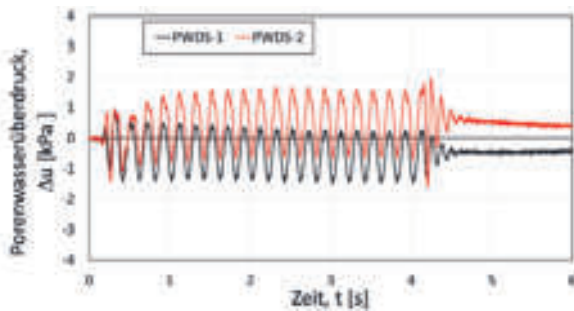


Abbildung 5-2: Porenwasserüberdrücke gemessen an den Sensoren 1 und 2 (Versuch 3).

Sensor 1, welcher nahe der Böschungsoberfläche liegt, zeigt eine Reduktion des maximalen bzw. mittleren Überdrucks mit fortschreitender Belastung. Dies kann eine Folge der Bodenumlagerung während der Zyklen sein. Ein weiterer Grund können Luftblasen sein, die während der dynamischen Anregung aus der Böschung ausgetragen werden, sich unter dem Deckel des Containers ansammeln und so den hydrostatischen Druck an den Sensoren verringern. Bei den Versuchen mit Bodenumlagerungen wurde der Austritt von vielen kleinen Luftblasen aus der Böschung beobachtet, was die nicht vollständige Wassersättigung des Porenraums der Böschungen bei der Containerbefüllung bestätigt. Sensor 2 befindet sich an der gleichen horizontalen Position wie Sensor 1, jedoch im Boden des Containers. Bei diesem Sensor ist in Abbildung 5-2 während der ersten vier Zyklen deutlich eine Akkumulation des Porenwasserüberdrucks zu erkennen, während der Wert anschließend annähernd konstant bleibt, bis er nach der Anregung infolge Konsolidierung wieder abnimmt. Die letzten, im Vergleich zu den 20 vorangegangenen Oszillationen kleineren Ausschläge der Porenwasserüberdrücke werden durch Trägheitseffekte hervorgerufen. Das Bodenmaterial und das Wasser im Container kommen nach ca. drei weitere Oszillationen zum Stillstand. Die Ermittlung von effektiven Spannungen aus den gemessenen Porenwasserdrücken, anhand derer eine mögliche lokale Bodenverflüssigung beurteilt werden kann, ist derzeit Gegenstand weiterer Analysen.

5.2 Einfluss der Beschleunigung a_{max}

Im Folgenden werden die beiden Versuche 1 und 5 verglichen, die sich in der aufgetragenen Beschleunigung ($a_{max} = 0,990$ oder $1,974 \text{ m/s}^2$) unterscheiden. Die Versuche wiesen relative Lagerungsdichten von 34 % bzw. 43 % auf. Die Profile der Böschungsoberfläche nach der dynamischen Anregung werden in Abbildung 5-3 verglichen. Bei den aufgetragenen Maximalbeschleunigungen, die dem 500- und 2500-jährigen Erdbeben entsprechen, waren die Bodenumlagerungen vernachlässigbar klein. Zu beachten ist hier wiederum, dass die Neigung der Modellböschungen die geplante Neigung der Einzelböschungen übersteigt und 20 Zyklen der Maximalbeschleunigung hintereinander aufgebracht wurden. Die gemessenen Verläufe des Porenwasserüberdrucks (siehe Sensorpositionen in Abb. 5-3) ähneln qualitativ denjenigen im Versuch 3 und werden an dieser Stelle daher nicht weiter betrachtet.

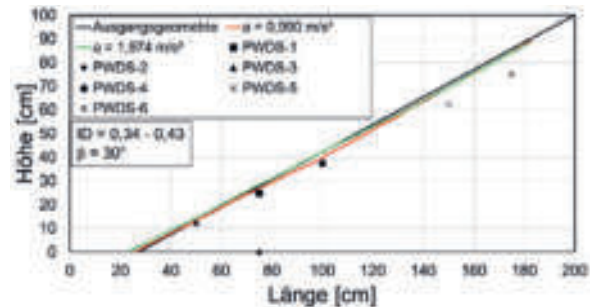


Abbildung 5-3: Einfluss der maximalen Beschleunigung a_{max} auf die Verformung der Böschung.

5.3 Einfluss der Böschungsneigung β

Zur Analyse des Einflusses der Böschungsneigung werden die Ergebnisse der Versuche 1, 6 und 7 analysiert. Die Böschungen wurden in diesen Versuchen mit Lagerungsdichten zwischen 28 % und 34 % eingebaut und einer maximalen Beschleunigung entsprechend dem 2500-jährigen Erdbeben ausgesetzt. In Abbildung 5-4 sind die Böschungsoberflächen vor (gestrichelt) und nach (durchgezogen) den dynamischen Anregungen dargestellt. Anders als im Versuch mit $\beta = 30^\circ$ verursachte die dynamische Anregung in den Versuchen mit $\beta = 23^\circ$ und 20° Setzungen der Oberfläche in der rechten Hälfte der Böschung, welche sich relativ gleichmäßig bis zum rechten Rand des Modellcontainers einstellten. Eine Bodenumlagerung in Richtung des Böschungsfußes fand jedoch in keinem der drei Versuche statt. Die Oberflächensetzungen sind vermutlich auf einen inhomogenen Einbau des Testmaterials zurückzuführen. Anders als in den vorangegangenen Versuchen wurde der Boden in den Versuchen 6 und 7 beim Einbau einer Lage auf die linke und die rechte Böschungshälfte aufgeteilt. Das Ziel einer

homogeneren Dichteverteilung wurde jedoch offensichtlich nicht erreicht, so dass in den weiteren Versuchen von dieser Aufteilung abgesehen wurde. Die Verläufe der Porenwasserüberdrücke in den Messpunkten, die in Abbildung 5-4 dargestellt sind, zeigten keine Akkumulation und erreichten nach Abschluss der dynamischen Anregung wieder ihre Ausgangswerte.

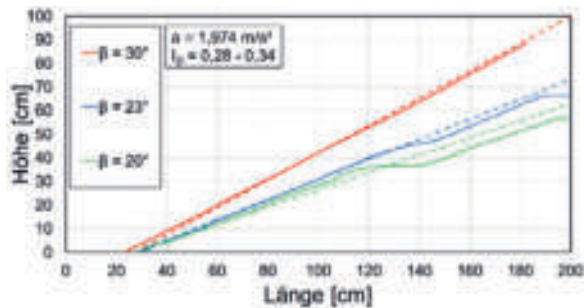


Abbildung 5-4: Einfluss der Böschungsneigung β auf die Verformung der Böschung.

6 Zusammenfassung

Zur Untersuchung des zu erwartenden Verhaltens von nahezu wassergesättigten Böschungen aus Kippensand unter dynamischer Anregung wurden Technikumsversuche durchgeführt. Dabei wurden die Lagerungsdichte I_D , der Böschungswinkel β und die maximale Beschleunigung a_{\max} variiert. Für Böschungen mit Lagerungsdichten um 30 %, wie sie in Feldkampagnen im Tagebau Inden ermittelt wurden (Wichtmann et al. 2019) wurden bei einer dynamischen Anregung durch 20 Zyklen mit den Maximalbeschleunigungen sowohl des 500- als auch des 2500-jährigen Erdbebens keine nennenswerten Bodenumlagerungen beobachtet. Dabei ist zu bedenken, dass die realen Teilböschungen mit einer Neigung von ca. 22° ausgeführt werden und reale Erdbebensignale nur einen einzelnen, maximalen Ausschlag der Größe a_{\max} aufweisen, so dass in den Modellversuchen mit 20 Zyklen der Amplitude a_{\max} eine deutlich höhere Energie eingeleitet wurde.

7 Ausblick

Weitere Technikumsversuche im mittleren Maßstab werden derzeit u.a. mit Variation der maximalen Zyklenanzahl der harmonischen Anregung (1, 2 oder 5 Zyklen) und des Kippensandes (unterschiedliche Korngrößenverteilungskurven) durchgeführt. Weiterhin werden Böschungen mit Tonbereichen sowie Einwirkungen entsprechend einem realitätsnahen Erdbebensignal getestet.

In den beschriebenen Technikumsversuchen ist das Spannungsniveau relativ gering. Dies kann für die

Validierung der numerischen Methoden nachteilig sein, da die dabei eingesetzten Stoffmodelle in der Regel nicht für diesen Spannungsbereich entwickelt und kalibriert wurden. Aus diesem Grund sollen großmaßstäbliche Technikumsversuche in einem um den Faktor 2,5 gegenüber Abbildung 2-1 skalierten Aufbau an der RUB sowie Zentrifugenmodellversuche mit einer umfangreichen Instrumentierung an der Universität Gustav Eiffel in Nantes durchgeführt werden. Aufgrund des größeren Aufwandes bei der Durchführung und Auswertung dieser Versuche werden die Parametervariationen im Vergleich zu den Technikumsversuchen im mittleren Maßstab jedoch stärker eingegrenzt.

Literaturverzeichnis

Knittel, L., Machaček, J., Gehring, S., Raabe, P., Dahmen, D., Wichtmann, T., Stutz, H.H. (2023). *Verflüssigungswiderstand eines Tagebau-Kippenbodens bei irregulärer Erdbebanregung*. Beitrag zur 3. Bodenmechanikkonferenz innerhalb der Fachsektionstage Geotechnik, DGGT.

Machaček, J. (2020). *Contributions to the numerical modelling of saturated and unsaturated soils*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie. Heft Nr. 187, Dissertation.

Mittmann A., Kuntsche, K. (2014). *Richtlinie für die Standsicherheitsuntersuchungen der Bezirksregierung Arnsberg (RfS)*. World of Mining.

RfS (2013). *Richtlinie für Untersuchungen der Standsicherheit von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenwerke (Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen - RfS)*

Wichtmann, T., Steller, K., Triantafyllidis, Th., Back, M., Dahmen, D. (2019). *An experimental parametric study on the liquefaction resistance of sands in spreader dumps of lignite opencast mines*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 122, July, pp. 290-309.



Modellierung von zyklischen Einfachserversuchen an gesättigtem Sand unter mehraxialer Belastung

Dr.-techn. G. Medicus, Universität Innsbruck
Dr.-Ing. M. Tafili, Universität Innsbruck, Ruhr-Universität Bochum

Unterschiedliche Belastungsmuster und die Größe von aufgebrauchten Belastungszyklen wirken sich auf das Verflüssigungsverhalten von Sand aus. In diesem Beitrag werden zyklische, mehraxiale Einfachserversuche mit der Hypoplastizität, erweitert um die intergranulare Dehnung, modelliert. Die Simulationsergebnisse werden Experimenten aus der Literatur von Fuji River Sand gegenübergestellt. Es stellt sich heraus, dass die Hypoplastizität das Bodenverhalten unter mehraxialer zyklischer Belastung qualitativ erfolgreich abbilden kann: Je kleiner die zyklisch aufgebrauchten Schubspannungen, desto größer ist die notwendige Zyklenanzahl bis es zur Bodenverflüssigung kommt. Zudem sind für einaxiale, zyklische Einfachserversuche mehr Belastungszyklen erforderlich, als bei elliptischen oder kreisförmigen Belastungsmustern.

1 Einleitung

Unterschiedliche Belastungsmuster wirken sich auf das Bodenverhalten und im Speziellen auch auf das Verflüssigungsverhalten von Sand aus. Stoffmodelle werden häufig auf Basis von axialsymmetrischen Elementversuchen entwickelt und untersucht, wie zum Beispiel durch konventionelle, undrainierte oder drainierte triaxiale Kompressionsversuche. In diesen Fällen ist die Verformung quaderförmig, das heißt, es gibt keine Änderung der Richtungen der Hauptnormalspannungen und der Hauptnormalverzerrungen. In der geotechnischen Praxis ist der Einfachserversuch (*Direct Simple Shear*, DSS) ein bewährtes Experiment, das auch zur Bestimmung geotechnischer Parameter eingesetzt wird. Dies liegt daran, dass der DSS-Versuch ein relativ zugänglicher Laborversuch ist und damit eine kostengünstige Alternative zu anderen Versuchen darstellt.

In diesem Beitrag werden Simulationen von monotonen und zyklischen DSS Versuchen mit der Hypoplastizität vorgestellt. Dafür wird die Version nach von Wolffersdorff (1996) erweitert um die intergranulare Dehnung (IGS, Niemunis & Herle, 1997) verwendet. Die Simulationen wurden mit dem Incremental Driver (Niemunis, 2017) durchgeführt. Der Incremental Driver als auch die UMAT (*user material subroutine*) der Hypoplastizität sind auf der Plattform SoilModels.com (Gudehus et al, 2008) verfügbar. Zuerst wird der monotone Einfachserversuch erläutert, einschließlich der Rotationen der Spannungen. Außerdem werden die Simulationen der zyklischen Versuche den experimentellen Ergebnissen von Ishihara und

Yamazaki (1980) gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass in den Experimenten wie auch in den Simulationen der multiaxialen DSS Versuche im Vergleich zu den einaxialen bei gleicher Zyklenanzahl eine größere Akkumulation der Verzerrungen stattfindet. Außerdem wird gezeigt, dass der Attraktor im Spannungsraum im kritischen Zustand für den monotonen Versuch mit dem Attraktor des zyklischen, mehraxialen Versuchs übereinstimmt: In beiden Fällen strebt der Spannungspfad im Versagen auf den Lodewinkel von 0° zu.

2 Einfachserversuche mit der Hypoplastizität

In diesem Abschnitt werden Einfachserversuche mit der Hypoplastizität (von Wolffersdorff, 1996) simuliert. Bei den zyklischen Versuchen wird das Modell mit der intergranularen Dehnung (Niemunis & Herle, 1997) erweitert.

φ_c [°]	e_{i0}	e_{c0}	e_{d0}
33.1	1.212	1.054	0.677
h_s [MPa]	n	α	β
4000	0.27	0.14	2.5

Tabelle 2-1: Parameter der Hypoplastizität (von Wolffersdorff, 1996) für Karlsruhe Feinsand aus Wichtmann et al. (2019)

Die Simulationen werden qualitativ mehraxialen Einfachserversuchen an Fuji River Sand (Ishihara & Yamazaki, 1980) gegenübergestellt. Eine

quantitative Gegenüberstellung war für Fuji River Sand nicht möglich, da nicht ausreichend experimentelle Daten für eine vollständige Kalibrierung verfügbar waren. Daher verwenden wir in den folgenden Simulationen den Parametersatz für Karlsruhe Feinsand aus Wichtmann et al. (2019) und beschränken uns auf qualitative Aussagen. Die Parameter sind in Tab. 2-1 und 2-2 zusammengefasst.

R	m_R	m_T	β_{r0}	X
0.0001	2.2	1.1	0.1	5.5

Tabelle 2-2: Parameter für die intergranulare Dehnung (Niemunis & Herle, 1997) für Karlsruhe Feinsand aus Wichtmann et al. (2019)

2.1 Monotoner Einfachscherversuch

Abb. 2-1 zeigt eine Simulation eines monotonen, undränierten DSS Versuchs mit der Hypoplastizität. Der Ausgangsspannungszustand ist ein axialsymmetrischer K_0 Zustand mit lockerer relativer Lagerungsdichte. Das Symbol \diamond markiert den Anfangszustand, \circ zeigt den Endzustand der Simulation. Abb. 2-1(a) zeigt den Spannungspfad im τ - σ'_v Diagramm. Das Zahlenpaar (σ'_v, τ) stellt den höchsten Punkt auf dem Mohr'schen Kreis dar. Damit ist die horizontale Ebene im DSS Versuch jene Ebene, in der die Schubspannung maximal ist. Außerdem stimmt die mittlere Hauptnormalspannung σ'_2 mit der vertikalen Spannung σ'_v im kritischen Zustand praktisch überein. In Abb. 2-1 (b) ist das Spannungsverhältnis τ/σ'_v über die Schubverzerrung γ aufgetragen. Das Spannungsverhältnis nimmt kontinuierlich bis zu folgendem Wert zu:

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} = \sqrt{\frac{4 \sin^2 \varphi_c}{3 + \sin^2 \varphi_c}} \quad (1)$$

In Abb. 2-1 (c) wird die Neigung der größten Hauptnormalspannung σ'_1 zur horizontalen Richtung durch den Winkel α_σ beschrieben: α_σ beträgt anfangs 90° und nimmt mit zunehmender Schubverzerrung kontinuierlich auf 45° ab, siehe Abb. (c) und vgl. dazu auch Schranz & Fellin (2015) und Medicus et al. (2022). Abb. 2-1 (d) zeigt die normierte Deviatorebene. Der Anfangsspannungszustand ist ein ödometrischer K_0 - Zustand und damit axialsymmetrisch. Unter der DSS Scherung, die unter ebener Verzerrung erfolgt, nähert sich der Spannungspfad dem Lodewinkel $\theta = 0^\circ$ an und liegt

damit genau zwischen axialsymmetrischer, triaxialer Kompression ($\theta = 30^\circ$) und Extension ($\theta = -30^\circ$).

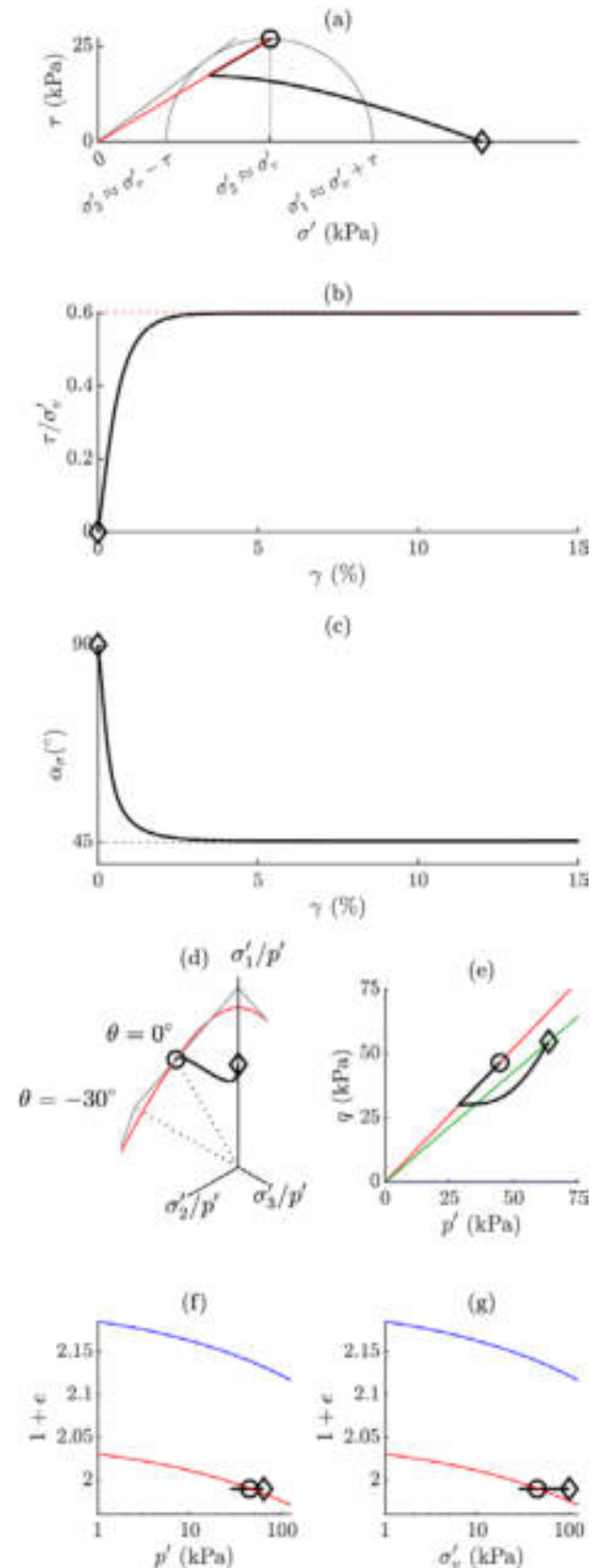


Abbildung 2-1: Monotoner, undränkter Einfachscherversuch, simuliert mit der Hypoplastizität. Anfangszustand: \diamond , Endzustand: \circ



Die deviatorische Richtung $\theta=0^\circ$ ist für den ebenen Verzerrungszustand der Attraktor der Hypoplastizität im kritischen Zustand (Medicus et al., 2021 & 2022). Der Spannungspfad nähert sich in der p' - q Ebene dem folgenden Spannungsverhältnis an, siehe Abb. 2-1 (e).

$$\frac{q}{p'} = \sqrt{\frac{12 \sin^2 \varphi_c}{3 + \sin^2 \varphi_c}} \quad (2)$$

Gleichung (2) beschreibt damit die Neigung der kritischen Zustandslinie (*critical state line*, CSL) für ebene Verformungszustände in der Hypoplastizität in der p' - q Ebene. Dieses Spannungsverhältnis ergibt sich aus dem Versagenskriterium von Matsuoka–Nakai, ausgewertet für den Lodewinkel $\theta=0^\circ$. In den Abb. 2-1 (f) und (g) sind die Grenzporozitäten e_i und e_c dargestellt. Die Ordinaten stimmen in den $(1 + e) - p'$ und $(1 + e) - \sigma'_v$ Diagrammen überein, da im kritischen Zustand unter DSS Bedingungen mit der Hypoplastizität in guter Näherung folgendes gilt:

$$\sigma'_v = p' \quad (3)$$

Das liegt daran, dass sich die Hauptnormalspannungen im kritischen Zustand näherungsweise wie folgt zusammensetzen, vgl. dazu Abb. 2-1 (a) und Medicus et al. (2022):

$$\sigma'_1 = \sigma'_v + \tau \quad (4)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_v \quad (5)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_v - \tau \quad (6)$$

2.2 Multiaxiale, zyklische Einfachscherversuche

Ishihara und Yamazaki (1980) haben mehrere Serien von multiaxialen, undrainierten DSS Versuchen an gesättigten Fuji River Sandproben durchgeführt. Dabei wurde eine Scherversuchsvorrichtung mit zwei pneumatischen, zyklischen Belastungsvorrichtungen in zwei zueinander senkrechten horizontalen Richtungen verwendet, um rotierende Belastungsmuster in einem Versuchstyp zu ermöglichen. Dadurch können die zyklischen Schubspannungen τ_{12} und τ_{23} mit gleichen oder unterschiedlichen Amplituden in zwei Richtungen mit einer Phasendifferenz von 90 Grad aufgebracht werden, siehe Abb. 2-2. Für $\tau_{23} = \tau_{12}$ wird das Belastungsmuster kreisförmig, für $\tau_{23} = 0$ wird der Versuch einaxial. Alle Versuche erfolgten undrained, als zusätzliche Randbedingung gilt also Volumenkonstanz. In allen folgenden Simulationen ist der initiale Zustand ein K_0

Spannungszustand mit $\sigma'_{v0} = 200$ kPa und mit einer Anfangsporenzahl von $e_0 = 0.87$.

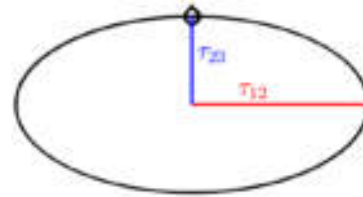


Abbildung 2-2: Belastungsmuster im mehraxialen Einfachscherversuch. Für $\tau_{23} = \tau_{12}$ wird das Belastungsmuster kreisförmig, für $\tau_{23} = 0$ wird der Versuch einaxial. Das Verhältnis der Nebenachse zur Hauptachse der Ellipse τ_{23}/τ_{12} definiert die Form der Ellipse.

Das Belastungsmuster, also das aufgebrachte τ_{23}/τ_{12} -Verhältnis, als auch die Größe der normierten Schubspannung τ_{12}/σ'_{v0} , wird variiert.

Als mögliches Versagenskriterium unter undrainerter, zyklischer Scherung eignet sich zum Beispiel das Erreichen der Schubverzerrung $\gamma_{12} = 3\%$. Die Zyklenzahl N die zum Erreichen dieser Schubverzerrung notwendig ist, wird von Ishihara & Yamazaki (1980) als Indikator für Versagen und für Bodenverflüssigung angesehen und wird daher in den Versuchen und in den hier durchgeführten Simulationen dokumentiert. Abb. 2-3 zeigt die Simulation eines zyklischen, mehraxialen Einfachscherversuchs. Das Symbol \diamond markiert den Anfangszustand, \circ zeigt den Endzustand der Simulation. Der Versuch wurde mit der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung (Hypo+IGS) simuliert. Abb. 2-3 (a) zeigt die τ_{12} - σ'_v Ebene. Die Probe wird mit elliptischem Belastungsmuster (siehe b) so lange wiederkehrend belastet, bis die Schubverzerrungen ansteigen und 3% übersteigen, siehe Abb. 2-3 (c) und (d). Die aufgebrachte τ_{23} - τ_{12} Belastung ist in Abb. 2-3 (b) dargestellt und das Verhältnis der Nebenachse zur Hauptachse der Ellipse τ_{23}/τ_{12} beträgt dabei 0.5. Die Größe der Hauptachse der Ellipse wird in der Simulation in Abb. 2-3 mit $\tau_{12} = 0.017 \sigma'_{v0}$ festgelegt. In den ersten Zyklen sind die resultierenden Schubverzerrungen klein und erst bei $N = 46$ werden Schubverzerrungen von γ_{12} von 3% generiert. Diese Zyklenzahl ist abhängig von der Belastungsamplitude und der Form des Belastungsmusters. In Abb. 2-4 sind weitere Details zum Versuch von Abb. 2-3 dargestellt.

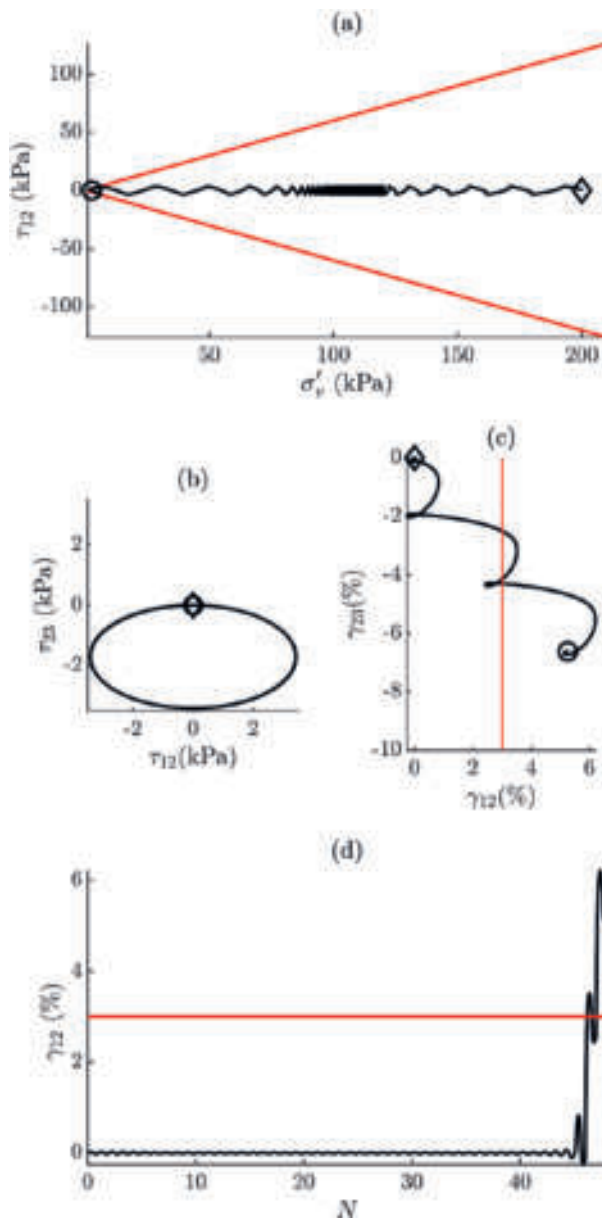


Abbildung 2-3: Zyklischer ($N = 48$), mehraxialer DSS Versuch, simuliert mit der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung. Die Probe wird mit einem elliptischen τ_{23} - τ_{12} Muster belastet, siehe Abb. (b).

Abb. 2-4 (a) zeigt den τ_{12} - γ_{12} Verlauf. Abb. 2-4 (b) und (c) zeigen in den p' - $(1+e)$ und p' - q Ebenen das Verflüssigungsverhalten: die Pfade streben zum effektiven mittleren Druckes $p'=0$. Die durchgezogene rote Linie in Abb. (b) zeigt die CSL im kritischen Zustand für den ebenen Verzerrungszustand (Lodewinkel $\theta=0^\circ$) nach Gl. (2). Die gepunktete Linie ist die CSL für axialsymmetrische, triaxiale Kompression. Der Attraktor im Versagen in der normierten Deviatorebene in (d) stimmt mit dem Attraktor des monotonen DSS Versuchs überein: in beiden Fällen

strebt der Spannungspfad im Versagen auf den Lodewinkel 0° zu. Der Lodewinkel 0° ist jener Attraktor, der in der Hypoplastizität dem kritischen Spannungszustand unter ebener Verzerrung entspricht (Medicus et al., 2022). Abb. 2-4 (e) und (f) zeigen den Verlauf der volumetrischen und deviatorischen Anteile der intergranularen Dehnung.

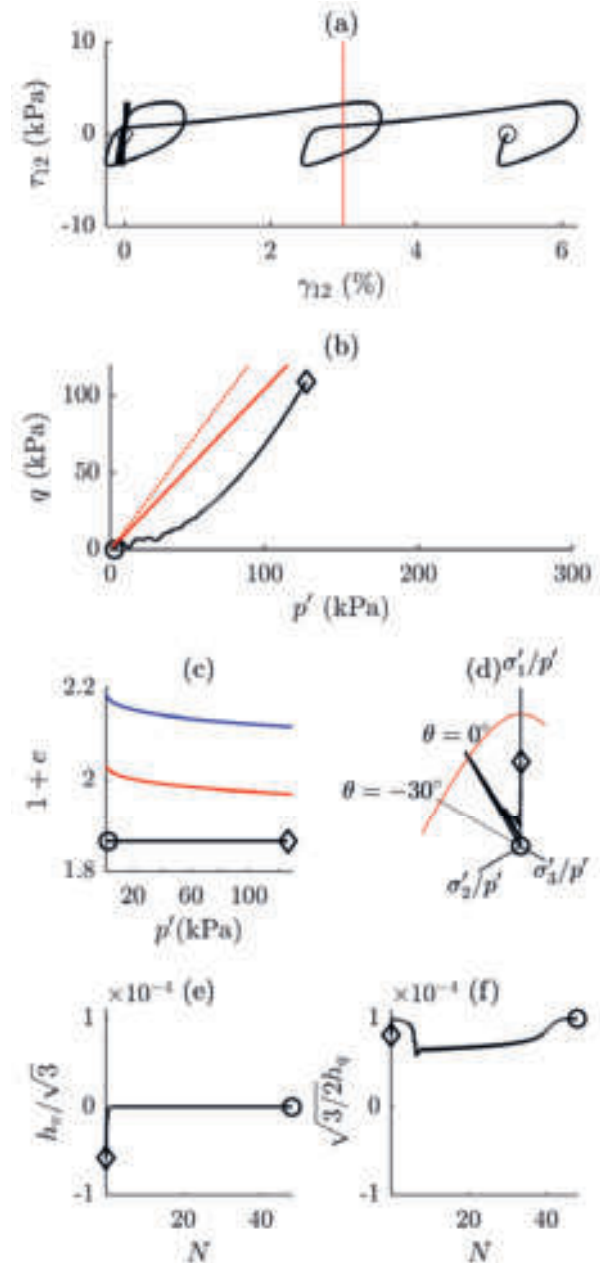


Abbildung 2-4: Zusätzliche Abbildungen zum Versuch in Abb. 2-3.

Im Anfangszustand ist die intergranulare Dehnung ödometrisch voll mobilisiert. Durch das anschließend aufgebrachte zyklische Belastungsmuster entsteht bis $N \sim 45$ ein Steifigkeitszuwachs aufgrund der intergranularen



Dehnung \mathbf{h} mit $0 < |\mathbf{h}| < R$. Am Ende des Versuchs sind der volumetrische und deviatorische Anteil der intergranularen Dehnung mit $h_v = 0$ und mit $h_q = \sqrt{2/3} R$ wieder voll mobilisiert ($|\mathbf{h}| = R$) und damit folgt die Modellantwort vollständig aus der Hypoplastizität.

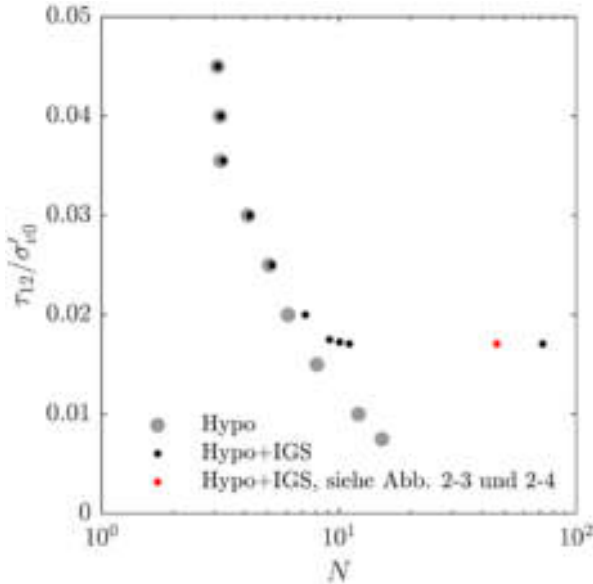


Abbildung 2-5: Die Form des Belastungsmusters ist hier $\tau_{23}/\tau_{12} = 0.5$, $\sigma'_{v0} = 200$ kPa, τ_{12}/σ'_{v0} wird variiert: Je kleiner τ_{12}/σ'_{v0} , desto größer ist die Zyklenzahl N bis γ_{12} von 3% erreicht wird. Der rote Punkt zeigt den Versuch aus den Abb. 2-3 und 2-4.

Abb. 2-5 zeigt, unter Beibehaltung der Form der Ellipse mit $\tau_{23}/\tau_{12} = 0.5$, den Einfluss der Größe der Hauptachse der Ellipse τ_{12} . Die Anfangsvertikalspannung σ'_{v0} beträgt in allen Simulationen 200 kPa. Die Ergebnisse dieser Simulationen zeigen, dass mit zunehmender Größe von τ_{12}/σ'_{v0} , die notwendige Zyklenzahl zum Erreichen der Schubverzerrungen γ_{12} von 3% abnimmt. Für die Belastungsmuster mit großen normierten Schubspannungen ($\tau_{12}/\sigma'_{v0} > 0.025$) stimmen die Ergebnisse der Hypoplastizität (graue Punkte) mit den Ergebnissen von Hypo+IGS (schwarze Punkte) praktisch überein. Werden kleinere Schubspannungen aufgebracht, werden auch die Verzerrungen kleiner, wodurch im *small-strain* Bereich im Modell die intergranulare Dehnung aktiviert wird: Als Folge erhöht sich die Zyklenzahl, die zum Erreichen der Schubverzerrungen γ_{12} von 3% notwendig ist, siehe Abb. 2-5. In Abb. 2-6 wird zusätzlich zur

Belastungsamplitude τ_{12}/σ'_{v0} auch die Form des Belastungsmusters τ_{23}/τ_{12} variiert. Die Ergebnisse der Simulationen zeigen, dass mit zunehmender Größe von $\tau_{23}/\tau_{12} \leq 1$ die notwendige Zyklenzahl zum Erreichen der Schubverzerrungen γ_{12} von 3% abnimmt. Für $\tau_{23}/\tau_{12} = 1$, ist das Belastungsmuster kreisförmig, für $\tau_{23}/\tau_{12} = 0$, ist der zyklische DSS Versuch einaxial, vgl. dazu auch die Abb. 2-2. Abb. 2-7 zeigt experimentelle Ergebnisse von Ishihara & Yamazaki (1980) an Fuji River Sand. Die Experimente stimmen qualitativ mit den Prognosen der Simulationen in Abb. 2-6 überein: Je kleiner die aufgetragenen normierten Schubspannungen τ_{12}/σ'_{v0} und je kleiner τ_{23}/τ_{12} , desto größer ist die notwendige Zyklenzahl N , bis γ_{12} von 3% erreicht wird.

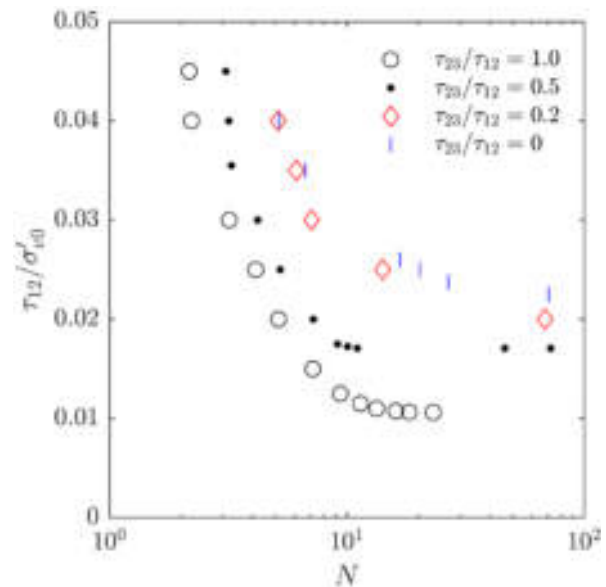


Abbildung 2-6: Simulationen mit Hypo+IGS: Je kleiner τ_{12}/σ'_{v0} und je kleiner τ_{23}/τ_{12} , desto größer ist die Zyklenzahl N bis γ_{12} von 3% erreicht wird.

3 Zusammenfassung

Belastungsmuster und die Größe von aufgetragenen Belastungszyklen wirken sich auf das Verflüssigungsverhalten von Sand aus. Experimente von Ishihara & Yamazaki (1980) an zyklischen Einachserscherversuchen zeigen: je kleiner die wiederkehrend aufgetragenen Schubspannungen, desto größer ist die Zyklenzahl bis es zur Bodenverflüssigung kommt. Für einaxiale, zyklische Einachserscherversuche sind zudem mehr Belastungszyklen erforderlich, als bei elliptischen oder kreisförmigen Belastungsmustern. Somit steigt das Verflüssigungspotential von Sand

bei mehraxialer Scherbelastung. Die Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung kann dieses Verhalten unter mehraxialer zyklischer Belastung qualitativ gut abbilden. Zukünftige Studien werden sich auf den quantitativen Vergleich von Stoffmodellen mit der multiaxialen DSS-Belastung von Ottawa-Sand (Bhaumik et al, 2023) konzentrieren: neben der Hypoplastizität soll das elastoplastische Modell SANISAND (Taiebat & Dafalias, 2008) sowie die verallgemeinerten Plastizitätsmodelle (Yeh et al., 2023; Knittel et al., 2023) verwendet werden.

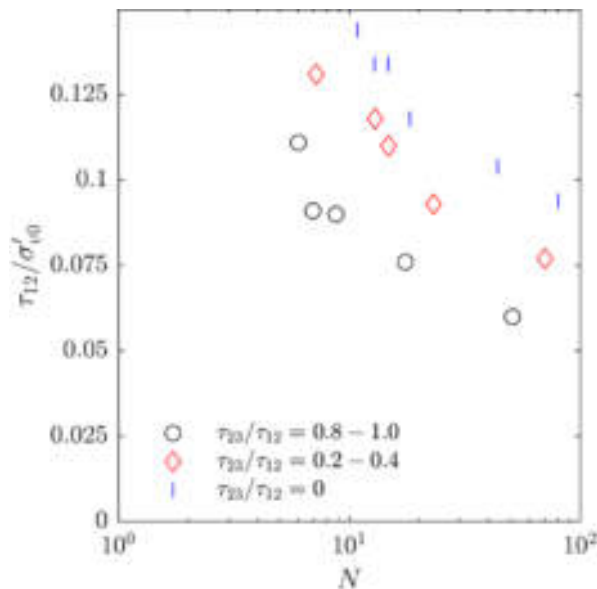


Abbildung 2-7: Experimentelle Ergebnisse, digitalisiert von Ishihara & Yamazaki (1980). Je kleiner τ_{12}/σ'_{v0} und je kleiner τ_{23}/τ_{12} , desto größer ist die Zyklenzahl N bis γ_{12} von 3% erreicht wird.

Danksagung

Diese Forschung wurde teilweise durch den Wissenschaftsfonds (FWF) finanziert, Projektnummer: V-918. Zum Zweck des freien Zugangs hat die Autorin für jedwede akzeptierte Manuskriptversion, die sich aus dieser Einreichung ergibt, eine 'Creative Commons Attribution CC BY'-Lizenz vergeben.

Literaturverzeichnis

Bhaumik, L.; Rutherford, C.; Olson, S.; Hashash, Y.; Numanoglu, O.; Cerna-Diaz, A. & Weaver, T. (2023) A Multidirectional Cyclic Direct Simple Shear Device for Characterizing Dynamic Soil Behavior, *Geotech. Test. J.*, 46, 20210286

Gudehus, G., Amorosi, A., Gens, A., Herle, I.; Kolymbas, D.; Mašin, D.; Muir Wood, D.; Nova, R.;

Niemunis, A.; Pastor, M.; Tamagnini, C.; Viggiani, G. (2008) The soilmodels.info project. *Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech.* 32(12): 1571-1572

Ishihara, K. & Yamazaki, F. (1980), Cyclic Simple Shear Tests on Saturated Sand in Multi-Directional Loading, *Soils Found.*, Volume 20, Issue 1, 45-59.

Medicus, G.; Bode, M.; Tschuchnigg, F. & Schneider-Muntau, B. (2021) Plane Strain Failure for Different Constitutive Models, In: *Challenges and Innovations in Geomechanics*, Springer International Publishing, Barla, M.; Di Donna, A. & Sterpi, D. (Eds.) Pages 498-506

Medicus, G.; Kwa, K.A. & Cerfontaine, B. (2022) A consistent calibration process for the Matsuoka-Nakai friction angle under direct simple shear conditions for clay hypoplasticity *Comput Geotech.*, 150, 104888

Niemunis, A. & Herle I. (1997) Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mech Cohes Frict Mat* 2: 279-299

Niemunis, A. (2017) Incremental Driver, user's manual, University of Karlsruhe KIT

Schranz, F. & Fellin, W. (2015) Stability of infinite slopes investigated with elastoplasticity and hypoplasticity, *Geotechnik*, WILEY-VCH Verlag

Taiebat, M. & Dafalias, Y. F. (2008). *SANISAND: simple anisotropic sand plasticity model*. *Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech.*, 32/8, 915-948.

Wichtmann, T.; Fuentes, W.; Triantafyllidis, T. (2019) Inspection of three sophisticated constitutive models based on monotonic and cyclic tests on fine sand: Hypoplasticity vs. Sanisand vs. ISA, *Soil Dyn. and Earthq. Eng.*, Vol. 124, 172-183

von Wolffersdorff, P.-A. (1996) A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mech Cohes Frict Mat* 1(3): 251-271.

Yeh, F. H.; Tafili, M.; Prada-Sarmiento, L. F.; Ge, L.; Wichtmann, T. (2023). Inspection of two sophisticated models for sand based on generalized plasticity: Monotonic loading and Monte Carlo analysis. *Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech.*, 47(3), 425-456.

Knittel, L.; Tafili, M.; Tavera, C. G.; Triantafyllidis, T. (2023). New perspectives on preshearing history in granular soils. *Scientific Reports*, 13(1), 4576.



Neue Erkenntnisse zur Vorbelastungs- geschichte granularer Böden

Dr.-Ing. Merita Tafili, Ruhr-Universität Bochum

Dr.-Ing. Lukas Knittel, Keller Grundbau GmbH

Prof. Dr.-Ing. Carlos Grandas, Brandenburgische Technische Universität Cottbus

Prof. Dr.-Ing. habil. Th. Triantafyllidis, Ruhr-Universität Bochum

Geotechnische Konstruktionen mit hohem Schwierigkeitsgrad erfordern oftmals im Designprozess die Berücksichtigung der zuvor im Boden stattgefundenen pfadabhängigen Beanspruchungen. Triaxialversuche im Labor und Nachrechnungen mit konstitutiven Stoffmodellen zeigen hingegen, dass weder der langanhaltende Effekt einer zuvor stattfindenden Scherung, noch die Kornkontaktstruktur, von allen Stoffmodellen angemessen erfasst wird. Dieser Beitrag beschäftigt sich daher mit der Berücksichtigung von Stoffmodellunzulänglichkeiten für adäquate Berechnungen.

1 Einleitung

Bei vielen geotechnischen Konstruktionen spielen pfadabhängige Beanspruchungen, welche vor dem Bemessungslastfall stattfinden, eine bedeutende Rolle. Im Hinblick auf Verflüssigungserscheinungen anspruchsvoller Baumaßnahmen wurde in den letzten Jahrzehnten der Einfluss der Dichte, der Konsolidierungsspannung und der Amplitude einer zyklischen Beanspruchung in labortechnischen Untersuchungen eingehend betrachtet. Im Allgemeinen zeigen dabei undrained Triaxialversuche an Proben, die unter isotroper Belastung konsolidiert wurden, dass dichte Proben mehr Belastungszyklen bis zum Eintreten einer Verflüssigungserscheinung erreichen, als locker gelagerte Proben. Dies trifft jedoch nicht zu, wenn sich die Richtungen der Vorbelastungspfade und der nachfolgenden Beanspruchungspfade unterscheiden. Dieser Beitrag beschäftigt sich mit den Effekten aus einer undrained Vorbelastung und den im Späteren folgenden drained Beanspruchungspfaden sowie dem Einfluss aus der Kornkontaktstruktur des Bodens.

2 Zyklische Triaxialversuche

2.1 Probenpräparation

Im Rahmen dieses Beitrags wurden zwei verschiedene Methoden der Probenpräparation im Hinblick auf verschiedene Kontaktstrukturen in situ angewendet. Dabei wurden ausschließlich rekonstituierte Proben durch die Methoden des trocknen Einrieselns (AP-Methode) oder des feuchten Einstampfens (MT-Methode) präpariert. Als Testmaterial wurde in allen Versuchen Karlsruher Feinsand (KFS) mit den charakteristischen Kenngrößen $d_{50} = 0,14$ mm, $C_u = 1,5$ (< 5 , d.h. eng gestufter Boden), $e_{\min} = 0,677$, $e_{\max} = 1,054$ und $\rho_s = 2,65$ g/cm³ verwendet. Bei Verwendung der AP-Methode wurde die Einbringung des

trockenen Feinsandes mit einer Rieselhilfe, bestehend aus entsprechender Düse, Rohr und Trichter vollzogen. Mit Hilfe des Trichters wird der Sand in den Probenformer eingerieselt. Durch die Variation des Auslassdurchmessers der Düse und der Fallhöhe sowie deren Kombinationen, kann eine gewünschte Lagerungsdichte erzielt werden.

Bei der MT-Methode wird die Probe in einer bestimmten Anzahl an Lagen unter Verwendung eines gewählten Unterverdichtungsgrades eingebaut. Für die 200 mm hohen Proben wurden 8 Lagen und ein Unterverdichtungsgrad von $U = 10\%$ gewählt. Der Vorgang des feuchten Einstampfens wird mittels eines höhenregulierbaren Stampfers durchgeführt. Nachdem die letzte Lage eingebaut ist, muss die Oberfläche wie bei der AP-Methode mit einem Lineal abgezogen werden. Alle Vollzylinderproben mit $h = 200$ mm, $d = 100$ mm wurden anschließend mit CO₂ gespült, vollständig mit Wasser gesättigt ($B > 0,98$) und unter dem isotropen Anfangsspannungszustand $p = 100$ kPa und $q = 0$ kPa konsolidiert.

Vorangegangene Studien von Ladd (1977) zeigten, dass Proben, welche durch die AP-Methode hergestellt wurden, in der Regel die niedrigste undrained Scherfestigkeit unter zyklischer Belastung aufweisen während MT-Proben nachweislich mehr Belastungszyklen bis zur Verflüssigung aushalten. Ladd (1977) führt dies auf Unterschiede zwischen den Ergebnissen von (1) Unterschieden in den Korn- und Zwischenpartikelkontaktorientierungen, (2) Variationen des Hohlraumverhältnisses (Trockengewicht) innerhalb der Proben und (3) der Entmischung der Partikel zurück. Die MT-Methode führt dabei ein anisotropes Verhalten ein. Dazu können homogene Bedingungen auch nicht gewährleistet werden. Generell lässt sich sagen, dass eine höhere relative Lagerungsdichte zu mehr Kornkontakten führt. Bei einem Vergleich der AP- und MT-Präparationsmethoden, führt die MT-Methode zu mehr Kornkontakten und damit zu einem geringeren Kontraktionsverhalten unter undrained

Bedingungen. Die von Ladd (1977) beschriebenen Unterschiede zeigen sich auch in den in Abschnitt 2.2 präsentierten Versuchsergebnissen.

2.2 Versuchsdurchführung

Um die Auswirkung verschiedener Vorbelastungsgeschichten in Kombination mit unterschiedlichen Präparationsmethoden auf das spätere Scherverhalten granularer Böden zu untersuchen, wurden Versuche in einem Triaxialversuchsstand durchgeführt. Durch eine programmierbare Oberfläche ist es dabei möglich, an derselben Probe sowohl undränierter als auch dränierter Belastungspfade gezielt abzufahren. Details zum Versuchsstand siehe Knittel et al. (2023). In allen Versuchsserien wurden die gleichen dränierter zyklischen Belastungspfade appliziert, jedoch jeweils unterschiedliche Vorbelastungsgeschichten auf die Proben aus KFS mit einer dichten Anfangslagerung ($I_{D0} \approx 0,8$) aufgebracht. Abb. 1 zeigt die Ergebnisse ausgewählter Versuche mit der AP- und MT-Probenpräparationsmethode.

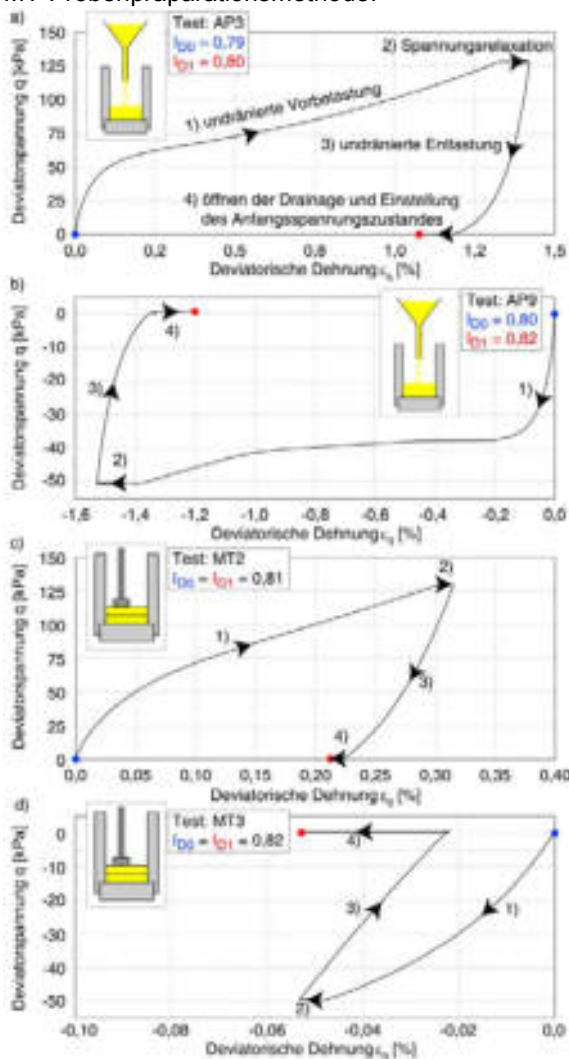


Abbildung 1: q - ε_q Spannungspfade während der Vorbelastung in den Versuchen AP3, AP9, MT2 und MT3, zusammengefasst in Tab. 1.

Ausgehend von $p = 100$ kPa und $q = 0$ kPa wurden die Proben sowohl im Kompressionsbereich (Abb. 1a,c) als auch Extensionsbereich (Abb. 1b,d) unter undränierter Verhältnissen vorbelastet. Im Versuch AP3 (Abb. 1a) wurde die Deviatorspannung entsprechend Tab. 1 zunächst auf $q = 128,5$ kPa erhöht, anschließend auf $q = 0$ kPa entlastet und schließlich die Drainage geöffnet um $p = 100$ kPa und $q = 0$ kPa erneut einzustellen. Hierbei zeigte sich eine Erhöhung der relativen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,79$ auf $I_{D1} = 0,80$. Abb. 1b zeigt für AP9 zunächst eine Beanspruchung im Extensionsbereich auf $q = -50,4$ kPa, eine Entlastung auf $q = 0$ kPa und erneute Einstellung auf isotrop $p = 100$ kPa. Die Vorbelastungen der MT-Proben, erfolgten in ähnlicher Weise entsprechend den Abb. 1c, 1d und Tab. 1.

Versuch	p [kPa]	q [kPa]	D_{r0} [%]	D_{r1} [%]
AP1	0,0	0,0	78	78
AP2	77,4	83,0	80	80
AP3	99,5	128,5	79	80
AP7	89,5	-28,5	82	83
AP9	60,5	-50,4	80	82
MT1	0,0	0,0	80	80
MT2	99,1	129,9	81	81
MT3	93,7	-49,6	82	82

Tabelle 1: Versuchsprogramm der AP-Proben hergestellt durch trockenes Einrieseln bzw. der MT-Proben präpariert durch feuchtes Einstampfen.

Nach der Einstellung des Anfangsspannungszustandes wurden die relativen Lagerungsdichten I_{D1} bestimmt (Tab. 1) und dränierter p - q -Spannungspfade der Länge $l_{pq} = 40$ kPa unter 16 verschiedenen Spannungsverhältnissen η ($= \Delta p / \Delta q$) im Kompressions- und Extensionsbereich untersucht. Bei jedem Spannungsverhältnis wurde jeweils ein Zyklus aufgebracht. Die Spannungsverhältnisse η wurden hierbei in Schritten von $\Delta\eta = 0,125$ variiert ($\eta = 1,125; 1,00; 0,875; \dots; -0,625$ und $-0,750$). Der erste Spannungspfad mit dem Spannungsverhältnis $\eta_1 = 1,125$ stellt dabei eine Be- und Entlastung der Probe dar. Auf jeden Spannungspfad mit dem Spannungsverhältnis η_i (Belastung) folgt demnach ein weiterer Spannungspfad $-\eta_i$ (Entlastung), bis zum Erreichen von $p = 100$ kPa und $q = 0$ kPa. Danach wird der nächste Spannungspfad mit η_{i+1} appliziert. In analoger Weise wurden die weiteren 15 Spannungspfade bis zum 16. Spannungspfad mit $\eta_{16} = -0,750$ aufgebracht.



3 Ergebnisse und Simulationen

Im Folgenden werden sowohl die Versuchsergebnisse der Experimente in Tab. 1 zusammengefasst als auch die Simulationen mit vier fortgeschrittenen Stoffmodellen dargestellt, diskutiert und gegenübergestellt. Folgende Stoffmodelle werden berücksichtigt: Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung nach Niemunis & Herle (1997) (Hypo+IGS), das Intergranular Strain Anisotropy (ISA) Modell nach Fuentes & Triantafyllidis (2015), das Sanisand Modell nach Dafalias & Manzari (2004) und das neue hypoplastische Modell mit historiotroper Fließfläche nach Grandas et al. (2020) (Hypo+YS). Dieser Artikel verwendet die in diesen Studien erhaltenen und validierten Parameter, entsprechend Tab. 2, 3, 4 und 5.

φ_c (°)	e_{i0}	e_{c0}	e_{d0}	h_s (MPa)	n	
33,1	1,212	1,054	0,677	4.000	0,27	
α	β	R	m_R	m_T	β_R	χ
0,14	2,5	10^{-4}	2,2	1,1	0,1	5,5

Tabelle 2: Materialparameter von Hypo+IGS für KFS.

e_{i0}	λ_i	n_{pi}	n_e	ν	e_{c0}
1,21	0,0045	0,8	3,2	0,35	1,067
λ_c	n_{pc}	M_c	c	n_d	f_{b0}
0,00573	0,68	1,34	0,7	0,5	1,8
R	m_R	β	χ_h	c_z	r_F
10^{-4}	1,7	0,1	11	5×10^4	1,6/0,0

Tabelle 3: Materialparameter von ISA für KFS.

e_0	λ	ξ	M_c	M_e
1,103	0,122	0,205	1,34	0,938
m	G_0	ν	h_0	c_h
0,05	150	0,05	10,5	0,75
n_b	A_0	n_d	z_{max}	c_z
1,2	0,9	2	20	10^4

Tabelle 4: Materialparameter von Sanisand für KFS.

α	n	c	φ_c (°)
0,1	0,677	0,001096	33,1
e_{c0}	n_{Bc}	h_{sc} (MPa)	c_2
1,054	0,27	4.000	50
n_{peak}	n_{YD}	e_{i0}	c_b
2	1	1,1	0,2
n_{PTL}	n_0	n_{Bi}	h_{si} (MPa)
1	4	0,48	8.400

Tabelle 5: Materialparameter von Hypo+YS für KFS.

Von besonderem Interesse hierbei ist die Prognose der vorgestellten Versuche mit verschiedenen Vorbelastungsgeschichten an KFS-Proben. Aufgrund der begrenzten Variation der Randbedingungen sind diese Tests jedoch ungeeignet, um alle Parameter

eines konstitutiven Modells zu bestimmen. Wichtmann et al. (2019) haben eine numerische Studie vorgestellt, in der eine umfangreiche und gut dokumentierte Datenbank zu KFS verwendet wurde, um SaniSand, Hypo+IGS und ISA zu kalibrieren und zu überprüfen, während dies für Hypo+YS in Grandas et al. (2020) zu finden ist.

3.1 AP-Proben nach Scherung zuvor

Die durchgeführten zyklischen Tests mit verschiedenen Vorbelastungsgeschichten wurden bei einem anfänglichen mittleren Druck von $p_0 = 100$ kPa durchgeführt. Dieser Spannungszustand wurde zunächst durch isotrope Konsolidierung von vollständig gesättigten Proben erreicht. Einige von ihnen wurden anschließend verschiedenen undrännierten Scherungspfaden zuvor unterzogen, entweder im Kompressions- oder im Extensionsbereich. Daher wird die Phasentransformationslinie (PTL) als Grenzlinie betrachtet, die zwei verschiedene Bereiche im Spannungsraum trennt: einen Bereich, in dem die Probe große Dehnungen verursacht, und einen Bereich, in dem sie kleine Dehnungen entwickelt, wie von Ishihara & Okada (1978) eingeführt.

Alle Simulationen wurden unter Berücksichtigung des anfänglichen Spannungszustandes von $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 100$ kPa durchgeführt, wobei alle nachfolgenden Scherungshistorien berücksichtigt wurden. Die Porenzahl wurde gemäß der folgenden Beziehung initialisiert: $e_0 = e_{max} - D_{r0}(e_{max} - e_{min})$. Für die hier getesteten dichten Proben (Tab. 1) ergibt sich $e_0 = 0,75 - 0,76$. Es wurde davon ausgegangen, dass unter isotroper Belastung eine anfänglich vollständig mobilisierte intergranulare Dehnung vorliegt, d.h. $\mathbf{h} = -R/\sqrt{3}\mathbf{1}$ (Hypo+IGS und ISA). Der Anfangswert des Back-Stress Tensors von Sanisand und Hypo+YS entspricht dem anfänglichen Spannungszustand $\sigma_B = \sigma_0$. Abb. 2 zeigt den Vergleich zwischen den Experimenten AP1 bis AP3 und den Simulationen mit den vier ausgewählten konstitutiven Modellen. In AP1 (Abb. 2a) begannen die drännierten zyklischen Pfade unmittelbar nach der isotropen Konsolidierung. Hypo+IGS und Sanisand zeigen einen nahezu symmetrischen Dehnungspfad in Bezug auf die isometrische Volumendehnung, während Hypo+YS und in gewissem Maße auch ISA den experimentellen Ergebnissen mit einer leicht höheren deviatorischen Dehnung in triaxialer Kompression folgen. Es ist zu erkennen, dass im Experiment sowohl die volumetrischen als auch die deviatorischen Dehnungen im ersten drännierten Zyklus höher sind als die in den nachfolgenden Zyklen. Angesichts der Tatsache, dass die Probe zuvor nur einer erstmaligen isotropen Belastung ausgesetzt war, deutet der erste drännierte Zyklus in triaxialer Kompression darauf hin, dass die Probe teilweise plastische Dehnungen während des erstmaligen Aufbringens von Schubspannungen aufweist. Dieses Verhalten wird

von Hypo+YS gut reproduziert. Die AP2-Probe (Abb. 2b) wurde einer geringen undrÄnrierten Scherung in triaxialer Kompression zuvor unterzogen, die knapp unterhalb der durch monotone Versuche ermittelten PTL endete, wÄhrend in AP3 (Abb. 2c) eine groÙe Scherung bis zwischen PTL und CSL in triaxialer Kompression vor der drÄnrierten zyklischen Belastung stattfand. In beiden FÄllen zeigen die Experimente eine steifere Reaktion der Proben auf der triaxialen Seite der zuvor erfolgten Scherung und eine weichere Reaktion auf der gegenüberliegenden Seite. Daher weisen die Proben in triaxialer Extension eine signifikant hohere Dehnungsakkumulation auf. WÄhrend die VolumenÄnderung in AP1, AP2 und AP3 nahezu gleich ist, ist die deviatorische Dehnung in AP2 und AP3 etwa 2,5 bzw. 5-mal gröÙer als in AP1. Daher ist der Effekt von GröÙe und Richtung

der vorherigen undrÄnrierten Scherung auf die Dehnungsakkumulation und anschließend auf den Verflüssigungswiderstand von Sand wesentlich.

Abb. 3 zeigt Simulationen des Experimentes AP7 mit kleinerer undrÄnrieter Scherung in der zuvor erfolgten triaxialen Extension sowie AP9 mit groÙer vorheriger undrÄnrieter Scherung in triaxialer Extension. Diese Tests bestÄtigen die Ergebnisse der Experimente AP1 bis AP3 mit Scherung im Kompressionsbereich. Aufgrund der Scherung im Extensionsbereich ist das Verhalten des Materials hier in triaxialer Kompression weicher, so dass die Dehnungsakkumulation auch in diese Richtung erfolgt und umso gröÙer wird, je gröÙer die zuvor aufgebrachte Scherung in der entgegengesetzten triaxialen Richtung stattgefunden hat. Das experimentelle Verhalten kann nur mit Hypo+YS zufriedenstellend reproduziert

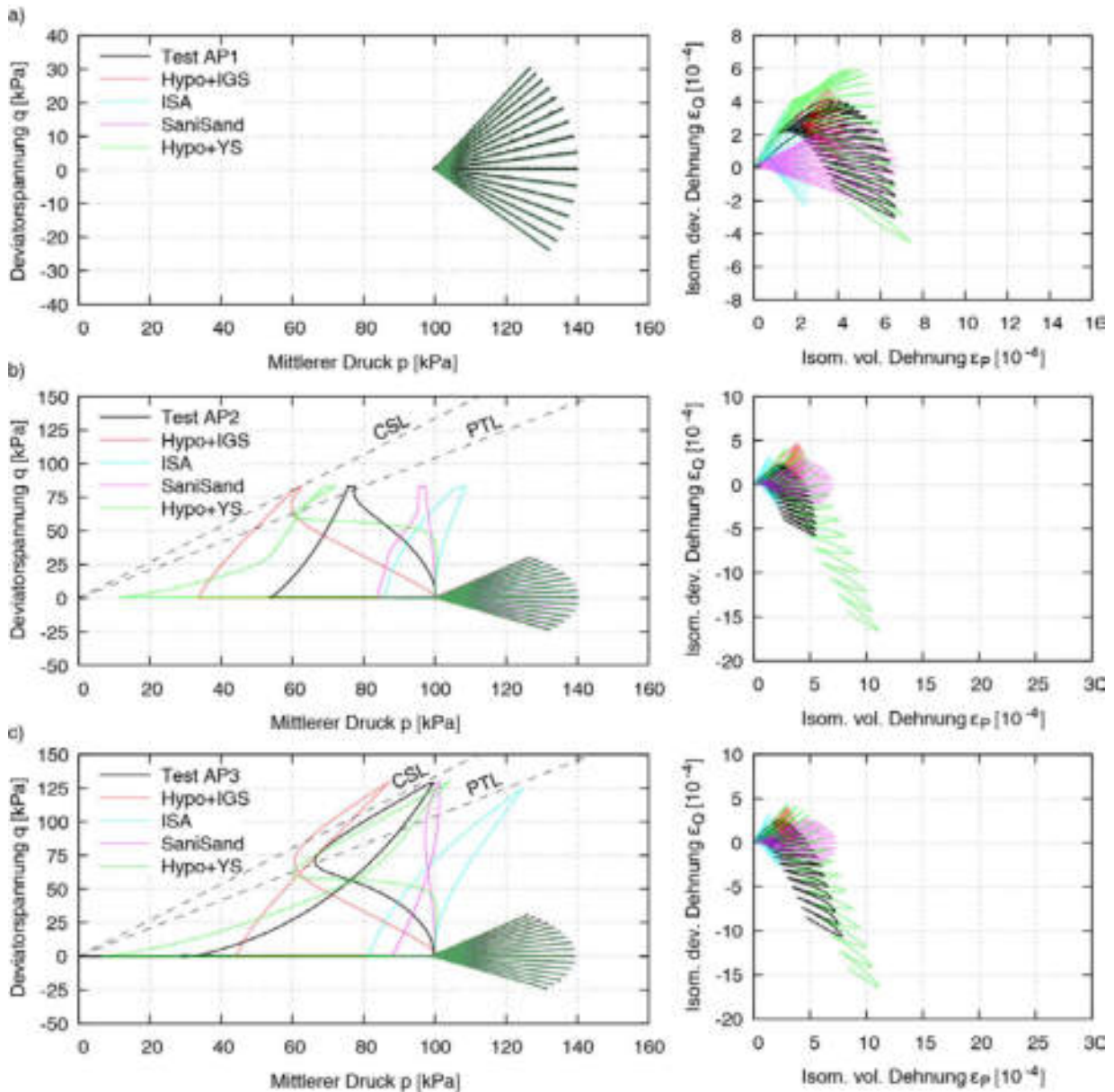


Abbildung 2: Gegenüberstellung der Simulationen und der Experimente AP1, AP2 (geringe undrÄnrierte Vorscherung in triaxialer Kompression) und AP3 (groÙe undrÄnrierte Vorscherung in triaxialer Kompression).



werden, während die anderen Modelle einen vernachlässigbaren Einfluss der undrännierten Scherung auf die anschließende Dehnungsakkumulation aufgrund der drännierten Zyklen sowohl in triaxialer Kompression als auch in triaxialer Extension zeigen.

3.2 MT-Proben nach Scherung zuvor

Einige der Versuche wurden für Proben, die durch die AP-Methode hergestellt wurden, wiederholt und sind in Abb. 4 dargestellt: MT1 ohne undrännierte Scherung, MT2 mit großer undrännierter Scherung in triaxialer Kompression und MT3 mit geringer undrännierter Scherung in triaxialer Extension. Der Einfluss der vorangegangenen Scherung auf die Dehnungsakkumulation bei Proben, die mit dieser Präparationsmethode hergestellt wurden, ist weniger ausgeprägt wie in Knittel et al. (2023) erklärt. Hypo+IGS, SaniSand und Hypo+YS zeigen die gleichen Ergebnisse wie bei Proben, die durch trockenes Einrieseln hergestellt wurden, und können daher den Einfluss unterschiedlicher Probenvorbereitungsmethoden mit demselben Parametersatz nicht reproduzieren. Dies war jedoch aufgrund der Verwendung derselben Initialisierung der Zustandsvariablen wie bei den AP-Proben zu erwarten. Die zusätzliche Energiezufuhr durch die MP-Methode spiegelt sich daher nicht in den internen Zustandsvariablen wider, und weitere Forschung aus mikroskopischer Sicht ist für diesen

Zweck erforderlich. Da Hypo+IGS, ISA und SaniSand nur einen geringfügigen Einfluss der undrännierten Scherung auf die Dehnungsakkumulation zeigen, stimmen sie besser mit den experimentellen Ergebnissen von Proben überein, die durch die MT-Methode hergestellt wurden, als Hypo+YS. Zusätzlich wurde für diese Simulationen der ISA-Parameter $r_F = 0$ (Tab. 3) verwendet, um zu berücksichtigen, wie sich die Probenpräparationsmethode auf die Umlagerung des Korngefüges des Sands auswirkt. Daher liefert das ISA-Modell eine bessere Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen, wenn die beiden Präparationsstrategien gegenübergestellt werden. Zukünftig könnten andere Methoden, die eine zusätzliche tensorielle Zustandsvariable einführen, deren Initialisierung die Kontaktororientierungen zwischen den Körnern aufgrund der Probenpräparation berücksichtigt, übernommen werden. Daher ist es ohne Einführung dieser Mechanismen für Hypo+IGS, SaniSand und Hypo+YS erforderlich einen separaten Satz von Modellparametern für jede Probenpräparationsmethode zu verwenden.

Danksagung

Dieses Forschungsprojekt wurde durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) finanziert, Projektnummer: TR 218/29-1.

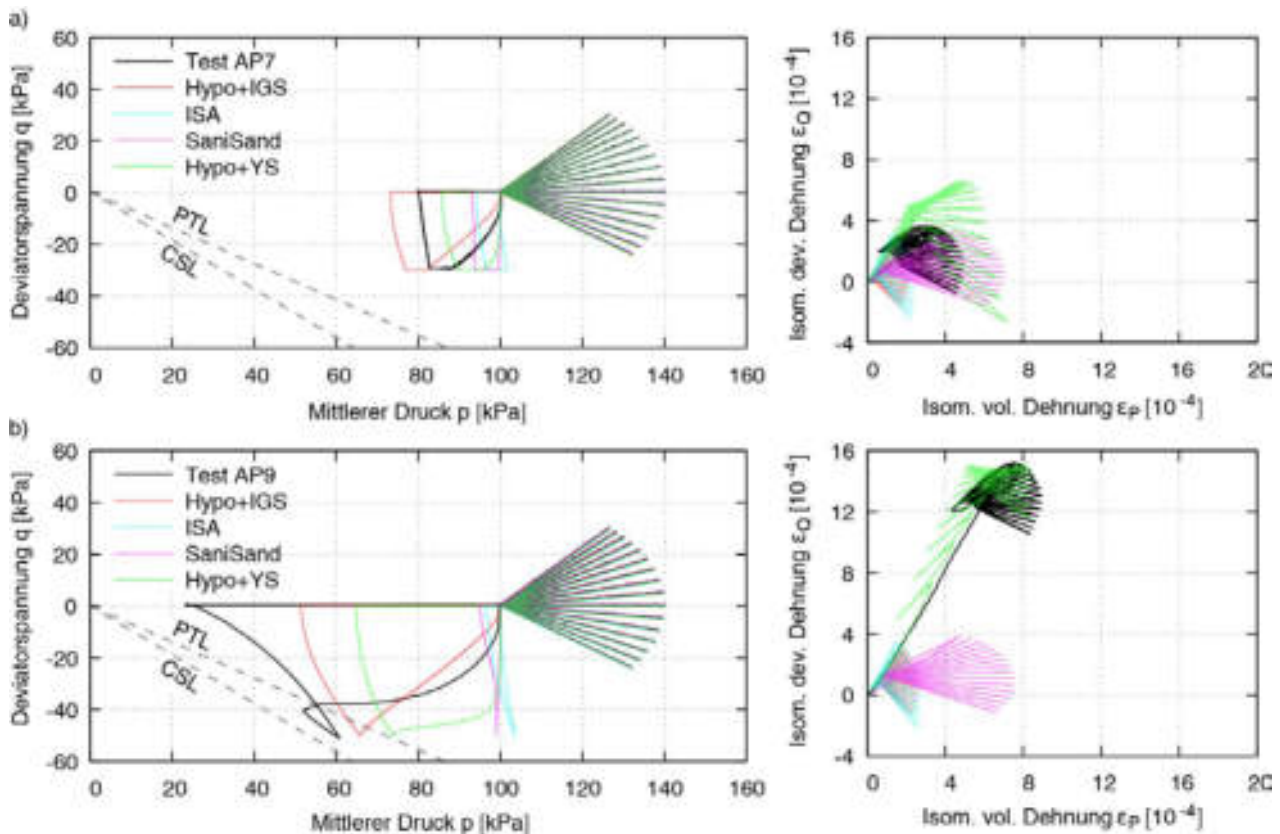


Abbildung 3: Gegenüberstellung der Simulationen und der Experimente AP7 (geringe undrännierte Vorscherung in triaxialer Extension) und AP9 (große undrännierte Vorscherung in triaxialer Extension).

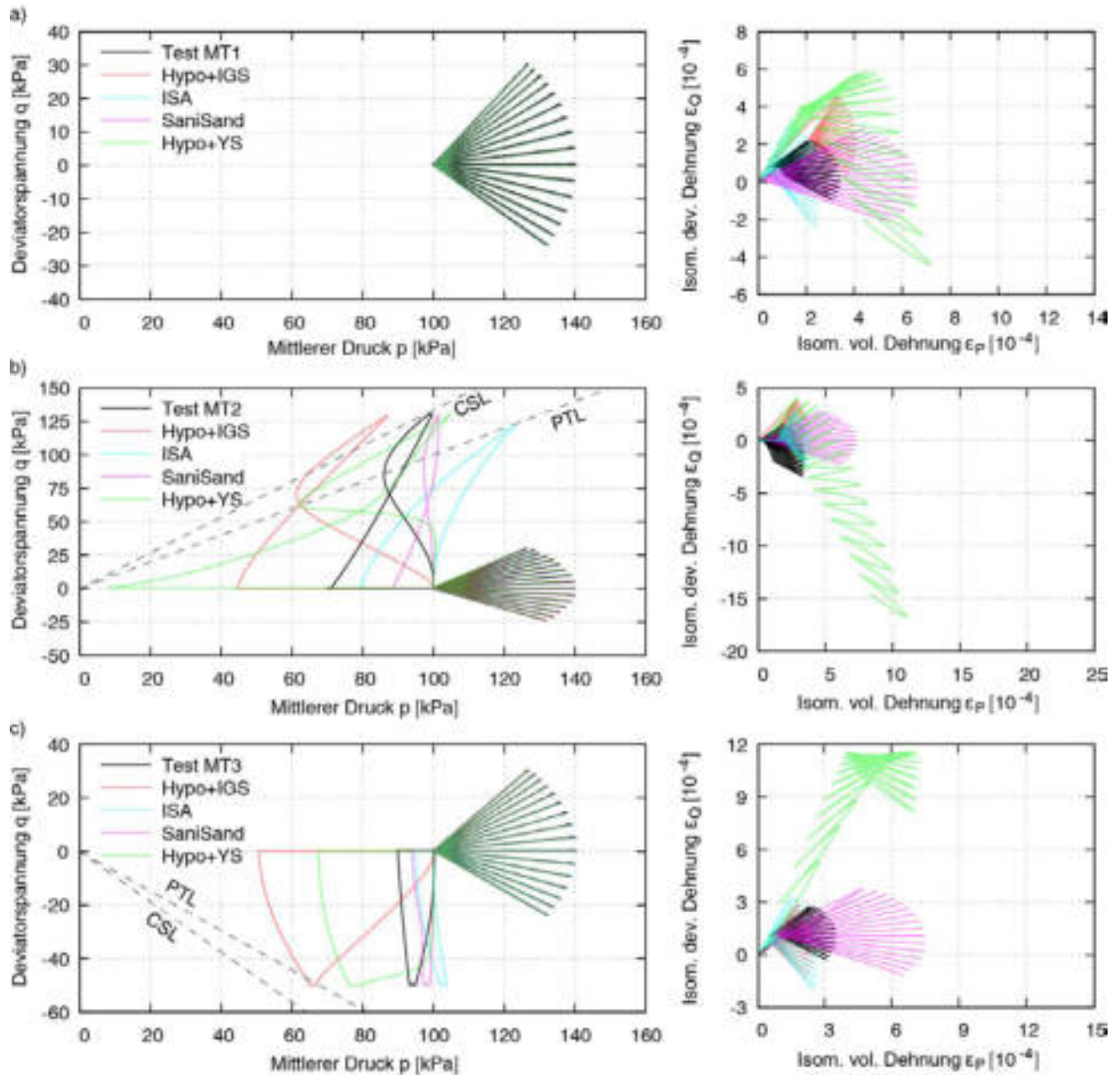


Abbildung 4: Gegenüberstellung der Simulationen und Versuche MT1, MT2 (große undrained Scherung in triaxialer Kompression) und MT3 (geringe undrained Scherung in triaxialer Extension).

Literaturverzeichnis

- Dafalias, Y. F., Manzari, M. (2004) Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *J. Eng. Mech.* 130(6): 622-634
- Fuentes, W., Triantafyllidis, Th. (2015) ISA model: A constitutive model for soils with yield surface in the intergranular strain space. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 39(11): 1235-1254
- Grandas Tavera, C.E., Triantafyllidis, Th., Knittel, L. (2020) A constitutive model with a historyotropic yield surface for sands. In *Recent Developments of Soil Mechanics and Geotechnics*. pp. 13-43
- Ishihara, K., Okada, S. (1978) Effects of stress history on cyclic behavior of sand. *Soils F.* 18(4), 31-45
- Knittel, L.; Tafili, M.; Grandas Tavera, C.; Triantafyllidis, T. (2023). New perspectives on preshearing history in granular soils. *Sci. Rep.*, 13(1), 4576
- Ladd, R. S. (1977) Specimen preparation and cyclic stability of sands. *J. Geotech. Eng. Div. (ASCE)* 103(GT6), 535-547.
- Niemunis, A., Herle I. (1997) Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mech Cohes Frict Mat* 2: 279-299
- Wichtmann, T., Fuentes, W., Triantafyllidis, T. (2019) Inspection of three sophisticated constitutive models based on monotonic and cyclic tests on fine sand: Hypoplasticity vs. SaniSand vs. ISA, *Soil Dyn. and Earthq. Eng.* 124, 172-183



Zur Modellierung geotechnischer Randwertprobleme mit numerischen Methoden

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sascha Henke, Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg

Je nach Fragestellung stehen heutzutage verschiedene numerische Methoden zur Verfügung, um das mechanische Verhalten von Boden numerisch zu simulieren. Anhand von repräsentativen Proben wird hierfür das mechanische Verhalten des Bodens untersucht. Bedingt durch die fraktale räumliche Streuung gibt es allerdings die Frage, ob ein repräsentatives Bodenvolumen existiert und wenn ja, wie groß dieses ist. Eine damit verbundene Unschärfe ist in der Bodenmechanik somit unvermeidlich. Grundsätzlich ist eine numerische Simulation in der Geotechnik zudem durch besondere Randbedingungen im Vergleich zu anderen Disziplinen herausfordernd. Hier sind neben dem mechanischen Bodenverhalten auch Faktoren wie Randbedingungen eines räumlich begrenzten Untersuchungsgebiet, der Einfluss von Porenwasser sowie dynamische Lasten auf die Berechnungsergebnisse, die Unterscheidung hinsichtlich „großer“ bzw. „kleiner“ Deformationen sowie die hohen Abstraktionserfordernisse, um den inhomogenen Baugrund in seinem Aufbau „rechenfähig“ zu modellieren, zu nennen. Ein weiteres Feld, welches im Rahmen der Modellierung geotechnischer Randwertprobleme von Interesse ist, ist die Wahl geeigneter Rechenmethoden. Neben der klassischen Finite-Elemente Methode sind mittlerweile zahlreiche andere Werkzeuge, wie gekoppelte Methoden (bspw. Coupled Euler Lagrange Methode (CEL), Material Point Method (MPM) oder Arbitrary Lagrangian-Eulerian Method (MMALE)) oder netzfreie Methoden wie bspw. die Smooth Particle Hydrodynamics (SPH) zu nennen. Zudem sind auch Partikelmethode im Sinne der Diskrete Elemente Methode (DEM) in der Geotechnik gebräuchlich. Ziel des Beitrags ist es, die Herausforderungen numerischer Simulationen in der Geotechnik aufzuzeigen, die zur Verfügung stehenden Methoden kurz zu diskutieren und zu erläutern, welche Methode, für welchen Einsatz ggf. Vor- oder Nachteile hat.

1 Einleitung

Die Anwendung numerischer Methoden nimmt sowohl in der geotechnischen Forschung als auch Praxis stetig zu. Dies ist u. a. dadurch begründet, dass eine numerische Berechnung in der Geotechnik folgende Vorteile gegenüber konventionellen analytischen Verfahren aufweist:

- Simulation komplexer Konstruktionen ist möglich,
- Berücksichtigung des Bauablaufs ist gut möglich,
- Abbildung realitätsnaher Boden-Bauwerks-Interaktion,
- Verwendung höherwertiger Stoffmodelle zur realitätsnäheren Abbildung des stofflichen Verhaltens des Bodens.

Die Einsatzgebiete numerischer Berechnungen in der Geotechnik sind in der praktischen Anwendung bisher zumeist im Kontext von *Verformungsprognosen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG)* verortet. Dieses Anwendungsgebiet ist sicher als in der Praxis etabliert zu bewerten.

Mit der Novellierung des Eurocode 7 wird nunmehr aber auch der Einsatz numerischer Berechnungsverfahren zur *Bemessung geotechnischer Konstruktionen*

offiziell normativ geregelt werden. Somit ist davon auszugehen, dass auch hier stetig wachsende Einsatzpotentiale resultieren werden. Hierbei ist anzumerken, dass in anderen Ländern die Nutzung numerischer Methoden zur Bemessung geotechnischer Konstruktionen schon deutlich weiter fortgeschritten ist und dort regelmäßig Anwendung findet, siehe z. B. van Paassen et al. (2022).

Weitere Anwendungsgebiete für numerische Methoden in der Geotechnik sind hingegen in der Praxis aktuell eher noch untergeordnet und eher dem aktuellen Stand der Forschung zuzuschreiben. Hierbei ist die *Simulation komplexer Herstellvorgänge* ein langjähriges Forschungsthema, wobei bei derartigen Berechnungen das Ziel darin besteht, komplexe bautechnische Prozesse, wie z. B. die Installation von Pfählen, der Bau von Schlitzwänden unter Berücksichtigung des detaillierten Bauablaufs oder die Wellenausbreitung bei dynamischen Bauprozessen im numerischen Modell möglichst detailliert abzubilden. Weiterhin sind Fragestellungen der *Simulation großräumiger Bodenmassenverlagerungen*, wie sie bspw. bei Hangrutschungen auftreten, ein herausforderndes Themenfeld, welches immer wieder versucht wird, mit numerischen Simulationen abbilden zu können.

Abschließend ist als besonderes Einsatzgebiet numerischer Methoden die sogenannten *Forensische Geotechnik* zu nennen. Diese beinhaltet die Nutzung numerischer Simulationen, um bei Schadensfällen oder dem Auftreten von mit analytischen Methoden nicht erklärbar Phänomenen ein besseres Verständnis für potentielle Schadensursachen zu entwickeln.

Somit ist ein breites Feld an unterschiedlichen Anwendungsmöglichkeiten numerischer Methoden in der Geotechnik gegeben. Im Rahmen dieses Übersichtsbeitrages werden zunächst einige Besonderheiten von geotechnischen Randwertproblemen diskutiert, bevor in zwei Abschnitten zunächst auf die Charakteristika unterschiedlicher Randwertproblemlagen und anschließend auf verschiedene zur Verfügung stehende numerische Methoden eingegangen wird. Abschließend wird noch auf die Möglichkeit einer möglichst automatisierten BIM2FEM-Kopplung eingegangen

2 Besonderheiten der Geotechnik im Kontext numerischer Simulationen

2.1 Idealisierung des naturgegebenen Baugrunds

Der „gewachsene“ Baugrund ist nicht vom Menschen gemacht und somit durch seine langzeitliche und komplexe Entstehungsgeschichte hinsichtlich des Aufbaus und der Eigenschaften geprägt. Zudem ist es im Zuge von Baugrunderkundungen immer nur möglich, punktuelle, d. h. unvollständige Informationen zu Aufbau und Eigenschaften des Baugrundes zu erlangen. Dies bedeutet, dass immer Unschärfen verbleiben, die auch bei der Erstellung numerischer Modelle berücksichtigt und bestenfalls quantifiziert werden müssen. Dies stellt einen wesentlichen Unterschied zu den klassischen Hochbaudisziplinen dar, die in der Regel klare Modellgrenzen und eindeutige Geometrien und Materialeigenschaften der nachzuweisenden Bauwerke vorfinden.

In diesem Kontext ist besonders hervorzuheben, dass im Rahmen des Modellierungsprozesses der komplexe „reale“ Baugrundaufbau so idealisiert werden muss, dass er „rechenbar“ bzw. „vernetzbar“ wird. Dies verlangt häufig einen hohen Abstrahierungsgrad, da neben einer möglichst realitätsnahen Repräsentanz des Baugrundaufbaus auch andere Aspekte, wie z. B. die Erlangung eines geeigneten Rechenetztes, Vereinfachungen zur Reduktion von Rechenzeiten etc. zu beachten sind.

Ein exemplarisches Beispiel für den Weg von der Natursituation zum numerischen Modell ist in Abbildung 2-1 dargestellt (entnommen aus von Wolffersdorff & Henke, 2021).

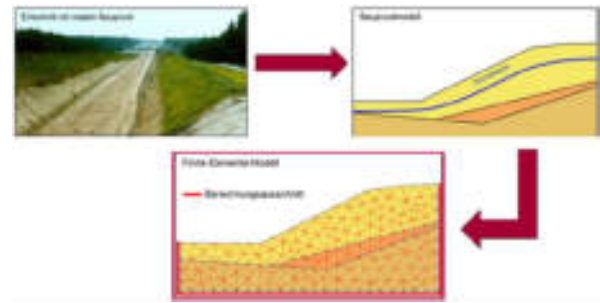


Abbildung 2-1 Der Weg vom naturgegebenen Baugrund zum numerischen Modell nach von Wolffersdorff & Henke (2021)

2.2 Modellgrenzen

Im Gegensatz zu Hochbaukonstruktionen ist der Baugrund, in den das geotechnische Bauwerk in der Regel eingebettet ist, in seiner Ausdehnung „unendlich“. Ein numerisches Modell in der Geotechnik hat somit immer die Notwendigkeit, dass das Berechnungsgebiet räumlich begrenzt werden muss, um ein lösbares Randwertproblem zu generieren.

Hieraus resultiert, dass im numerischen Modell vor Durchführung der Berechnung der Berechnungsausschnitt in seinen Dimensionen festzulegen ist. Für übliche Randwertproblemstellungen geben die Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (EANG, 2014) Hinweise zu erfahrungsgemäß ausreichenden Modelldimensionen.

An den Rändern des Modells müssen dann Randbedingungen vorgesehen werden. Bei statischen Fragestellungen sind dies in der Regel Verformungsrandbedingungen in Form von unverschieblichen Rändern in verschiedenen Modellrichtungen. Bei Randwertproblemen mit Grundwasserströmungen müssen natürlich auch die Grundwasserzu- und -abstromrandbedingungen entsprechend adäquat im Modell diskretisiert werden.

Komplexer wird es, wenn dynamische Fragestellungen untersucht werden sollen, da in diesem Fall aufgrund der ansonsten am Modellrand auftretenden Wellenreflexionen besondere Randelemente zur Vermeidung bzw. Minimierung ungewollter Reflexions-Effekte notwendig werden. Die Wahlmöglichkeiten geeigneter Randelemente für dynamische Berechnungen sind vielfältig. So kommen z. B. Infinite Randelemente (u. a. Lysmer & Kuhlemeyer, 1969), andere viskose Randelemente (u. a. Kausel, 1988) oder besondere Ansätze, wie z. B. Randelemente im Kontext der Boundary-Element-Methode (BEM), siehe u. a. von Estorff & Kausel (1989) zum Einsatz. Auf eine detaillierte Beschreibung der verschiedenen Ansätze für dynamische Randbedingungen wird an dieser Stelle verzichtet und auf die entsprechende Literatur verwiesen.

Besondere Herausforderungen hinsichtlich des Ansatzes von Randbedingungen resultieren zudem, wenn nicht netzbasierte Rechenverfahren eingesetzt



werden sollen, da aufgrund der fehlenden diskreten Ränder im Modell besondere Anforderungen resultieren.

2.3 Boden-Bauwerks-Interaktion

Wichtig bei nahezu allen geotechnischen Randwertproblemen ist die wirklichkeitsnahe Modellierung der Boden-Bauwerks-Interaktion. Hier ist von besonderer Bedeutung, dass zwischen Kontaktelementen für kleine bzw. große Deformationen unterschieden und ein für die jeweilige Problemstellung geeigneter Ansatz gewählt wird.

2.4 Stoffliches Verhalten des Bodens

Baugrund zeichnet sich durch ein komplexes Materialverhalten aus, welches in numerischen Simulationen der Aufgabe entsprechend adäquat abgebildet werden muss. Leider wird in der Praxis oft auf das vergleichsweise einfache linear-elastische, starr plastische Stoffmodell mit Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (MC-Modell) zurückgegriffen. Dies ist dadurch begründet, dass dieses in vielen Softwarepaketen verfügbar ist und mit üblicherweise im Geotechnischen Bericht verfügbaren Baugrundkennwerten beschrieben werden kann.

In der nachfolgenden Abbildung 2-2 ist schematisch der Verlauf von mit dem MC-Modell nachgerechneten Elementversuchen dargestellt.

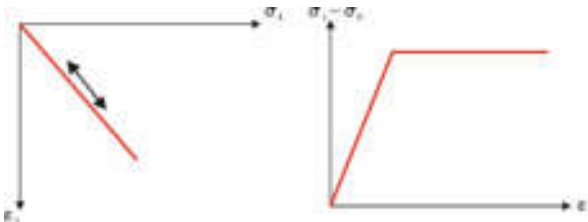


Abbildung 2-2 Exemplarische Darstellung eines mit dem MC-Modell berechneten Ödometerversuchs (links) sowie eines Triaxialversuchs (rechts)

Es zeigt sich, dass durch das MC-Modell wesentliche Eigenschaften des Baugrunds, wie u. a. unterschiedliche Steifigkeiten bei Be-, Ent- und Wiederbelastung nicht abgebildet werden. Somit ist dieses Stoffmodell für die Berechnung geotechnischer Randwertprobleme nur im Ausnahmefall anwendbar. In der Regel sind höherwertige Stoffmodelle zu nutzen, um das bodenmechanische Verhalten in numerischen Simulationen adäquat abzubilden. Die erforderliche Komplexität der Stoffmodelle ist hierbei immer im Kontext der Aufgabenstellung abzuleiten.

Eine gute Übersicht über die Eignung üblicher bodenmechanischer Stoffmodelle in Abhängigkeit des verfolgten Anwendungsfalls ist in von Wolffersdorff & Schweiger (2017) beschrieben. Dieser Übersicht kann u. a. entnommen werden, dass das MC-Modell wenn überhaupt nur für Grenzzustandsberechnun-

gen im Rahmen von Scherparameterreduktionen sowie ggf. für Randwertprobleme mit monotoner Belastung auf steifem Baugrund anwendbar ist. Hierbei ist dann aber auch zwingend zu beachten, inwiefern z. B. die Barotropie in ausreichendem Maß berücksichtigt wird.

3 Unterscheidung numerischer Randwertprobleme

Bei der Auswahl geeigneter numerischer Methoden für das zu lösende Randwertproblem ist immer die Natur des Randwertproblems zu berücksichtigen. Nachfolgend werden kurz verschiedene Randbedingungen beschrieben, die maßgeblich die Anforderungen an das numerische Modell beeinflussen können.

3.1 „kleine“ vs. „große“ Deformationen

Bei in der Praxis üblichen Simulationen werden in der Regel „kleine“ Deformationen auftreten. Dies sind klassische Aufgaben, bei denen in der Regel nur moderate Verformungen auftreten sollen. Diese Randwertprobleme können in der Regel mit handelsüblichen Finite-Elemente-Solvern gelöst werden. Beispiele für Randwertprobleme mit kleinen Deformationen sind ohne Anspruch auf Vollständigkeit:

- Verformungsprognosen z. B. bei Baugrunderstellungen
- Simulation des Bauablaufs von Dammkörpern, Gründungen, KPP etc.
- Elastodynamische Analysen

Dem entgegen stehen Berechnungen, welche durch große Verzerrungen im Baugrund gekennzeichnet sind. Das Auftreten großer Deformationen hat in der Regel zur Folge, dass bei netzbasierten Methoden wie der FEM aufgrund der großen Netzverzerrungen numerische Probleme auftreten, die nur durch die Wahl anderer, auf die Berechnung von großen Deformationen spezialisierter Methoden (siehe Abschnitt 4) behoben werden können.

Beispiele für Randwertprobleme mit großen Deformationen sind u. a. Herstellvorgänge wie bspw. Pfahlinstallation (siehe u. a. Henke, 2008 oder Staubach, 2022) sowie die Simulation von Rutschungen (siehe u. a. Tayyebi et al., 2022 sowie Abbildung 3-1).

3.2 Statisch vs. dynamisch

Ein weiterer zu berücksichtigender Aspekt ist, ob es sich bei einem Randwertproblem um ein statisches oder ein dynamisches Problem handelt.

Insbesondere bei Vorliegen dynamischer Randwertprobleme sind mehrere Aspekte zu beachten bzw. Fragen zu beantworten, so z. B. nachfolgend genannte:

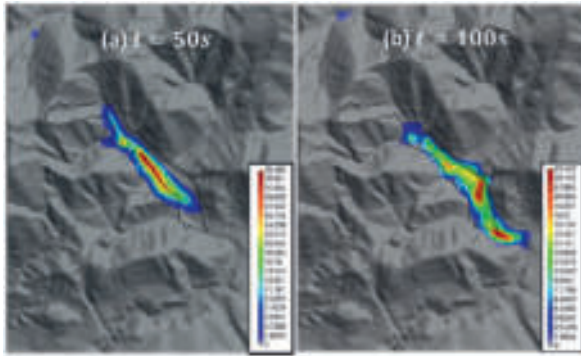


Abbildung 3-1 Beispiel einer Rutschungssimulation mit SPH, entnommen aus Tayyebi et al. (2022)

- Ist das Randwertproblem elasto- oder plastodynamisch? Dies beeinflusst die Auswahl des Stoffmodells für den Baugrund und damit die Komplexität der Berechnung signifikant. Während bei elastodynamischen Simulationen einfache lineare Elastizität häufig ausreicht, muss bei plastodynamischen Simulationen auf höherwertige Stoffmodelle zurückgegriffen werden.
- Welche Randelemente sind geeignet, um Wellenreflexionen am Modellrand zu minimieren? (siehe hierzu auch Abschnitt 2.2)
- Wie ist die Netzfeinheit zu wählen, damit die Wellenausbreitung mit ausreichender Genauigkeit erfasst wird? Hierzu sind in der Literatur nur begrenzt allgemeingültige Empfehlungen zu finden. Ansätze für seismische Berechnungen im ebenen Modell sind bspw. in ASCE/SEI 4-16 enthalten, wo ausgesagt wird, dass der Abstand zweier benachbarter Knoten nicht größer sein sollte als 10% der kürzesten zu erwartenden Scherwellenlänge. Dies ist im Einzelfall aber immer nach durchgeführter Berechnung zu überprüfen.

3.3 Berücksichtigung von Mehrphasenprozessen

Der Boden ist ein 3-Phasensystem bestehend aus Feststoff, Wasser und Luft, siehe Abbildung 3-2. Diese drei Phasen prägen somit das bodenmechanische Verhalten des Bodens signifikant.

Die Berücksichtigung aller drei Phasen in numerischen Berechnungen, d. h. die Simulation teilgesättigter Zustände ist herausfordernd, v. a., wenn auch noch zeitabhängige bzw. dynamische Effekte mitberücksichtigt werden sollen.

Beispielhaft wird hierzu an dieser Stelle auf Staubach (2022) verwiesen, der in seiner Arbeit eine u-p-U-Formulierung für dynamische Randwertprobleme vorstellt.

Mit einer derartigen Formulierung ist es möglich, durch einen Vergleich von Simulationen mit u-p- und u-p-U-Formulierung zu zeigen, dass der Einfluss einer „relativen Beschleunigung“ zwischen den Pha-

sen Wasser und Luft z. B. bei der Vibrationsrammung offensichtlich keinen nennenswerten Einfluss hat, siehe Abbildung 3-3.

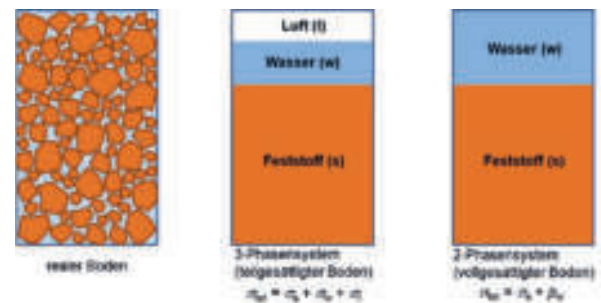


Abbildung 3-2 Idealisierung des Mehrphasensystems Boden (links) als voll- (rechts) bzw. teilgesättigter Boden (Mitte), entnommen aus von Wolffersdorff & Henke (2021)

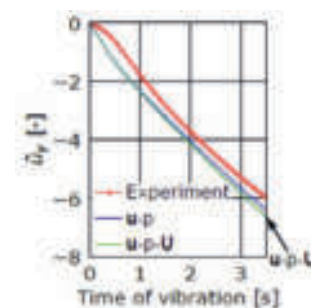


Abbildung 3-3 Ergebnis einer Simulation einer Vibrationsrammung mit u-p- und u-p-U-Formulierung für den Boden, entnommen aus Staubach (2022)

4 Numerische Methodenvielfalt

Die verfügbaren numerischen Methoden, die für geotechnische Randwertprobleme eingesetzt werden können, sind vielfältig. Grundsätzlich ist es möglich, dass die Methoden übergeordnet in *netzbasierte* und *netzfreie* Methoden unterteilt werden. Weiterhin sind auch *Partikelmethode*n üblich, die nicht in die Gruppe der Kontinuumsmodelle zählen und somit gesondert einzuordnen sind. Nachfolgend werden aktuell in der Geotechnik verwendete numerische Methoden kurz benannt und hinsichtlich typischer Einsatzfelder sowie der Möglichkeiten und Grenzen beurteilt. Hierbei ist anzumerken, dass neben den nachfolgend genannten Methoden noch zahlreiche weitere Verfügbar sind, auf die aber aufgrund des ggf. nur untergeordneten Einsatzes in Forschung und Praxis an dieser Stelle nicht vertieft eingegangen wird.

4.1 Netzbasierte Methoden

4.1.1 Klassische netzbasierte Methoden

Klassischerweise wird in der Geotechnik für viele Randwertprobleme die Finite Elemente Methode



(FEM) als netzbasierte Methode verwendet. Hierbei kommen zumeist Lagrange Formulierungen zum Einsatz. Auf die Grundlagen dieser weit verbreiteten Methode wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen und es wird auf die zahlreich verfügbare Fachliteratur verwiesen.

FEM-Simulationen sind in der Regel für Berechnungen mit kleinen Deformationen geeignet, hierbei können sowohl statische als auch dynamische Randwertprobleme betrachtet werden. Die große Popularität der FEM in der geotechnischen Praxis ist durch die nachfolgenden Faktoren begründet:

- Verfügbarkeit verschiedener kommerzieller Programmpakete mit teilweise umfangreichen geotechnischen Stoffmodellbibliotheken.
- Kontaktflächen sowie freie Oberflächen können aufgrund der vorhandenen Netzgeometrie gut abgebildet werden.
- Recheneffiziente und komfortable Programme sind auf dem Markt erhältlich.

Die Einsatzgrenzen sind bei der FEM offensichtlich in dem Netz und damit zusammenhängend der Begrenzung auf Simulationen mit kleinen Netzdeformationen begründet. Zudem ist das Ergebnis in der Regel vom Diskretisierungsgrad abhängig, sodass immer eine ausreichende Netzfeinheit nachzuweisen ist. Weiterhin sind in numerischen Berechnungen mit der FEM Singularitäten z. B. im Bereich von Kontaktflächen mit dem Boden oder bei schmalen Bauteilen im Boden zwingend zu beachten und teilweise nicht zu vermeiden, siehe hierzu z. B. Abbildung 4-1, in der das Eindringen eines Blocks in den Boden sowohl mit klassischer Lagrange FEM sowie der nachfolgend beschriebenen Coupled Euler-Lagrange Methode (CEL) berechnet wurde.

4.1.2 Gekoppelte Methoden

Wie in Abbildung 4-1 erkennbar, ist bei dem dort betrachteten in den Boden eingedrückt Fundament im Fundamentkantenbereich bei klassischer FEM-Simulation eine starke Singularität vorhanden, die schlussendlich zum Abbruch der Berechnung führt. Eine Möglichkeit, derartige Probleme aufgrund von Singularitäten zwischen Netz und Bauteil zu minimieren und um zudem grundsätzlich große Deformationen des Bodens zu simulieren, ist die Nutzung von gekoppelten Methoden.

Zu den in der Geotechnik gebräuchlichsten gekoppelten Methoden gehören nach Ansicht des Autors folgende:

- Material Point Method (MPM), siehe z. B. Fern et al. (2019)
- Multimaterial ALE (MMALE), siehe z. B. Bakroon et al. (2020)
- Coupled Euler-Lagrange Method (CEL), siehe z. B. Qiu et al. (2011)
- Geotechnical Particle FEM (G-PFEM), siehe z. B. Oñate et al. (2004)

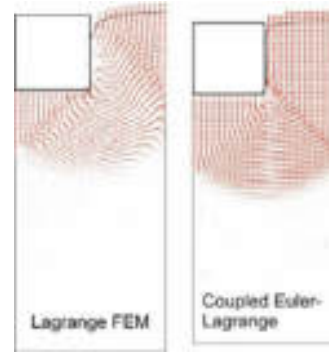


Abbildung 4-1 Vergleich der Verformungen bei Eindrücken eines Fundaments in den Boden, links: klassische Lagrange FEM, rechts: Coupled Euler-Lagrange-Methode (CEL), nach Qiu et al. (2011)

All diese Methoden haben gemeinsam, dass sie die Vorteile der Lagrange sowie andere Formulierungen, wie z. B. einer Euler Finite-Elemente-Formulierungen kombinieren.

So wird bei der MPM das Bodenkontinuum durch Massepunkte diskretisiert, die sich durch ein Euler-Netz bewegen, während z. B. bei der CEL über sogenannte *Eulerian Volume Fractions (EVF)*, die dem Materialfüllgrad eines Netzelementes entsprechen, die Massenbewegung im zugehörigen Euler-Netz abgebildet wird.

Somit zählen all diese Varianten aufgrund des vorhandenen Netzes zu den netzbasierten Methoden, nutzen aber die Eignung z. B. einer Euler-Formulierung zur Abbildung von Fragestellungen mit großen Deformationen aus.

Die Eignung dieser Methode für sowohl statische (Abbildung 4-2) als auch dynamische Randwertprobleme in der Geotechnik (Abbildung 4-3) wurde in der neueren Forschung bereits mehrfach gezeigt.

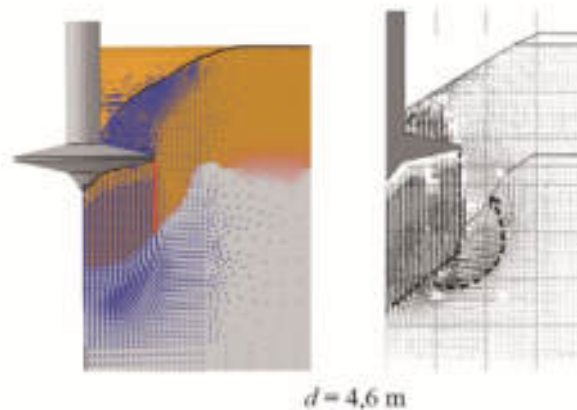


Abbildung 4-2 Ergebnis einer Spudcan-Eindringung in geschichteten Baugrund bei 4,6 m Penetration, nach Henke et al. (2012)

Trotz der sehr guten Eignung zur Modellierung von Randwertproblemen mit großen Deformationen sind hinsichtlich der vorgenannten Methoden auch einige Nachteile zu nennen:

- Die Modellierung von freien Oberflächen ist bei einer Euler-Formulierung schwierig. Dies hat zur Folge, dass Setzungsberechnungen sowie die Aufbringung von Lasten auf der Oberfläche des Baugrunds schwierig sind.
- Bei geschichtetem Baugrund kann es im Euler-Gebiet zu einer numerischen Diffusion an den Schichtgrenzen kommen, siehe z. B. Machalcová & Kotrastová (2020).
- Die Abbildung von scharfen Kontaktflächen zwischen Bauteil und Baugrund ist aufgrund der Euler-Formulierung im Baugrund schwierig.

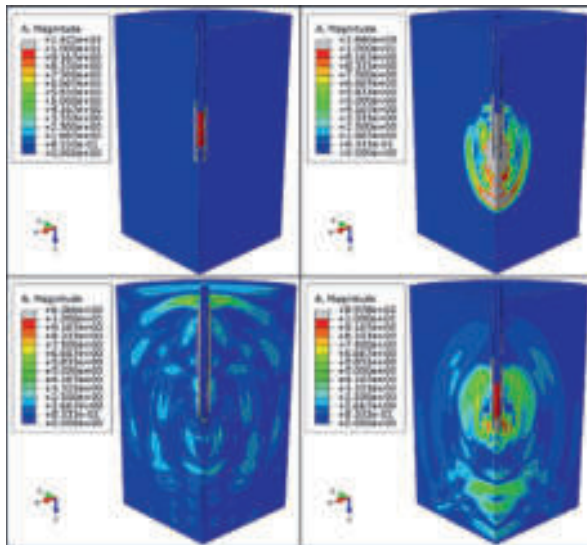


Abbildung 4-3 Exemplarisches Ergebnis der Wellenausbreitung um zwei diskrete Hammerschläge infolge einer Franki-Pfahlrammung

4.2 Netzfrie Methoden

Entgegen der vorgenannten Methoden wird bei netzfreien Methoden komplett auf ein Netz verzichtet. Auch wenn es zahlreiche verschiedene Methoden und Ansätze für netzfreie Methoden gibt, hat in den letzten Jahren in der Geotechnik insbesondere die Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) an Bedeutung gewonnen. Die SPH geht auf die Arbeiten von Monaghan (1988) zurück und wurde ursprünglich für die Abbildung astrophysikalischer Phänomene entwickelt. Mittlerweile wurde die Methode aber für die Anwendung auf geotechnische Randwertprobleme erweitert, siehe z. B. Bui und Nguyen (2021). Hierbei können besonders Probleme mit großen Deformationen berechnet werden. Auch ist die Abbildung von freien Oberflächen eine Stärke der SPH.

So zeigt sich die Eignung für zahlreiche Problemstellungen, wie z. B. die Simulation von Rutschungsvorgängen (siehe Abbildung 4-4) aber auch hochkomplexe Vorgänge, wie z. B. die Rissbildung infolge eines Austrocknens von Bodenproben, konnten bereits erfolgreich mit SPH simuliert werden.

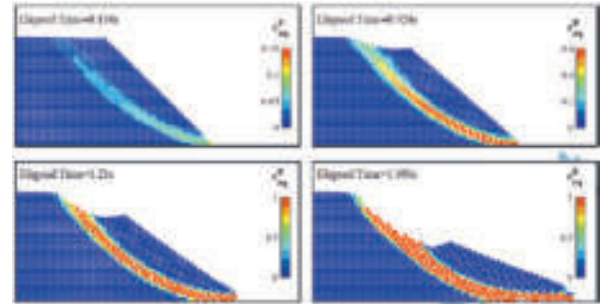


Abbildung 4-4 Beispiel einer mit SPH simulierten Böschungsrutschung inkl. fortschreitender Rutschung nach Eintreten des Bruchversagens, entnommen aus Bui und Nguyen (2021)

Trotz der offensichtlichen Vorteile gerade bei Problemstellungen, die unter Berücksichtigung klassischer netzbasierter Methoden nur unzureichend oder ggf. gar nicht gelöst werden können, existieren bei netzfreien Methoden auch Schwierigkeiten, die exemplarisch kurz benannt werden:

- Die Einbindung von Randbedingungen (insbesondere die häufig in der Geotechnik benötigten Verschiebungsrandbedingungen) ist aufgrund des „fehlenden“ Netzes schwierig und bedarf besonderer Modellierungstechniken. Gleiches gilt für Kontaktformulierungen.
- Der Rechenaufwand ist in der Regel vergleichsweise hoch, da für ein akzeptables Ergebnis eine hohe Anzahl an Partikeln erforderlich ist.
- Die Auflösung der SPH wird über den Parameter „smoothing length“ definiert. Wird diese Auflösung eher grob gewählt, so ist es bspw. schwierig, Diskontinuitäten korrekt abzubilden, da diese ggf. „weggeglättet“ werden.

4.3 Partikelmethoden

Neben den vorgenannten Kontinuumsmethoden wird die Diskrete-Elemente-Methode (DEM), die von Cundall und Strack (1979) für trockene granulare Medien entwickelt wurde, ebenfalls für die Berechnung ausgewählter geotechnischer Randwertprobleme eingesetzt.

Anders als Kontinuumsmethoden wird bei diesem Verfahren das Material über eine Anzahl diskreter Partikel beschrieben, wobei die Interaktion der Partikel in der Materialpackung über Kontaktformulierung zwischen den einzelnen Partikeln beschrieben wird. In Abbildung 4-5 ist exemplarisch das Ausfließen von Bodenmaterial aus einem Silo dargestellt, was ein typisches Anwendungsgebiet der DEM darstellt.

Grundsätzlich bietet die DEM die Vorteile, dass hiermit bei vergleichsweise einfacher mathematischer Beschreibung das komplexe Materialverhalten granularer Medien auf Mikroskalenebene gut abgebildet



werden kann, sodass es sich gerade für Fragestellungen im Mikroskalenbereich sehr gut eignet.

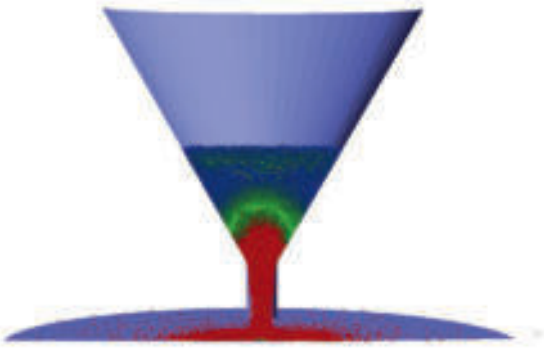


Abbildung 4-5 Beispiel einer DEM-Simulation zum Ausfließen von Bodenmaterial aus einem Silo

Es sind aber auch bei der DEM Einschränkungen zu beachten. Dies sind u. a.:

- Bei Randwertproblemen, die im Realmaßstab untersucht werden sollen, ist es in der Regel nicht möglich, die Partikel in ihrer realen Größe abzubilden, sodass immer eine Skalierung erforderlich ist.
- Die Kalibrierung der Kontaktgesetze muss immer unter dem Aspekt der Skalierung erfolgen, sodass hierbei immer auch die jeweilige Problemstellung zu berücksichtigen ist. Dies ist gerade aufgrund der geringen Anzahl an zu variierenden Parametern herausfordernd.

5 BIM im Kontext numerischer Simulationen in der Geotechnik

Im Kontext der immer stärkeren Nutzung des Building-Information-Modelling (BIM) in der Geotechnik werden Baugrundfachmodelle erstellt, um diese sinnvoll im Planungs-, Bau- und Betriebsprozess eines Bauwerks berücksichtigen zu können. Das Fachmodell Baugrund enthält immer auch ein Baugrundsichtenmodell, welches die 3D-Baugrundsichtung möglichst wirklichkeitsnah abbilden soll.

Somit liegt es nahe, dass das Fachmodell Baugrund, welches ein Abbild der Baugrundsichtung mit seiner räumlichen Variabilität zur Verfügung stellt, auch im Rahmen der Modellbildung numerisch zu lösenden Randwertproblemen möglichst automatisiert genutzt wird.

Dies sollte im Rahmen einer möglichst automatischen BIM2FEM-Integration erfolgen. Erste Ansätze hierzu sind u. a. bei Ninić et al. (2019) zu finden, wobei die dort beschriebenen Ansätze im Wesentlichen auf den Tunnelbau fokussiert sind.

In Beck & Henke (2023) erfolgt die automatisierte Ableitung eines ebenen numerischen Modells einer Spundwandbaugrube direkt aus einem „intelligenten“ Fachmodell Baugrund, siehe Abbildung 5-1. Bei dem

in Beck & Henke (2023) beschriebenen Vorgehen wurde der Prozess dahingehend ausgerichtet, dass alle notwendigen Geometriesimplifikationen regelbasiert erfolgen. Weiterhin wurde bei der Geometrieerstellung des numerischen Modells durch zusätzliche regelbasierte Algorithmen sichergestellt, dass die Netzqualität des numerischen Modells in allen Bereichen eine hohe Qualität aufweist. Dies wurde u. a. durch das automatisierte Auflösen von kleinen Winkeln und dünnen Schichten erreicht. Dieser Prozess muss nunmehr auf räumliche Modelle erweitert werden, bietet aber große Potentiale hinsichtlich Effizienzsteigerung und Fehlerminimierung.

6 Zusammenfassung

Dieser Beitrag verfolgt das Ziel, einen generellen Überblick über die Herausforderungen bei der Simulation von geotechnischen Randwertproblemen zu geben. Hierbei wird auf die Art des jeweiligen Randwertproblems und die hieraus resultierenden Anforderungen an die Rechenmethode kurz eingegangen, bevor ein Überblick über die aktuell gängigen numerischen Methoden in der Geotechnik gegeben wird. Hierbei wird insbesondere immer auf die Grenzen der jeweiligen Methoden eingegangen, um dem Nutzer Ideen zur Auswahl der geeigneten numerischen Methode zu liefern. Abschließend wird auf die aktuelle Thematik der BIM2FEM-Kopplung eingegangen, die zukünftig sicher an Popularität gewinnen wird. Im Sinne eines Übersichtsbeitrags wird in der Regel nicht in die Tiefe gegangen, hierfür wird auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen.

Literaturverzeichnis

Van Paassen, B.; Nijssen, T.; Salazar Rivera, J.R. (2022): *The use of FEM in contractor's practice in The Netherlands*. Conference Proceedings Workshop "Numerische Methoden in der Geotechnik", 12./13.09.2022, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg, Nr. 53, S. 99-103.

von Wolffersdorff, P.-A.; Henke, S. (2021) *Möglichkeiten und Grenzen numerischer Methoden in der Geotechnik*. Bautechnik 98, H. 9, S. 687–703. <https://doi.org/10.1002/bate.202000108>

EANG (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“. Ernst & Sohn Verlag.

Kausel, E. (1988) *Local Transmitting Boundaries*. Journal of Eng Mech. 114(6):1011-1027. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1988)114:6 (1011)

Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R. L. (1969): *Finite Dynamic Model for Infinite Media*. Journal of Eng Mech Div, 95, 859-878

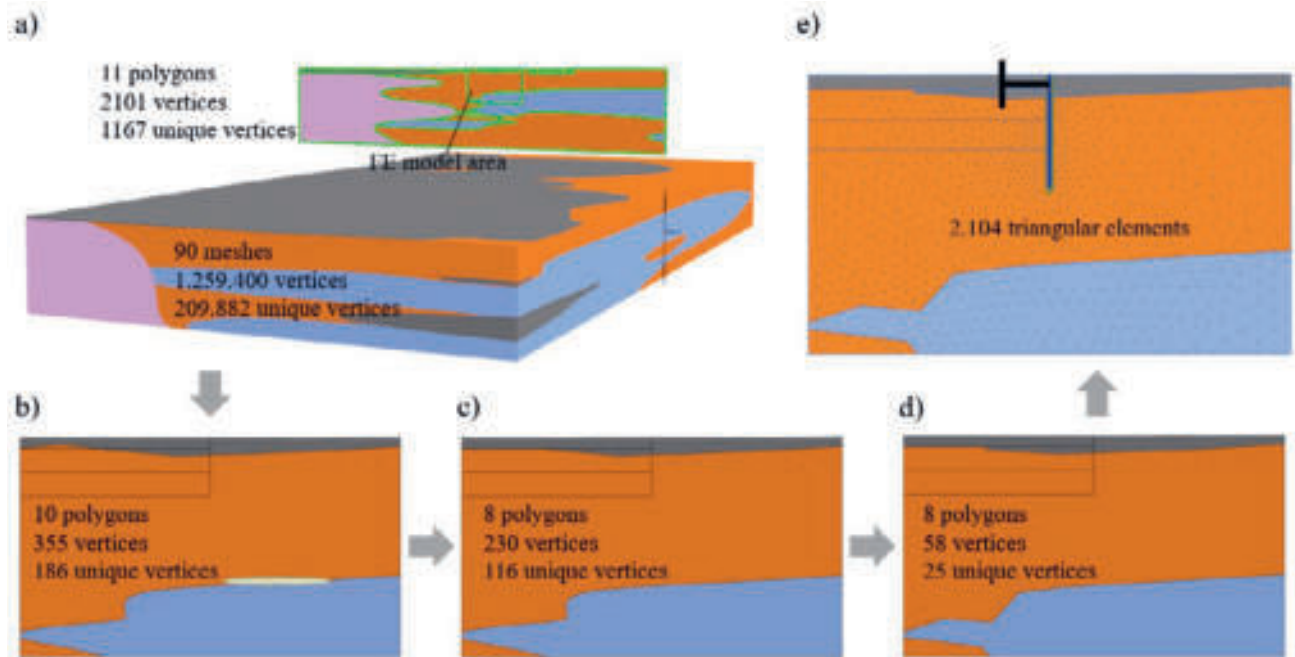


Abbildung 5-1 Prozess der automatischen Erstellung eines ebenen FE-Modells einer Spundwandbaugrube aus einem räumlichen Fachmodell Baugrund, entnommen aus Beck & Henke (2023)

von Estorff, O. & Kausel, E. (1989) *Coupling of Boundary and Finite Elements for Soil-Structure Interaction Problems*. Earthq. Eng. Struc. Dyn. 18:1065–1075

von Wolfersdorff, P.-A. & Schweiger, H.F. (2017) *Numerische Verfahren in der Geotechnik*. In: Grundbau-Taschenbuch (Ed. Witt, K.J.), Band 1, 633-719.

Henke S. (2008): *Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau*.

Staubach, P. (2022) *Contributions to the numerical modelling of pile installation processes and high-cyclic loading of soils*. Dissertationsschrift an der Ruhr-Universität Bochum.

Tayyebi S.M.; Pastor M., Stickle M.M., Yagüe A.Y., Manzanal D., Molinos M., Navas P. (2022) *SPH numerical modelling of landslide movements as coupled two-phase flows with a new solution for the interaction term*. European Journal of Mechanics – B/Fluids, Vol. 96, pp. 1-14.

ASCE/SEI 4-16 Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures. doi: 10.1061/9780784413937

Bakroon, M.; Daryaei, R.; Aubram, D.; Rackwitz, F. (2020) *Investigation of Mesh Improvement in Multi-material ALE Formulations Using Geotechnica Benchmark Problems*. IntJournal of Geomech, 20(8).

Fern, J.; Rohe, A.; Soga, K.; Alonso, E. (2019) *The Material Point Method for Geotechnical Engineering – A Practical Guide*. CRC Press, Taylor & Francis Group.

Qiu, G.; Henke, S.; Grabe, J. (2011) *Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations*. Computers and Geotechnics, 38, pp. 30-39.

Oñate, E., Idelsohn, S.R., Del Pin, F., Aubry, R. 2004. *The particle finite element method: an overview*. Int J Comput Methods 1:267-307

Henke, S.; Qiu, G.; Pucker, T. (2012) *Spudcans als Gründungsform für Offshore-Hubplattformen – Probleme und Berechnungsansätze*. Bautechnik 89(12), 831-840.

Machalcová, V.; Kotrastová, K. (2020) *The Numerical Diffusion Effect on the CFD Simulation Accuracy of Velocity and Temperature Field for the Application of Sustainable Architecture Methodology*. Sustainability 2020, 12(23), 10173.

Monaghan, J. (1988). An introduction to SPH. Comput. Phys. Comm. 48, 89–96

Li, S.; Liu, W.K. (2007) *Meshfree Particle Methods*. Springer-Verlag.

Bui, H.H.; Nguyen, G.D. (2021): *Smoothed particle hydrodynamics (SPH) and its application in geomechanics: From solid fracture to granular behaviour and multiphase flows in porous media*. Computers and Geotechnics 139, 104315.

Cundall, P. und O. Strack (1979). *A discrete model for granular assemblies*. In: Géotechnique 29.1, S. 47-65.

Ninić, J., Bui, H.-G., Koch, C. & Meschke, G. (2019) *Computationally Efficient Simulation in Urban Mechanized Tunneling Based on Multilevel BIM Models*, Journal of Comp. in Civil Eng., 33(3), pp 4019007.

Beck, J. & Henke, S. (2023) *A novel approach towards automated derivation of two-dimensional, numerical models from geotechnical building information models (BIM)*, Proceedings 10th NUMGE 2023. London.



MMALE Simulationen der Vibro-Installation von Offshore-Monopfählen

M.Sc. L. Berki, Technische Universität Berlin, Berlin
Dr. -Ing. D. Aubram, Technische Universität Berlin, Berlin
Prof. Dr.-Ing. F. Rackwitz, Technische Universität Berlin, Berlin

Im Verbundprojekt VISSKA wird die Vibrationsrammung im Hinblick auf deren Effizienz und Auswirkungen auf das maritime Umfeld als eine Alternative zur lärmintensiven Impulsrammung untersucht. Letztere stellt aktuell die gängige Installationstechnik für Monopfahlgründungen von Offshore-Windturbinen dar.

Das Team der TU Berlin erstellte zunächst ein Modell zur Prognose der Pfahleindringung ohne das freie Meereswasser, passte es an die realen Offshore Gegebenheiten an und validierte es anhand von Messdaten. In einem erweiterten Modell wird das freie Wasser ergänzt, um die Unterwasserschallausbreitung infolge der dynamischen Pfahlinstallation zu modellieren. Anschließend wird eine Sensitivitätsanalyse bzgl. der Modell- und Installationsparameter durchgeführt. Im Beitrag werden die numerischen Modelle sowie die erzielten Berechnungsergebnisse vorgestellt und im Vergleich zu den Messergebnissen interpretiert und diskutiert.

1 Einleitung

Im Rahmen des Verbundprojekts VISSKA wird die Vibrationsrammung als eine alternative Installationsmethode für die Monopfahlfundamente für Offshore-Windturbinen (OWT) untersucht (RWE AG, 2023). Bei der gängigen, aber lärmintensiven Impulsrammung entsteht teilweise erheblicher Unterwasserschall, welcher einen negativen Einfluss auf die marine Biosphäre hat. Schweinswale zählen zu den schallsensitiven Meeressäugern, weshalb der Einfluss der Monopfahl-Installationsmethode auf diese als Teil des Projekts VISSKA erforscht wird. Bei der Vibrationsrammung werden axial orientierte Vibrationen für die Pfahlinstallation genutzt.

Gemeinsam mit den Projektpartnern RWE Renewables GmbH, itap GmbH, BioConsult SH GmbH & Co. KG und dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) sollen Prognosemodelle für die Vibro-Installation und zu der dabei entstehenden Schallentwicklung erstellt und durch Messungen unter Offshore-Bedingungen validiert werden. Dafür werden am IGS und der TU Berlin jeweils numerische Prognosemodelle des Installationsvorgangs mit verschiedenen Simulationsmethoden entwickelt.

Die Installation von Monopfählen im Labor kann nur im begrenzten Maße untersucht werden, da Faktoren wie Standortspezifika, verfahrens- und maßstabsbedingte Einflüsse die Ergebnisse prägen. Im Rahmen des Verbundprojekts VISSKA wurde erstmalig die Installation von Fundamenten für OWT umfassend messtechnisch begleitet, wodurch numerische Simulationen von realmaßstäblichen Modellen mit Messungen unter Realbedingungen validiert werden können.

Nachfolgend wird die an der TU Berlin verwendete Methode für die numerische Simulation erläutert und

anschließend das implementierte Modell im Hinblick auf dessen Geometrie, die aufgebrachte Belastung und die verwendeten Materialparameter sowie die Ergebnisse der Simulationen beschrieben. Zunächst wird ein Modell erstellt, welches den Einfluss des freien Wassers nicht berücksichtigt, um die Einbringung des Monopfahls mittels Vibrationsrammung effizient zu simulieren. Nachdem das Modell eine realistische Installation vorhersagen konnte, wird es um das freie Wasser erweitert um die Schallausbreitung im Wasser bzw. Beschleunigungen an der Meeresbodenoberfläche untersuchen zu können.

2 Simulationsmethode

Bei der klassischen Finite Elemente Methode wird die Lagrange'sche Betrachtungsweise angewendet, bei welcher das Netz der Verformung des Materials folgt. Dies kann jedoch bei großen Bodenverformungen zu enormen Elementverzerrungen und den damit einhergehenden Ungenauigkeiten oder Berechnungsabbrüchen führen. Eine alternative Perspektive bietet die Eulersche Formulierung, bei welcher das Netz und deren Knoten unbeweglich sind und sich das Material durch das Netz bewegt.

Als eine Kombination beider Betrachtungsweisen vereint die Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) – Methode die Vorzüge beider Methoden, wobei sich die ALE-Methode mittlerweile unterschiedlich diversifizieren lässt, worunter beispielsweise die Simplified ALE – (SALE) Methode eingruppiert wird. Eine Alternative stellt die Coupled Eulerian-Lagrange – (CEL) dar, bei der unabhängige Lagrange und Euler Netze durch Zwangsbedingungen gekoppelt werden (Noh, 1963; Qiu et al., 2011). Eine weitere Option ist die Multi-Materiellen ALE – (MMALE) Methode, welche für die Modellierung angewendet wird.

Bei der MMALE-Methode (Multi-Material-Arbitrary-Lagrangian-Eulerian-Methode) kann sich das Elementnetz grundsätzlich unabhängig vom Material bewegen und verformen und ein Element kann mehr als ein Material beinhalten (Aubram, 2015; Aubram et al., 2017). Mit der MMALE-Methode können das nichtlineare und komplexe inelastische Bodenverhalten, die dynamische Interaktion zwischen Struktur (Pfahl) und Kontinuum (Boden), die Interaktion des Korngerüsts mit den Porenfluiden im Meeresboden, die großen Bodendeformationen infolge der Pfahlinstallation und die damit einhergehende Entstehung und/oder Veränderung von Kontaktflächen und freien Oberflächen sowie die Fortpflanzung von Schallwellen in unterschiedlichen Medien in Form von schnellen Druck-, Dichte- und Geschwindigkeitsschwankungen berücksichtigt werden. Abbildung 2-1 gibt einen Überblick zu den vorgestellten Methoden.

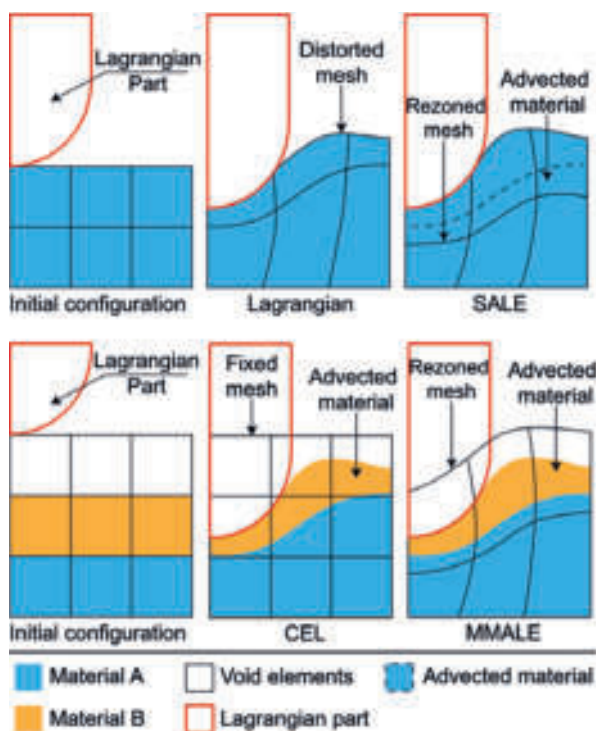


Abbildung 2-1: Vergleich der Simulationen von großen Verformungen mittels Lagrange-, ALE und CEL-Methoden als schematische Darstellung (Bakroon et al., 2018)

3 Modellierung

Für die Simulation der Monopfahlinstallation wird die Software *LS-Dyna* (ANSYS Inc., 2022) mit der Version R9.3.1 und die Server des Norddeutschen Verbunds für Hoch- und Höchstleistungsrechnen (HLRN) genutzt.

3.1 Modellgeometrie

Es wird ein realmaßstäbliches Modell eines Monopfahles mit einem Durchmesser von 6,0 m am Pfahlkopf, welcher sich auf 6,5 m am Pfahlfuß vergrößert, einer Wandstärke von 0,067 m und einer Gesamtlänge von circa 61 m als axialsymmetrisches Modell angenähert. Der obere Bereich, welcher zunächst mit *Void* (Leere) und später mit Wasser gefüllt wird, misst 30 m auf circa 23,5 m, wobei die durchschnittliche Wassertiefe in diesem Gebiet in etwa den 23,5 m entspricht. In Abbildung 3-1 ist die Modellgeometrie dargestellt. Die Void-Bereiche sind in Grün, das freie Wasser in Blau und der mit gesättigtem Sand gefüllte Bereich in Orange gekennzeichnet. In Anlehnung an den realen Monopfahl, welcher mit Rot hervorgehoben ist, verzüngt sich der Pfahl auf 3 m Radius im mittleren Drittel.

Die Eindringung infolge Eigengewichts des Monopfahls über die ersten Meter wird nicht simuliert, sondern via *wished in place* (WIP) modelliert.

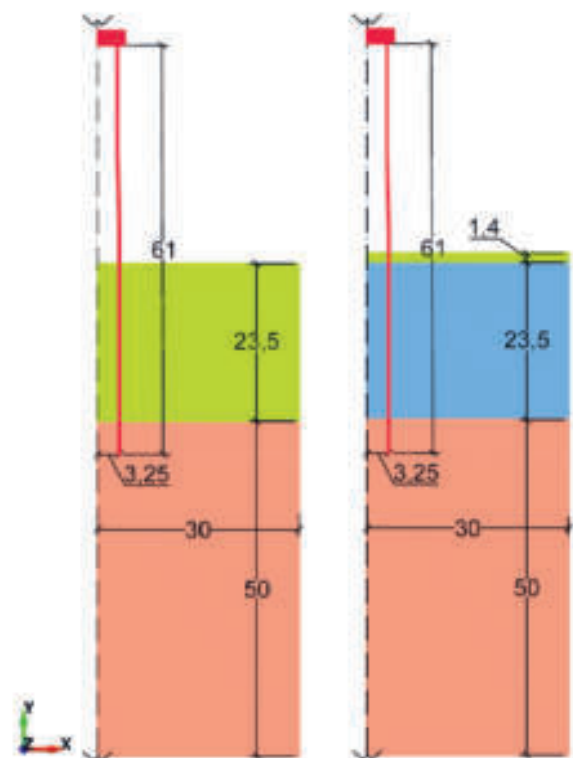


Abbildung 3-1: Modellgeometrie (links: Boden (orange) und Void (grün); rechts: Boden (orange), Wasser (blau) und Void (grün))

Das gesamte Modell ist mit *Shell*-Elementen erstellt, wobei der Pfahl mit 841 Elementen zunächst vereinfacht als starr modelliert wird. Für die genauere Untersuchung der Beschleunigungen bzw. Wellenausbreitung wird der Pfahl jedoch elastisch modelliert. Der obere Modellbereich, welcher zunächst mit Void gefüllt ist (Abbildung 3-1 links), ist mit 7424 Elementen



ten und der Bodenbereich mit 15776 Elementen diskretisiert. Das Modell, welches das freie Wasser berücksichtigt, hat eine schmale Void-Schicht oberhalb der Wasserelemente mit einer Höhe von 1,4 m und 464 Elementen. Die MMALE-Formulierung wird für die Bereiche Void und Boden, später auch für den Bereich des Wassers, implementiert

3.2 Randbedingungen

Der linke Rand in Abbildung 3-1 dient als Symmetrieachse und ist im Zentrum des Monopfahls angeordnet. Der untere Rand des Bodens ist unverschieblich und die seitlichen Ränder sind nur in Y-Richtung verschieblich. Grundsätzlich sind alle Knoten im Hinblick auf die axialsymmetrische Modellierung gegen Rotation um die X- und Y-Achse gehalten und sind unverschieblich in Z-Richtung, da durch diese Randbedingungen Rechenkapazität eingespart werden kann. Das Koordinatensystem ist ebenfalls Abbildung 3-1 zu entnehmen.

3.3 Belastung

Die Gesamtbelastung F des Vibrators auf den Pfahl teilt sich in einen dynamischen Anteil und einen statischen Anteil F_0 wie folgt auf:

$$F = F_0 + F_{max} \cdot \sin(\omega t) \quad (1)$$

Die statische Belastung, welche durch das Eigengewicht des Vibrators entsteht, ist als starre Masse modelliert, welche in Abbildung 3-1 als rotes Rechteck am Kopf des Pfahls dargestellt ist. Dafür wird das Gewicht des Vibrators mithilfe der Materialparameter von Stahl auf die Geometrie umgerechnet und übergangsfrei mit dem Pfahl verbunden. Dadurch wird der Einfluss der Masse des Vibrators in der Simulation berücksichtigt ohne aufwendige Kontaktflächen zu definieren.

Die dynamische Belastung durch den Vibrator wird als Funktion auf einen Knoten am Pfahlkopf, unterhalb des Vibrators, aufgebracht und mithilfe des exzentrischen Moments des Vibrators wie folgt berechnet:

$$F_{max} \cdot \sin(\omega t) = M_e \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega t). \quad (2)$$

wobei die Kreisfrequenz zu $\omega = 2\pi f_d$ definiert ist und die Frequenz f_d mit 20 Hertz angenommen wird.

Da trotz der Modellierung als WIP der Anfangseindringung infolge des Eigengewichts des Pfahls und des Vibrators es zu geringen Setzungen zu Beginn der Simulation kommt, setzt die dynamische Belastung mit 0,6 s Verzögerung zum Simulationsstart ein.

3.4 Bodenparameter

Für den Boden wurde ein hypoplastisches Stoffmodell (Niemunis & Herle, 1997; von Wolffersdorff, 1996) über eine Subroutine in LS-Dyna implementiert, verifiziert und validiert (Bakroon (2021)). Dieses

Stoffmodell ermöglicht es die Belastung granularer Materialien unter zyklischer und dynamischer Belastung auch bei großen Bodenverformungen zu simulieren.

Es werden die hypoplastischen Bodenkennwerte nach Zachert (2015, S. 186) für Sand aus Cuxhaven verwendet, welche in Tabelle 3-3 zusammengefasst sind.

Der Anfangsspannungszustand im Boden ist nach Jaky mit k_0 zu 0,46 angesetzt. Alle Simulationen sind unter drainierten Bedingungen modelliert.

Tabelle 3-3: Bodenparameter für das hypoplastische Bodenmodell nach Zachert (2015) für Cuxhavener Sand mit einer Dichte von 75%

φ_c	32,5°	kritischer Reibungswinkel
h_s	4030 MPa	Granulathärte
n	0,289	Exponent
e_{d0}	0,391	min. Porenzahl (e_{min})
e_{c0}	0,688	kritische Porenzahl (e_{max})
e_{i0}	0,791	max. Porenzahl (ohne Druck)
a	0,125	Exponent
β	0,4	Parameter für die Abhängigkeit der Steifigkeit von der Lagerungsdichte
m_R	6,8	Multiplikationsfaktoren der Steifigkeit
m_T	3,4	
R	1,0 10^{-4}	max. intergranulare Dehnung
χ	6,0	Exponenten für die intergranulare Dehnung
β_r	0,1	

3.5 Modellierung des freien Wassers

Für die Modellierung des freien Wassers wird in LS-Dyna dasselbe Material wie für den Void-Bereich, Material *Null*, gewählt. Dieses Material hat keinen Einfluss auf die Elementberechnung, jedoch wird die Masse für die Berechnung der Kontakte an den Knoten angesetzt. Entsprechend werden der Elastizitätsmodul und die Poissonzahl dieses Materialtyps für die Berechnung der Kontaktsteifigkeit berücksichtigt. Die gewählten Parameter für die Wassermodellierung sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Tabelle 4: Materialparameter für Wasser

Material <i>Null</i>		
ρ	998,21 kg/m ³	Dichte
P_c	-1 10^4 Pa	Grenzwert Druck
μ	8,684 10^{-4} Pa·s	dynamische Viskosität
EOS <i>linear polynomial</i>		
c_1	2,25 10^9 Pa	elast. Kompressionsmodul

Des Weiteren bedarf die Modellierung von Wasser im Hinblick auf deren Wellenausbreitung und unter Verwendung des Materials *Null* einer Zustandsgleichung, engl. *equation of state* (EOS). Für dieses Modell wird das EOS *linear polynomial* verwendet, welches das Materialmodell für das freie Wasser hier nur um den elastischen Kompressionsmodul ergänzt, welcher in Tabelle 4 aufgeführt ist. Die Gesamtspannung berechnet sich aus der deviatorischen Spannung und dem Druck, wobei das Materialmodell *Null* nur die deviatorische Spannung berechnet und das EOS die Druckkomponente.

Bis zum Einsetzen der Vibrationsbelastung wird der Bereich des Wassers mit dem dimensionslosen Faktor 500 gedämpft, um systembedingte Wellen zu unterdrücken (ANSYS Inc., 2022). Um Reflexionen an der Oberkante der Wasserelemente zu vermeiden, wird wieder eine Void-Schicht implementiert, welches in Abbildung 3-1 visualisiert ist. Die Unterkante des Modells ist durch die große Entfernung zur Lasteinbringung in Kombination mit den dämpfenden Eigenschaften des Bodens nicht relevant. Von Interesse ist jedoch der rechte Modellrand, da dort der Abstand zum Pfahl geringer ist und das Wasser geringere Dämpfungseigenschaften aufweist. Für die Simulation der Pfahleindringung wird jedoch zunächst auf eine wellenabsorbierende Spezifizierung der Ränder verzichtet.

4 Ergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Simulationen der Modelle mit und ohne Berücksichtigung des freien Wassers mit den Messergebnissen verglichen. Die vorgestellten Messungen erfolgten bei der Installation von drei Pfählen, welche sich leicht in ihrer Gesamtlänge unterscheiden, jedoch gleiche Durchmesser aufweisen. Die jeweiligen Bodenparameter an den messtechnisch überwachten Pfählen variieren nur leicht und weisen überwiegend dichten bis sehr dichten Sand auf.

Es werden die Eindringkurve des Monopiles und die Beschleunigungen des Pfahls infolge der Vibration betrachtet.

Der Vergleich mit den Ergebnissen der Simulationen mit der Convected Particle Domain Interpolation (CPDI) Methode in Kombination mit den UBCSAND Modell (Naesgaard, 2011), welche bei den Berechnungen am IGS (Giridharan & Christian, 2023) angewendet werden, zeigte eine gute Übereinstimmung sowohl bei der Vorhersage der Eindringkurven als auch der Pfahlbeschleunigung.

4.1 Eindringkurve ohne freies Wasser

Die Simulation der Installation mit 100% Lagerungsdichte zeigte eine erhebliche Diskrepanz zu den Messungen auf, weshalb eine Lagerungsdichte von

75% implementiert wird, welche wiederum zu einer sehr guten Übereinstimmung mit den Messergebnissen führt. In Abbildung 4-1 sind die Eindringkurven der Modelle mit 75% und 100% Lagerungsdichte (ID) einer Messung gegenübergestellt. Die Achsen sind bezüglich der maximal erreichbaren Eindringtiefe normiert, so entspricht 1,0 auf der vertikalen Achse der maximal erreichbaren Tiefe (z_{\max}) und 1,0 auf der horizontalen Achse dem Zeitpunkt bei Erreichung der maximalen Tiefe (t_{\max}).

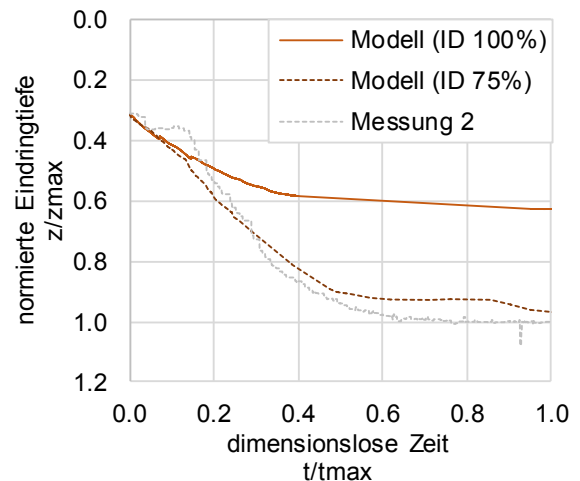


Abbildung 4-1: Vergleich der Eindringkurven der Modelle mit Ausgangslagerungsdichten eines homogenen Sandbodens von 100% und 75% mit den in situ Messergebnissen

4.2 Eindringkurve mit freiem Wasser

In Abbildung 4-2 ist die berechnete Eindringkurve des Modells mit 75% Lagerungsdichte mit der Erweiterung um das freie Wasser den Messergebnissen von zwei unterschiedlichen Pfählen gegenübergestellt.

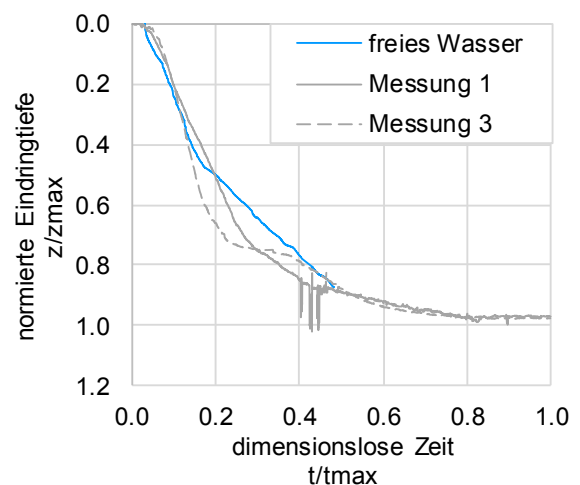


Abbildung 4-2: Vergleich der Eindringkurven der Modelle mit freiem Wasser (ID75%) mit den Messergebnissen



Die Achsen sind wieder auf die maximale Eindringtiefe (z_{\max}) bzw. dessen Zeitpunkt (t_{\max}) normiert.

4.3 Beschleunigungen des Pfahls

Um die Berechnungszeiten zu verringern, wird für die Modelle zur Berechnung der Eindringkurven der Pfahl als starr modelliert. Bei Betrachtung der Beschleunigungen des Pfahls infolge der Vibration jedoch bedarf es einer gewissen Elastizität, um diese darstellen zu können, weshalb der Pfahl nicht mehr als starr, sondern elastisch modelliert werden muss. Die Messungen am Pfahl wurden am Pfahlkopf durchgeführt, entsprechend wurden die Simulationsergebnisse ebenfalls am Pfahlkopf ausgewertet.

Beim Vergleich der Modelle mit freiem Wasser und ohne freies Wasser sind nur geringfügige Unterschiede festzustellen, weshalb in Abbildung 4-3 nur die Ergebnisse der Simulation mit freiem Wasser dargestellt sind.

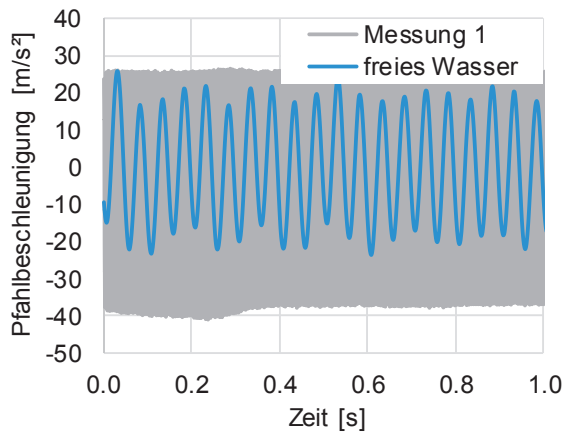


Abbildung 4-3: Vergleich des Modells mit freiem Wasser und den Messergebnissen der Pfahlkopfbeschleunigung

Die Simulationsergebnisse stimmen gut mit den Messungen bei den Spitzen-Werten überein, im negativen Bereich fallen die berechneten Beschleunigungen etwas geringer aus. Jedoch ist die Übereinstimmung als ausreichend anzusehen.

Die Diskrepanz in der Periodendauer ist darauf zurückzuführen, dass die Messungen mit 1kHz aufgezeichnet wurden und entsprechend diverse Frequenzen beinhalten, während die Ergebnisse aus der Simulation isoliert betrachtet werden.

5 Fazit

Die Simulationsergebnisse für die Eindringkurven des Pfahls mit einer Lagerungsdichte von 75% mit und ohne Berücksichtigung des freien Wassers stimmen sehr gut mit den Messergebnissen überein. Auch die Simulationen der Beschleunigungen des Pfahlkopfes unter Verwendung eines elastischen

Materialmodells erzielen gute Übereinstimmungen mit den Messergebnissen.

6 Ausblick

Durch die Nutzung eines hypoplastischen Stoffmodells, mehrerer Materialschichten (Void-Wasser-Boden) in einer MMALE Formulierung und die dynamische Belastung ist das numerische Modell sehr komplex, wodurch die Implementierung von nicht reflektierenden Randbedingungen herausfordernd wird.

Für die Untersuchung der Schwingungen des Meeresbodens und des freien Wassers infolge der Installation ist die Verwendung spezieller Randkonfigurationen obligatorisch, um das System ohne den störenden Einfluss von reflektierten Wellen untersuchen zu können. Daher birgt die Implementierung von *non-reflecting-boundary-conditions* in ein Modell mit MMALE-Formulierung und freiem Wasser als eine der drei Schichten noch Forschungspotential.

Des Weiteren ist noch der Einfluss unterschiedlicher Frequenzen bei der dynamischen Belastung des Vibrators auf das Eindringverhalten und die Wellenausbreitung von Interesse.

7 Anerkennung

Dank gilt den Beteiligten des Projekts, RWE Renewables GmbH, BioConsult SH GmbH & Co. KG, Itap GmbH und der Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik sowie der Förderung durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (Förderkennzeichen: 03EE3043E).

Die Arbeit wurde außerdem gefördert durch den Norddeutschen Verbund für Hoch- und Höchstleistungsrechnen.



Literaturverzeichnis

ANSYS Inc. (2022) *LSTC Tutorials and Topic Presentations* | LS-DYNA Aerospace Working



Group: *Simulating Hydrostatic Pressure in LS-DYNA*. Verfügbar unter <https://awg.ansys.com/LSTC+Tutorials+and+Topic+Presentations> (Abgerufen am 02.05.2023).

Aubram, D. (2015) *Development and experimental validation of an arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) method for soil mechanics*, geotechnik, geotechnik, Vol. 38, No. 3, S. 193–204. DOI: 10.1002/gete.201400030.

Aubram, D., Rackwitz, F. & Savidis, S. A. (2017) *Contribution to the Non-Lagrangian Formulation of Geotechnical and Geomechanical Processes*, Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes, Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes, Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics, No. 82, S. 53–100, 372 Seiten, Springer International Publishing AG. DOI: 10.1007/978-3-319-52590-7_3.

Bakroon, M. (2021) *Employment of a multi-material ALE approach using nonlinear soil models to simulate large deformation geotechnical problems*, Dissertation, Technische Universität Berlin.

Bakroon, M., Daryaei, R., Aubram, D. & Rackwitz, F. (2018) *Implementation and Validation of an Advanced Hypoplastic Model for Granular Material Behavior*, Detroit, Michigan, USA, 15th International LS-DYNA Users Conference [Konferenzbeitrag].

Giridharan, S. & Christian, M. (2023) *On the application of Convected Particle Domain Interpolation method to the On the application of Convected Particle Domain Interpolation method to the numerical modelling of offshore monopile installations*, Würzburg, Fachsektionstage [Konferenzbeitrag].

Naesgaard, E. (2011) *A hybrid effective stress – total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow*, University of British Columbia. DOI: 10.14288/1.0063041.

Niemunis, A. & Herle, I. (1997) *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*, Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol. 2, No. 4, S. 279–299. DOI: 10.1002/(SICI)1099-1484(199710)2:4<279::AID-CFM29>3.0.CO;2-8.

Noh, W. F. (1963): *CEL: A time-dependent, two-space-dimensional, coupled Eulerian-Lagrange code*, 70 Seiten, Livermore, California [Technical Report]. DOI: 10.2172/4621975.

Qiu, G., Henke, S. & Grabe, J. (2011) *Application of a Coupled Eulerian–Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations*, Computers and Geotechnics, Computers and Geotechnics, Vol. 38, No. 1, S. 30–39. DOI: 10.1016/j.compgeo.2010.09.002.

RWE AG (2023) *Vibrating instead of hammering: new research project investigates innovative installation technique for offshore foundations*. Verfügbar unter <https://www.rwe.com/en/press/rwe-renewables/21-05-06-research-project-investigates-innovative-installation-technique-for-offshore-foundations/> (Abgerufen am 10.05.2023).

von Wolffersdorff, P.-A. (1996) *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*, Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Mechanics of Cohesive-frictional Materials, Vol. 1, No. 3, S. 251–271. DOI: 10.1002/(SICI)1099-1484(199607)1:3<251::AID-CFM13>3.0.CO;2-3.

Zachert, H. (2015) *Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen*, Dissertation, Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie.



3D-DEM-Modellierung der Gewölbeausbildung anhand des Trapdoor-Problems

Lina Cardozo, Ningning Zhang, Yu Zhao, Jan Holzheim, und Raul Fuentes (RWTH Aachen)

Das "Trapdoor-Problem" ist ein nützliches Instrument zur Analyse der Gewölbeausbildung, die bei verschiedenen geotechnischen Anwendungen auftritt, und stellt daher eine wichtige Referenzlösung in der theoretischen Bodenmechanik dar. Allerdings haben bisher nur wenige Studien den Einfluss der Falltürform auf die Wechselwirkung zwischen Falltür und Boden untersucht. Die vorliegende Studie untersucht das Auftreten und die Entwicklung des Gewölbeeffects durch Modellierung verschiedener Formen des Trapdoor-Problems sowohl aus der Makro- als auch aus der Mikroperspektive unter Verwendung der dreidimensionalen Diskreten Elemente Methode (DEM). Die Ergebnisse zeigen, dass die Form der Falltür einen großen Einfluss auf die Entwicklung der Gewölbeausbildung hat, da das Szenario einer bogenförmigen Falltür zu einem stabileren Gewölbe im Vergleich zu einer herkömmlichen flachen Falltür führt.

1 Einleitung

Die Ausbildung eines Gewölbes ist ein wichtiges Phänomen, das in nichtbindigen Böden auftritt und die Lastübertragung zwischen den mobilisierten und stationären Teilen des Bodens beschreibt. Das Auftreten des Gewölbeeffects ist durch die Umverteilung der Anfangsspannungen des Bodens gegeben, was zu einer Mobilisierung der Scherspannungen innerhalb der Bodenmasse führt. Dieses Phänomen ist bei verschiedenen geotechnischen Anwendungen von Bedeutung, bei denen die Stützungsstruktur diskontinuierlich ist oder wenn sie teilweise versagt. Um den Gewölbeeffect in nichtbindigen Böden zu untersuchen, führte Terzaghi (1936) das Trapdoor-Problem ein. Die klassische Konfiguration des Trapdoor-Versuchs besteht aus einer horizontalen Falltür, die sich unter einer nichtbindigen Bodenschicht befindet und sich vertikal nach unten (aktiver Fall) oder nach oben (passiver Fall) bewegt, so dass sich die Bodenpartikel direkt über der Falltür verschieben sich innerhalb der Bodenmasse ein Gewölbeeffect einstellt. Frühere Studien zum Trapdoor-Problem haben faszinierende Ergebnisse geliefert, wobei verschiedene Faktoren wie Partikeleigenschaften, Dichte und Spannungsniveau, u. a., eine Rolle spielten. Allerdings haben nur wenige Studien den Einfluss der strukturellen Geometrie auf die Interaktion zwischen Falltür und Bodenschicht berücksichtigt. Tatsächlich werden bei unterirdischen Bauwerken anstatt rechteckiger Querschnittsgeometrien, was der klassischen Konfiguration des Trapdoor-Versuchs entspricht, häufiger ausgerundete Querschnittsgeometrien verwendet, z.B. bei Tunneln oder Pipelines.

Darüber hinaus haben sich die meisten Studien zum Phänomen der Gewölbewirkung in erster Linie auf

den Mechanismus der Lastübertragung konzentriert (Rui, 2019); folglich ist das Verformungsverhalten der Bodenmasse und insbesondere die Beziehung zwischen Lastübertragung und Bodenverschiebungen immer noch ein Aspekt mit hohem Forschungspotenzial. Außerdem entspricht eine 2D-Umgebung, die in zahlreichen früheren Studien zum Trapdoor-Problem üblicherweise verwendet wurde, einer Vereinfachung und bildet möglicherweise die realen Bedingungen sowie das tatsächliche Bodenverhalten unter dem Gewölbeeffect nicht ab. So kann beispielsweise ein 2D-DEM-Modell einer Aufschüttung den Grad der Lastübertragung überschätzen und die Setzungen an der Oberfläche unterschätzen (Bao et al., 2020).

Als Teil einer Reihe von Studien der Autoren zielt die vorliegende Studie darauf ab, ein numerisches 3D-Modell unter Verwendung der Diskrete-Elemente-Methode (DEM) zu erstellen. Das Modell soll die Bodenverformung und das Lastübertragungsverhalten wiedergeben, die aus experimentellen aktiven Trapdoor-Versuchen gewonnen wurden. Diese Versuche wurden in einer früheren Phase dieser Forschung durchgeführt. Mit der Implementierung und Anwendung von 3D-DEM Modellen soll untersucht werden, inwieweit der Gewölbeeffect reproduziert werden kann. Zur Validierung der Ergebnisse werden die experimentell gewonnenen Daten herangezogen. Da ein Halbkreis oder ein Bogen eine übliche Stützform im Ingenieurwesen ist, wurde das erstellte DEM-Modell für die klassische Konfiguration erweitert, um das Trapdoor-Problem mit einer bogenförmigen Falltür zu untersuchen. Zu diesem Zweck wurden umfassende Vergleiche zwischen flachen und bogenförmigen Falltüren durchgeführt.

2 Methodologie

2.1 Physikalisches Modell

Zhao et al. (2021) führten eine Reihe von Trapdoor-Versuchen mit einer klassischen Falltürkonfiguration durch, um die Gewölbeentwicklung innerhalb einer nichtbindigen Bodenmasse zu beobachten. Der in Abbildung 2-1 gezeigte Versuchsaufbau bestand aus einem transparenten Behälter ($L = 300$ mm, $A = 700$ mm, $H = 700$ mm) mit einer Falltür ($L = 300$ mm, $B = 150$ mm), die in der Mitte des Behälters angebracht war. Ein Particle Image Velocimetry (PIV)-System wurde vor dem Behälter angebracht, um die Partikelverschiebung zu erfassen. Die Verschiebung der Falltür und die auf die Falltür wirkende Last wurden mit einem Verschiebungsaufnehmer (DT) bzw. einem Lastaufnehmer (LT) gemessen. Die Setzung der Oberfläche wurde mit drei hochpräzisen Laser-Verschiebungssensoren (LDS-1,2,3) verfolgt. Der Trapdoor-Versuch wurde für vier Einbettungsverhältnisse $i = H/B$ von 1, 2, 3 und 4 durchgeführt (wobei H die Verschüttungshöhe und B die Falltürbreite ist).

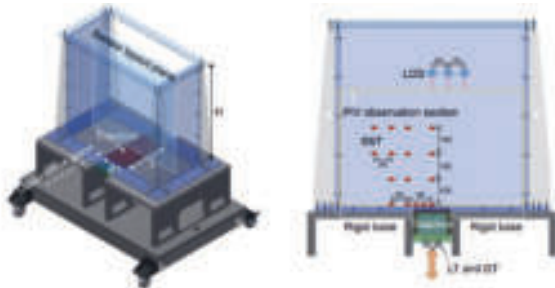


Abbildung 2-1: Set-up des Trapdoor-Versuchs und Anordnung der Sensoren (Zhao et al., 2021)

Bei dem für die Versuche verwendeten Material handelt es sich um einen Quarzsand, der nach dem Unified Soil Classification System (USCS) als schlecht abgestufter Sand (SP) eingestuft wird. Die Korngrößenverteilung (PSD) des nichtbindigen Materials ist in Abbildung 2-2 dargestellt. Weitere physikalische und mechanische Eigenschaften des Materials sind in Tabelle 2-1 zusammengefasst.

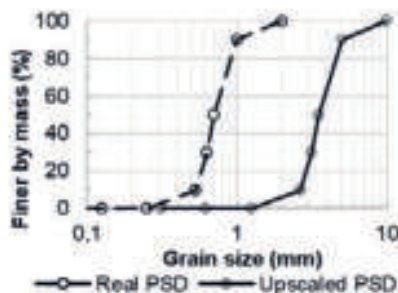


Abbildung 2-2: Originale und skalierte ($SF=5$) Korngrößenverteilung des genutzten Quarzsandes

Tabelle 2-1: Physikalische und mechanische Eigenschaften vom Quarzsand (Zhao et al., 2021)

Parameter	Value
Maximum dry density ρ_{\max} (g/cm^3)	1.286
Minimum dry density ρ_{\min} (g/cm^3)	1.030
Specific gravity G_s (unitless)	2.186
Mean particle size D_{50} (mm)	0.7
Coefficient of curvature C_c (-)	0.99
Coefficient of uniformity C_u (-)	1.42
Peak friction angle ϕ_p ($^\circ$)	45.6
Moisture content ω (%)	0
Relative density D_r (%)	60
Backfill gravity density γ (kN/m^3)	11.46

2.2 DEM-Modellierung

2.2.1 Die Dimensionen des Trapdoor-Modells und das beschriebene experimentelle Testverfahren wurden mit der Software Rocky DEM (ESSS) modelliert. Die Bedeutung dieser Software für die vorliegende DEM-Analyse liegt in ihrer Effizienz bei der Berechnung von Simulationen mit einer großen Anzahl von Partikeln, wobei ein 3D-Raum berücksichtigt wird, der im Vergleich zur 2D-Modellierung eine authentischere Darstellung der realen Bedingungen bietet.Kontaktmodell

Das nichtlineare Hertz-Mindlin-Kontaktmodell ist in der DEM weit verbreitet, da es das Verhalten nichtbindiger Materialien zufriedenstellend wiedergibt und im Vergleich zum Linear Spring Model eine höhere Genauigkeit aufweist. Daher wurde das Hertz-Mindlin-Kontaktmodell für alle Simulationen in dieser numerischen Analyse gewählt. Um angemessene Rechenzeiten zu erreichen und gleichzeitig den Modelaufbau zu vereinfachen, wurden die Bodenpartikel in den DEM-Simulationen des Trapdoor-Problems als Kugeln modelliert. Da diese Annahme das tatsächliche mechanische Verhalten der Bodenpartikel nicht vollständig wiedergibt, wurde ein zusätzliches Rolling Resistance-Model verwendet. Dieser Ansatz zielt darauf ab, den natürlichen Widerstand der Partikel gegen das Rollen aufgrund ihrer realen Oberfläche zu reproduzieren.

2.2.2 Parameterkalibrierung

Da die Festigkeit nichtbindiger Materialien ein dominanter Parameter für den Gewölbeeffect in Trapdoor-Systemen ist, zielt die inverse Modellierung aus numerischen direkten Scherversuchen vor allem darauf ab, die Genauigkeit der Festigkeit zu gewährleisten (Liu et al., 2022). Um eine Abschätzung der realistischen Festigkeitsparameter des Materials vorzunehmen, wurden im Labor direkte Scherversuche unter vertikalen Spannungen von 25, 50 und 100 kPa durchgeführt und anschließend in DEM modelliert.



Trotz der kleinen Größe der Sandpartikel war es aufgrund der relativ kleinen Abmessungen des verwendeten Prüfkörper (160x160 mm) möglich, die DEM-Kalibrierung des direkten Scherversuchs unter Verwendung der realen Korngrößenverteilung durchzuführen. Insgesamt wurden in diesem Kalibrierungsmodell 363.000 Partikel generiert. Die Geometrie des 3D-DEM-Modells des direkten Scherversuchs ist in Abbildung 2-3 dargestellt.

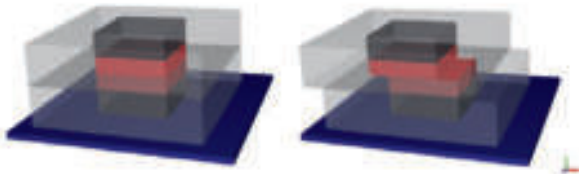


Abbildung 2-3: 3D-DEM-Modell des direkten Scherversuchs vor (links) und nach der Scherung (rechts)

Der Vergleich zwischen numerischen und experimentellen Ergebnissen der direkten Scherversuche ist in Abbildung 2-4 dargestellt, und die in der DEM-Analyse verwendeten mikromechanischen Parameter sind in Tabelle 2-2 aufgelistet. Im Allgemeinen stimmen die DEM-Ergebnisse gut mit den Daten aus den direkten Scherversuchen überein. Das weist darauf hin, dass die Mikromechanik das makromechanische Verhalten des in den Laborversuchen verwendeten Quarzsandes erfassen kann.

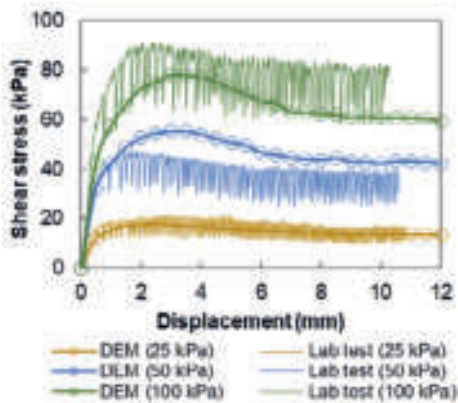


Abbildung 2-4: Parameterkalibrierung des DEM-Modells anhand experimenteller direkter Scherversuche bei einer Belastung von 25 kPa, 50 kPa, und 100 kPa.

Tabelle 2-2: Kalibrierte DEM-Parameter

Interaction type	Parameter	Value
	Rolling Resistance (-)	0.40
	Bulk Solid Fraction (-)	0.43
	Bulk density (kg/m ³)	1170
	Young's Modulus (GPa)	0.70
	Poisson's ratio (-)	0.30
Material/ boundary	Static Friction (-)	0.10
	Dynamic Friction (-)	0.10

Material/ Material	Static Friction (-)	0.50
	Dynamic Friction (-)	0.50

2.2.3 Konstruktion des Trapdoor-Modells

Das in dieser Studie konstruierte DEM-Modell basiert auf den in Abschnitt 2.1 vorgestellten experimentellen Versuchen. Nach der Kalibrierung der Modellparameter wurden mehrere Simulationen von aktiven Trapdoor-Versuchen mit denselben Einbettungsverhältnissen ($i=1, 2, 3$ und 4) wie bei den Laborversuchen durchgeführt. Um den Rechenaufwand zu verringern, wurde die Tiefe der Trapdoor-Box (x-Richtung) auf die Hälfte reduziert ($L=150$ mm). Außerdem wurde bei allen Simulationen des Trapdoor-Problems ein Skalierungsfaktor von 5 auf die Sandpartikel angewendet (Abbildung 2-2).

Abbildung 2-5 zeigt das DEM-Modell des flachen Trapdoor-Problems für das Einbettungsverhältnis $i=1$, das der Bodenschicht mit der geringsten Höhe ($H = 150$ mm) entspricht. Die beiden Sockel an den Rändern der Falltür dienen dazu, die überlagernde Bodenschicht zu stützen und ein Entweichen der Partikel zu verhindern.



Abbildung 2-5: DEM-Trapdoor-Modell für das niedrigste Einbettungsverhältnis $i=1$

3 Entwicklung des Gewölbes mit einer flachen Falltür

Das konstruierte DEM-Modell der klassischen Konfiguration des Trapdoor-Problems wird in diesem Abschnitt im Hinblick auf das Last- und Verformungsverhalten des Gewölbes weiter validiert. Zu diesem Zweck werden die Laborversuche mit flachen Falltüren als Referenz verwendet.

3.1 Last-Verschiebungs-Verhalten

Die Ground Reaction Curve (GRC) ist ein nützliches Instrument zur Charakterisierung der Gewölbewir-

kung und -entwicklung in Form eines Last-Verschiebungs-Verhaltens, bei dem eine normalisierte Last (ρ) gegen eine normalisierte Verschiebung (Δ) aufgetragen wird. Bei diesem Ansatz wird die vertikale Last, die über der Falltür wirkt, in Bezug auf den anfänglichen Spannungszustand (auch als Verhältnis zwischen Boden und Gewölbe bezeichnet) und die vertikale Falltürverschiebung in Bezug auf die Falltürbreite (B) normiert.

Die aus den DEM-Simulationen gewonnenen GRCs für alle betrachteten Einbettungsverhältnisse sowie die experimentellen Daten sind in Abbildung 3-1 dargestellt. Es ist festzustellen, dass die DEM-Ergebnisse im Allgemeinen mit den experimentellen Daten übereinstimmen, was auf die Fähigkeit des Modells hinweist, den Labortest zu reproduzieren. Die Ergebnisse zeigen auch, dass alle erhaltenen Kurven den von Iglesia et al. (1999) postulierten charakteristischen Phasen der Belastungsentwicklung folgen. Das heißt, ein anfänglicher starker Lastabfall (anfängliches Gewölbe), der den Punkt der minimalen Last bei einer relativ kleinen Falltürverschiebung (maximales Gewölbe) erreicht, gefolgt von einer Phase des Lastanstiegs (Erholungsphase), die sich bis zum Erreichen einer bestimmten Last erstreckt. Han et al. (2017) stellten einen vereinfachten Ansatz für den Aufbau der GRC vor, um die Entwicklung des Gewölbes und die Verschiebung für praktische Anwendungen leicht zu verknüpfen. Dieser Ansatz betrachtet die oben genannten Belastungsstufen der GRC als Geraden und benötigt nur vier Parameter für ihre Konstruktion, nämlich das minimale Gewölbeverhältnis (ρ_{min}), die normierte Verschiebung, die dem minimalen Gewölbeverhältnis entspricht (Δ_{min}), das ultimative Gewölbeverhältnis (ρ_{ult}), und die normierte Verschiebung, die dem Grenzzustand des Gewölbeverhältnisses entspricht (Δ_{ult}).

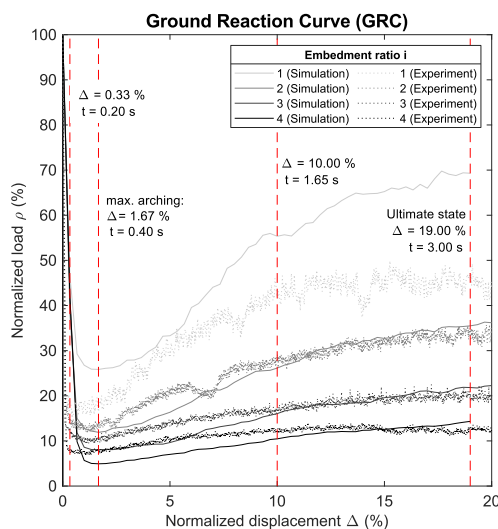


Abbildung 3-1: Last-Verschiebungs-Kurven des aktiven Falls

3.2 Verschiebungen und Kontaktkräfte

Verschiebungsfelder dienen dazu, den mobilisierten Teil des Bodens aus mikromechanischer Sicht zu veranschaulichen. Vom Makroverformungsverhalten bis zu den Mikro-Spannungsübertragungseigenschaften ermöglicht die Kombination der Entwicklung von Verschiebungen und Kraftketten eine vollständige Darstellung der Evolution des Gewölbeeffects. Abbildung 3-3 und Abbildung 3-4 zeigen die vertikalen Verschiebungs- und Kontaktkraftkurven, die für den niedrigsten ($i=1$) bzw. das höchste Einbettungsverhältnis ($i=4$) im Endzustand ermittelt wurden. Die Ergebnisse ermöglichen die Identifizierung signifikanter Unterschiede im Verhalten der Gewölbeentwicklung für oberflächennahe und tief eingebundene Bedingungen. Es kann festgestellt werden, dass bei oberflächennahen Verhältnissen die mobilisierte (oder "gestörte") Region beim Erreichen des Endzustands eine umgekehrte trapezförmige Form annimmt. Für tiefe Bedingungen hingegen wächst eine anfänglich dreieckige, gestörte Region stetig an, wenn die Falltür nach unten bewegt wird, und entwickelt sich schließlich in eine rechteckige oder umgekehrt trapezförmige Zone im Endzustand. Dennoch wurde für alle Überlagerungshöhen ein signifikanter "aktiver Bereich" identifiziert, in dem die vertikale Verschiebung in etwa gleich groß wie die Verschiebung der Falltür ist. Im Gegensatz zum flachsten Zustand erstreckt sich der aktive Bereich des tieferen Zustands jedoch nicht bis zur Oberfläche, was darauf hindeutet, dass dieser Bereich auf eine bestimmte Höhe begrenzt ist.

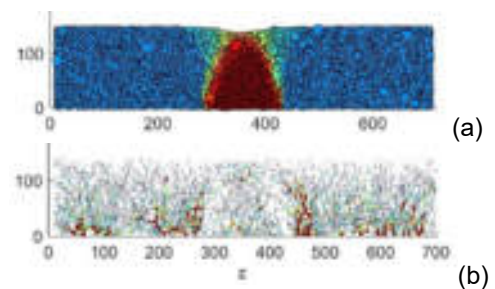


Abbildung 3-2: (a) Vertikale Verschiebung und (b) Kontaktkraftfelder im Endzustand ($i=1$)

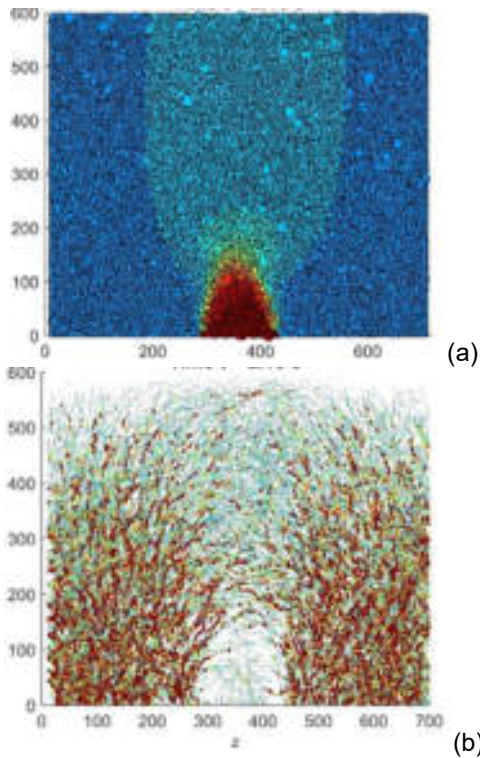


Abbildung 3-3: (a) Vertikale Verschiebung und (b) Kontaktkraftfelder im Endzustand ($i=4$)

Im flach eingebetteten Zustand, der im Szenario $i=1$ modelliert ist, wird der aktive Bereich durch rotierende Kontaktketten begrenzt, die sich nicht gegenseitig schneiden. Mit zunehmender Falltürverschiebung rotieren diese Ketten vertikal, während sie sich zur luftseitigen Oberfläche hin öffnen. Die Bildung von sogenannten "bogenförmigen Kraftbrücken" ist auch in den Kontaktkraftdiagrammen des tief eingebetteten Zustandes zu erkennen. Diese Brücken werden durch die gedrehten Kontaktketten gebildet, die von den Seiten der Falltür ausgehen und sich oberhalb der Falltür in unterschiedlichen Höhen der granularen Schichten überlagern. Lai et al. (2018) haben festgestellt, dass die durch die gedrehten Kontaktkräfte gebildeten Ketten das Medium darstellen, in dem die Last auf die Struktur übertragen wird

4 Entwicklung des Gewölbes mit einer gewölbten Falltür

Nach erfolgreicher Validierung des konstruierten DEM-Trapdoor-Modells gegenüber der entsprechenden physikalischen Modellierung wurde die flache Falltür auf gewölbte Falltüren erweitert, um die Auswirkungen der Falltürform zu untersuchen.

Für die gewölbte Falltür wurden DEM-Simulationen mit vier Bogenhöhen von $h=15, 35, 55$ und 75 mm

durchgeführt. Die Gleichen vier Einbettungsverhältnisse ($i=1, 2, 3$ und 4) wurden analysiert.

4.1 Last-Verschiebungs-Verhalten

Abbildung 4-1 vergleicht die Ground Reaction Curves (GRC), die aus den DEM-Simulationen der Modelle mit flachen und gewölbten Falltüren für das Einbettungsverhältnis $i=1$ erhalten wurden. Die Ergebnisse zeigen für alle bisher untersuchten Schütthöhen eine ähnliche Tendenz, bestehend aus einer Absenkungsphase, gefolgt von einer Erholungsphase. Die gewölbten Falltüren weisen jedoch kleinere normalisierte Lasten auf als die flachen Falltüren. Diese Eigenschaft zeigt, dass die gewölbte Falltür eine effektive Rolle beim Gewölbeeffect spielen kann, indem sie die Lastreduzierung erhöht. In der Erholungsphase steigt die Last mit zunehmender Höhe des Gewölbes weniger schnell. Diese Tendenz deutet darauf hin, dass eine gewölbte Falltür eine bessere Stabilität der Gewölbewirkung bietet als eine flache Falltür. Da die GRC im Fall $h=75$ mm ab dem maximalen Gewölbe (ρ_{min}, Δ_{min}) mit konstanter Steigung ansteigt, kann außerdem festgestellt werden, dass der Endzustand in der Simulation nicht erreicht wurde.

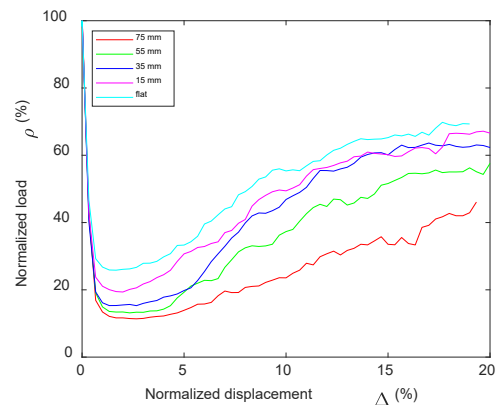


Abbildung 4-1: Last-Verschiebungs-Kurven für die verschiedenen Höhen der gewölbten Falltüren ($i=1$)

4.2 Verschiebungen und Kontaktkräfte

Abbildung 4-3 and Abbildung 4-4 zeigen die Diagramme der vertikalen Verschiebung und der Kontaktkraft, die in der Phase der maximalen Gewölbee Wirkung ($\delta \approx 4$ mm) und im Endzustand für das Szenario mit einer halbkreisförmigen Falltür $h=75$ mm und einem Einbettungsverhältnis $i=2$ extrahiert wurden. Aus den Diagrammen lässt sich eine anfängliche parabolische aktive Region ablesen, die beim Erreichen des Endzustands an Größe zunimmt. In diesem Fall ist der gestörte Bereich ebenfalls parabolförmig und erreicht für den betrachteten eingebetteten Zustand fast die luftseitige Oberfläche der Bodenmasse. Außerdem konzentrieren sich die vertikalen Verschiebungen fast ausschließlich auf den parabolischen Bereich oberhalb der Falltür. An den Seiten und oberhalb des aktiven Bereichs sind in der

maximalen Gewölbewirkungsphase Kontaktkraftketten sichtbar, die sich bei der Abwärtsbewegung der Falltür nach hinten drehen und beim Erreichen des Endzustands eine fast vertikale Position einnehmen. Es ist zu erkennen, dass sich im Szenario $h=75$ mm am Ende des Prozesses noch höhere „Kraftbrücken“ bilden.

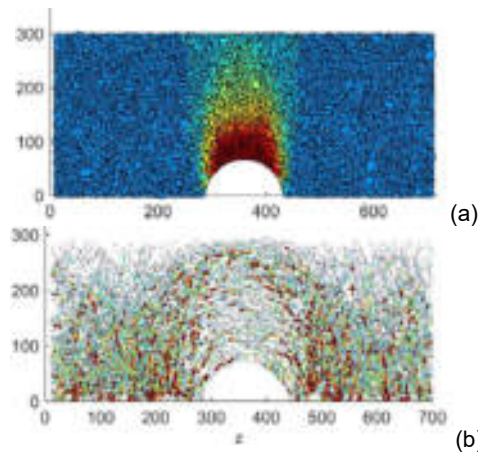


Abbildung 4-2: (a) Vertikale Verschiebung und (b) Kontaktkraftfelder bei max. Gewölbe ($i=2$, $h=75$ mm)

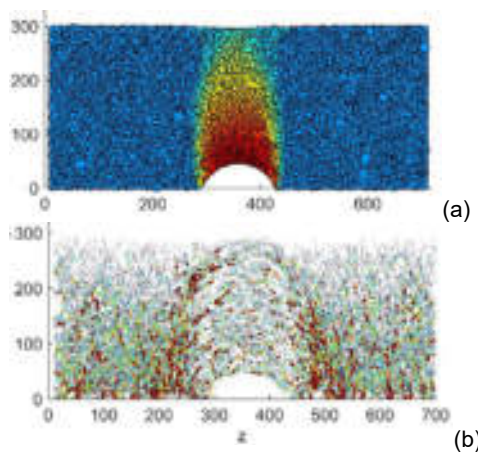


Abbildung 4-3: (a) Vertikale Verschiebung und (b) Kontaktkraftfelder im Endzustand ($i=2$, $h=75$ mm)

5 Fazit

Durch die Anwendung der 3D-Diskrete-Elemente-Methode wurden in dieser Studie Trapdoor-Versuche reproduziert. Es wurde eine Reihe von validierten DEM-Parametern für die klassische Falltürkonfiguration ermittelt und der Fall einer gewölbten Falltür wurde untersucht. Die wichtigsten Schlussfolgerungen aus der Analyse werden im Folgenden vorgestellt.

- Die 3D-DEM kann einen realistischen Einblick in die Entwicklung der Gewölbewirkung geben, da sie das Verformungs- und Belastungsverhalten

entlang des gesamten Fließprozesses adäquat reproduziert.

- Eine signifikante Variation in den Verformungsmustern ergibt sich, wenn verschiedene Verschüttungshöhen berücksichtigt werden. Es wurden zwei wesentliche Verformungsverhalten des Gewölbes identifiziert, die den flach ($i=1$) und den tief ($i=2, 3, 4$) eingebetteten Bedingungen entsprechen.
- Die Form der Falltür hat einen großen Einfluss auf die Entwicklung des Gewölbeeffects. Die höhere Stabilität des Szenarios mit gewölbter Falltür wird durch die größeren normalisierten Verschiebungen bestätigt, die für das Erreichen des maximalen Gewölbes erforderlich sind, verglichen mit dem Fall mit flacher Falltür. Außerdem wurden bei höher gewölbten Falltüren niedrigere Werte für ρ_{min} ermittelt, was auf eine stärkere Verringerung der auf die Oberseite der Falltür wirkenden Last aufgrund der Gewölbewirkung hindeutet.

Literaturverzeichnis

Bao, N., Wei, J., Chen, J., & Wei., P. (2020). *2D and 3D discrete numerical modelling of soil arching*. J Zhejiang Univ-Sci A (Appl Phys & Eng).

Han, J., Wang, F., Al-Naddaf, M., & Xu, C. (2017). *Progressive Development of Two-Dimensional Soil Arching with Displacement*. International Journal of Geomechanics

Iglesia, G. R., Einstein, H. H., & Whitman, R. V. (1999). *Determination of vertical loading on underground structures based on an arching evolution concept*. Proceedings of the Third National Conference on Geo-Engineering for Underground Facilities.

Rui, R., Zhai, Y. X., Han, J., van Eekelen, S. J. M., & Chen, C. (2019). *Deformations in trapdoor tests and piled embankments*. Geosynthetics International.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons Inc.

Zhao, Y., Gong, Q., Wu Y. Tian Z.Y. Zhou S.H. & Fu L.L. 2021b. *Progressive failure mechanism in granular materials subjected to an alternant active and passive trapdoor*. Transportation Geotechnics 28.

Wu Y., Zhao, Y., Gong, Q., et al., 2021. *Alternant active and passive trapdoor problem: From experimental investigation to mathematical modeling*. Acta Geotechnica.



Geohydraulische Analyse der Auswirkungen von Schiffswellen auf die Scherfestigkeit des Sediments vor einer Uferspundwand

L. Dechant, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
D. Maier, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. H. Montenegro, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. B. Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Rasch variierende Wasserstände, beispielsweise aufgrund von Schiffswellen, können Porenwasserüberdrücke im Bereich des Fußwiderlagers einer Uferspundwand auslösen. Die hierdurch induzierten Strömungsvorgänge können die effektiven Spannungen erheblich herabsetzen und somit die Scherfestigkeit bzw. den Erdwiderstand der Uferspundwand nachteilig beeinflussen. Diese welleninduzierte Beanspruchung des Baugrunds an Uferspundwänden wird mittels einer hydromechanisch gekoppelten Analyse ermittelt. Die daraus resultierende Schwächung des Erdwiderstandes wird im Kontext einer Spundwandbemessung auf Grundlage der vereinfachten Wasserdruckansätze nach EAU diskutiert.

1 Einleitung

Schnelle Wasserstandänderungen, sei es Schiffswellen, Tidewellen oder Schwall- und Sunkwellen, stellen hydraulische Einwirkungen dar, die den normalerweise vorherrschenden hydrostatischen Porenwasserdruck im Boden beeinflussen können. Hierbei bezieht sich die Bezeichnung „schnell“ auf die Durchlässigkeitseigenschaften des Bodens und kann eine große Bandbreite an Absunkgeschwindigkeiten umfassen. Das durch den Absunk bewirkte Ungleichgewicht zum vormals herrschenden hydrostatischen Porenwasserdruck kann vertikale hydraulischen Gradienten auslösen, die wiederum Porenwasserströmungen zur Folge haben. Die Strömungskräfte können die effektiven Spannungen beeinflussen (Ewers et al. 2017, Montenegro et al. 2017), was zu einer deutlichen Reduktion der Scherfestigkeit oder gar zum vollständigen Verlust der Korn-zu-Korn-Spannungen (Bodenverflüssigung) führen kann. Eine Abminderung der Scherfestigkeit des Baugrundes im Bereich des Erdwiderlagers durch diese Effekte führen grundsätzlich zu einer Änderung des bei der Bemessung angenommenen statischen Systems der Wand.

2 Einwirkung von Wellen auf den Baugrund

Um diese gekoppelten Strömungs-Verformungsprozesse im Baugrund zu analysieren, wird der Boden als Mischung zweier Phasen beschrieben. Eine Phase berücksichtigt die verformbare Kornmatrix, wobei die Gesteinskörner als inkompressibel betrachtet werden. Die zweite verformbare Phase beschreibt das Porenfluid, bestehend aus Porenwasser

und Gaseinschlüssen, die eine Folge von biogenen Abbauprozessen oder Wasserstandschwankungen sind. Selbst eine kleine Menge an im Porenraum eingeschlossenen Gasbläschen wirkt sich auf die Kompressibilität des Porenfluids aus und kann die Dynamik der Porenwasserdruckausbreitung erheblich beeinflussen. Dies ist auf die Kompressibilität von Gas zurückzuführen, die im Verhältnis zu der von Wasser deutlich größer ist. (Montenegro et al. 2015).

Zur Erläuterung der welleninduzierten Einwirkungen vor einer Kanalspundwand wird die Porenwasserdruckverteilung am Erdwiderlager der Wand in Abbildung 2-1 schematisch dargestellt. Der initiale Wasserstand zum Zeitpunkt $t = t_0$ im Bereich vor der Spundwand wird als hydrostatisch angenommen. Hierbei handelt es sich um einen Gleichgewichtszustand in dem keine Bodenwasserströmung vorliegt. Bei einer dauerhaften Absenkung des Kanalwasserspiegels (Zeitpunkt t_{∞}) würde sich ein entsprechend reduzierter hydrostatischer Wasserdruck einstellen. Bei einer schnellen Wasserstandsabsenkung breitet sich das neue Druckniveau abhängig vom Anteil der eingeschlossenen Gasblasen in der Fluidphase zeitlich verzögert im Untergrund aus. Dies stellt ein Ungleichgewicht dar, das als Porenwasserüberdruck Δp_w bezeichnet wird. Dieser Porenwasserüberdruck ist als Druckabweichung bezogen auf die hydrostatische Druckverteilung zum Zeitpunkt t_{∞} definiert. Im Verlauf eines Dissipationsvorgangs gleicht sich das Druckungleichgewicht im Laufe der Zeit aus. Dies hängt von der hydraulischen Durchlässigkeit des Baugrunds ab. Der Betrag des Porenwasserüberdrucks wird maßgebend vom Verhältnis der Bodensteifigkeit zur Fluidsteifigkeit beeinflusst. Ist der Boden im Vergleich zum Wasser-Gas-Gemisch weich, so kann sich dieser verformen, wodurch sich

nur ein vergleichsweise geringer Porenwasserüberdruck aufbauen kann. Ist jedoch der Boden sehr steif, so vermag sich dieser kaum zu verformen und es kommt zu einem Aufbau von hohen Porenwasserüberdrücken. Ein Porenwasserüberdruck führt in der betrachteten Konfiguration zu vertikal aufwärts gerichteten hydraulischen Gradienten i . Diese Gradienten bewirken eine vertikale Strömung im Porenraum, die einen Impuls in Form von Strömungskräften auf die Kornmatrix überträgt. Diese Strömungskräfte verringern die effektiven Spannungen und somit auch die Scherfestigkeit des Korngerüsts. In extremen Fällen kann dies zu einem vollständigen Verlust der Scherfestigkeit im oberen Bereich des Baugrunds führen. In diesem Zustand kann der entsprechende Bodenbereich keine Scherkräfte mehr aufnehmen und sein temporärer Zustand wandelt sich von dem eines porösen Festkörpers zu dem einer viskosen Flüssigkeit, weshalb dieser Prozess mitunter als Bodenverflüssigung bezeichnet wird.

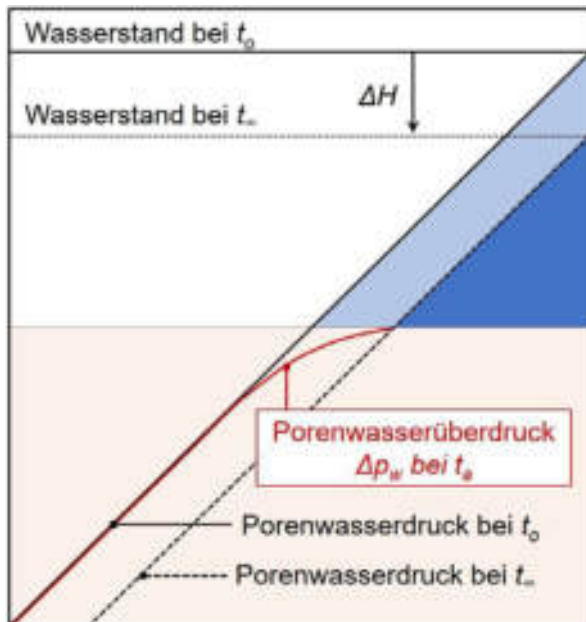


Abbildung 2-1: Porenwasserdruckverteilung im Baugrund unmittelbar nach einer Wasserstandsänderung um ΔH unter Berücksichtigung von Gaseinschlüssen im Porenraum

3 Bestimmung des Porenwasserüberdrucks

Die Wasserspiegelabsenkung induziert eine zeitlich und örtlich veränderliche Porenwasserüberdruckverteilung $p_w(z,t)$ unterhalb der Kanalsohle. Die maßgebenden Faktoren wurden von (Montenegro et al. 2015) mittels Dimensionsanalyse identifiziert und in Form einer analytischen Lösung für ein vertikal eindimensionales, hydromechanisch gekoppeltes Strömungs-Verformungsmodell ausgewertet. Die Länge L beschreibt die Ausdehnung der Bo-

densäule. Dieser analytische Ansatz erfordert lediglich zwei Parameter, um die Wechselwirkungen zwischen Bodenmatrix und Porenfluid zu charakterisieren. Der Konsolidationskoeffizient c_v berücksichtigt die Durchlässigkeits- und Speichereigenschaften des Bodens und der Lastaufteilungsparameter B_v beschreibt das Verhältnis der Kompressibilität von Porenfluid und Kornmatrix.

$$\Delta p_w(z, t_a) = (1 - B_v) \frac{L^2}{2c_v} \frac{\Delta H}{\Delta t} \gamma_w \cdot \left\{ 1 - \frac{z^2}{L^2} - \frac{32}{\pi^3} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{(2m+1)^3} e^{\left[\frac{-(2m+1)^2 \pi^2 c_v t_a}{4L^2} \right]} \cos \left[\frac{(2m+1)\pi z}{2L} \right] \right\}$$

Die analytische Lösung besteht aus einer Summenreihe, die bereits nach wenigen Gliedern eine hinreichend genaue Approximation der vertikalen Porenwasserüberdruckverteilung am Ende eines linearen Absinks $\Delta p_w(z, t_a)$ liefert (Montenegro et al. 2014, Ewers et al. 2017, Montenegro et al. 2017). Der analytische Ansatz ist ausschließlich für einen gleichförmigen Absink sowie homogenen Bodenaufbau am Erdwiderlager gültig. Die Berücksichtigung einer komplexeren Wasserstandsdynamik oder einer etwaigen Bodenschichtung erfordert eine numerische, hydromechanisch gekoppelte Analyse.

3.1 Auswirkung der induzierten Wellenbeanspruchung auf die Bodenwichte

Der schiffsinduzierte Wellenabsink wird in der analytischen Lösung durch einen linearen Absink $\Delta H = 0,8$ m in einer Absinkzeit t_a 10 s approximiert. Aus der so ermittelten Porenwasserüberdruckverteilung $\Delta p_w(z, t_a)$ kann der hydraulische Gradient i zum Auswertungszeitpunkt t_a bestimmt werden:

$$i(z, t_a) = \frac{\Delta p_w(z, t_a)}{\gamma' \cdot \Delta z}$$

Der vertikale hydraulische Gradient induziert aufwärtsgerichtete Strömungskräfte, die die Auftriebswichte γ'' des dort anstehenden Bodens verringern:

$$\gamma'' = \gamma' - i \cdot \gamma_w$$

Die Reduzierung der Wichte hängt entscheidend vom Verlauf des hydraulischen Gradienten ab und kann sich je nach Bodeneigenschaften und Gassättigung bis in große Tiefen auswirken, was zu einer erheblichen Abnahme des Erdwiderstands vor der Kanalspundwand führen kann.



3.2 Auswirkung der Auflaständerung auf den Spannungszustand

Der Absink entspricht einer Auflastreduzierung und verringert somit die totalen Spannungen σ . Eine Auswertung der effektiven Spannung σ' nach Terzaghi ergibt:

$$\sigma' = \sigma - p_w = \underbrace{\Delta H \gamma_w + z \cdot [\gamma_w + \gamma']}_{\sigma} - \underbrace{(\Delta H + z) \gamma_w - \Delta p_w}_{p_w}$$

Darin entspricht γ_w der Wichte von Wasser und z der Koordinate ab der Kanalsohle. Daraus lassen sich zum Auswertzeitpunkt t_a und in jeder Tiefenlage z die effektiven Spannungen bestimmen zu:

$$\sigma' = z \cdot \gamma' - \Delta p_w$$

Dieser Zusammenhang bietet ein Kriterium für die Beurteilung des etwaigen Verlusts an Scherfestigkeit im Fußauflager:

$$\sigma' = \begin{cases} > 0, \text{Verlust der Scherfestigkeit} \\ < 0, \text{(Rest-)Scherfestigkeit vorhanden} \end{cases}$$

Nach der hier verwendeten Vorzeichenkonvention stellt ein negatives Vorzeichen eine Kompressionsspannung und positives eine Zugspannung dar. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 3-1 für zwei Auswertungszeitpunkte dargestellt. Bei einem Boden im initialen Zustand (= Ruhewasserspiegel, hydrostatische Druckverteilung), ergibt sich eine lineare Spannungsverteilung zum Zeitpunkt t_0 .

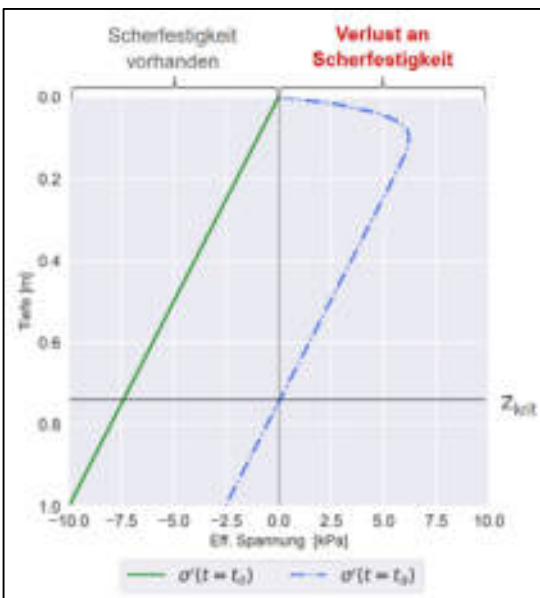


Abbildung 3-1: Verlauf der effektiven Spannung vor und während eines Absinks

Wird der Boden durch den Absink entlastet, entsteht ein Porenwasserüberdruck zum Zeitpunkt t_a ,

wodurch sich der Spannungszustand im oberen Bereich in den positiven Bereich verschiebt, in dem formal Zugspannungen herrschen. Diese kann ein kohäsionsloser Boden nicht aufnehmen. In diesem Bereich verliert der Boden seine Scherfestigkeit und steht lediglich als eine Art Suspension vor der Wand an. Das oben genannte Kriterium ermöglicht es, die Lage der kritischen Tiefe z_{krit} zu bestimmen, in dem der Boden von diesem Scherfestigkeitsverlust betroffen ist.

4 Bemessungsansätze für den Porenwasserdruck im Bereich des Fußauflagers

Bei einer temporären Wasserspiegelabsenkung infolge einer Schiffswelle vor einer Uferspundwand sieht die EAU (EAU 2020) vor, diese in der ständigen Bemessungssituation mit einer Höhe von $\Delta H = 0,8$ m zu berücksichtigen. Wie in Abbildung 4-1 dargestellt, wird auf der Kanalseite auf Basis des abgesenkten Wasserspiegels, eine hydrostatische Wasserdruckverteilung auf die Spundwand bis zum Wandfuß angesetzt. Auf der Landseite der Spundwand wird eine hydrostatische Wasserdruckverteilung mit einem von der Wasserspiegelabsenkung im Kanal unbeeinflussten Grundwasserspiegel angenommen. Demzufolge wird, nach der EAU das Entstehen des Porenwasserüberdruckes, welcher im oberen Abschnitt erläutert wurde, nicht berücksichtigt.

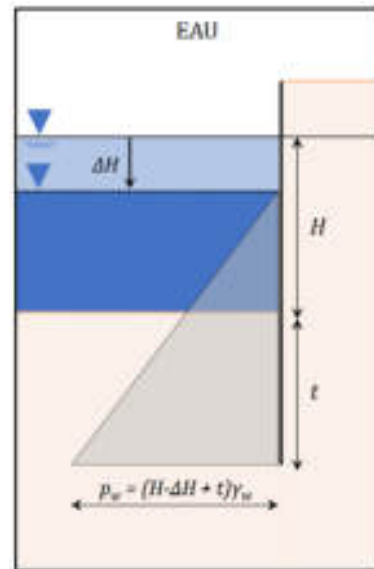


Abbildung 4-1: Wasserdruckansatz nach EAU

Wie oben beschrieben, werden durch den Wasserspiegelabsenkung gekoppelte, simultan ablaufende hydraulische und mechanische Prozesse ausgelöst. Je nach Verhältnis der Kompressionssteifigkeiten von Kornmatrix und Fluid (Bodensteifigkeit und Gasanteil im Porenraum) treten diese Prozesse in unterschiedlicher Ausprägung auf. Beide tragen zur Schwä-

chung des Erdwiderlagers der Wand bei. Zur Erläuterung der möglichen Ausprägung dieser Effekte werden zwei verschiedene Szenarien mit unterschiedlicher Verteilung der Porenwasserüberdrücke dargestellt.

Fall 1 – Strömungskräfte dominieren

Der EAU-Ansatz berücksichtigt keine Porenwasserüberdrücke und unterschätzt somit den wirkenden Wasserdruck auf der Wasserseite der Spundwand um den Betrag des Porenwasserüberdruckes. Der Porenwasserüberdruck induziert zudem einen in die Tiefe reichenden, aufwärts gerichteten hydraulischen Gradienten. Wie in Abbildung 4-2 dargestellt, erfolgt in diesem Bereich eine Reduzierung der wirksamen Wichte des Bodens, wodurch das Erdwiderlager geschwächt wird. Die Reduktion der Wichte infolge Strömungskräften wirkt sich auch unterhalb der kritischen Tiefe z_{krit} aus, in der die effektiven Spannungen kleiner Null werden.

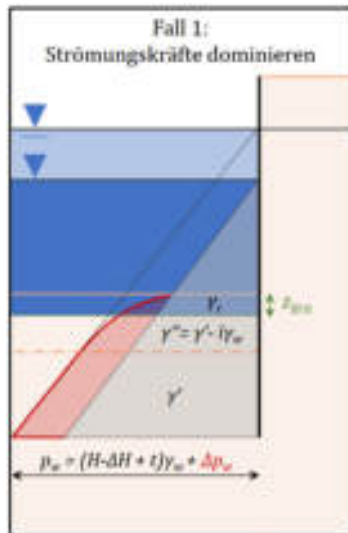


Abbildung 4-2: Fall 1 – Strömungskräfte dominieren

Fall 2 – Verflüssigter Bereich dominiert

Baut sich der durch die Wasserstandsänderung induzierte hydraulische Gradient bereits in den obersten Zentimetern ab, erfolgt die Reduktion der Wichte auf einer vergleichsweise geringen Schicht nahe der Sohle. Das bedeutet, dass der Porenwasserdruck bereits wenige Zentimeter unterhalb der Sohle dem initialen hydrostatischen Wasserdruck vor dem Absenk entspricht, während an der Sohle der neue, geringere Wasserdruck ansteht. Die Mächtigkeit der Schicht, in welcher der Porenwasserüberdruck abgebaut wird, ist zu gering, um den durch den hohen Porenwasserüberdruck an der Schichtunterkante induzierten Verlust der effektiven Spannungen zu verhindern. Der Bodenbereich am Widerlager wirkt daher bis in die kritische Tiefe lediglich als Suspensionsdruck mit einer Wichte von $\gamma_r = \gamma' + \gamma_w$. Somit wirkt diese Schicht nicht als Erdwiderstand stützend auf

die Spundwand und die effektive Einbindelänge für die Spundwanddimensionierung verkürzt sich um z_{krit} . Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 4-3 dargestellt.

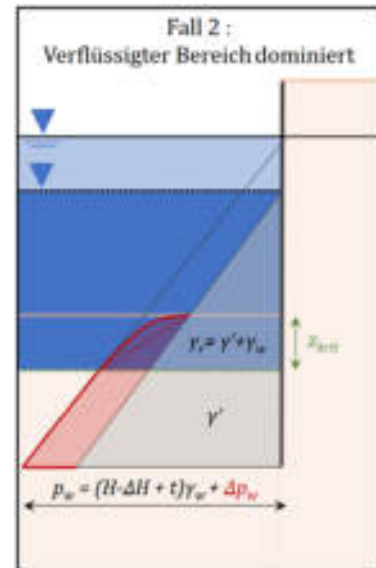


Abbildung 4-3: Fall 2 – Verflüssigter Bereich dominiert

5 Das statische Spundwandensystem

Das statische System, an dem die verschiedenen Porenwasserdruckansätze nach EAU und der analytischen Lösung erläutert werden, ist in Abbildung 5-1 dargestellt. Gewählt wurde eine einfach rückverankerte Spundwand mit einer festen Einbindetiefe unter der Kanalsohle von $t = 4$ m und dem vorgegebenen Spundwandprofil TKL 603. Eine undurchlässige Schicht wird erst in einer Tiefe von 4 m unterhalb des Spundwandfußes angenommen ($L = 8$ m).

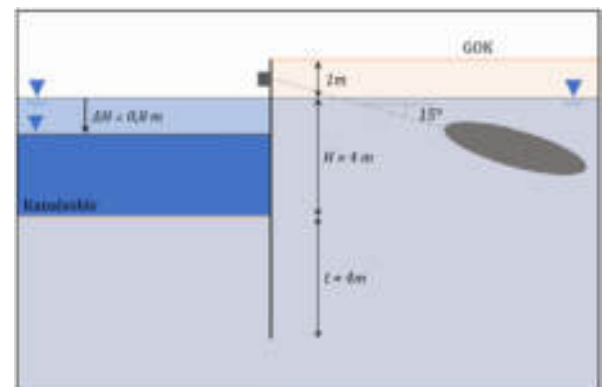


Abbildung 5-1: Referenzsystem einer einfach rückverankerten Spundwand mit einer festen Einbindetiefe

Die nachstehend dargestellten Berechnungen wurden für unterschiedliche kohäsionslose Böden, deren Kennwerte in Tabelle 5-1 zusammengefasst sind, mit



der Software RETAIN der Firma GGU durchgeführt. Maßgebend für die analytischen Berechnungen des Porenwasserüberdrucks infolge des Wasserspiegelabsinks im Kanal sind der Steifemodul E_s , die hydraulische Durchlässigkeit k , die Porosität n , die Auftriebswichte γ' und der wirksame Reibungswinkel φ' des Bodens sowie der Gasgehalt S_g im Porenfluid. Aus diesen Werten ergeben sich die oben genannten Parameter c_v und B_v .

Tabelle 5-1 Kenngrößen ausgewählter kohäsionsloser Bodentypen für den Bemessungsvergleich

Boden	E_s in MPa	k in m/s	γ' in kN/m ³	n	φ' in°	S_g in %
Sand S1	50	10^{-4}	11	0,35	32,5	10
Sand S2	50	10^{-4}	11	0,35	32,5	1
Sandiger Schluff SU1	20	10^{-6}	10	0,4	30,0	10
Schluff U1	7,5	10^{-8}	9	0,45	28,0	10

Der gewählte Sand weist mit $E_s = 50$ MPa eine vergleichsweise hohe Steifigkeit und hohe Durchlässigkeit auf. Bei diesem Boden werden mit $S_g = 10\%$ und $S_g = 1\%$ zwei unterschiedliche Gasgehalte untersucht. Der sandige Schluff ist im Vergleich zum Sand mit $E_s = 20$ MPa weniger steif und besitzt eine geringere Durchlässigkeit. Die niedrigsten Werte für die Bodensteifigkeit und die Durchlässigkeit besitzt der Schluff. Des Weiteren werden der wirksame Reibungswinkel, die Porosität und die Auftriebswichte der Böden gemäß den Angaben in Tabelle 5-1 variiert.

Die Berechnungsergebnisse auf Grundlage des oben beschriebenen Berechnungsansatzes unter Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken sind für die verschiedenen Bodentypen in Tabelle 6-2 aufgelistet. Zusätzlich angegeben sind die auf dem EAU-Ansatz basierenden Berechnungsergebnisse, die als Referenz für die hydromechanisch gekoppelte Analyse dienen. Die Berechnungen liefern jeweils den Einspanngrad η der Spundwand sowie die Bemessungswerte für das maximale Moment M_d und für die Ankerkraft A_d . Bei einer voll eingespannten Wand ergibt sich der Einspanngrad zu $\eta = 1$ und das aufzunehmende Moment wird minimal. Im Gegensatz dazu ergibt sich der Einspanngrad zu $\eta = 0$ für eine frei aufgelagerte Wand. Wobei das Moment die größten Werte annimmt. Demnach vergrößert sich mit dem abnehmendem Einspanngrad die Beanspruchung der Wand.

Die analytisch berechneten Porenwasserüberdrücke wurden als zusätzliche Wasserdruckbeanspruchung in GGU-RETAIN vorgegeben. Der Boden am Erdwiderlager wurde in Schichten unterteilt, in denen jeweils die reduzierte Auftriebswichte γ'' infolge der dort wirkenden hydraulischen Gradienten angesetzt

wurde. Bei Verschwinden der effektiven Spannung und somit der Scherfestigkeit wurde die rechnerische Kanalsole um z_{krit} nach unten verschoben. Gleichzeitig wurde in diesem Bereich ein (stabilisierender) hydrostatischer Suspensionsdruck vorgegeben, der sich aus der Auftriebswichte des Bodens und der Wasserwichte zusammensetzt. Der Porenwasserüberdruck wird in diesem Fall nur unterhalb von z_{krit} berücksichtigt.

Neben den Bemessungsgrößen aus GGU-RETAIN ist in Tabelle 6-2 der Lastaufteilungsfaktor B_v angegeben (Montenegro et al. 2014, Stelzer et al. 2014). Dieser dimensionslose Parameter kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen und ermöglicht, den maximalen Porenwasserüberdruck Δp_w infolge einer hydraulischen Laständerung $\Delta H\gamma_w$ abzuschätzen:

$$\Delta p_w = (1 - B_v) \cdot \Delta H\gamma_w$$

Daraus können zwei Extremfälle abgeleitet werden. Wenn B_v den Wert 1 annimmt, muss die gesamte Laständerung vom Korngerüst getragen werden, das Porenfluid erfährt keine Druckänderung infolge des Absinks. Im Gegensatz dazu wird der initiale Porenwasserüberdruck maximal, wenn $B_v \approx 0$ beträgt. Maßgebend sind die Verhältnisse am Ende des Absinks zum Zeitpunkt t_a . Im Laufe eines Dissipationsprozesses geht die Laständerung vom Porenfluid auf das Korngerüst über.

6 Berechnungsergebnisse

Infolge großer Fluidkompressibilität (Gasanteil $S_g = 10\%$ im Porenraum) führt die Belastung beim Boden S1 zu hohen Porenwasserüberdrücken. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit breiten sich die hydraulischen Gradienten bis in eine große Tiefe aus. Die kritische Tiefe, in der temporär keine Scherfestigkeit mehr vorhanden ist, beträgt dabei $z_{krit} = 48$ cm. Bezogen auf die Auswertung nach EAU sinkt der Einspanngrad und die Schnittgrößen nehmen zu. Ein ähnliches Verhalten ist bei der Auswertung des Bodens S2 zu beobachten, obwohl dieser Boden erheblich weniger Gaseinschlüsse aufweist. In diesem Fall tritt an keiner Stelle ein Verlust der Scherfestigkeit auf ($z_{krit} = 0$). Allerdings führen die tief reichenden hydraulischen Gradienten zu einer Reduzierung der Auftriebswichte in großen Teilen des Erdwiderlagers.

Beim Boden SU1 treten ebenfalls große Porenwasserüberdrücke auf, die zu einem Verlust der Scherfestigkeit und somit zu einer Reduzierung der Einbindelänge der Spundwand um 72 cm führen. Dadurch wird der Einspanngrad der Spundwand verringert und die Schnittgrößen erhöhen sich. Aufgrund des höheren Lastaufteilungsfaktors B_v beim Boden U1 wird ein größerer Anteil der Auflaständerung über das Korngerüst abgetragen. Jedoch führt auch hier

eine kritische Tiefe von $z_{krit} = 72$ cm zu einem reduzierten Einspanngrad und einer entsprechenden Erhöhung der Schnittgrößen der Spundwand.

Tabelle 6-2 Ergebnisse der Spundwandbemessung

Bez.	B_v in %	S_g in %	z_{krit} in cm	η in %	M_d in kNm/m	A_d in kN/m
Sand						
EAU	-	-	-	57	109	61
S1	5	10	48	31	145	68
S12	36	1	0	46	120	64
Sandiger Schluff						
EAU	-	-	-	25	142	53
SU1	11	10	72	2	184	59
Schluff						
EAU	-	-	-	34	181	85
U1	23	10	72	23	228	93

7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Das Entstehen von Porenwasserüberdrücken infolge eines Wellenabsinks kann das Erdwiderlager einer Uferspundwand schwächen. Die induzierten Porenwasserüberdrücke wirken sich auf die Scherfestigkeit infolge der Strömungskräfte (aufwärts gerichteten hydraulischen Gradienten) aus. Im oberen Bereich des Erdwiderlagers kann sogar eine vollständige Reduktion der effektiven Spannungen erfolgen, bis hin zu einem Verlust an Scherfestigkeit. Wodurch die wirksame Einbindetiefe und somit das statische System der Spundwand beeinflusst wird.

Die Ausprägung der Porenwasserüberdruckverteilung ist abhängig von den Steifigkeits- und Durchlässigkeitsverhältnissen des Bodens sowie vom angenommenen Anteil an Gasbläschen im Porenfluid. Sind die Kompressibilität des Porenfluids im Vergleich zur Kompressibilität des Korngerüsts und die Durchlässigkeit des Bodens im Vergleich zur Geschwindigkeit der Laständerung hoch, bauen sich infolge der Wellenbeanspruchung hydraulische Gradienten bis in große Tiefen auf. Das Erdwiderlager der Spundwand wird in diesem Fall maßgeblich durch die aufwärts gerichteten Strömungskräfte, die eine reduzierte Auftriebswichte des Bodens bewirken, beeinflusst.

Sind dagegen die Kompressibilität des Porenfluids im Vergleich zur Kompressibilität des Korngerüsts und die Durchlässigkeit des Bodens im Vergleich zur Belastungsänderung gering, baut sich der hydraulische Gradient bereits unmittelbar unterhalb der Sohle ab. Dennoch können sich die effektiven Span-

nungen in Abhängigkeit der Eigenschaften von Boden und Porenfluid zu Null reduzieren. Je nach Parameterkombination kann sich dies bis in große Tiefen erstrecken. In diesem Fall kann durch die verkürzte wirksame Einbindetiefe das statische System der Spundwand maßgeblich beeinflusst werden.

Die hier vorgestellte analytische Lösung (Montenegro et al., 2015) liefert eine hinreichend genaue Approximation der Porenwasserüberdrücke unter Berücksichtigung der Durchlässigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des Bodens sowie des angenommenen Gehalts an Gaseinschlüssen im Porenraum.

Im Gegensatz zu den Bodeneigenschaften kann der Gasanteil im Porenfluid weder in situ noch im Labor hinreichend genau bestimmt werden. Dieser hängt von einer Reihe unbekannter Faktoren ab, wie z. B. dem Anteil an organischen Substanzen im Sediment, biogene Abbaureaktionen oder Wasserstandsschwankungen. Die analytische Lösung erlaubt es, im Zuge einer Variantenuntersuchung (z. B. $85\% < S_g < 98\%$) den Einfluss eines möglichen Gasgehalts auf die Verteilung des Porenwasserüberdrucks zu berechnen. Man beachte, dass es sich um einer 1D analytischen Lösung handelt. Insofern sind die ermittelten Porenwasserüberdrücke konservativ, eine etwaige seitliche Verformung und die damit einhergehende Druckentlastung werden nicht berücksichtigt.

Literaturverzeichnis

EAU (2020): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen Häfen und Wasserstraßen*, HTG, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag

Ewers, J.; Sorgatz, J.; Montenegro, H. (2017): *Laborversuche und gekoppelte Berechnungen zur Untersuchung von Porenwasserüberdrücken infolge schneller Wasserstandsabsenkungen*

Montenegro, H.; Odenwald, B. (2017): *Einfluss dynamischer Laständerungen auf die Grundwasserströmung und die Spannungsverteilung bei Erdbauwerken im Wasserbau*. In: 40. Dresdner Wasserbaukolloquium: "Bemessung im Wasserbau"

Montenegro, H.; Stelzer, O. (2014): *Untersuchung des Einflusses von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels auf Druckausbreitung und Bodenverformungen mittels gekoppelter FE-Berechnungen*. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): *Aktuelle Themen der Geotechnik*. Karlsruhe: Herle, Ivo. S. 73-92

Stelzer, O.; Montenegro, H.; Odenwald, B. (2014): *Consolidation analyses considering gas entrapment below the phreatic surface*. 10.1201/b17017-184.



On the application of Convected Particle Domain Interpolation method to the numerical modelling of offshore monopile installations

S. Giridharan, M.Sc., Institute for Geotechnical Engineering,
University of Stuttgart

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ch. Moormann,
Institute for Geotechnical Engineering, University of Stuttgart

The Convected Particle Domain Interpolation (CPDI) method have been proposed for simulating large deformation in geotechnical engineering, particularly for offshore monopile installation. The novel fluid-saturated CPDI method avoids numerical instability associated with large deformation in finite element simulations. The method is validated and utilized for simulations of large-scale continuums using an advanced elasto-plastic constitutive law and a novel penalty contact algorithm. Two simulations are presented where the CPDI tool is shown to be a reliable calculation and monopile installation prediction tool. This paper aims to assist the offshore wind industry in bridging knowledge gaps in vibratory monopile installation.

1 Introduction

Offshore wind energy is becoming one of the fastest growing sustainable energy resources. At the end of 2022, the global installed capacity of wind energy stood at 906 GW (Council, 2023). Approximately 250 GW of this installed capacity is in the European region, while Germany accounts for nearly 22 % of its energy need met by the wind market. At present, there are different types of foundations in use for offshore wind turbines, such as tripods, suction caissons, jackets, gravity foundations and monopiles (Arshad & O'Kelly, 2019).



Figure 1: Monopile foundation installed at KASKASI-II wind farm, © RWE AG

Among these, the monopiles (as shown in Figure 1) is the dominant foundation type used, as it enjoys several advantages (Álamo, et al., 2018). In recent

years, it has been the aim to achieve installation of monopiles for offshore farms completely using the vibratory installation method, due to the fact that there is a reduction of installation time and cost and of hydrosonic noise as well as less stressing of the steel during the installation process (Schneider, et al., 2017).

In this study, efforts have been made to use the Convected Particle Domain Interpolation method (CPDI) to estimate the installation characteristics of a vibratory monopile. Two projects are chosen for this purpose: i) the *VibroPile* project, whose results are back-analysed using the CPDI method, and the ii) *VISSKA* project, whose prediction results are compared with subsequent field data.

2 Convected Particle Domain Interpolation method

The continuum is represented by *Lagrangian* points, also known as particles or material points, in the conventional formulation of the Material Point Method (MPM). A fixed *Eulerian* mesh, also known as a background grid or mesh, is traversed by particles. In addition to storing state variables, particles also store physical properties of the continuum, such as mass, momentum, stress, and strain. At the beginning of a computational step, using the appropriate shape functions, all pertinent information required for the solution is transferred from the particles to the computational grid in the background. On the

grid, the incremental solution is determined in a *Lagrangian* fashion. At the end of each computational step, the solution is mapped back to the particles in order to update the information associated with the particles, and the grid is reset for the next computational step. The MPM method utilises the strengths of both the *Lagrangian* and *Eulerian* methods while avoiding their shortcomings. References (Sulsky & Schreyer, 1996) and (Kafaji, 2013) provide a comprehensive description of MPM for interested readers.

Sadeghirad et al. (2011) proposed a procedure to update the domain according to the particle deformation, which was not made in the case of MPM. Here the domain is parallelogram shaped, whose sides are continuously updated using the deformation gradient. This procedure is referred as Connected Particle Domain Interpolation (CPDI).

2.1 CPDI extension to model pore fluid

For numerically simulating saturated soils, it is necessary to consider the hydro-mechanical forces that capture the interaction between pore water (i.e., the liquid phase) and the solid skeleton. Kafaji (2013) describes the formulation upon which the multiphase implementation of this work is based. In the interest of thoroughness, only the most pertinent equations describing two-phase media have been provided.

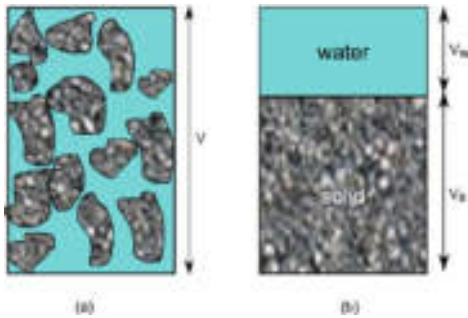


Figure 2: Simplification of the heterogeneous system for assumption of homogenous parameters

As shown in Figure 2, the representative volume element is initially divided into two phases: solid and liquid. Solid phase mass conservation is described by the equation:

$$\frac{d}{dt} [(1 - n) \rho_s] + \frac{\partial}{\partial x_j} [(1 - n) \rho_s \hat{v}_j] = 0, \quad (1)$$

where, \hat{v}_j is the velocity vector of the solid phase. The mass conservation relationship for the water phase is as follows:

$$\frac{d}{dt} [n \rho_w] + \frac{\partial}{\partial x_j} [n \rho_w \hat{w}_j] = 0, \quad (2)$$

where, \hat{w}_j is the vector of true velocity of the water phase. The variables n , ρ_w and ρ_s are the porosity, density of water and solid grains, respectively. Two reasonable assumptions will be made moving forward: i) the grains will be considered incompressible, and ii) the spatial variation in porosity and density of the control mass will be disregarded. Assuming water is linearly compressible and rearranging the above equations yields the storage equation, or the constitutive relation for pore fluid as follows:

$$\frac{dp}{dt} = \frac{K_w}{n} \left[(1 - n) \frac{\partial \hat{v}_j}{\partial x_j} + n \frac{\partial \hat{w}_j}{\partial x_j} \right], \quad (3)$$

where, p is the pore pressure and K_w is the bulk modulus of water.

2.2 The UBCSAND constitutive law

At the University of British Columbia, the UBCSAND model was developed to simulate the coupled behaviour of soil and liquefaction during dynamic processes like seismic excitation. The reader is directed to reference (Naesgaard, 2011) for a detailed formulation of the model. UBCSAND is an effective stress model that simulates the elasto-plastic mechanical behaviour of the sand skeleton, and the work by Giridharan (2022) explores the possibility of applying this constitutive law to modelling the soil that is subjected to dynamic excitation due to the monopile vibration/impact hammering and the multi-body contact that occurs during the installation. The model is implemented in-house in this work and integrated with the CPDI code.

3 Simulation of Vibratory Installation of Offshore Monopiles

The CPDI method was extended to simulate model piles in saturated sand in references (Giridharan, et al., 2020) and (Giridharan, 2022). In this paper, an attempt was made to employ a model capable of capturing liquefaction effects in order to ensure the model can account for the liquefaction phenomena described in the literature. In addition, the code's capability to model the highly dynamic and complex pile installation is evaluated. For interfaces the penalty function method is used (Hamad, et al., 2017).

An axially symmetric boundary condition has been considered for the numerical model. The UBCSAND model is used to calculate the effective stresses. The following model assumptions are considered. It will be assumed that i) the soil is fully saturated, ii) the cross section of the pile is constant, and iii) the



soil is homogeneous and isotropic. Figure 3 provides the background computational grid (shown in the left) and the particle discretisation (right) used in this work. An irregular meshing scheme was considered for meshing the region of the continuum near the pile shaft. This allowed for a denser packing of particles, as depicted in the zoomed image on the left of Figure 3. A tartan grid was considered for the background computation mesh. This allowed for the meshing of a smaller background grid in the vicinity of the pile's shaft, which improved the accuracy of the solution.

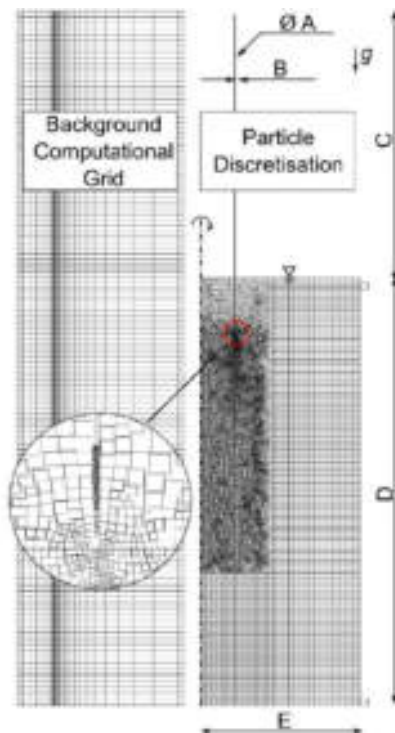


Figure 3: Representative Mesh for the monopile installation simulations

Dimension		VibroPile	VISSKA
Pile diameter	(A)	4.3 m	6 m
Pile thickness	(B)	0.045 m	0.07 m
Pile length	(C)	21 m	54.6 m
Model depth	(D)	38 m	37 m
Model width	(E)	15 m	15 m

Table 1: Dimensions for the models presented in this section

The simulations performed in this section considered the dimensions provided in Table 1. For both simulations, a two-phase CPDI formulation was utilised, with the water level starting at the very top of the soil continuum. The K_0 method was utilised to initialise effective stresses to the particles resulting from gravity, while the hydrostatic pore pressures were initialised to the particles based on their vertical position in relation to the numerical model's base. In order to attain a steady state of equilibrium,

a null-step procedure was executed, entailing the application of complete gravitational force, while disregarding any dynamic load.

The computational process utilised a dynamic time-stepping scheme that involved updating the incremental time step after every 1000 computational steps. A particle-in-cell damping value of 1% was assigned to both the solid and pore-fluid constituents of the particle. In both simulations presented in this work, the pile was initially embedded to a depth of 5 metres before commencing the dynamic vibratory load. This provided valuable numerical stability to the calculation procedure and approximated the self-penetrating effect due to gravity.

$N1_{60}$	m_e	n_e	n_p	K_G^E	K_B^E
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
25.0	0.5	0.5	0.95	1432	854
K_G^P	ϕ_{pt}	ϕ_f	c	Pa	σ_t
[-]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
820	32.6	37.9	0	100	0
$hfac_1$	$hfac_2$	$hfac_3$	$hfac_4$	$hfac_5$	$hfac_6$
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.65	0.85	1.0	0.6	1.0	0.95

Table 2: Parameters for the UBCSAND model, Cuxhaven Sand

Parameters listed in Table 2 were calibrated using a single element finite element model written in-house, and using element test data provided in reference (Zachert, 2015). There were used for the UBCSAND constitutive law to model Cuxhaven sand. This set of parameters were used in both the simulations presented in this work.

Parameter	VibroPile	VISSKA
Working Moment	500 kgm	1,920 kgm
Static Load	1,536 kN	4,266 kN
Dynamic Load	10,748 kN	30,319 kN

Table 3: Vibrator parameters for models presented in this section

Table 3 enumerates the static and dynamic load that were imposed on the elastic pile with properties of steel assigned. The contact interface between the pile and soil has been assigned a coefficient of friction value of 0.4. Throughout the simulation, a static load is consistently applied, while a sinusoidal variation in the dynamic load is applied in proportion to the frequency of installation.

3.1 Back-calculation results of the VibroPile project

The VibroPile project was conceptualised to investigate the vibratory approach to installing offshore wind farms in 2014 (Moormann et al. 2016). The

pile installations were carried out near to Cuxhaven. Six monopiles were installed in total, out of which three were installed via vibratory installation. One such vibrated pile is chosen here for the sake of comparison.

The installation frequency exhibited variations across the installation. The fluctuation in frequency was considered during the simulation process by creating a step function that provided an approximation of said frequency variation.

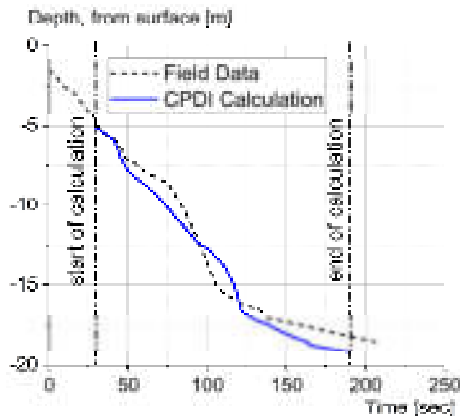


Figure 4: Vertical penetration of monopile, Field data vs. CPDI calculation

The outcomes of the vertical penetration simulation are presented in Figure 4, compared with the data obtained from field measurements. The results indicate a significant correlation between the field measurement and the installation curve calculated through the CPDI method. Although the initial agreement between the field measurements and back-analysis outcomes is very good, subsequent simulation progressions reveal a minor divergence between the results. The observed variation in outcomes is anticipated due to the assumption of a uniform soil continuum, among other factors.

According to Giridharan, et al. (2020), within the framework of CPDI, it has been observed that when assuming a homogenous soil condition and a constant input frequency, the installation rate of a pile decreases as it reaches greater depths. This is mainly attributed to the friction effects and the increased stress concentration in the soil surrounding the pile toe. The present simulation entails an evolving frequency input, wherein the dynamic force undergoes a continuous alteration. The observed trend suggests a rise in the input frequency until approximately the 85-second interval, followed by a subsequent decline. Reference (Massarsch, et al., 2017) showed in their study that the rate of pile penetration is directly proportional to the frequency of the vibrator. They observed that the installation

rate of the pile increases as the frequency of the vibrator increases. One could suggest that the increased rate of installation observed during the initial 100 seconds of installation may be ascribed to the increasing input frequency. Conversely, the deceleration of installation rate and ensuing plateau may be attributed to a confluence of factors, including skin friction on the pile and decreasing frequency, which causes increased stresses in the soil near the pile toe. Overall, it can be inferred from this simulation that a good and reasonable match between field data and the calculation is seen.

3.2 Prediction Results from the VISSKA Project

In a further step the simulation model was applied for a Class-A-prediction in the VISSKA-project (Figure 1). Together with project partners RWE Renewables GmbH, itap GmbH, BioConsult SH GmbH & Co. KG and TU Berlin, prediction models for the vibratory installation and the resulting pressure waves are simulated and validated against offshore measurements. Using the CPDI and MMALE methods, respectively, the University of Stuttgart and the Technical University of Berlin are collaborating to develop numerical models for predicting the installation process. In this project the monopile installation was planned to be executed by vibratory method in real scale. Attempts have been undertaken to forecast the installation behaviour of monopile installation utilising vibratory method via the two-phase CPDI code prior to offshore field installation, with the objective of establishing beforehand the duration needed for monopile installation. Subsequently, the field data are compared with the forecasted outcomes, and improvements have been implemented to achieve outcomes that are more proximate to the field data.

The installation of monopiles was executed in the 'Deutsche Bucht', an area characterised by glacially prestressed soil. Figure 5 presents the outcomes of the CPT tests conducted in close proximity to the monopile foundation. A mesh, as depicted in Figure 3, was selected utilising the pile parameters outlined in Table 1 and those of the vibrator element as specified in Table 3. The present simulation involves the application of a dynamic load by a vibrator, which is maintained at a constant frequency of 20 Hz. The soil continuum is represented through two distinct models. The first model assumes homogenous properties with a relative density of 100%. The second model comprises two layers, where the first 15 metres assumes a relative density of 75%, and the remaining depth assumes a relative density of 100%. The first approach was employed to derive the Class-A prediction outcomes pertain-



ing to the monopile installation behaviour. Subsequently, an iterative methodology was suggested to enhance the simulation outcomes and attain an improved agreement with the on-site observations.

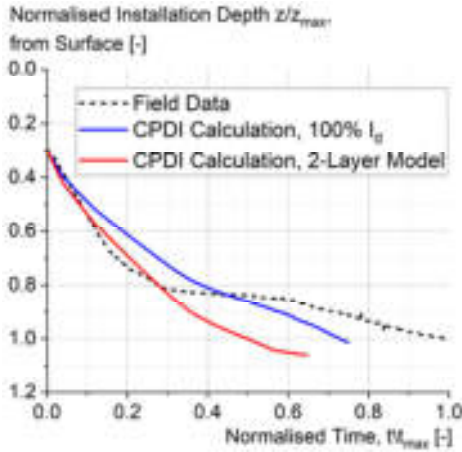


Figure 5: Vertical penetration of monopile: Field Data (black); CPDI Class-A prediction assuming 100% I_d (blue); CPDI calculation assuming two-layer system, after Figure 5 (red)

The result of the pile penetration is depicted in Figure 6, showing the measurements obtained from the field and the numerical calculations obtained using the CPDI model. The CPDI calculation results for installation time and depth have been normalized to the final installation time and depth obtained of the field pile. In regards to the *Class-A* prediction (blue), it can be observed that there is a qualitative agreement between the field (black) and numerical data. It is noteworthy that the numerical model exhibits increased stiffness. The reason for this can be attributed to the assumption of a uniform relative density value (100%) for the entire continuum. Despite this, the findings are commendable. It is important to acknowledge that although there was observation of refusal during the field installation, no such phenomenon was calculated in the numerical model.

To achieve an improved match with the experimental data, the soil continuum was partitioned into two layers (see Figure 5). Specifically, the initial 15 metres of the soil continuum were attributed a relative density of 75% (depicted by the blue zone), while the remaining portion of the model was assigned a value of 100% (depicted by the red zone). The objective is taking the first steps to replicate the multiple layers present in soil in a manner that enables a more precise consideration of actual conditions.

Results of the two-layer model (as depicted by the red line) from Figure 6 show a closer match with the field data for the first quarter of the simulation. The two-layer model is capable of replicating an installa-

tion curve that is nearly identical to the field data till the 0.2 mark of normalised time. However, beyond this point, the rate of penetration begins to deviate. As illustrated in Figure 5, the cone resistance value at this particular depth is approximately 125 MPa. Figure 6 demonstrates that, although the model exhibits model refusal, it does so at a greater depth than was observed in the field. Thus, modelling refusal using the UBCSAND model necessitates additional research effort.

Using the data obtained from this project (Berki, et al., 2023) performed a comparable numerical study. Using the MMALE method (Aubram, 2015) and the hypoplastic soil model (Niemunis & Herle, 1997), simulations were performed. The findings indicate that the model that assumed 100% I_d exhibited greater divergence, whereas the model with 75% I_d demonstrated a strong correlation with the field data. It must be noted that simulations in this paper were performed assuming the presence of pore fluid, while in (Berki, et al., 2023) a one-phase model is used. A good correlation between the results from the two methods were however seen.

4 Conclusions

In this paper, the back-analysis of the *VibroPile* project brought closure to the project's original goal, which was to examine and aid in the vibratory installation of offshore monopiles. The results from this project were used to verify the CPDI code's capability in modelling the complete vibratory installation of a monopile. This simulation served as basis for the *Class-A* prediction of the VISSKA project. In addition, the shortcomings of the previous modelling approach were identified and efforts were made to remedy it by employing a two-layer model which provided a better fit with the field data.

5 Acknowledgements

A portion of the results presented in this work was supported by the project 'VISSKA- Measurement, modelling and assessment of vibratory pile driving in relation to installation, noise emissions and effects on harbour porpoises at the KASKASI II offshore wind farm' under grant number 03EE3034D. The authors would like to acknowledge the funding from the German Federal Ministry for Economic Affairs and Climate Action (BMWK), and Projektträger Jülich for the project management support.

Supported by:



on the basis of a decision by the German Bundestag





Bibliography

Álamo, G.M., Aznárez, J.J., Padrón, L.A., Martínez-Castro, A.E., Gallego, R. & Maeso, O., 2018. Dynamic soil-structure interaction in offshore wind turbines on monopiles in layered seabed based on real data. *Ocean Engineering*, Vol. 156, p. 14–24.

Arshad, M. and O’Kelly, B., 2019. Global status of wind power generation: theory, practice, and challenges. *International Journal of Green Energy*, 16(14), pp.1073-1090.

Aubram, D., 2015. Development and experimental validation of an arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) method for soil mechanics. *geotechnik*, Vol. 38, p. 193–204.

Bandara, S.S., 2013. *Material point method to simulate large deformation problems in fluid-saturated granular medium*, (Doctoral dissertation, University of Cambridge)

Berki, L., Aubram, D. & Rackwitz, F., 2023. MMALE Simulationen der Vibro-Installation von Offshore-Monopfählen. Proc. Fachsektionstage 2023, DGGT, Würzburg, Germany.

Ceccato, F., 2015. *Study of large deformation geomechanical problems with the Material Point Method*, (Doctoral dissertation, University of Padova)

Global Wind Energy Council.:s GWEC Global Wind Report 2023. Bonn, Germany.

Giridharan, S., 2022. *Convected Particle Domain Interpolation Method for Large Deformation Geotechnical Problems*, (Doctoral dissertation, Issue No.77, University of Stuttgart)

Giridharan, S., Gowda, S., Stolle, D.F.E. & Moormann, C., 2020. Comparison of UBCSAND and Hypoplastic soil model predictions using the Material Point Method. *Soils and Foundations*, Vol. 60, p. 989–1000.

Giridharan, S., Stolle, D.F.E. & Moormann, C., 2019. Modelling liquefaction using the material point method—an evaluation using two constitutive models. Proc. 2nd International Conference on the “Material Point Method for Modelling Soil–Water–Structure Interaction”, Cambridge, UK.

Hamad, F., 2016. Formulation of the axisymmetric CPDI with application to pile driving in sand. *Computers and Geotechnics*, Vol. 74, p. 141–150.

Hamad, F., Giridharan, S. and Moormann, C., 2017. A penalty function method for modelling frictional contact in MPM. Proc. 1st International Conference

on the “Material Point Method for Modelling Soil–Water–Structure Interaction”, Delft, Netherlands.

Kafaji, I.K.A., 2013. *Formulation of a dynamic material point method (MPM) for geomechanical problems*. (Doctoral dissertation, University of Stuttgart)

Massarsch, K.R., Fellenius, B.H. & Bodare, A., 2017. Fundamentals of the vibratory driving of piles and sheet piles. *geotechnik*, Vol. 40, p. 126–141.

Moormann, C., Kirsch, F. and Herwig, V., 2016. Vergleich des axialen und lateralen Tragverhaltens von vibrierten und gerammten Stahlrohrpfählen. *Proceedings of the 34. Baugrundtagung*, 15(17.09), p.2016.

Moormann, C., Gowda, S. and Giridharan, S., 2018. Numerical simulation of pile installation in saturated soil using CPDI. In *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX* (pp. 665-672). CRC Press.

Moormann, C., Gowda, S. and Giridharan, S., 2019. Numerical simulation of open ended pile installation in saturated sand. In *Energy Geotechnics: SEG-2018* (pp. 459-466). Springer International Publishing.

Naesgaard, E., 2011. *A hybrid effective stress–total stress procedure for analyzing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow* (Doctoral dissertation, University of British Columbia).

Niemunis, A. & Herle, I., 1997. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, Vol. 2, p. 279–299.

Sadeghirad, A., Brannon, R.M. & Burghardt, J., 2011. A convected particle domain interpolation technique to extend applicability of the material point method for problems involving massive deformations. *International Journal for numerical methods in Engineering*, Vol. 86, p. 1435–1456.

Schneider, J., Randolph, M., Stevens, B. & Erbrich, C., 2017. Pile Foundations: Installation. *Encyclopedia of Maritime and Offshore Engineering*, p. 1–19.

Sulsky, D. & Schreyer, H. L., 1996. Axisymmetric form of the material point method with applications to upsetting and Taylor impact problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 139, p. 409–429.

Zachert, H., 2015. *Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen* (Doctoral dissertation, Karlsruhe Institute of Technology)



Experimentelle und numerische Bodenmechanik auf der Partikel- und Porenskala

Dr.-Ing. habil. Marius Milatz, Dennis Heinrich, M. Sc., Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe,
Technische Universität Hamburg (TUHH)

Das hydraulisch-mechanische Verhalten des Bodens, das wir beispielsweise in Form der Scherfestigkeit und des Volumenänderungsverhaltens in konventionellen bodenmechanischen Experimenten messen, hängt von physikalischen Vorgängen auf der Größenskala der Bodenpartikel und Poren ab. Bekannt sind zum Beispiel der Einfluss der Kornform auf den Reibungswinkel oder der Porengrößen auf die hydraulische Leitfähigkeit. Der Schlüssel zu einem besseren Verständnis des auf der Makroebene beobachteten Materialverhaltens des Bodens und zu einer genaueren mathematischen Modellierung, etwa mit kontinuumsmechanischen Modellen und Stoffgesetzen, kann daher in einer genaueren Betrachtung bodenmechanischer Zusammenhänge auf der Partikel- und Porenskala liegen. Hierfür existieren auf experimenteller Ebene bildgebende Verfahren, wie z. B. die Röntgen-Computertomografie (CT), die räumlich und zeitlich aufgelöste Einblicke in hydraulische und mechanische Prozesse auf der Partikel- und Porenskala erlauben. Unter den numerischen Methoden gibt es ebenfalls Ansätze, die bodenmechanische Vorgänge auf der Partikel- bzw. Porenskala abbilden, darunter die Diskrete-Elemente-Methode (DEM) zur Simulation einer diskreten Partikelmechanik oder die Lattice-Boltzmann-Methode (LBM), eine von verschiedenen Methoden der numerischen Strömungssimulation (Computational Fluid Dynamics-/CFD-Methoden) zur Modellierung der Partikel-Fluidinteraktion in porenskaligen Modellen. Im Rahmen des Beitrags werden aktuelle Forschungsergebnisse zur Untersuchung mechanischer und hydraulischer Vorgänge mittels Bildgebung und der numerischen Modellierung mit geeigneten Verfahren auf der Partikel- bzw. Porenskala vorgestellt. Dabei wird diskutiert, wie Experiment und Simulation helfen können, unser Verständnis vom makroskopischen Bodenverhalten zu verbessern.

1 Einleitung

Viele bodenmechanische Phänomene und Bodenparameter resultieren aus der mikroskopischen Struktur des Bodens und der Interaktion seiner festen und flüssigen Bestandteile. Beispiele sind die Wirkung der interpartikulären Übertragung von Kontaktkräften und Reibung in Korngerüsten bei der Scherung, die Wirkung von Kapillarkräften in teilgesättigten Böden oder die hydraulische Leitfähigkeit, die von der Porenzahl aber auch von der Wegsamkeit des Porenraums bei einer Durchströmung durch Porenfluide abhängt.

Die Möglichkeit, mit Hilfe von bildgebenden Verfahren wie der CT Bodenproben zerstörungsfrei zu untersuchen und durch geeignete Bildanalysetools auf der Partikel- und Porenskala Daten zu erheben, hat in den letzten Jahren neue Möglichkeiten für experimentelle Untersuchungen eröffnet. Mit der Mikroskala ist in diesem Beitrag die Partikel- und Porenskala in granularen Böden gemeint, auf der einzelne Sandkörner und Poren mit Abmessungen von wenigen Mikrometern bis hin zu ein bis zwei Millimetern, durch Bildgebung mit entsprechenden Bildauflösungen erfasst und vermessen werden können.

Speziell entwickelte, miniaturisierte Versuchsaufbauten, kombiniert mit bildgebenden Verfahren, ermöglichen es, Durchströmungs- und Scherprozesse auf dieser Größenskala in räumlichen Bildern festzuhalten. Eine zeitlich aufgenommene Serie solcher Bilder gestattet weiterhin die Untersuchung von zeitlichen Vorgängen in Bodenproben.

Werden zuletzt auf diese Weise erfasste Bilddaten systematisch analysiert, durch makroskopische Messdaten ergänzt und mit geeigneten numerischen Methoden kombiniert, entsteht eine gleichermaßen faszinierende wie innovative Möglichkeit, bodenmechanisch zu forschen, die nachfolgend anhand von verschiedenen Beispielen und Forschungsergebnissen beschrieben und diskutiert werden soll.

2 Bodenmechanik auf der Mikroskala

2.1 Computertomografie in der Bodenmechanik

Seit der Entwicklung der Röntgen-Computertomografie (CT) Ende der 1970er Jahre hat sich die Methode über medizinische Anwendungen hinaus weit in die Materialwissenschaften ausgeweitet. Bei der

CT wird eine Probe aus verschiedenen Winkelrichtungen typischerweise mit Röntgenstrahlung durchleuchtet. Durch die Schwächung der Strahlung beim Durchgang durch die Probe, wird für jede Winkelrichtung ein kontrastreiches Röntgenbild, eine sogenannte Radiografie, über einen Detektor digital aufgezeichnet. Mit Hilfe eines mathematischen Rekonstruktionsalgorithmus kann bei einer ausreichend hohen Anzahl an gemessenen Winkeln und zugehörigen Projektionen ein hoch aufgelöstes, räumliches Bild der gescannten Probe und seiner Dichteverteilung berechnet werden.

Seit den 1990er Jahren werden CT-Untersuchungen auch in den Geowissenschaften eingesetzt und es finden sich auch vereinzelt erste Untersuchungen mit bodenmechanischem Hintergrund. Eine bis heute nachwirkende Pionierarbeit wurde von Desrues et al. (1996) und nachfolgenden Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern geleistet, die für ein besseres Verständnis von Scherfugen in Böden Triaxialversuche in einem CT-Scanner durchführten.

Mit der Verbesserung von Hard- und Software, Labor-CT-Scannern und der Verfügbarkeit von brillanten Synchrotronstrahlungsquellen oder Neutronenstrahlungsquellen in großen Forschungseinrichtungen, bei denen Messzeit beantragt werden kann, wie etwa dem Deutschen Elektronen-Synchrotron (DESY) in Hamburg oder dem Institut Laue-Langevin (ILL) in Grenoble, haben CT-Anwendungen auch für bodenmechanische Fragestellungen aktuell eine Renaissance erfahren. Die genannten Methoden werden bereits umfangreich eingesetzt, siehe z. B. Wildenschild et al. (2005), Viggiani et al. (2015) und Tengattini et al. (2021).

2.2 Möglichkeiten für die Forschung

Über die räumliche Vermessung von Bodenproben hinaus sind zunehmend Prozessuntersuchungen von Interesse. In sogenannten „In situ CT-Experimenten“, siehe z. B. Milatz (2022a), werden mit Hilfe von miniaturisierten Versuchsaufbauten, die in CT-Systeme integriert werden, bodenmechanische Vorgänge in drei Dimensionen mit einer durch die erforderliche Scanzeit festgelegten zeitlichen Auflösung erfasst, sodass häufig von „4D-Messdaten“ mit der Zeit als vierter Dimension gesprochen wird.

Aufbauend auf den frühen Arbeiten von Jacques Desrues in Grenoble wurde mit CT-Bildgebung bereits mit Triaxialversuchen geforscht, um das mechanische Verhalten scherter granularer Medien innerhalb und außerhalb von Scherzonen zu untersuchen, siehe beispielsweise Andò (2013).

Da verschiedene Phasen mit geeigneten Bildanalysewerkzeugen segmentiert, d. h. getrennt, werden können, eignet sich die Methode auch zur Untersuchung teilgesättigter Böden. Besonderes Interesse der Forschung galten bisher dem Wasserretentions-

verhalten, z. B. Higo et al. (2015), und dem Scherverhalten von teilgesättigten granularen Medien, z. B. Kido und Higo (2020).

Bei hoher Auflösung können einzelne Bodenpartikel und Fluidcluster im Porenraum abgebildet werden und es kann ihr Verhalten und ihre Bewegung bzw. Veränderung bei Durchströmung oder mechanischer Belastung des Korngerüsts studiert werden (Milatz et al., 2021; Milatz et al., 2022). Das Resultat ist ein digitales Abbild der Bodenprobe in verschiedenen zeitlichen Zuständen, was einen wichtigen Input für geeignete numerische Untersuchungen darstellt. Darüber hinaus können in teilgesättigten Böden weitere mikroskalige „kapillare Zustandsvariablen“, wie etwa Phasengrenzflächen und Kontaktwinkel, gemessen und analysiert werden (Milatz, 2022a), um die mikroskopische Ursache von Kapillareffekten zu quantifizieren.

3 Bodenmechanische in situ CT-Experimente

Nachfolgend werden verschiedene miniaturisierte Apparate und bodenmechanische in situ CT-Experimente beschrieben, die für „Bodenmechanik auf der Partikel- und Porenskala“ eingesetzt werden können. Zur Untersuchung des Wasserretentionsverhaltens teilgesättigter granularer Böden wurde ein Versuchsaufbau mit Fließzelle entwickelt, der die gleichzeitige Messung der makroskopischen Wasserretentionskurve und Erfassung der Vorgänge in der Probe mittels CT erlaubt (Milatz, 2020). Mit dem in Abb. 3-1 gezeigten Versuchsaufbau wurde bereits mit dem CT-Scanner am Laboratoire 3SR der Université Grenoble Alpes ein zyklisches Ent- und Bewässerungsexperiment am an der TUHH verwendeten Modellboden „Hamburger Sand“ durchgeführt (Milatz et al., 2022). Der Versuchsaufbau wurde weiterentwickelt (Heinrich & Milatz, 2022b) und konnte bereits im Rahmen einer Messzeit am DESY eingesetzt werden, wo mit Hilfe von Synchrotron-basierter CT das Wasserretentionsverhalten verschiedener Granulate mit hoher Orts- und Zeitauflösung untersucht werden konnte.



Abbildung 3-1: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Wasserretentionsverhaltens mittels CT, hier am Laboratoire 3SR der Université Grenoble Alpes



Die im CT-Experiment makroskopisch im Sand gemessene Wasserretentionskurve zusammen mit einer 3D-Visualisierung der Phasenverteilung in einem kubischen Subvolumen der Probe mit Kantenlänge von 8 mm kurz nach Überschreiten der Saugspannung am Lufteintrittspunkt ist in Abb. 3-2 zu sehen. Die durch einen schwarzen Pfeil gezeigten makroskopisch messbaren Oszillationen der Saugspannung zum Zeitpunkt des CT-Scans auf dem Hauptentwässerungspfad gehen im Porenraum der Probe mit einem schnellen Eindringen von Luft in die Porenkanäle einher. Dies zeigt, wie lokale Strömungsprozesse das auf der Makroskala gemessene Bodenverhalten beeinflussen.

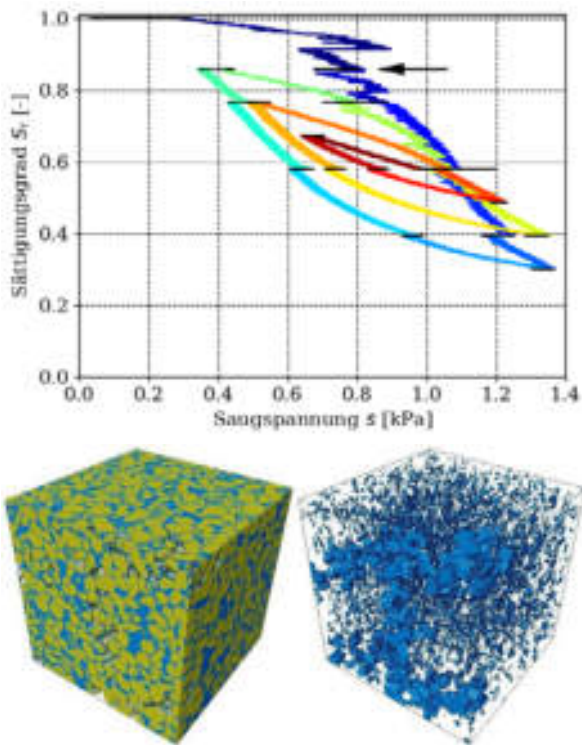


Abbildung 3-2: Makroskopische Wasserretentionskurve mit schwarz dargestellten Pausen der Durchströmung für CT-Scans (oben) und Phasenverteilungen (links unten: Sand und Wasser, rechts unten: Luft) zum Zeitpunkt kurz nach dem Lufteintrittspunkt, gekennzeichnet durch den schwarzen Pfeil auf dem Hauptentwässerungspfad

Zur Untersuchung von Scherprozessen mittels CT wurden bisher die zwei in Abb. 3-3 gezeigten Varianten eines miniaturisierten einaxialen Druckversuchs (Milatz, 2019; Milatz et al., 2021; Heinrich & Milatz, 2022a) gebaut und eingesetzt. Weiterhin wurde zuletzt ein miniaturisierter direkter Scherversuch entwickelt, der bereits in Kombination mit Synchrotron-basierter CT am DESY und mittels Labor-CT am Laboratoire 3SR in Grenoble verwendet wurde, um Scherprozesse in teilgesättigten granularen Böden innerhalb und außerhalb der erzwungenen Scherfuge zu untersuchen. Der Versuchsaufbau des direkten

Scherversuchs während eines CT-Versuchs mit Synchrotronstrahlung am DESY ist in Abb. 3-4 dargestellt.

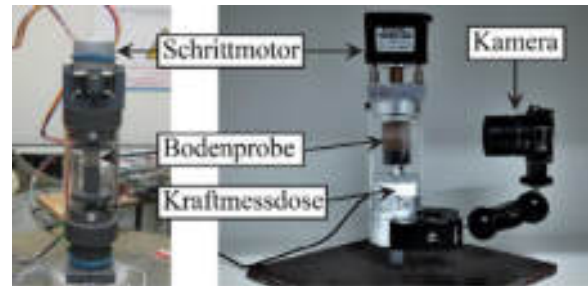


Abbildung 3-3: Zwei Entwicklungsstufen eines miniaturisierten einaxialen Druckversuchs für in situ CT-Versuche an teilgesättigten granularen Böden (links: Prototyp, rechts: Weiterentwicklung)

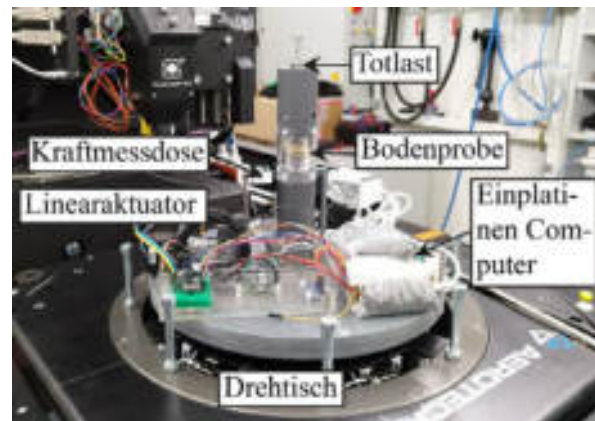


Abbildung 3-4: Miniaturisierter direkter Scherversuchsaufbau für in situ CT-Versuche. Hier: Einsatz am Deutschen Elektronen-Synchrotron DESY in Hamburg

Die Synchrotronstrahlung erlaubt im Vergleich zu konventioneller Röntgenstrahlung aus Röntgenröhren eine hohe Ortsauflösung bei schnellerer Bildfassung, sodass tendenziell schnellere Prozesse abgebildet werden können. So war es möglich, am DESY hochaufgelöste CT-Daten von der direkten Scherung zu gewinnen, die weggesteuert auf teilgesättigte granulare Proben aufgebracht wurde. Nach jedem Scherschritt von 0,2 mm Scherweg wurde in wenigen Minuten eine Tomografie eines zentralen Probenausschnitts aufgenommen. Abb. 3-5 zeigt die Verteilungen der festen und flüssigen Phase einer teilgesättigten quasi monodispersen Kugelpackung aus Kaltnatron-Glaskugeln mit einem mittleren Kugeldurchmesser von 0,5 mm vor dem Beginn der Scherung. Neben größeren verbundenen Wasser-Clustern sind deutlich einzelne ringförmige Kapillarbücken zwischen benachbarten Glaskugeln zu erkennen. Das gezeigte Subvolumen mit quadratischem Grundriss und Abmessungen von 4 mm × 4 mm × 4,53 mm liegt zentriert in der Probe, sodass die Scherfuge in der Mitte des Volumens liegt.

Eine Bilanzierung der Phasen in dem betrachteten Gebiet erlaubt die Untersuchung verschiedener Zustandsparameter der Probe, wie beispielsweise der Porenzahl und des Sättigungsgrads, die für die durchgeführten acht Scherschritte in Abb. 3-6 über die Scherschritte aufgetragen sind. Dabei wurden die Ergebnisse für drei Subvolumina, die jeweils ein Drittel des Gesamtvolumens ausmachen, ausgewertet. Durch diese Unterteilung kann das Probenverhalten um die Scherfuge herum („Mittleres Drittel“) sowie darunter („Unteres Drittel“) und darüber („Oberes Drittel“) genauer untersucht werden.

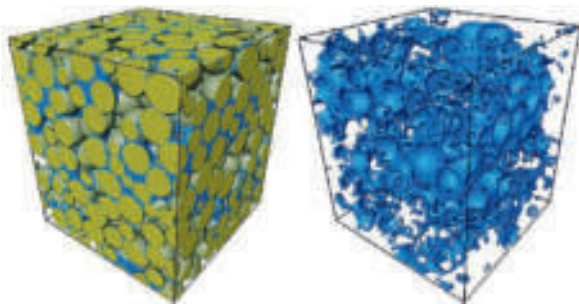


Abbildung 3-5: Segmentierter Probenausschnitt aus der Mitte einer teilgesättigten Glaskugelpackung im direkten Scherversuch vor der Scherung: Glaskugeln und Wasser (links), Wasser (rechts)

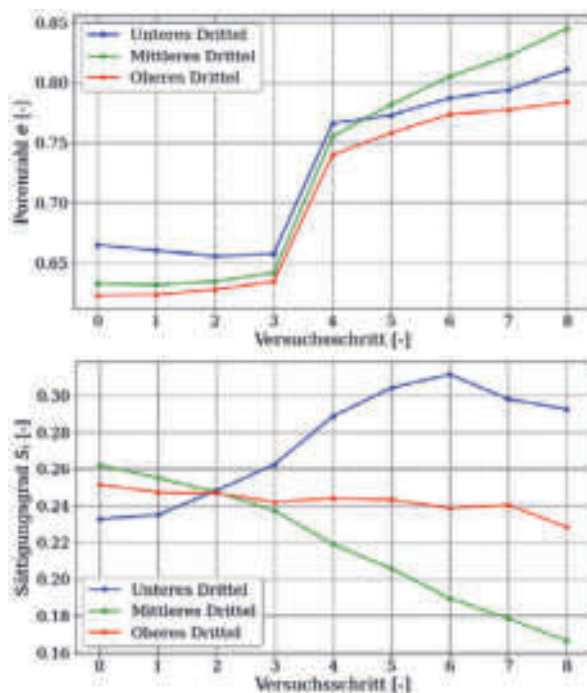


Abbildung 3-6: Entwicklung der Porenzahl e (oben) und des Sättigungsgrads S_r (unten) berechnet aus der Phasenverteilung in drei über die Höhe verteilten Dritteln des in Abb. 3-5 gezeigten Subvolumens aus der teilgesättigten Glaskugelpackung während der direkten Scherung

Die Verläufe der Porenzahl deuten darauf hin, dass sich die Probe im betrachteten Gebiet in den ersten

Scherschritten kontraktant verhält, insbesondere im unteren Drittel, und dann nach dem vierten Scherschritt eine starke Dilatanz zeigt. Die Erhöhung der Porenzahl durch Dilatanz ist im mittleren Drittel, d. h. innerhalb und nahe der Scherfuge, am größten. Der Sättigungsgrad nimmt in der Scherfuge besonders stark ab. Im oberen Probendrittel ergibt sich ebenfalls eine leichte Reduktion des Sättigungsgrades. Interessanterweise nimmt der Sättigungsgrad im unteren Drittel des betrachteten Probengebietes zu, was sich vermutlich darauf zurückführen lässt, dass kapillar gebundenes Porenwasser aus dem Bereich der Scherfuge und darüber durch dilatante Aufweitung des Porenraums sowie die beobachtete Umlagerung und Zerstörung von Kapillarbrücken nicht mehr gehalten werden kann und in die unteren Bereiche der Probe abfließt. Ein solches Verhalten wird im Sand, in dem die Kapillareffekte tendenziell stärker ausgeprägt sind als in den Glaskugeln, nicht gemessen.

4 Numerische Modellierung auf der Partikel- und Porenskala

Neben der Fülle von qualitativen und quantitativen Einblicken, die die Analyse von CT-Daten aus in situ CT-Experimenten erlauben, können die räumlichen Informationen über die untersuchte Bodenprobe inklusive ihrer Phasenverteilung für numerische Simulationen auf der Partikel- und Porenskala herangezogen werden (Milatz, 2022a). Die untersuchte Bodenprobe wird dabei digitalisiert und sozusagen zum „Digitalen Zwilling“.

An der TUHH werden zur Zeit Partikel- und CFD-Methoden eingesetzt, die vollständig oder zum Teil auf aus CT-Daten abgeleiteten Probengeometrien basieren. Abb. 4-1 zeigt exemplarisch, wie mittels CT-Scan digitalisierte Sandkörner in FE-Modelle unterschiedlicher Vernetzungsfeinheit überführt werden können. Mit Hilfe der von Munjiza (2004) vorgeschlagenen kombinierten Finite-Diskrete-Elemente-Methode (FDEM) können Partikelsimulationen unter Berücksichtigung realitätsnaher Sandkorngemetrien durchgeführt werden (Milatz, 2022a).

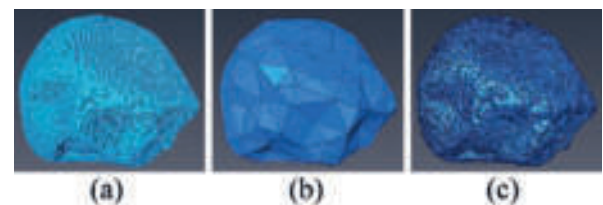


Abbildung 4-1: Überführung eines mittels CT-Scan digitalisierten Sandpartikels (a) in ein mit grobem Netz (b) und feinem Netz (c) diskretisiertes Sandpartikel für Partikelsimulationen mit der FDEM

Zur Simulation von Fluiden im Boden mit der Computational Fluid Dynamics (CFD) Methode können



ebenfalls Porenräume aus CT-Daten extrahiert werden, wie in Abb. 4-2 am Beispiel des an der TUHH untersuchten Hamburger Sands zu sehen ist.

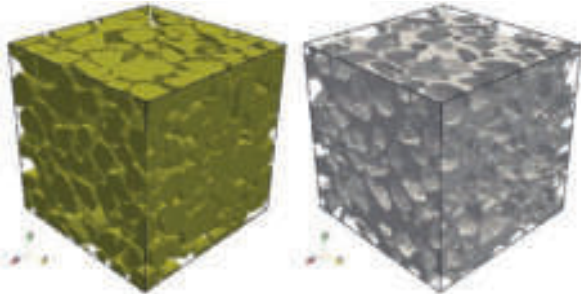


Abbildung 4-2: Korngerüst von Hamburger Sand aus einem CT-Scan (links) und zugehöriger Porenraum für CFD-Simulationen (rechts)

Speziell zur Modellierung von Kapillareffekten auf der Porenskala wird die Mehrphasen-Lattice-Boltzmann-Methode (LBM) eingesetzt, die u. a. in Huang et al. (2015) beschrieben wird. Mit Hilfe der Mehrphasen-LBM wurden verschiedene aus CT-Daten extrahierte Porenräume als Simulationsgebiete herangezogen, um numerisch das Wasserretentionsverhalten zu untersuchen (Milatz, 2022a; Milatz, 2022b). Dabei wurde ähnlich wie im zuvor beschriebenen CT-Experiment eine zyklische Änderung des Sättigungsgrades im digitalisierten Porenraum aus Abb. 4-2 vorgegeben. Über die Simulationszeit wird mittels LBM eine Phasenverteilung sowie Poren- und Porenfluiddruckverteilung berechnet, aus denen der numerische Kapillardruck in der Probe als Differenzdruck bestimmt werden kann. Durch Auftragung des Sättigungsgrades über den Kapillardruck wird die simulierte Wasserretentionskurve erhalten, die für den „digitalen Hamburger Sand“ in Abb. 4-3 dargestellt ist. Der Kapillardruck ist dabei in LBM-spezifischen Einheiten angegeben. Ähnlich wie in der makroskopisch während des CT-Experiments gemessenen Wasserretentionskurve zeigt die simulierte Kurve eine Hysterese für Entwässerungs- und Bewässerungspfade sowie starke Oszillationen des Kapillardrucks auf dem Hauptentwässerungspfad nach dem Lufteintritt wie auch in Abb. 3-2 für das Experiment zu sehen ist. Bei zyklischer Umkehr der Ent- und Bewässerungsrichtung ergibt die Simulation elliptische Scanning-Pfade zwischen dem ersten Bewässerungs- und dem darauf folgenden Hauptentwässerungspfad. Diese Charakteristika des hydraulischen Verhaltens stimmen qualitativ mit den an granularen Böden gemessenen Wasserretentionskurven überein. Die Mehrphasen-LBM ist also in der Lage, kapillare Befüllungs- und Entleerungsprozesse, die in einer charakteristischen makroskopischen Wasserretentionskurve resultieren, auf der Porenskala abzubilden. In zukünftigen Untersuchungen muss jedoch noch ein quantitativer Zusammenhang zwischen der simulierten und gemessenen

Kurve hergestellt werden, indem eine vollständige Ähnlichkeit zwischen den physikalischen Bodenparametern und LBM-spezifischen Modellparametern und Einheiten hergestellt wird.

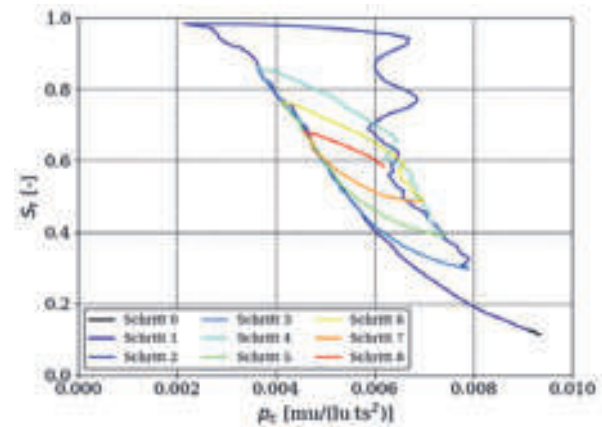


Abbildung 4-3: Im aus einem CT-Scan extrahierten Porenraum des Hamburger Sandes mittels Mehrphasen-LBM simulierte Wasserretentionskurve bei zyklischer Be- und Entwässerung (μ : mass units, l_u : lattice units, t_s : time steps)

5 Diskussion und Ausblick

Die in in situ CT-Experimenten gewonnenen Einblicke in hydraulische und mechanische Vorgänge auf der Partikel- und Porenskala und die quantitativen Analysen der CT-Daten erlauben es, makroskopische Vorgänge besser zu verstehen. In vielen Fällen lassen sich makroskopische Messdaten anhand der mikroskopischen Vorgänge nachvollziehen. Ein Beispiel hierfür ist die Kapillarität, die zur Saugspannung im Boden führt, die makroskopisch gemessen werden kann und auf die Oberflächenspannung in den mikroskopischen Menisken zwischen Porenluft und Porenwasser zurückzuführen ist. Was die meisten bodenmechanischen Phänomene angeht, ist aber noch viel Forschungsarbeit erforderlich, um die mikroskopischen Messdaten in praktischen Ingenieurmodellen anzuwenden und die Brücke zwischen Mikro- und Makroskala vollständig zu schlagen. Weiterhin können CT-Daten wie im Beitrag vorgestellt eine Basis für numerische Simulationen auf der Partikel- und Porenskala sein. Wenn die gezeigten Ansätze der Digitalisierung von Sandkörnern und Porenräumen mit Hilfe von CT weitergedacht werden, könnte daraus eine digitale Simulationsumgebung für bodenmechanische Prozesse in Gestalt eines „virtuellen Bodenlabors“ entwickelt werden. Die Möglichkeit, Experimente unter Berücksichtigung der realen Partikelpositionen und -geometrien nachzusimulieren, würde es erlauben, das Bodenverhalten ohne im Experiment auftretende Störeffekte zu simulieren. Weiterhin könnten unsere Stoffmodelle der



Kontinuumsmechanik durch ein besseres Verständnis der auf verschiedenen Skalen ablaufenden hydraulischen und mechanischen Prozesse angereichert und dadurch verbessert werden, was ein bedeutender Beitrag zur Verknüpfung der Mikro- und Makroskala wäre.

Danksagung: Die Autoren des Beitrags bedanken sich für die Förderung ihrer Forschung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Graduiertenkollegs GRK 2462 „Prozesse in natürlichen und technischen Partikel-Fluid-Systemen“ (PintPFS) mit der Projektnummer 390794421 und in den DFG-Projekten „Mikroskalige Betrachtung des hydraulisch-mechanischen Verhaltens teilgesättigter granularer Böden mittels der Computertomografie“ (Projektnummer 401096010) und „Mikromechanische Modellierung von teilgesättigten Partikelpackungen mit CFD-DEM und Computertomografie“ (Projektnummer 461859082). Weiterhin bedanken wir uns beim Deutschen Elektronen-Synchrotron DESY, einem Mitglied der Helmholtz-Gemeinschaft, für die bewilligte Strahlzeit an der P07 High Energy Materials Science Beamline bei PETRA III im Rahmen des Beamtime Proposals I-20210425.

Literaturverzeichnis

- Andò, E. (2013). *Experimental investigation of microstructural changes in deforming granular media using x-ray tomography*. PhD thesis. Université de Grenoble.
- Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M., & Mazerolle, F. (1996). Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. In: *Géotechnique* 46(3), S. 539–546. DOI: [10.1680/geot.1996.46.3.529](https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.3.529).
- Heinrich, D., & Milatz, M. (2022a). UNSAT-Pi – A miniaturised test apparatus for examining the uniaxial compressive strength of partially saturated granular media during CT imaging. In: *TUHH Open Research (TORE)*. DOI: [10.15480/336.4393](https://doi.org/10.15480/336.4393).
- Heinrich, D., & Milatz, M. (2022b). UNSAT-Pi 2 – A miniaturised flow cell apparatus for measuring the water retention curve of granular media during CT imaging. In: *TUHH Open Research (TORE)*. DOI: [10.15480/336.4394](https://doi.org/10.15480/336.4394).
- Higo, Y., Morishita, R., Kido, R., Khaddour, G., & Salager, S. (2015). Local water-retention behaviour of sand during drying and wetting process observed by micro x-ray tomography with trinarisation. In: *Japanese Geotechnical Society Special Publication* 2(16), S. 635–638. DOI: [10.3208/jgssp.OTH-13](https://doi.org/10.3208/jgssp.OTH-13).
- Huang, H., Sukop, M. C., & Lu, X.-Y. (2015). *Multi-phase lattice Boltzmann methods: Theory and application*. Chichester, Wiley Blackwell.
- Kido, R., & Higo, Y. (2020). Microscopic characteristics of partially saturated dense sand and their link to macroscopic responses under triaxial compression conditions. In: *Acta Geotechnica*, DOI: [10.1007/s11440-020-01049-w](https://doi.org/10.1007/s11440-020-01049-w).
- Milatz, M. (2019). Zur Anwendung von Einplatinen-Computern in der bodenmechanischen Forschung und Lehre am Beispiel eines einaxialen Druckversuchs zur Untersuchung teilgesättigter granularer Böden. In: *Geotechnik* 42(1). DOI: [10.1002/gete.201800015](https://doi.org/10.1002/gete.201800015).
- Milatz, M. (2020). An automated testing device for continuous measurement of the hysteretic water retention curve of granular media. In: *Acta Geotechnica* 15. DOI: [10.1007/s11440-020-00922-y](https://doi.org/10.1007/s11440-020-00922-y).
- Milatz, M. (2022a). *Investigation of capillary effects on the grain scale by means of in situ experiments, imaging and numerical simulations*. Habilitationsschrift. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TUHH, Heft 56, DOI: [10.15480/882.4803](https://doi.org/10.15480/882.4803).
- Milatz, M. (2022b). Zur Simulation von Kapillareffekten in granularen Böden mit der Mehrphasen-Lattice-Boltzmann-Methode. In: *Tagungsband zum Workshop Numerische Methoden in der Geotechnik 2022 in Hamburg*, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TUHH, Heft 53.
- Milatz, M., Andò, E., Viggiani, G., & Mora, S. (2022). In situ X-ray CT imaging of transient water retention experiments with cyclic drainage and imbibition. In: *Open Geomechanics* 3(5), DOI: [10.5802/ogeo.13](https://doi.org/10.5802/ogeo.13).
- Milatz, M., Hüsener, N., Andò, E., Viggiani, G., & Grabe, J. (2021). Quantitative 3D imaging of partially saturated granular materials under uniaxial compression. In: *Acta Geotechnica* 16, DOI: [10.1007/s11440-021-01315-5](https://doi.org/10.1007/s11440-021-01315-5).
- Munjiza, A. (2004). *The Combined Finite-Discrete Element Method*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Tengattini, A., Lenoir, N., Andò, E., & Viggiani, G. (2021). Neutron imaging for geomechanics: A review. In: *Geomechanics for Energy and the Environment* 27. DOI: [10.1016/j.gete.2020.100206](https://doi.org/10.1016/j.gete.2020.100206).
- Viggiani, G., Andò, E., Takano, E., & Santamarina, J. C. (2015). Laboratory X-ray Tomography: A Valuable Experimental Tool for Revealing Processes in Soils. In: *Geotechnical Testing Journal* 38(1). DOI: [10.1520/GTJ20140060](https://doi.org/10.1520/GTJ20140060).
- Wildenschild, D., Hopmans, J. W., Kent, A. J. R., & Rivers, M. L. (2005). Quantitative analysis of flow processes in a sand using synchrotron-based x-ray microtomography. In: *Vadose Zone Journal* 4(1), S. 112–126. DOI: [10.2113/4.1.112](https://doi.org/10.2113/4.1.112).



Erweiterung eines hypoplastischen Kontaktmodells für die Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI)

M. Niebler, M.Sc., Dr.-Ing. S. Chrisopoulos, Prof. Dr.-Ing. R. Cudmani, Dr.-Ing. D. Rebstock Technische Universität, München (TUM)

In vielen geotechnischen Fragestellungen nimmt die Interaktion zwischen Boden und Bauwerken (BBI) eine entscheidende Rolle ein. Neben der Modellierung in Normalrichtung (Druckübertragung bzw. Öffnen eines Spalts) steht dabei der Schubkontakt allgemein im Fokus der numerischen Modellierungen. Abgesehen von der Oberflächenbeschaffenheit des Bauwerks sind dabei der Zustand des unmittelbar angrenzenden Bodens (Spannung, Lagerungsdichte, Verformungsgeschichte) für das mechanische Verhalten unter Schubbeanspruchung und dem möglichen Wechsel von Haften nach Gleiten maßgebend. Zur numerischen Simulation dieser Effekte wurden in den letzten Dekaden analog zur Modellierung des Bodens auch zur Beschreibung des Kontaktverhaltens höherwertige, zustandsabhängige Stoffmodelle in der Literatur vorgeschlagen. Diese Modelle basieren auf der vereinfachten Annahme entweder eines haftenden oder eines durchweg gleitenden Kontaktes. In klein- und großmaßstäblichen Experimenten kann neben der Scherdeformation ein kontinuierlicher Übergang eines haftenden zu einem gleitenden Kontakt innerhalb des Bodens beobachtet werden, i.e. die Deformation des Bodens im Nahfeld unterscheidet sich von der Deformation des Kontaktes. Um eine realitätsnahe Abbildung der Kontaktkräfte bei BBI zu ermöglichen, wurde von den Autoren ein neuer Ansatz zur Berücksichtigung des Übergangs von Haften zu einer reinen Gleitbewegung entwickelt. In diesem Beitrag wird der vorgeschlagene Ansatz vorgestellt und anhand von kleinmaßstäblichen Experimenten validiert.

1 Einleitung

Bei der mechanischen Boden-Bauwerks-Interaktion (BBI) werden Schub- und Normalkräfte vom Bauwerk auf den Boden und umgekehrt übertragen. Die im Baugrund und Bauwerk auftretenden Kräfte und Verformungen sind somit nicht nur von den mechanischen Verhalten von Boden und Bauwerk abhängig, sondern auch vom Interfaceverhalten.

In grobkörnigen Böden spielt sich die BBI überwiegend in einer relativ dünnen Bodenschicht, der sog. Scherzone, ab. Das Verhalten der Scherzone, die durch Relativbewegungen zwischen Boden und Bauwerk entsteht und in den Experimenten eine Dicke von ca. $5 - 10 \cdot d_{50}$ (d_{50} : mittlerer Korndurchmesser) hat, ist durch mikromechanische Prozesse kontrolliert, die sich einer Beschreibung als Kontinuum teilweise entziehen. Daher ist das tiefe Verständnis des Bodenverhaltens in der Scherzone für deren Modellierung essentiell (Martinez und Hebler, 2015).

Mit diesem Ziel wurde eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungen in der Literatur durchgeführt. Diese zeigen, dass die Entwicklung der Kontaktkräfte von vielen Faktoren, im Wesentlichen von der Oberflächenrauigkeit, der Kornform, dem Kornmineral und der Korngröße sowie von der Dichte, dem Druck und der Beanspruchungsgeschichte des angrenzenden Bodens abhängen.

Zur Modellierung der BBI in Kombination mit großen Verformungen zwischen Boden und Bauwerk werden häufig oberflächenbasierte Kontaktalgorithmen mit vereinfachten Kontaktmodellen verwendet. Dazu gehören das Ausschließen der Schubkraftübertragung (reibungsfreier Kontakt) und das linear elastisch-ideal plastische Reibungsmodell mit der Coulombschen Grenzbedingung. Da beim ersten Ansatz nur Normalkräfte übertragen werden, während beim Zweiten eine Zustandsabhängigkeit des Bodenverhaltens in der Scherzone vernachlässigt wird, können diese Ansätze nur bedingt das tatsächliche Verhalten des Interfaces modellieren.

Um die oben beschriebenen Beschränkungen zu beseitigen, wurden neue hochwertige Kontaktmodelle zur Beschreibung des Scherverhaltens mit dem zustandsabhängigen Reibungswinkel auf der Grundlage der Hypoplastizität von Arnold und Herle (2006) sowie Stutz (2016) vorgeschlagen. Ein großer Vorteil von diesen innovativen Kontaktmodellen ist, dass wesentliche Merkmale des Bodenverhaltens bei der Modellierung des Kontaktes berücksichtigt werden können. Zudem kann das Verhalten des Kontakts mit den Modellparametern des angrenzenden Bodens und den zusätzlichen Parametern der Oberflächenrauigkeit κ und der Scherzonendicke d_s beschrieben werden, wodurch die Ermittlung zusätzlicher Kontaktmodellparameter entfällt.

Bei den o.g. Ansätzen tritt das Gleiten, bei dem die relative Verschiebung zwischen Boden und Bauwerk ohne Änderung der Schubkraft zunimmt, erst nach

Erreichen des kritischen Zustands des Bodens im Interface auf. Demzufolge erfordert die Berücksichtigung unterschiedlicher Wandreibungswinkel bzw. Oberflächenrauigkeiten die Anpassung des kritischen Reibungswinkels im Stoffmodell. Grundsätzlich ist diese Vorgehensweise physikalisch zu hinterfragen, denn eine Änderung des Wandreibungswinkels kann keine Änderung des Verhaltens des angrenzenden Bodens bewirken.

In diesem Zusammenhang zeigen experimentelle Untersuchungen, dass das Erreichen eines Grenzzustands bzw. eines kritischen Zustands des Bodens am Interface nur für sehr raue Oberflächen eine Voraussetzung für das Gleiten ist. Dagegen tritt für glatte Oberflächen das Gleiten vor Erreichen eines Grenzzustandes im Bodens auf (Uesugi und Kishida, 1986). Die oben genannten Kontaktmodelle können nicht zwischen der Lokalisierung innerhalb des Bodens (raue Oberfläche) und entlang der Kontaktfläche (glatte Oberfläche) differenzieren.

Im Folgenden wird eine Erweiterung für bestehende Kontaktmodelle vorgeschlagen, die beschriebenen Lokalisierungsmechanismen zu simulieren, ohne den kritischen Reibungswinkel des Bodens in der Scherzone zu ändern. Der Beitrag fokussiert sich auf die Beschreibung der Mechanismen der Lokalisierung und des neuen Ansatzes bzw. auf die Modellerweiterung. Auf eine Beschreibung des auf dem hypoplastischen Stoffmodell basierenden Kontaktmodells wird im vorliegenden Beitrag verzichtet. Eine detaillierte Darstellung dieses Kontaktmodells ist z.B. in Stutz (2016) zu finden.

2 Konzept der vorgeschlagenen Modellerweiterung

Experimentelle Untersuchungen des Verhaltens des Boden-Bauwerk-Interfaces bestätigen, dass die maximale tangentialen Verformung des Bodens direkt an der Kontaktfläche zwischen Boden und Bauwerk auftritt. Diese Scherverformung nimmt mit zunehmenden Abstand von der Kontaktfläche ab und kann in einem bestimmten Abstand näherungsweise vernachlässigt werden. Der Bereich, in dem die Bodenverformung stattfindet, ist die Scherzone. Abbildung 2-1 stellt die zwei möglichen Verformungsmechanismen am Boden-Bauwerk-Interface schematisch dar: (a) Haften (Relativbewegung zwischen Boden und Bauwerk vernachlässigbar; $\Delta u_{x,i} = \Delta u_{x,i}^H$) und (b) Gleiten (Relativbewegung nicht vernachlässigbar; $\Delta u_{x,i} \neq \Delta u_{x,i}^H$).

Gemäß dieser Abbildung kann die inkrementelle Bodenverformung $\Delta u_{x,i}(z)$ über die Höhe der Scherzone mit der Dicke $d_{s,i}$ berechnet werden zu:

$$\Delta u_{x,i}(z) = \left(1 + \frac{z}{d_{s,i}}\right) \cdot \Delta u_{x,i}(0) \quad (1)$$

wobei $\Delta u_{x,i}(0)$ die maximale Verformungsänderung im Inkrement i , x und z die lokalen Koordinaten der Kontaktfläche bezeichnen (in den nachfolgenden Herleitungen wird $\Delta u_{x,i}(0) = \Delta u_{x,i}$ angesetzt). Unter Ansatz dieser Gleichung kann das Scherdehnungsinkrement (Definition: $\gamma_{xz,i} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\delta u}{\delta z} + \frac{\delta w}{\delta x}\right)$, wobei u die Verformung in Richtung x und w die Verformung in Richtung z darstellt) des Bodens für den Fall „Haften“ ermittelt werden zu:

$$\Delta \gamma_{xz,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta u_{x,i}}{d_{s,i}} = \Delta \gamma_{xz,i}^H = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta u_{x,i}^H}{d_{s,i}} \quad (2)$$

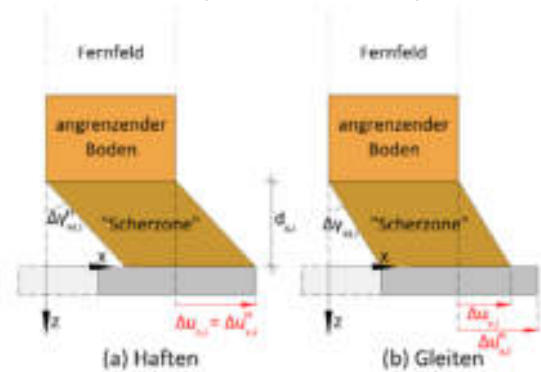


Abbildung 2-1: Vereinfachte schematische Darstellung der Bodenverformung innerhalb der Scherzone

Um eine Verschiebung des Bodens bzw. der „Scherzone“ relativ zum Bauwerk in horizontaler Richtung zu ermöglichen, wie in Abbildung 2-1 (b) dargestellt, wird Gleichung (3) vorgeschlagen. Diese beschreibt den Zusammenhang zwischen den aus der Annahme eines haftenden Kontaktes resultierenden Scherdehnung ($\gamma_{xz,i}^H$) und der Scherdehnung unter Berücksichtigung einer tangentialen Trennung zwischen Boden und Bauwerk (Gleiten, $\gamma_{xz,i}$):

$$\gamma_{xz,i} = \frac{a \cdot \gamma_{xz,i}^H}{b \cdot \gamma_{xz,i}^H + 1} \quad (3)$$

Dieser Zusammenhang, der schematisch in Abbildung 2-2 dargestellt ist, resultiert aus experimentellen Beobachtungen, siehe Kapitel 3.

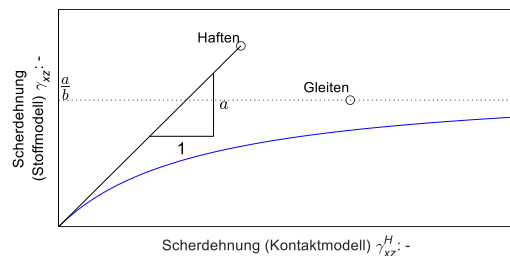


Abbildung 2-2: Illustrierung der Funktion (3) zur Beschreibung der Bodenbewegung entlang der Kontaktfläche beim Gleiten bzw. Haften

Für kleine Scherdehnungen $\gamma_{xz,i}^H \approx 0$ mit $b \cdot \gamma_{xz,i}^H \ll 1$ und $a = 1$ ergibt sich aus Gleichung 3, $\gamma_{xz,i} \approx \gamma_{xz,i}^H$,



also Haften (siehe Abbildung 2-2). Für $\gamma_{xz,i}^H > 0$ findet ein kontinuierlicher Übergang von Haften zu Gleiten statt. In Übereinstimmung mit Abbildung 2-1 (a) und (b) ist die Differenz zwischen $\gamma_{xz,i}$ und $\gamma_{xz,i}^H$ proportional zur relativen Verschiebung $\Delta u_{x,i}^H - \Delta u_{x,i}$ des Bodens und des Bauwerks und kann berechnet werden zu:

$$\gamma_{xz,i}^H - \gamma_{xz,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta u_{x,i}^H - \Delta u_{x,i}}{d_{s,i}}$$

Das nahezu reine Gleiten (Zunahme der relativen Verschiebung ohne Zunahme der Scherdehnung des Bodens in der Scherzone) findet nach Gleichung (3) erst bei sehr großer Verschiebung u_x^H asymptotisch statt. Die maximale Scherdehnung des Bodens in der Scherzone beim reinen Gleiten ergibt sich somit zu:

$$\lim_{\gamma_{xz,i}^H \rightarrow \infty} \gamma_{xz} = \frac{a}{b} \quad (4)$$

Hierbei sind a und b positive Kennwerte, mit denen die Scherdehnung des Bodens innerhalb der Scherzone im Übergang von Haften zu Gleiten beschrieben wird. Der Parameter a beschreibt die Neigung der Funktion für $\gamma_{xz,i}^H = \gamma_{xz,i} = 0$ und sollte zu $a = 1$ gewählt werden, um anfängliches Haften abzubilden. Durch den Parameter b kann die maximale Scherdehnung des Bodens $\gamma_{xz} = \frac{a}{b}$ und somit die maximale relative Bodenbewegung $u_x = 2 \frac{a}{b} d_{s,i}$ in der Scherzone für reines Gleiten gesteuert werden.

3 Validierung der Gleichungen

3.1 Betrachtung der Bodenverformung entlang der Kontaktfläche

Mit Hilfe von Gleichung 3 kann ausgehend von dem Verschiebungsinkrement des Bauteils $\Delta u_{x,i}^H$ das Dehnungsinkrement des Bodens in der Scherzone $\Delta \gamma_{xz,i}$ berechnet werden. Anschließend können die Stoffgleichungen ausgehend vom Spannungszustand σ_{i-1} und Porenzahl e_{i-1} numerisch integriert werden, um σ_i sowie e_i zu ermitteln. Das Integrationsverfahren und die Implementierung in die User-Subroutine FRIC vom FE-Programm ABAQUS sind in Stutz (2016) zu finden.

Zur Validierung von Gleichung (3) werden die Interface-Versuche („Simple Shear“) von Feng et al. (2018) nachgerechnet. In Abbildung 3-1 ist schematisch der verwendete Versuchsaufbau dargestellt. In den durchgeführten Experimenten befindet sich eine mit der Spannung σ_n belastete Strukturplatte oberhalb der Kiesprobe ($d_{50} = 9 \text{ mm}$). Entsprechend der gemessenen Höhenänderung handelt es sich tendenziell um eine dichte Bodenproben. Unter der Randbedingung einer konstanten Auflast ($\dot{\sigma}_n = 0$) wird die Platte horizontal um den Wert u_x^H verschoben.

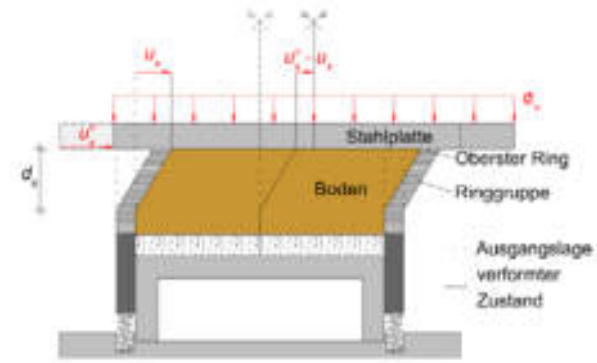


Abbildung 3-1: Schematische Darstellung des von Feng et al. (2018) verwendeten Versuchsaufbaus

Durch diese Verformung und der daraus folgenden Scherung der Sandprobe entsteht eine Scherzone mit der Dicke d_s . Um die Verformung des Bodens u_x messen zu können, wurde dieser innerhalb einer Latexfolie in einem Ringstapel angeordnet. Die Verformungen der Ringe entsprechen somit ungefähr den Verformungen des Bodens in der Scherzone. Die Differenz der Messung der Verschiebung des obersten Ringes und der aufgetragenen Verformung der Stahlplatte, entspricht der relativen Verschiebung $u_x^H - u_x$ in Abbildung 2-1 (b).

In Abbildung 3-2 werden die berechneten und die gemessenen Werte der Bodenverformung u_x gegenübergestellt. Hierfür werden Experimente mit unterschiedlicher Auflast σ_n angesetzt. Die Berechnung erfolgt mit den Gleichungen (2) und (3). Der Parameter a wird zu 1 gewählt. Die Scherzonendicke d_s wird entsprechend den experimentell gemessenen Werten angesetzt ($d_s \approx 60 \text{ mm}$). Durch Kalibrierung (vgl. Kapitel 3.2) ergibt sich für den Parameter b ein linearer Zusammenhang zur aufgetragenen Spannung σ_n ($b = 2,6 + \frac{1000 - \sigma_n}{300}$).

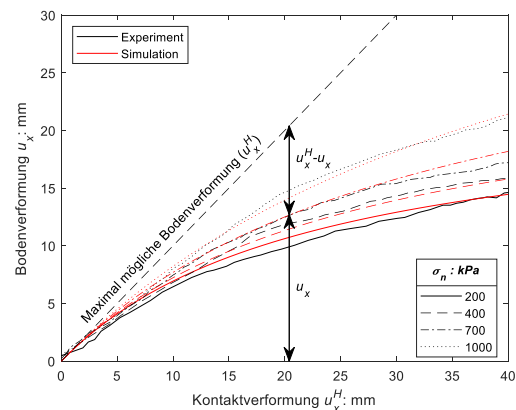


Abbildung 3-2: Vergleich der experimentell gemessenen und mit Gleichung (3) berechneten Bodenbewegung von Kies entlang der Kontaktfläche; Experimentelle Daten nach Feng et al. (2018)

Die gute Übereinstimmung der experimentell gemessenen und berechneten Ergebnisse ist ersichtlich. Experimente und Simulationen zeigen einen anfänglichen haftenden Kontakt ($u_x = u_x^H$). Mit zunehmender Verschiebung u_x^H kann ein Übergang von Haften zu Gleiten beobachtet werden ($u_x < u_x^H$). Der Anteil der relativen Verschiebung an der Gesamtverschiebung $\left(\frac{u_x^H - u_x}{u_x^H}\right)$, der zwischen 0 für $u_x^H = 0$ und 1 für $u_x^H \rightarrow \infty$ variiert, nimmt mit zunehmender Verschiebung u_x^H zu. Experimente mit Sand zeigen qualitativ ähnliche Ergebnisse. (DeJong und Westgate, 2009)

3.2 Untersuchung der Zustandsabhängigkeit des Parameters b

Experimente aus der Literatur zeigen eine Abhängigkeit des Kontaktverhaltens nicht nur von der aufgetragenen Normalspannung σ_n , sondern unter anderem von der Lagerungsdichte und der Oberflächenrauigkeit der Stahlplatte. Um den Einfluss dieser Größen auf die Bodenbewegung entlang der Kontaktfläche zu quantifizieren, wurden eine Vielzahl von Interface-Versuchen an granularen Böden aus der Literatur analysiert. Der Aufbau dieser Versuche ist analog zu dem Versuch von Feng et al. (2018) (siehe Abbildung 3-1).

Hierfür wird unter Verwendung von Gleichung (2) in der Form $\gamma_{xz} = \frac{1}{2} \cdot \frac{u_x}{d_s}$ bzw. $\gamma_{xz}^H = \frac{1}{2} \cdot \frac{u_x^H}{d_s}$, der Parameter b aus Gleichung (3) bestimmt:

$$b = \frac{2 \cdot d_s}{u_x^H} \left(a \cdot \frac{u_x^H}{u_x} - 1 \right) \quad (5)$$

Abbildung 3-3 zeigt die mit Gleichung (5) ermittelten Werte von b aus der maximal gemessenen Verschiebung in Versuchen an grobkörnigen Böden (Sand und Kies) mit unterschiedlichen Normalspannungen σ_n und Lagerungsdichten. Die Versuche wurden mit Ottawa Sand und Kalksteinkies durchgeführt (DeJong und Westgate, 2009; Feng et al., 2018). In den betrachteten Versuchen wurde keine nennenswerte Spannungs- und Dichteabhängigkeit für den Sand und eine lineare Abhängigkeit von der Spannung für den Kies festgestellt ($b = 2,6 + \frac{1000 - \sigma_n}{300}$), wobei die Dichteabhängigkeit beim Kies aufgrund fehlender Experimente in der Literatur nicht untersucht wurde. Zur Quantifizierung des Einflusses der Oberflächenrauigkeit bei Sand wird der von Gutjahr (2003) vorgeschlagene Reibungsparameter κ verwendet:

$$\kappa = 0,25 \cdot \log(R_n) + 1,05 \leq 1,0 \quad (6)$$

Dabei ist R_n die normierte Oberflächenrauigkeit nach Uesugi und Kishida (1986). In Abbildung 3-4 wird der Parameter b über den Reibungsparameter κ dargestellt. Die experimentellen Werte können mit:

$$b = \frac{b_{rau}}{\kappa^{f_\kappa}} \quad (7)$$

mit dem Exponenten $f_\kappa = 7$ und dem Parameter $b_{rau} = b(\kappa = 1) = 0,5$ angenähert werden. Gleichung (7) wird für die nachfolgenden Berechnungen im Abschnitt 3.3 verwendet, um den Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf das Kontaktverhalten für Sand zu berücksichtigen. Eine Abhängigkeit der Spannung und Lagerungsdichte wird aufgrund des vernachlässigbaren Einflusses nicht berücksichtigt.

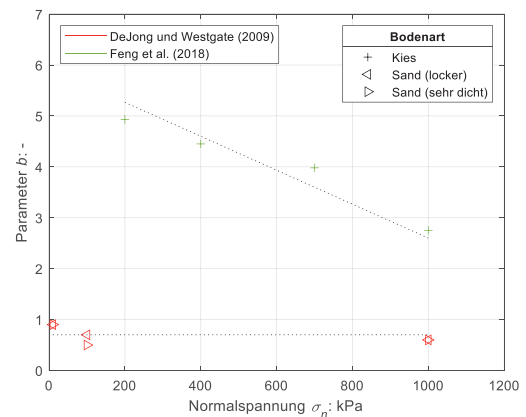


Abbildung 3-3: Abhängigkeit des Parameters b von der Normalspannung σ_n und von der Lagerungsdichte

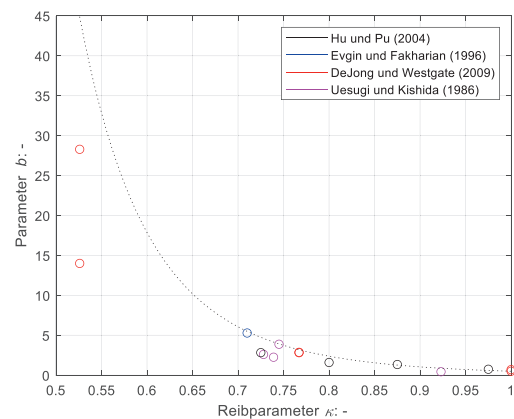


Abbildung 3-4: Abhängigkeit des Parameters b von der Oberflächenrauigkeit κ

3.3 Modellierung des Kontaktverhaltens für unterschiedliche Oberflächenrauigkeiten

Mit Hilfe des vorgestellten Konzepts bzw. der daraus abgeleiteten Modellerweiterung kann die Entwicklung der am Kontakt wirkenden Schubspannungen als Funktion der Verschiebung des Bauteils mit dem Stoffmodell des angrenzenden Bodens für verschiedene Rauigkeiten modelliert werden. Um das Potential des Kontaktmodells zu überprüfen, werden in diesem Abschnitt Interface-Versuche von Shahrour und Rezaie (1997) als Elementversuch nachgerechnet. Die Experimente wurden mit Hostun-Sand ($d_{50} =$



0,45 mm) in einem angepassten direkten Schergerät durchgeführt. Zwei Oberflächenrauigkeiten, die als glatt und rau bezeichnet werden, wurden für die Versuche verwendet.

Zur Beschreibung des Bodenverhaltens innerhalb der Scherzone wird ein hypoplastisches Stoffmodell nach von Wolffersdorff (1996) verwendet. Für die glatte und raue Oberfläche werden die Stoffparameter in Tabelle 3-1 angesetzt. Die Scherzonendicke wird zu $d_s = 10 \cdot d_{50} = 4.5 \text{ mm}$ angenommen. Die raue Kontaktfläche wird mit der Wahl eines Reibungsparameter $\kappa = 1,0$ abgebildet, wohingegen entsprechend Paikowsky et al. (1995) für die glatte Oberfläche $\kappa = 0,55$ ($R_n = 0,01$) verwendet wird.

Tabelle 3-1: Hypoplastische Parameter Hostun-Sand (Herle und Gudehus, 1998)

φ_c	h_s	n	e_{d0}
[°]	[MPa]	[-]	[-]
31	1000	0,29	0,61
e_{c0}	e_{i0}	α	β
[-]	[-]	[-]	[-]
0,96	1,09	0,13	2,0

In Abbildung 3-5 werden die gemessenen und die mit dem Kontaktmodell prognostizierten Schubspannung τ als Funktion der Bauteilverschiebung u_x^H für die beiden Oberflächenrauigkeiten, für verschiedene Normalspannungen σ_n und bezogene Lagerungsdichten I_D verglichen. Die Übereinstimmung zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen ist sehr zufriedenstellend. Das Modell kann sowohl den Verlauf als auch den residualen Wert der

Schubspannung realistisch und sogar den Peak-Wert der Schubspannung qualitativ prognostizieren. Es ist ersichtlich, dass Experiment und Simulation unterschiedliche residuale Werte der Schubspannung für unterschiedliche Oberflächenrauigkeit zeigen. Mit der vorgeschlagenen Modellerweiterung kann dies jedoch ohne Änderung des kritischen Reibungswinkels des Stoffmodells abgebildet werden. Die residuale Schubspannung kann entweder durch das Erreichen des kritischen Zustands des Bodens in der Scherzone oder durch Gleiten ohne Erreichen dieses Zustands mobilisiert werden. Diese zwei grundsätzlichen Versagensmechanismen werden in Abbildung 3-6 verdeutlicht. Diese stellt die Schubspannung τ über die Scherdehnung γ_{xz} des Bodens in der Scherzone für die dichte Sandprobe exemplarisch dar. Die Oberflächenrauigkeit beeinflusst lediglich die maximale Schubdehnung γ_{xz} in der Scherzone. Der Parameter b ist nach Gleichung (7) umgekehrt proportional zu dem Reibungsparameter κ . Hierdurch verringert sich der Wert der maximal übertragbaren Schubdehnung in Gleichung (4), ab welchem reines Gleiten an der Kontaktfläche auftritt. Im Fall der glatten Oberfläche reicht die maximale Dehnung in der Scherzone nicht aus, um den kritischen Zustand zu mobilisieren. Dennoch wird ein residueller Wert erreicht, der von der Oberflächenrauigkeit kontrolliert wird. Im Gegensatz dazu, resultiert der residuale Zustand der rauhen Oberfläche aus dem kritischen Zustand des Bodens. Darüber hinaus wird die Spannungs- und Dichteabhängigkeit des Kontaktverhaltens durch das verwendete Stoffgesetz berücksichtigt.

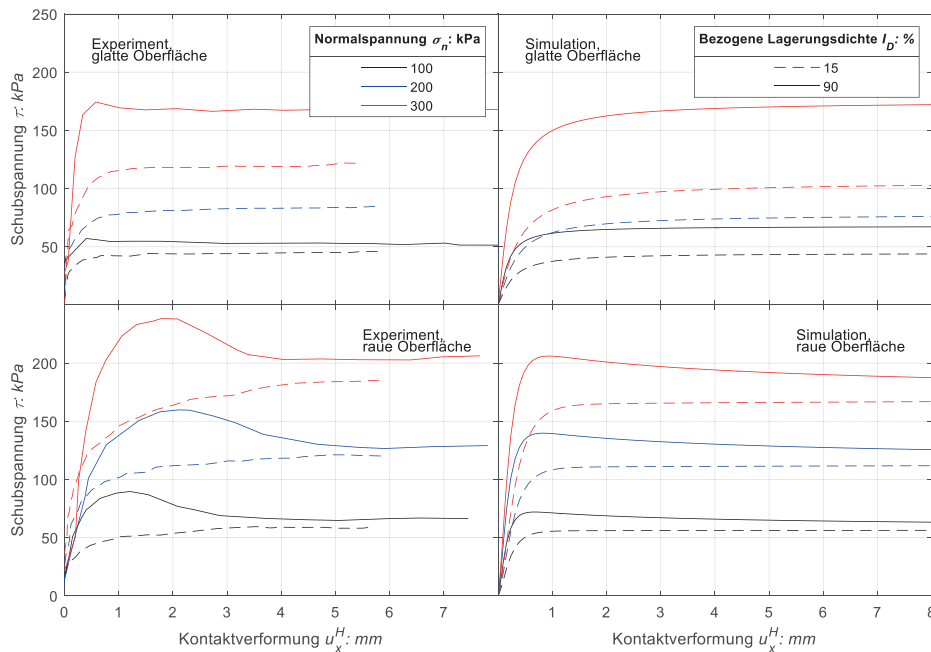


Abbildung 3-5: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten (links) und der berechneten (rechts) Schubspannungen τ über die Verformung der Kontaktfläche u_x^H für zwei verschiedene Oberflächenrauigkeiten; Experimentelle Werte nach Shahrour und Rezaie (1997)

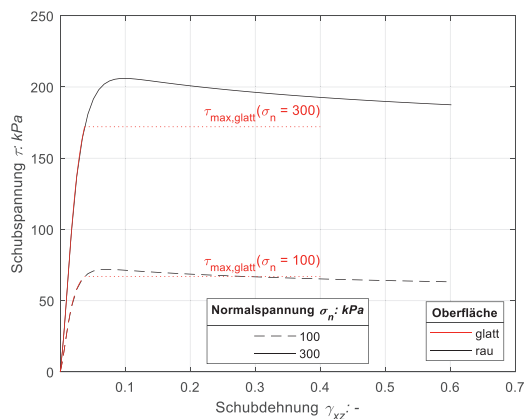


Abbildung 3-6: Entwicklung der berechneten Schubspannung τ über die Schubdehnung γ_{xz} für die dichte Sandprobe

4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde eine Erweiterung bestehender Kontaktmodelle vorgestellt. Diese ermöglicht die Abbildung der zwei grundlegenden Lokalisierungsmechanismen, die die maximal übertragbare Schubspannung an der Kontaktfläche begrenzen – ein Gleiten entlang der Kontaktfläche oder das Erreichen des kritischen Zustandes des Bodens innerhalb der Scherzone.

Durch die vorgestellten Gleichungen des Kontaktmodells kann der experimentell beobachtete Übergang zwischen einem haftenden und gleitenden Kontakt wiedergegeben werden. Zusätzlich kann mit Hilfe des eingeführten Parameters b und des Reibungsparameters κ das Verhalten des Bodens entlang der Kontaktfläche abhängig von den Oberflächeneigenschaften berücksichtigt werden. Demzufolge ist es möglich das Stoffgesetz des Bodenkontinuums ohne Anpassungen für die Modellierung des Interfaces zwischen Boden und Bauwerk zu verwenden.

Die in diesem Beitrag vorgestellte numerische Implementierung beschränkt sich vorerst auf monotone 1D-Kontaktverformungen. Um die Verwendung dieser Kontaktmodellerweiterung für eine Vielzahl von geotechnischen Randwertproblemen zu ermöglichen, soll das vorgestellte Modell noch auf beliebige Belastungspfade erweitert werden (Wechselbelastung und 2D-Kontakverformungen).

Der in diesem Beitrag durchgeführte Vergleich mit Interfaceversuchen aus der Literatur stellt einen ersten Schritt der Validierung der vorgestellten Methode dar. Für eine umfangreiche Validierung sowie Untersuchung des Einflusses weiterer Zustandsgrößen der Bodenbewegung (z.B. Kornform, Korngröße), ist eine Datenbank von systematischen experimentellen Ergebnissen erforderlich. Zu diesem Zweck werden mit einem am Zentrum Geotechnik entwickelten

„Simple Shear“-Interfaceversuch ausführliche experimentelle Untersuchungen im Rahmen des von der DFG geförderten Forschungsvorhaben „TUNLIQ: Soil-structure interaction of shallow tunnels in liquefiable soils during strong earthquakes“ durchgeführt.

Literaturverzeichnis

- Arnold, M. and Herle, I. (2006). Hypoplastic description of the frictional behaviour of contacts. Numerical methods in geotechnical engineering, pages 101–106.
- DeJong, J. T. and Westgate, Z. J. (2009). Role of initial state, material properties, and confinement condition on local and global soil-structure interface behavior. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(11):1646–1660.
- Evgin, E. and Fakharian, K. (1996). Effect of stress paths on the behaviour of sand-steel interfaces. Canadian Geotechnical Journal, 33(6):853–865.
- Feng, D.-k., Zhang, J.-m., and Deng, L.-j. (2018). Three-dimensional monotonic and cyclic behavior of a gravel-steel interface from large-scale simple-shear tests. Canadian Geotechnical Journal, 55(11):1657–1667.
- Gutjahr, S. (2003). Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand. Phd thesis, Universität Dortmund.
- Herle, I. and Gudehus, G. (1999). Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. Mech. Cohes.-Frict. Mater., 4: 461-486.
- Hu, L. and Pu, J. (2004) Testing and modelling of Soil-Structure Interface. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 130:851–860
- Martinez, J. F. and Hebel, G. (2015). Experimental study of shear zones formed at sand/steel interfaces in axial and torsional axisymmetric tests. ASTM Geotech. Test. J., 38(4):409–426.
- Paikowsky SG, Player CM, Connors PJ (1995) A dual interface apparatus for testing unrestricted friction of soil along solid surfaces. ASTM Geotech Test J 18:168–193.
- Shahrour, I. and Rezaie, F. (1997). An elastoplastic constitutive relation for the soilstructure interface under cyclic loading. Computers and Geotechnics, 21(1):21–39.
- Stutz, H. H. (2016). Hypoplastic Models for Soil-Structure Interfaces: Modelling and Implementation. Phd thesis, Schriftenreihe des Lehrstuhls Geomechanik und Geotechnik, Kiel.
- Uesugi, M. and Kishida, H. (1986). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. Soils and Foundations, 26(4):139–149.
- Von Wolffersdorff, P. A. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures, 1(3), 251-271.



Zur numerischen Simulation expansiver Geomaterialien mit der Finite-Elemente-Methode

A. Nitsch, Ruhr-Universität Bochum

Dr.-Ing. J. Machaček, Technische Universität Darmstadt / Ruhr-Universität Bochum

Prof. Dr.-Ing. C. E. Grandas Tavera, Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg

Prof. Dr.-Ing. habil. T. Wichtmann, Ruhr-Universität Bochum

Die erfolgreiche Simulation des Verhaltens tonhaltiger quellfähiger Böden mittels der Finite-Elemente-Methode hängt stark von den wirkenden hydro-mechanischen Prozessen ab. In diesem Beitrag wird ein auf ödometrischen Quellversuchen basierender Berechnungsansatz vorgestellt, der eine erweiterte Theorie poröser Medien und ein neuartiges mechanisches Stoffmodell beinhaltet. Das während des Quellens an den Feststoff gebundene Wasser führt zu einer Änderung der Volumenanteile im porösen Medium, deren Beitrag zum Materialverhalten durch konsequente Bilanzierung in den zugrunde liegenden Gleichungen berücksichtigt wird. Die Verkleinerung des effektiven Porenraums und die daraus resultierende quellinduzierte Verringerung der hydraulischen Durchlässigkeit erfolgt auf der Ebene der finiten Elemente. Die Eignung der vorgeschlagenen numerischen Methoden wird durch Rückrechnung von Laborversuchen in der eindimensionalen Formulierung demonstriert. Komplexe Belastungspfade unter (teil)gesättigten Bedingungen können mit einem einzigen Parametersatz treffend simuliert werden.

1 Einleitung

Einige Geomaterialien neigen aufgrund ihrer tonmineralogischen Zusammensetzung bei Kontakt mit Wasser zur Expansion. Phänomenologisch äußert sich dieser als Quellen bezeichnete Prozess in Abhängigkeit der mechanischen Randbedingungen entweder als Verformung oder Spannungsentwicklung (sog. Quelldruck). Reziprok werden die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften durch den Quellprozess ebenso beeinflusst. Die Anlagerung von Wasser an den Feststoff während der Sättigung dient als fundamentale Annahme für die Entwicklung höherwertiger konstitutiver Beziehungen für die Simulation expansiver Geomaterialien mit der Finite-Elemente-Methode (FEM), unter Anderem, für das mechanische Spannungs-Verformungs-Verhalten (Gens und Alonso, 1992) oder das Wasserretentionsverhalten (Dieudonné et al., 2016). In den Bilanzierungsgleichungen dieser numerischen Berechnungsansätze wird die damit verbundene Änderung der Volumenanteile im Boden jedoch nicht konsequent berücksichtigt. Böden werden im Rahmen der FEM häufig auf Basis der Theorie poröser Medien (TPM) als 3-phasiges kontinuierliches Medium idealisiert, das aus Feststoff, Wasser und Luft besteht (de Boer, 1998). Das im expansiven porösen Medium vorliegende gebundene Wasser wird in den Bilanzgleichungen basierend auf dem 3-phasigen porösen Medium somit nicht berücksichtigt. Erweiterungen

der TPM, die einen Massentransport zwischen zwei Phasen beinhalten, sind in der Bodenmechanik wenig verbreitet. Machaček et al. (2023) veröffentlichten kürzlich eine erweiterte TPM für teilgesättigte Böden mit eingeschlossener Luftphase. In anderen Anwendungsbereichen der Kontinuumsmechanik für quellfähige Gele und Zellulose wurden solche Ansätze bereits erfolgreich umgesetzt, z.B. (Sauerwein und Steeb, 2018; Alexandersson et al., 2016).

In dieser Arbeit wird ein numerischer Berechnungsansatz vorgestellt, der eine erweiterte TPM mit durch den Quellprozess gebundenem Wasser und ein neuartiges mechanisches Stoffmodell für quellfähige Böden (Grandas Tavera et al., 2022) beinhaltet. Der numerische Berechnungsansatz verfolgt einen phänomenologischen Ansatz, der auf experimentellen Beobachtungen basiert. Durch konsequente Massenbilanzierung kann die Reduktion des effektiven Porenraums während des Quellprozesses und die hydro-mechanisch gekoppelte Materialantwort expansiver Böden prognostiziert werden.

In Abschnitt 2 werden die wichtigsten experimentellen Beobachtungen zusammengefasst. Im Anschluss werden das erweiterte poröse Medium vorgestellt (Abschnitt 3) sowie die benötigten konstitutiven Modelle präsentiert (Abschnitt 4). Die Leistungsfähigkeit des Ansatzes wird in Abschnitt 5 demonstriert. Der Beitrag schließt mit einer Zusammenfassung in Abschnitt 6.

2 Experimentelle Beobachtungen

Ausgewählte Ergebnisse und beobachtete Phänomene einer experimentellen Kampagne an rekonstituiertem Opalinuston (Nitsch et al., 2023) werden in Bezug auf ihre Bedeutung für die konstitutive Modellierung vorgestellt und diskutiert.

2.1 Mechanische Materialantwort

Die Ergebnisse von Ödometerversuchen an kompaktierten Proben im Referenzzustand (raumfeucht, augenscheinlich trocken) und nach einem Quelldruck- und Quellhebungsversuch sowie einem Quelldruckversuch mit anschließender Entlastung zeigen eine reduzierte elastische Steifigkeit (Schwellbeiwert $\kappa_{ref} < \kappa_w$) und eine Reduzierung der Vorbelastungsspannung durch die Sättigung, während eine eindeutige Erstbelastungssteifigkeit (konstanter Kompressionsbeiwert λ) vorliegt, s. Abbildung 2-1.

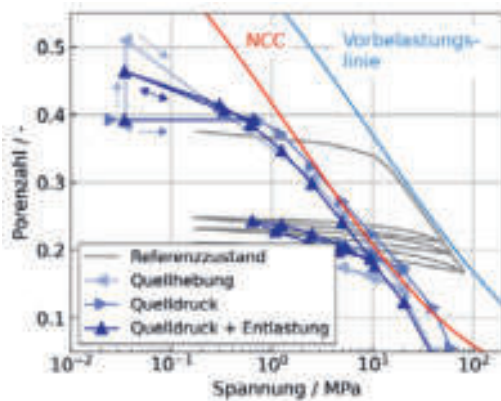


Abbildung 2-1: Ergebnisse von Ödometerversuchen an rekonstituiertem Opalinuston.

Unabhängig von der mechanischen Randbedingung während der Sättigung wird bei einer Kompression im gesättigten Zustand über die Vorbelastungsspannung hinaus in allen Versuchen eine eindeutige Normal Compression Curve (NCC) erreicht, die affin zur Vorbelastungslinie im Referenzzustand ist. Eine Affinität zur Kompression im Referenzzustand wird auch für die Gleichgewichtsquelldrücke bei verschiedenen Anfangsporenzahlen festgestellt. Der Quelldruck ist stets kleiner als die Vorbelastungsspannung der kompaktierten Probe, s. Abbildung 2-2.

2.2 Sättigung und Expansion

Das Beobachten der Sättigungsfront bei gleichzeitiger Messung der axialen Dehnung während eines Quellhebungsversuches in einem Plexiglas-Ödometer zeigt eine lineare Kopplung zwischen Expansion und Bewässerung, s. Abbildung 2-3 (Nitsch et al., 2023). Die relative Sättigungshöhe beschreibt

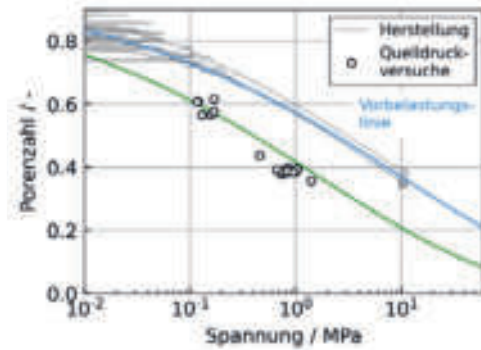


Abbildung 2-2: Affinität des Quelldrucks zur Kompression im Referenzzustand (Herstellung).

das Verhältnis zwischen Sättigungshöhe und Probenhöhe, während die Dehnung auf ihren Endwert bezogen (normalisiert) ist. Phänomenologisch lässt sich hieraus die Änderung des Sättigungsgrades als treibender Faktor des Quellprozesses identifizieren. Die beobachteten Quellphänomene – Expansion oder Quelldruck – sind eine Reaktion des Quellmechanismus auf die mechanische Randbedingung.

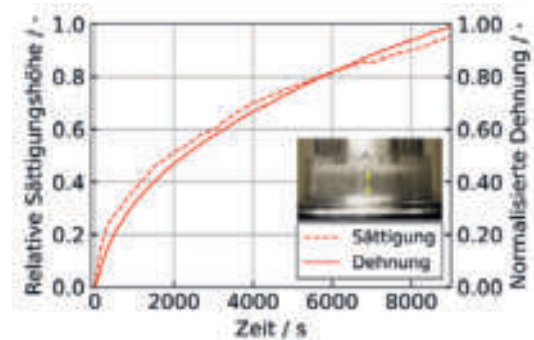


Abbildung 2-3: Relative Sättigungshöhe und normalisierte axiale Dehnung in einem ödometrischen Quellhebungsversuch im Plexiglas-Ring.

2.3 Hydraulische Materialantwort

Messungen der Permeabilität durch stationäre Durchströmung mit Stickstoff im Referenzzustand und durch stationäre Durchströmung mit Wasser nach einem Quelldruck- und Quellhebungsversuch zeigen eine Reduktion der Permeabilität um einen Faktor 300-600 je nach mechanischer Randbedingung, s. Tabelle 2-1 (Nitsch et al., 2023).

Tabelle 2-1: Permeabilität in Abhängigkeit der mechanischen Randbedingungen.

Zustand	Permeabilität / m^2
Referenzzustand	1.05×10^{-15}
Nach Quelldruckversuch	1.20×10^{-18}
Nach Quellhebungsversuch	2.57×10^{-18}



Die Reduzierung der Permeabilität K (in m^2) bzw. des hydraulischen Durchlässigkeitsbeiwertes k (in m/s) kann direkt auf die Verringerung des zur Verfügung stehenden Porenraums zurückgeführt werden.

3 Das expansive poröse Medium

3.1 Zusammensetzung

Ein expansives Geomaterial quillt aufgrund der Existenz bestimmter Tonminerale (Smektite). Mikrostrukturell werden an den elektrisch negativ geladenen Oberflächen der Tonplättchen positiv geladene Teilchen und Wasser zwischen den Schichten eingelagert sowie durch Diffusionsprozesse Wasser um die Tonminerale angelagert. Für die Erweiterung der TPM werden das sogenannte interkristalline und diffuse/osmotische Wasser phänomenologisch als eine gebundene Wasserphase zusammengefasst, welche nicht länger als freies Porenwasser im durchströmbareren Porenraum zur Verfügung steht, siehe Abbildung 3-1.

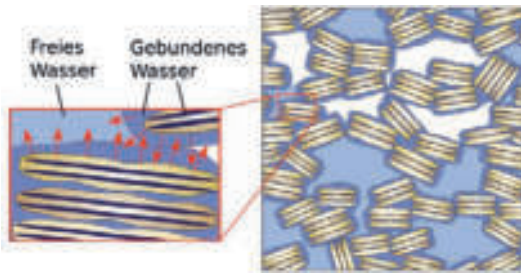


Abbildung 3-1: Mikrostruktur des erweiterten 4-phasigen porösen Mediums.

In der erweiterten TPM wird der Boden als ein Vier-Phasen-Medium bestehend aus Feststoff s (solid), freier Luft af (air free), freiem Wasser wf (water free) und gebundenem Wasser ws (water swelling) betrachtet. Die Volumenanteile $\varphi^\alpha = dV^\alpha/dV$ der Phasen $\alpha = \{s, wf, ws, af\}$, die im repräsentativen Volumen der Mischung dV ein bestimmtes Volumen dV^α belegen, sind in Abbildung 3-2 visualisiert.

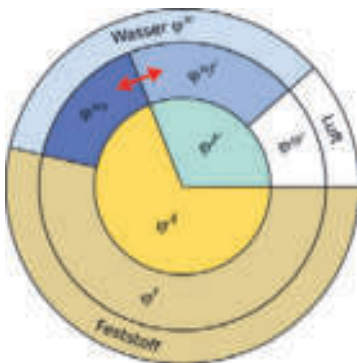


Abbildung 3-2: Volumenanteile des erweiterten 4-phasigen porösen Mediums.

Der rote Pfeil zeigt den Massentransport zwischen freiem und gebundenem Wasser. Der Boden lässt sich weiter in die freien Porenfluide $\varphi^F = \varphi^{af} + \varphi^{wf}$ und die Aggregate $\varphi^A = \varphi^s + \varphi^{ws}$ unterteilen. Hieraus wird deutlich, dass das gebundene Wasser kinematisch dem Feststoff zuzuordnen ist. Insgesamt gelten die Sättigungsbedingungen $\sum_\alpha \varphi^\alpha = 1$ und $\sum_\alpha m^\alpha = m$ für die partiellen Massen m^α und die Gesamtmasse der Mischung m . Die partielle Dichte jeder Phase α ergibt sich zu $\rho^\alpha = \varphi^\alpha \bar{\rho}^\alpha$, wobei $\bar{\rho}^\alpha$ die intrinsische Dichte in Bezug auf das belegte Volumen dV^α bezeichnet. Unter Annahme einer statistischen Verteilung aller Phasen ergeben sich die klassischen Definitionen der Porosität und des Sättigungsgrads.

$$n = 1 - \varphi^s \quad \text{und} \quad S^w = \varphi^w/n, \quad (1)$$

wobei $\varphi^w = \varphi^{wf} + \varphi^{ws}$. Unter Berücksichtigung des gebundenen Wassers und des dadurch reduzierten Porenraums für die Durchströmung des freien Wassers lassen sich eine effektive Porosität und ein effektiver Sättigungsgrad definieren:

$$n^{ws} = 1 - \varphi^s - \varphi^{ws} \quad \text{und} \quad S^{ws} = \varphi^{wf}/n^{ws}. \quad (2)$$

An dieser Stelle sei angemerkt, dass teilgesättigte Böden aufgrund ihrer residualen Wasserphase, die dem Boden nur durch Ofentrocknung entzogen werden kann, bereits ein erweitertes poröses Medium darstellen (s. Fuentes, 2014). Aus Übersichtsgründen wird in diesem Beitrag für expansive Böden auf die Berücksichtigung der residualen Wasserphase verzichtet, s. Machaček et al. (2022) für die vollständige Formulierung. Für nicht expansive Böden ($\varphi^{ws} = 0$) geht die hier präsentierte 4-phasige TPM automatisch in die klassische 3-phasige TPM über.

3.2 Bilanzgleichungen

Für die Lösung des globalen Gleichungssystems in der FEM werden die Massenbilanzen aller vorliegenden Phasen und die Impulsbilanz der Mischung benötigt. Es gelten die folgenden Bilanzgleichungen:

$$\dot{n} = (1 - n) \bar{v}_{x,x}^s, \quad (3)$$

$$\dot{\varphi}^{ws} + \varphi^{ws} \bar{v}_{x,x}^s - \frac{\dot{e}^w}{\bar{\rho}^w} = 0, \quad (4)$$

$$\frac{\varphi^{wf}}{K^{wf}} \frac{dp^{wf}}{dt} + \frac{1}{K^{wf}} p_{,x}^{wf} w_x^{wf} + \dot{\varphi}^{wf} + w_{x,x}^{wf} = -\frac{\dot{e}^w}{\bar{\rho}^w}, \quad (5)$$

$$\frac{\varphi^{af}}{K^{af}} \frac{dp^{af}}{dt} + \frac{1}{K^{af}} p_{,x}^{af} w_x^{af} + \dot{\varphi}^{af} + w_{x,x}^{af} = 0, \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \rho^{tot} b_x + \sigma_x^{tot} - \rho^{s+ws} \bar{a}_x^s - \rho^{wf} \bar{a}_x^{wf} - \\ \rho^{af} \bar{a}_x^{af} + \frac{\dot{e}^w}{\varphi^{wf}} w_x^{wf} = 0, \end{aligned} \quad (7)$$

wobei \dot{c}^w den Stofftransport zwischen freiem und gebundenem Wasser darstellt und $\sqcup_{,x} = \partial \sqcup / \partial x$ die räumliche Ableitung eines skalaren Feldes \sqcup ist. Weiter ergeben sich die Darcy-Geschwindigkeiten w_x^β aus den Impulsbilanzen der freien Porenfluide β .

4 Stoffmodelle

Das erweiterte Finite Element benutzt die Verschiebung des Feststoffs (u) und die Porendrücke der freien Fluide (p^{wf}, p^{af}) als primäre Variablen. Für die Verknüpfung mit den sekundären Variablen des 4-phasigen expansiven porösen Mediums werden die folgenden Stoffmodelle benötigt:

- Mechanisches Stoffmodell
→ Entwicklungsgleichung der Spannung
- Hydraulisches Stoffmodell
→ Entwicklungsgleichung des Sättigungsgrades
- Stoffmodell für den Massentransport
→ Übergang zwischen freiem und gebundenem Wasser
- Stoffmodell für die Permeabilität
→ Entwicklung der hydr. Durchlässigkeit

4.1 Mechanisches Stoffmodell

Das auf Basis der in Abschnitt 2 präsentierten experimentellen Beobachtungen phänomenologisch entwickelte hypoplastische Stoffmodell für expansive Böden (Grandas Tavera et al., 2022) wird angewendet, dessen 1D-Formulierung und Hauptmerkmale im Folgenden erläutert werden.

Um die Quellphänomene in der hydromechanisch gekoppelten Materialantwort zu berücksichtigen, wird neben der mechanischen Spannung eine hydraulische Variable benötigt. Da als treibender Mechanismus für das Quellen der Kontakt des Bodens mit Wasser, d.h. die Sättigung, identifiziert wurde, werden als Variablen der (effektive) Sättigungsgrad $S^e = (S^w - S^{wr}) / (1 - S^{wr})$ und die Nettospannung $\sigma = \sigma^{tot} - p^{af}$ benutzt, wobei S^{wr} dem residualen Sättigungsgrad entspricht. Auf diese Weise wird der Sättigungsgrad, nicht die Saugspannung, für das mechanische Stoffmodell verwendet. Die Saugspannung und ihre Rate stehen durch das hydraulische Stoffmodell jedoch stets zur Verfügung.

Das mechanische Stoffmodell verfügt über einen einzelnen Quellmechanismus, der in Abhängigkeit der mechanischen Randbedingungen Expansion oder die Entwicklung eines Quelldrucks hervorrufen kann. Dies gelingt über eine Zerlegung der globalen Dehnungsrate in zwei Anteile $\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^w + \dot{\epsilon}^h$. Der erste An-

teil entspricht dem Quellmechanismus und beschreibt in Abhängigkeit des effektiven Sättigungsgrades, dessen Rate und eines Materialparameters b die Rate der volumetrischen Verformung, die sich innerhalb der Porenzahlen e_w und $e_s \sim e_d$ im gesättigten bzw. im trockenen Zustand entwickelt:

$$\dot{\epsilon}^w = -b \frac{e}{1+e} \left[(e_w - e) (S^e)^2 \langle \dot{S}^e \rangle + (e_s - e) (1 - S^e)^2 \langle -\dot{S}^e \rangle \right]. \quad (8)$$

Diese ergeben sich aus den drei charakteristischen Linien des mechanischen Stoffmodells, die in der semilogarithmischen $e - \sigma$ -Darstellung zueinander affin sind, s. Abbildung 4-1: die w-Linie im gesättigten Zustand ($\sigma_w(e)$, wetting line), die NCC ($\sigma_e(e)$) als Attraktor und die B-Linie ($\sigma_B(e)$, bounding line), die als Grenze der möglichen Zustände interpretiert wird und aus der Vorbelastung resultiert. Die NCC ist nach Bauer (1996) mit den Materialparametern h_s, e_N und n definiert:

$$\sigma_e(e) = h_s \left[-\ln \left(\frac{e}{e_N} \right) \right]^{1/n}. \quad (9)$$

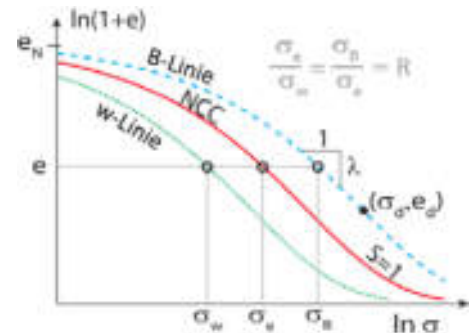


Abbildung 4-1: Charakteristische Linien des mech. Stoffmodells nach Grandas Tavera et al. (2022).

Der zweite Anteil der Dehnungsrate $\dot{\epsilon}^h$ geht in die Entwicklungsgleichung der Spannung ein. Diese ist hypoplastischer Natur, d.h. das Spannungs-Dehnungs-Verhaltens eines normal- und überkonsolidierten Bodens kann ohne Trennung in elastische und plastische Dehnungen beschrieben werden. Zur eindeutigen Beschreibung des Zustands werden neben der Spannung σ folglich die Porenzahl e und der Vorbelastungszustand ($\sigma_d | e_d$) benötigt. Die Entwicklungsgleichungen der vier Zustandsvariablen lauten:

$$\dot{\sigma} = \frac{\sigma}{\kappa} (\dot{\epsilon}^h - Y OCR^{-m} |\dot{\epsilon}^h|), \quad (10)$$

$$\dot{e} = -(1 + e) \dot{\epsilon}, \quad (11)$$

$$\dot{\sigma}_d = \frac{\sigma_d}{\lambda(e_d)} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma} \right)^{-m} \dot{\epsilon}^h + \frac{\sigma_e(e_d) - \sigma_d}{\lambda(e_d)} \left[-\dot{\epsilon}^w \frac{S^2}{c(e_w - e_s)} + S \dot{\epsilon}^h \right], \quad (12)$$



$$\dot{e}_d = -(1 + e) \left(\frac{\sigma_d}{\sigma} \right)^{-m} \dot{\epsilon}^h. \quad (13)$$

wobei $Y = (\lambda - \kappa)/\kappa$ und $OCR = \sigma_B/\sigma$ der Grad der Nichtlinearität und der Überkonsolidierungsgrad sind. c ist ein weiterer Materialparameter. Für den Schwellbeiwert gilt $\kappa = \kappa_{ref} + S^e(\kappa_w - \kappa_{ref})$.

4.2 Hydraulisches Stoffmodell

Ein hysteresenfreies Modell nach van Genuchten (1980) wird hier verwendet. Prinzipiell eignet sich jedes konstitutive Modell, das die Raten des effektiven Sättigungsgrades S^e und der Saugspannung \dot{s} miteinander verknüpft.

4.3 Stoffmodell für den Massentransport

Der folgende phänomenologisch entwickelte Ansatz wird angewendet (Machaček et al., 2022):

$$\dot{\phi}^{ws} = \frac{\dot{c}^w}{\rho^w} = \frac{d\phi^w}{dt} \phi + \frac{d\phi}{dt} \phi^w, \quad (14)$$

wobei ϕ das Verhältnis zwischen gebundenem Wasser ϕ^{ws} und dem Volumenanteil des gesamten Wassers ϕ^w (siehe Gleichung (1)) darstellt. Da die Produktion des gebundenen Wassers durch den Massentransport \dot{c}^w/ρ^w ebenfalls eine Folge der Bewässerung ist, wird die Rate von ϕ direkt mit der Rate des Sättigungsgrades S^e verknüpft:

$$\frac{d\phi}{dt} = c_\phi \left((\phi_0^{max} - (\phi_0^{max} - \phi_0^{min}) \langle \text{sgn}(\dot{n}) \rangle) - \phi \right) \frac{dS^e}{dt}. \quad (15)$$

Darin sind ϕ_0^{max} and ϕ_0^{min} Materialparameter, die berücksichtigen, dass die Reduktion der Durchlässigkeit während eines Quelldruckversuchs ($\langle \text{sgn}(\dot{n}) \rangle = 0$) stärker ausgeprägt ist als während eines Quellhebungsversuchs ($\langle \text{sgn}(\dot{n}) \rangle = 1$), s. Abschnitt 2.3. Der Materialparameter c_ϕ beeinflusst die Geschwindigkeit der Entwicklung von ϕ .

4.4 Stoffmodell für die Permeabilität

Die von Kozeny/Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1939) vorgeschlagene Proportionalität zwischen dem durchströmbaren Porenraum und der hydraulischen Durchlässigkeit eines gesättigten Bodens wird auf das expansive poröse Medium angewendet. Die effektive Porosität n^{ws} , die um den Volumenanteil des gebundenen Wassers reduziert ist (s. Gl. (2)), wird mit der totalen Porosität ins Verhältnis gesetzt:

$$k^{ws} = \frac{(1-n)^2 (n^{ws})^3}{(n)^3 (1-n^{ws})^2} \quad (15)$$

wobei k^{ws} dem Konzept der relativen Permeabilität folgend die Permeabilität im gesättigten, aber nicht gequollenen Zustand skaliert. Wenn kein Quellen auftritt ($\phi^{ws} = 0$), gilt $n^{ws} = n$ und $k^{ws} = 1$.

5 Validierung der eindimensionalen Formulierung

Die in Abschnitt 2 vorgestellten Versuche an rekonstituiertem Opalinuston aus Nitsch et al. (2023) werden mit der eindimensionalen Formulierung des präsentierten numerischen Berechnungsansatzes nachgerechnet. Die Materialparameter werden entweder direkt aus den Laborversuchen oder durch Rückrechnung der Ergebnisse bestimmt (s. Grandas Tavera et al., 2022; Machaček et al., 2022) und sind in Tabelle 5-1 zusammengefasst. Die Anfangsbedingungen der Zustandsvariablen entsprechen $\sigma_0 \approx 0.03 / 0.18$ MPa, $e_0 \approx 0.380$, $\sigma_{d,0} = 10.535$ MPa und $e_{d,0} = 0.359$ bei einem Anfangssättigungsgrad von $S_0^w = S^r = 0.13$.

Tabelle 5-1: Materialparameter für Opalinuston.

e_N	h_s	n	κ_{ref}	κ_w	c	b
0.58	9.0 MPa	0.4	3.792 $\cdot 10^{-3}$	13.59 $\cdot 10^{-3}$	4.5	55
c_ϕ	ϕ^{max}	ϕ^{min}				
10	0.89	0.83				

Die Ergebnisse der Nachrechnung der Ödometerversuche sind in Abbildung 5-1 in Spannungs-Porenzahl-Diagrammen dargestellt. Sowohl die Magnitude der Quellhebung und des Quelldrucks als auch die Be- und Entlastungspfade im gesättigten und trockenen Referenzzustand können sehr gut abgebildet werden. Die Affinität zwischen dem Belastungsast im trockenen Referenzzustand und im gesättigten Zustand (entsprechend B-Linie und NCC) sind deutlich zu erkennen. Die Degradation der mechanischen Eigenschaften wird sehr gut wiedergegeben.

Die Reduzierung der Permeabilität durch Rückrechnung mit den vorgestellten Stoffmodellen für Stofftransport und Permeabilität ist in Tabelle 5-2 dargestellt. Die Ergebnisse aus Experimenten und Simulationen stimmen hervorragend überein.

Tabelle 5-2: Vergleich der Permeabilität aus Experimenten und Simulationen.

Zustand	Permeabilität / m^2	
	Experiment	Simulation
Nach Quelldruckversuch	1.20×10^{-18}	1.10×10^{-18}
Nach Quellhebungsversuch	2.57×10^{-18}	2.41×10^{-18}

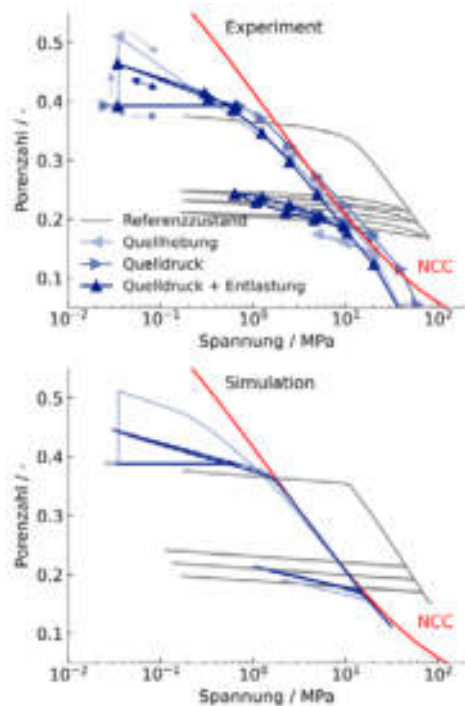


Abbildung 5-1: Simulation der Ergebnisse der Ödometerversuche an Opalinuston.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Ein numerischer Berechnungsansatz basierend auf einer erweiterten Theorie der porösen Medien und einem hypoplastischen Stoffmodell für expansive Böden wurde vorgeschlagen. Grundlegende Ergebnisse einer experimentellen Kampagne an Opalinuston wurden vorgestellt und Stoffmodelle für den Massentransport zwischen freiem und gebundenem Wasser hergeleitet. Das gebundene Wasser wird kinematisch dem Feststoff zugeordnet, sodass eine effektive Porosität des durchströmbaren Porenraums definiert werden kann. In Kombination mit einem konstitutiven Modell für die relative Durchlässigkeit wird die quellinduzierte Reduktion der Permeabilität automatisch und ohne zusätzliche Parameter berücksichtigt. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass der vorgestellte Ansatz in der Lage ist, komplexe hydromechanisch gekoppelte Belastungspfade unter (teil)gesättigten Bedingungen mit einem einzigen Satz von Parametern zu simulieren. Die aktuelle und zukünftige Arbeit konzentriert sich auf die Erweiterung des präsentierten eindimensionalen Ansatzes auf den dreidimensionalen Raum. Sämtliche Stoffmodelle und die erweiterten finiten Elemente werden in die Forschungssoftware `numgeo` (Machaček & Staubach, www.numgeo.de) implementiert. Auf diese Weise können die Stoffmodelle für den Massentransport und die relative Permeabilität überprüft und die dreidimensionale Formulierung durch Simulation der

vorgestellten Laborversuche als Randwertprobleme validiert werden.

Literaturverzeichnis

Alexandersson, M. & Askfelt, H. & Ristinmaa, M (2016). *Triphasic Model of Heat and Moisture Transport with Internal Mass Exchange in Paperboard*. Transport in Porous Media, 2016, 112.

Bauer, E. (1996). *Calibration of a Comprehensive Hypoplastic Model for Granular Materials*. Soils and Foundations 36. 1, 13-26.

Carman, P.C. 1939. *Permeability of saturated sands, soils and clays*. The journal of Agricultural Science 29.2, 262–273.

de Boer, R. (1998). *Theory of Porous Media - Past and Present*. Journal of Applied Mathematics and Mechanics 78.7, 441–466.

Dieudonne, A.-C. & Della Vecchia, G. & Charlier, R. 2016. *Water retention model for compacted bentonites*. Canadian Geotechnical Journal 54(7), 915-925.

Fuentes, W. (2014). *Contributions in mechanical modelling of fill materials*. PhD thesis. Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe.

Gens, A. & Alonso, E.E. 1992. *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Canadian Geotechnical Journal. 29(6), 1013-1032.

van Genuchten, M. T (1980). *A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*. Soil Science Society of America journal. 44.5, 892–898.

Grandas Tavera, C. E. & Nitsch, A. & Machaček, J. (2022). *A 1D Hypoplastic Constitutive Model for Expansive Soils*. Acta Geotechnica 17, 4313–4331.

Kozeny, J. 1927. *Über kapillare Leitung des Wassers im Boden (Aufstieg, Versickerung u. Anwendung auf die Bewässerung)*. Sitzungsber. Akad. Wiss., Wien, 136(2a), 271-306.

Machaček, J. & Fuentes, W. & Staubach, P. & Zachert, H. & Wichtmann, T. & Triantafyllidis, Th. (2023). *A theory of porous media for unsaturated soils with immobile air*. Computers and Geotechnics. 157. 105324.

Machaček, J. & Nitsch, A. & Grandas Tavera, C.E. (2022). *An Extended TPM for the Coupled Hydro-Mechanical Simulation of Expansive Soils*. Numerical Methods in Geotechnics 2022. Hamburg University of Technology, Hamburg.

Nitsch, A. & Leuthold, J. & Machaček, J. & Grandas Tavera, C. E. (2023). *Experimental investigations on hydro-mechanical processes in reconstituted clay shale and their significance for constitutive modelling*. Rock Mechanics and Rock Engineering 56, 2457–2478

Sauerwein, M. & Steeb, H. (2018). *A modified effective stress principle for chemical active multiphase materials with internal mass exchange*. Geomechanics for Energy and the Environment 15, 19-34.

Ermittlung der Erosionsparameter von bindigen Böden mittels des Hole-Erosion-Tests

Dr.-Ing. B. Zaid, O. Stelzer, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Die Quantifizierung der Erosionsparameter bindiger Böden ist in vielen technischen Anwendungen erforderlich. In dieser Arbeit wurde ein modifizierter Hole Erosion Test (HET) verwendet, um die Erosionsparameter (kritische Schubspannung, Erodibilitätskoeffizient und Erosionsindex) von zwei verschiedenen bindigen Böden, nämlich Nottenkämper-Ton (NTK) und Hohenwarslebener Ton (HWL) zu untersuchen. Beide Tone werden als Dichtungsmaterial in Schiffahrtskanälen, die oberhalb des Grundwasserspiegels liegen, verwendet, um Wasserverluste zu minimieren. Insgesamt wurden 10 HET durchgeführt und die Erosionseigenschaften jedes Bodens quantifiziert. Der Erosionsratenindex und das Erosionsdiagramm von Briaud wurde verwendet, um die Erosionsbeständigkeit beider Tone zu beurteilen.

1 Einleitung

Oberhalb des Grundwasserspiegels liegende Schiffahrtskanäle werden abgedichtet, um Sickerwasser-verluste zu minimieren (Abbildung 1-1). Aufgrund der guten Verfügbarkeit und der geringen Durchlässigkeit wird in den Wasserstraßen üblicherweise natürlicher Ton als Dichtungsmaterial verwendet. Um eine Erosion der Dichtschicht zu vermeiden, wird diese mit einer Deckschicht geschützt. Bei Fehlstellen kann der Dichtungston jedoch hydraulischen Belastungen, wie z.B. infolge des Schraubenstrahls von Schiffen oder Durchströmung einer vorgeschädigten Dichtung unterliegen. Daher muss die Erosionsbeständigkeit des Dichtungstones überprüft werden.



Abbildung 1-1: Unterwassereinbau von Dichtungston an einer Wasserstraße (BAW Archiv)

Die Prüfung erfolgt nach der BAW-Richtlinie Prüfung von mineralischen Weichdichtungen und deren Einbauverfahren im Verkehrswasserbau (RPW 2015). In der Bundesanstalt für Wasserbau wurde ein modifizierter Hole Erosion Test (Abbildung 3-1) entwickelt, um die Erosionsbeständigkeit des Dichtungstones zu überprüfen (Hark 2018; Zaid et al. 2022).

In diesem Beitrag werden die theoretischen Grundlagen, der Versuchsaufbau, die Versuchsdurchführung, die Auswertemethodik und Klassifizierung anhand von Versuchen an zwei natürlichen Dichtungstönen beschrieben.

2 Theoretische Grundlagen

Im HET wird eine Bodenprobe in einem Probenzylinder verdichtet und ein durch die gesamte Probe reichendes Loch hergestellt. Durch die Druckdifferenz zwischen dem Zulauf- und Ablaufbehälter wird die Probe durchströmt. Während des Versuchs wird die hydraulische Druckdifferenz oberhalb und unterhalb der Probe und der Durchfluss gemessen. Der initiale Lochdurchmesser bei der Herstellung des Lochs ist bekannt ($\phi_i = 8 \text{ mm}$) während der finale Lochdurchmesser am Ende des Versuches gemessen werden muss. Die zeitliche Änderung des Lochdurchmessers ϕ kann durch den Ansatz von (Zaid et al. 2022) ermittelt werden (Gl.1). Dabei wurde ein linearer Zusammenhang zwischen dem Lochdurchmesser und dem Durchfluss festgestellt.

$$\Phi_t = \Phi_i + \left(\frac{\Phi_f - \Phi_i}{Q_f - Q_i} \right) (Q_t - Q_i) \quad (1)$$

Mit ϕ_i = initialer Lochdurchmesser (m), ϕ_f = finaler Lochdurchmesser (m), Q_i = initialer Durchfluss (m^3/s), Q_f = finaler Durchfluss (m^3/s) und Q_t = Durchfluss (m^3/s) zu Zeitpunkt t (s). Die Erosionsrate $\dot{\epsilon}$ ($\text{kg}/\text{m}^3/\text{s}$) kann mit Gl.2 berechnet werden.

$$\dot{\epsilon} = \frac{\rho_d}{2} \frac{d\Phi}{dt} \quad (2)$$

mit ρ_d = Einbaudichte (kg/m^3) und t = Zeit (s)

Die Schubspannung τ_b kann mit Gl.3 ermittelt werden.

$$\tau_b = \rho_w g \frac{\Phi \Delta h_{eff}}{4 L} \quad (3)$$

mit Δh_{eff} = effektive Druckdifferenz oberhalb und unterhalb der Probe mit Berücksichtigung der lokalen Eingangs- und Ausgangsverlust nach Gl.4.

$$\Delta h_{eff} = h_u - h_d - \left[K_{Ein} \frac{v^2}{2g} + K_{Aus} \frac{v^2}{2g} \right] \quad (4)$$

Mit h_u = Druckhöhe oberhalb, h_d = Druckhöhe unterhalb der Probe, K_{Ein} = Eingangsverlustbeiwert, K_{Aus} = Ausgangsverlustbeiwert, v = mittlere Geschwindigkeit und g = Erdbeschleunigung. Der Locheingang wird schon wenige Minuten nach dem Start des Versuchs abgerundet. Für einen abgerundeten Eingang beträgt der Eingangsverlustbeiwert 0,05 laut (White 2011). Die Ausgangsverluste sind deutlich größer als die Eingangsverluste und können nach Gl.5 von (White 2011) abgeschätzt werden (Zaid et al. 2022).

$$K_{Ein} = \left[1 - \frac{\phi_h^2}{\phi_{Zyl}^2} \right]^2 \quad (5)$$

mit ϕ_h = Lochdurchmesser [m] und ϕ_{Zyl} = Durchmesser des Zylinders unterhalb der Probe [m]. Wenn die Erosionsraten als Funktion der Schubspannungen dargestellt werden, zeigt sich ein nahezu linearer Zusammenhang (Abbildung 4-2) (Wan und Fell 2004).

Dabei ergibt die Neigung der Best-fit Linie den Erosionskoeffizient (C_e) und der Erosionsratenindex (I), der zur Klassifizierung eines Tons hinsichtlich seiner Erosionsbeständigkeit dient (Tabelle 2-1), lässt sich nach Gl.6 berechnen (Wan und Fell 2004).

$$I = -\log(C_e) \quad (6)$$

Tabelle 2-1 Erosionsklassifizierung der Tone nach ihrer Erodierbarkeit (Wan und Fell 2004)

Gruppe	Erosionsratenindex I	Beschreibung
1	<2	extrem schnell
2	2-3	sehr schnell
3	3-4	moderat schnell
4	4-5	moderat langsam
5	5-6	sehr langsam
6	>6	extrem langsam

Briaud et al. 2017 schlagen ein Diagramm zur Klassifizierung der Tone hinsichtlich ihrer Erosionsbeständigkeit vor (Abbildung 2-1).

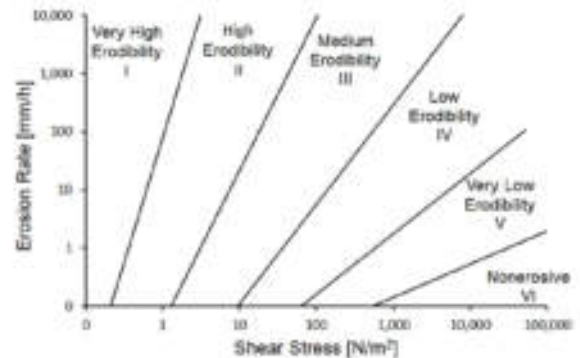


Abbildung 2-1: Erosionsdiagramm zur Klassifizierung von Tonen hinsichtlich ihrer Erodierbarkeit

3 Modifizierter Hole-Erosion-Test

3.1 Versuchsaufbau

Auf Basis des HET-P von (Luethi et al. 2012) wurde an der Bundesanstalt für Wasserbau ein modifizierter HET entwickelt (Abbildung 3-1). Die Probenzelle ist vertikal ausgerichtet, was die Ausspülung des erodierten Materials erleichtert und daher die Lochverstopfung reduziert. Durch die Höhendifferenz zwischen Zulauf- und Ablaufbehälter wird die Probe durchströmt. Ein zusätzlicher Behälter mit zwei Pumpen wird verwendet, um einen Wasserkreislauf herzustellen. Der Zulaufbehälter verfügt über einen Überlauf, womit der Wasserstand im Behälter konstant gehalten werden kann. Die hydraulische Druckdifferenz zwischen oberhalb und unterhalb der Probe wird mit einem Differenzdrucksensor gemessen. Anhand eines magnetisch-induktiven Durchflussmessers wird der Durchfluss gemessen.

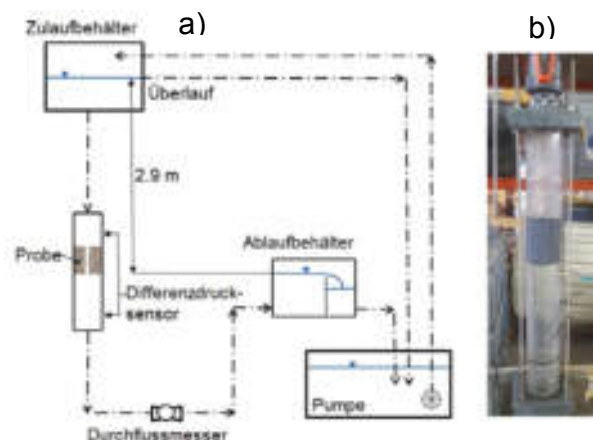


Abbildung 3-1: Modifizierter HET (a) Versuchsaufbau (b) Foto der Prüfzelle mit eingebauter Probe



3.1.1 Bodenarten

In den Versuchen wurden zwei bindige Böden verwendet, Nottenkämper Ton (NTK) und Hohenwarlebener Ton (HWL). Beide Tone werden als natürliches Dichtungsmaterial in Wasserstraßen verwendet. Der Tongehalt von NTK beträgt etwa 34 %, während HWL einen Tongehalt von etwa 64 % besitzt, siehe Abbildung 3-2.

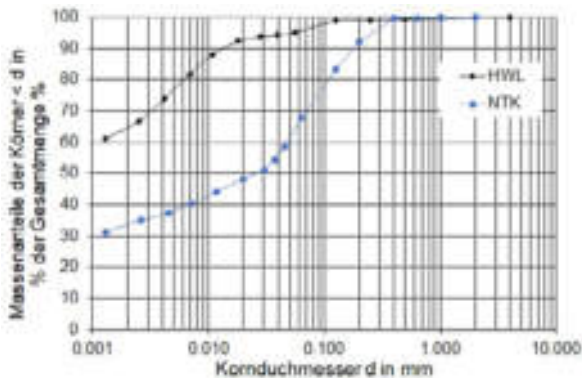


Abbildung 3-2: Kornverteilung der Dichtungstone

3.1.2 Versuchsablauf

Der Boden wurde im Probenzylinder bei einem Wassergehalt von 24 % und 40 % für NTK bzw. HWL verdichtet. Diese Wassergehalte entsprechen einer undrainierten Scherfestigkeit von 20 kPa, die für den Einbau der Tondichtungen unter Wasserstraßenbedingungen erforderlich ist (RPW 2015). Der Probenzylinder wird in die Prüfzelle der HET-Anlage eingebaut. Die Prüfzelle wird langsam aus dem Ablaufbehälter befüllt (Rückfüllung), um eine Störung der Probe zu vermeiden. Danach wird das vorgeschaltete Ventil der Prüfzelle geöffnet, damit das Wasser aus dem Zulaufbehälter durch die Probe in den Ablaufbehälter fließen kann. Die Wasserstands-differenz zwischen Zulauf- und Ablaufbehälter wurde bei allen Versuchen konstant gehalten. Die hydraulische Druckdifferenz zwischen oberhalb und unterhalb der Probe und der Durchfluss werden mit einer dafür an der BAW entwickelten Software kontinuierlich erfasst. Nach Ende des Tests wurde Gips in das Loch gegossen (Abbildung 3-3a), um einen Abdruck der Lochgeometrie zu erhalten. Der Gipsabdruck wurde dann mit dem photogrammetrischen 3D-Scanner gescannt, um den Lochdurchmesser zu ermitteln (Abbildung 3-3b).

3.1.3 Ermittlung des Lochdurchmessers

Der Lochdurchmesser wurde mit einem 3D-Photogrammetrie-Handscanner (Artec MHT 3D Scanner) gemessen. Dazu wird ein 3D-Modell mit der

Software des Scanners generiert und weiterverarbeitet (Abbildung 2-3b). Es wurde über die gesamte Höhe der Probe alle 0,1 mm ein Querschnitt erzeugt und die Fläche A_h jedes Querschnitts berechnet. Unter der Annahme eines kreisförmigen Lochs wurde der äquivalente Lochdurchmesser ϕ_h (m) mit Gl. (7) berechnet. Der Lochdurchmesser wird dann über die Höhe der Probe gemittelt.

$$\phi_h = \sqrt{\frac{4A_h}{\pi}} \quad (7)$$

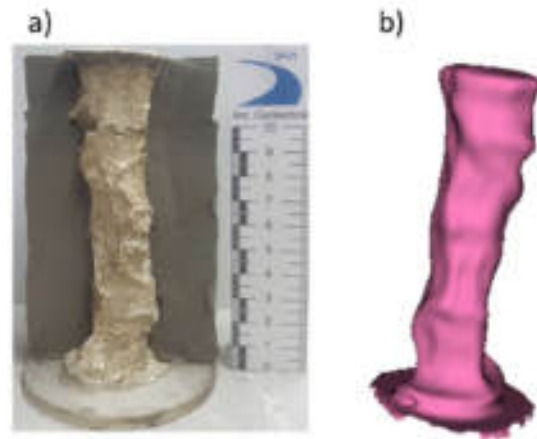


Abbildung 3-3: (a) Foto des Gipsgusses (a) 3D-Modell aus der 3D-Scan

4 Ergebnisse

Insgesamt wurden 10 HETs durchgeführt, 5 HETs für jeden Ton (NTK und HWL). Die Erosionseigenschaften von NTK- und HWL-Ton sind in Tabelle 4-1 dargestellt. Die Erosionseigenschaften von NTK05 und HWL05, konnten aufgrund der schlechten Korrelation zwischen Erosionsraten und hydraulischer Schubspannung nicht quantifiziert werden. Während des Tests wurde beobachtet, dass die Erosion in Form von Aggregaten bzw. Stücken stattfand, die im Ablaufbehälter gesammelt wurden. Die Beziehung zwischen Erosionsraten und den hydraulischen Scherspannungen jedes HET sind in Abbildung 4-2 und 4-3 dargestellt. Der NTK-Ton zeigte höhere kritische Schubspannungen als der HWL-Ton, obwohl der Tongehalt von NTK-Ton kleiner als der vom HWL-Ton war. Dies ist auf den hohen Aufbereitungswassergehalt von HWL-Ton, der 40 % im Vergleich zu 24 % für NTK-Ton beträgt, zurückzuführen. Außerdem ist die Einbaudichte von HWL-Ton geringer als die von NTK-Ton.

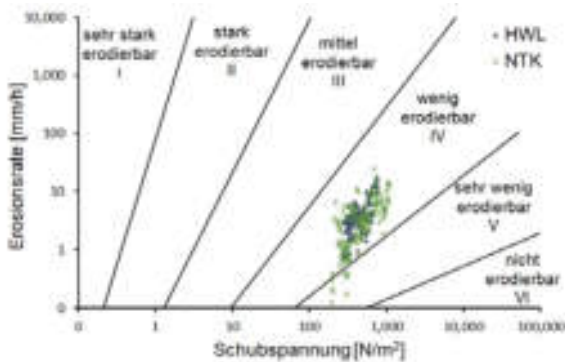


Abbildung 4-1: Erosionsdiagramm von NTK- und HWL-Ton nach Briaud et al (2017)

Der HWL-Ton zeigte eine höhere Streuung in der kritischen Schubspannung und in der Korrelation zwischen Erosionsraten und Schubspannung (Abbildung 4-2 und 4-3). Dies legt nahe, dass Böden mit hohem Tongehalt eine hohe Streuung der kritischen Schubspannung aufweisen, was mit den Ergebnissen von Fattahi et al. 2017 übereinstimmt. Die Erosionsbeständigkeit von NTK und HWL wurde weiter unter Verwendung des Erosionsdiagramms von Briaud et al. (2017) klassifiziert (siehe Abbildung 4-1). Beide Tone werden Gruppe 4 zugeordnet (wenig erodierbar), mit Ausnahme einiger Proben des NTKs, die in Gruppe 5 (sehr wenig erodierbar) fallen. Im Vergleich zur Eingruppierung der Proben nach der Klassifizierung von Wan und Fell (2004) (Tabelle 4-1), die eine sehr langsame Erodierbarkeit zeigte (Gruppe 5), führte das Erosionsdiagramm zu einer geringeren Klassifizierung der Erosionsbeständigkeit (Gruppe 4), was für die Bewertung der Erosionsbeständigkeit auf der sicheren Seite liegt.

Tabelle 4-1: Erosionsparameter und Klassifizierung des NTK- und HWL-Tons nach (Wan und Fell 2004)

Test Nr.	τ_c [N/m ²]	Erosionsindex	Gruppe	Beschreibung
NTK01	238.43	5.14	5	sehr langsam
NTK02	270.38	5.82	5	sehr langsam
NTK03	228.45	5.27	5	sehr langsam
KTK04	147.77	4.87	4	moderat langsam
Mittelwert NTK	221.26	5.28	5	sehr langsam
HWL01	262.78	4.87	4	moderat langsam
HWL02	150.90	5.20	5	sehr langsam
HWL03	162.02	5.02	5	sehr langsam
HWL04	64.53	5.50	5	sehr langsam
Mittelwert HWL	160.06	5,15	5	sehr langsam

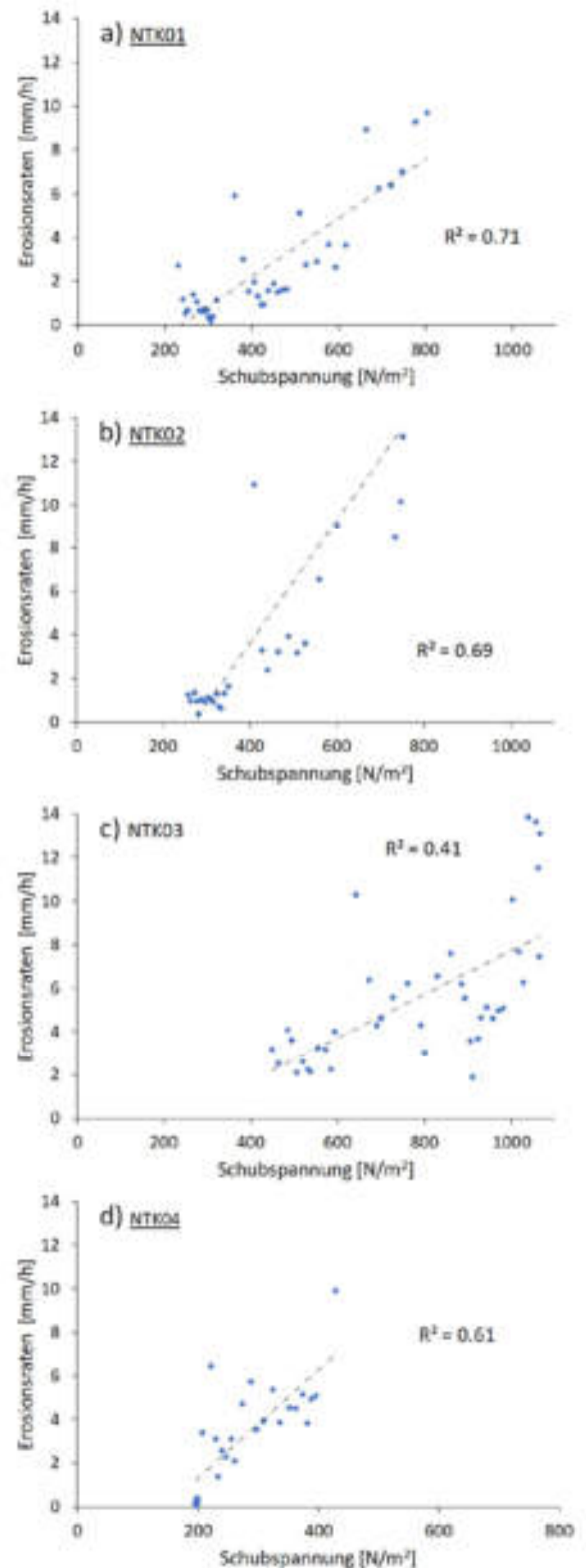


Abbildung 4-2: Erosionsraten-Schubspannung-Beziehung für NTK-Ton

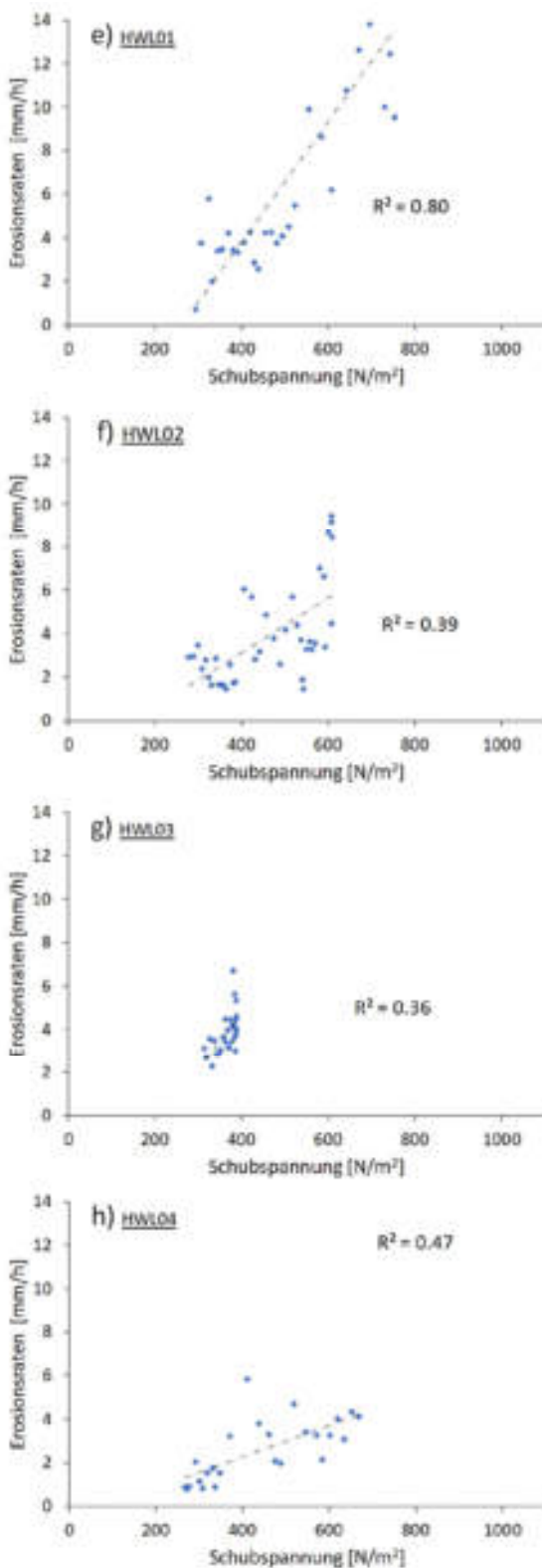


Abbildung 4-3: Erosionsraten-Schubspannung-Beziehung für HWL-Ton

5 Zusammenfassung

Ein modifizierter HET wurde verwendet, um die Erosionseigenschaften von zwei Dichtungstönen (NTK- und HWL-Ton) zu untersuchen. Der NTK-Ton zeigte eine höhere kritische Schubspannung als der HWL-Ton. Beide Tone zeigten eine hohe Erosionsbeständigkeit und wurden nach Wan und Fell (2004) in Gruppe 5 (sehr langsam) eingestuft. In der Erodierbarkeitsklassifikation von Briaud et al. (2017) fallen beide Tone in Gruppe 4 (wenig erodierbar). Die Berücksichtigung der lokalen Druckverluste bei der Versuchsauswertung ist von großer Bedeutung, da die kritische Schubspannung ansonsten deutlich überschätzt würde. Die Ergebnisse legen nahe, dass die kritische Schubspannung von Böden mit hohem Tongehalt stark streut. Trotzdem ergibt die Klassifikation ein klares Ergebnis. Der HET bietet ein gutes Mittel für die Bestimmung der Erosionseigenschaften von bindigen Böden.

Literaturverzeichnis

- Briaud, Jean-Louis; Govindasamy, Anand V.; Shafii, Iman (2017): Erosion Charts for Selected Geomaterials. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 143 (10), S. 4017072. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001771.
- Bundesanstalt für Wasserbau. Prüfung von mineralischen Weichdichtungen und deren Einbauverfahren im Verkehrswasserbau (RPW), 2015
- Fattahi, S. M.; Soroush, A.; Shourijeh, P. T. (2017): The Hole Erosion Test. A Comparison of Interpretation Methods. In: *Geotech. Test. J.* 40 (3), S. 20160069. DOI: 10.1520/GTJ20160069.
- Hark, M. (2018): A modified hole-erosion-test on high plastic clay with different soil structure. In: *Scour and Erosion IX*: CRC Press, S. 107.
- Wan, C.; Fell, R. (2004): Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130 (4), S. 373–380, zuletzt geprüft am 22.03.2016.
- White, Frank M. (2011): *Fluid mechanics*. 7. ed. New York, NY: McGraw-Hill.
- Zaid, Bahaeldeen; Vollert, Florian; Gibmeier, Jens; Mengel, Lena; Stelzer, Oliver; Schneider, Achim (2022): Application of micro-computed X-ray tomography for improving the hole erosion test analysis on high plastic clay. In: *Acta Geotechnica*. DOI: 10.1007/s11440-022-01606-5.
- Zaid, B., & Belzner, F., Belzner, M. (2023). Numerical Simulation of the flow field in the Hole Erosion Test. Accepted, International Conference of Scour and Erosion, Copenhagen, Denmark





Zur Boden-Wasserinteraktion beim Schrumpfen von Kaolin

Prof. Dr.-Ing. G. Heibroek, Hochschule Kaiserslautern (HSKL)
Dr.-Ing. D. König, Ruhr-Universität Bochum (RUB)
M.Sc. Y. Wang, Hochschule Kaiserslautern (HSKL)
M.Sc. T. Eberweiser, Hochschule Kaiserslautern (HSKL)
M.Sc. T. Jung, Hochschule Kaiserslautern (HSKL)
M.Sc. C. M. Le, Ruhr-Universität Bochum (RUB)
Prof. Dr.-Ing. habil. T. Wichtmann, Ruhr-Universität Bochum (RUB)

Der Beitrag zeigt am Beispiel eines Kaolintons, dass der zeitliche Verlauf der Schrumpfkurve als Indikator für die Identifikation von Wassergehalts- und Saugspannungsbereichen verwendet werden kann, in denen jeweils unterschiedliche Kräfte für die Wechselwirkung zwischen Bodenpartikeln und Wasser maßgeblich sind.

1 Einleitung

Die Wechselwirkung zwischen Bodenpartikeln und Wasser (Boden-Wasserinteraktion) ist entscheidend für das mechanische Verhalten von bindigen Böden. In Abhängigkeit vom Wassergehalt und damit der Saugspannungen bestimmen unterschiedliche Kräfte die Wechselwirkung, z.B. Kapillarkräfte, elektrostatische und molekulare Kräfte. Dieser Beitrag schlägt basierend auf vorhandenen Arbeiten eine für feinkörnige, silikatische Böden mit geringen Elektrolytkonzentrationen im Porenwasser allgemeingültige Unterscheidung von Saugspannungsbereichen $[\psi_i, \psi_j]$ vor, in denen jeweils unterschiedliche Kräfte für die hydraulischen und mechanischen Eigenschaften des Bodens maßgeblich sind. Als experimenteller Indikator für diese Bereiche wird die Schrumpfkurve eines verdichteten Kaolins verwendet. Aus den gemessenen zeitlichen Verläufen der Schrumpfkurve ($e(t)$ -Kurven) werden Wassergehaltsbereiche $[w_i, w_j]$ abgeleitet, die den genannten Saugspannungsbereichen $[\psi_i, \psi_j]$ zuzuordnen sind. Diese Zuordnung wird anhand der Soil Water Characteristic Curve (SWCC) überprüft, indem die aus der Schrumpfkurve bestimmten Wertepaare (w_i, ψ_i) mit den entsprechenden Werten aus der SWCC (w_i, ψ_{iSWCC}) verglichen werden.

2 Grundlagen

2.1 Boden-Wasserinteraktion in feinkörnigen Böden

Die folgende Beschreibung der Wechselwirkung zwischen Wasser und feinkörnigen Bodenpartikeln folgt wesentlich den Ausführungen von Osipov (2015,

S. 16 bis 25) und gilt für Böden mit silikatischen Tonmineralen und geringen Elektrolytkonzentrationen (Baille 2013, S. 27). Die Anordnung der Bodenpartikel, die Art der Tonminerale und die chemische Zusammensetzung des Porenwassers bestimmen grundsätzlich die Wechselwirkung zwischen den Bodenpartikeln und dem Porenwasser. Diese Wechselwirkung ist geprägt durch Kapillareffekte, Oberflächeneffekte und osmotische Effekte. Kapillareffekte entstehen durch unterschiedliche Oberflächenspannungen der Phasen Luft und Wasser.

Die Oberflächeneffekte sind mit Wasserfilmen, welche die Partikeloberflächen benetzen, verbunden und resultieren aus der Wechselwirkung zwischen den geladenen Tonmineraloberflächen und dem Dipol Wasser sowie den im Wasser gelösten Stoffen. Sie sind relevant für die Wechselwirkung zwischen Boden und Wasser für Abstände zu den Partikeloberflächen kleiner $h_5 = 280$ nm (Abb. 2.2). In wassergefüllten Bereichen entsprechen die Partikeloberflächenabstände den Wasserfilmdicken. Es gibt zwei Abstandsbereiche zu den Partikeloberflächen und damit Wasserfilmdicken, in denen sich stabile Wasserfilme bilden können, der sogenannte β -Film für Partikelabstände im Bereich von $h_3 = 100$ nm – $h_4 = 280$ nm und der α -Film im Bereich unterhalb von $h_1 = 10$ nm. In dem Zwischenbereich (10 nm – 100 nm) können sich oberhalb eines kritischen Abstandes $h_c = 50$ nm - 60 nm (Churaev 2003) über längere Zeiträume metastabile β -Filme bilden, die die Tendenz zu einer Schichtverdickung aufweisen. Für Abstände $< h_c$ werden die β -Filme instabil. Im Überlappungsbereich der Wasserfilme zwischen zwei Partikeln konkurrieren abstoßende, elektrostatische Kräfte $\Pi_e(h)$ (z.B. aus diffusiven Doppelschichten) sowie anziehende molekulare Kräfte $\Pi_m(h)$ (z.B. van der Waals (VDW) Kräfte) sowie für sehr geringe Abstände stark abstoßende, strukturelle Kräfte $\Pi_s(h)$

(Hydratation). Die Komponenten haben eine unterschiedliche Reichweite und einen unterschiedlichen Verlauf als Funktion des Abstands zur Partikeloberfläche. Ihre Gesamtwirkung $\Pi^f(h) = \Pi_e(h) + \Pi_m(h) + \Pi_s(h)$ wird häufig als „disjoining pressure“ bezeichnet (Derjaguin et al. 1987). Je nach Partikelabstand ist die Gesamtwirkung der Komponenten anziehend oder abstoßend. Die osmotischen Effekte sind auf unterschiedliche bzw. sich verändernde Ionenkonzentrationen im Porenwasser zurückzuführen. Die Abbildungen 2.1 und 2.2 zeigen schematisch die Einflussbereiche der unterschiedlichen Effekte oberhalb eines Tonpartikels.

Für einen gegebenen Partikelabstand h und die damit korrespondierende Filmdicke und einen Porenluftdruck u_a ergibt sich der Porenwasserdruck $u_w(h)$ zu (Schrefler 2001):

$$-P_{\text{cap}} = (u_a - u_{w0}) = u_w(h) + \Pi^f(h) \quad (2.1)$$

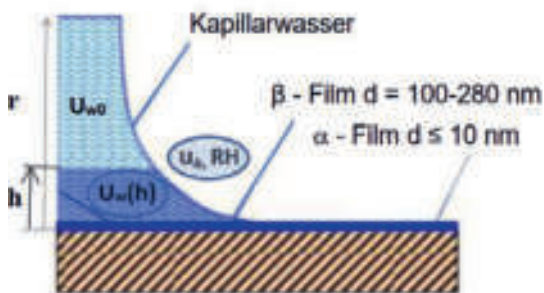


Abbildung 2.1: Tonpartikel (schraffiert) und Bodenswasser, u_{w0} Porenwasserdruck im von Filmeffekten unbeeinflussten Bereich, $u_w(h)$ Porenwasserdruck im Filmwassereinflussbereich, u_a Porenluftdruck, RH relative Luftfeuchte, r Porenradius, d Filmdicke

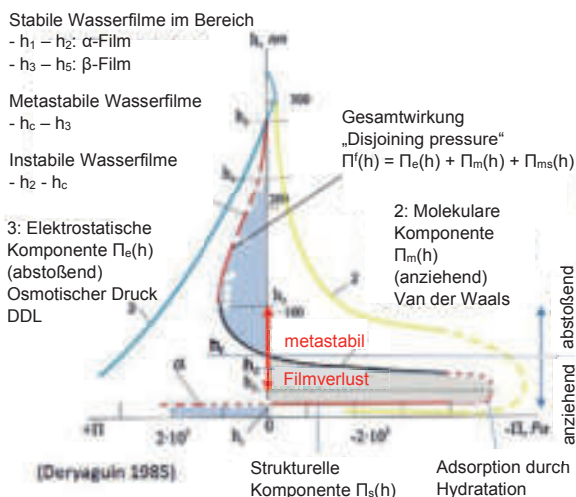


Abbildung 2.2: Isotherme des disjoining pressure als Funktion des Partikelabstandes h (Osipov 2015 / Derjaguin 1985 modifiziert) für silikatische Partikel

P_{cap} ist der Kapillarwasserdruck aus der klassischen Young-Laplace Gleichung in einer zylindrischen Pore mit Radius r (σ_{lg} Oberflächenspannung des Fluids):

$$P_{\text{cap}} = -\frac{2 \cdot \sigma_{lg}}{r} \quad (2.2)$$

Anschaulich bedeutet (2.1), dass sich der Kapillarwasserdruck in einer Pore nach (2.2) und der Porenwasserdruck im Boden $u_w(h)$ im durch die beschriebenen Oberflächeneffekte beeinflussten Bereich um den Betrag des disjoining pressure unterscheiden.

2.2 Wassergehaltsbereiche und dominierende Kräfte

Dem Porenwasser kann abhängig vom Wassergehalt w eine potentielle Energie $\psi_t(w)$ zugeordnet werden. Sie entspricht der Potentialdifferenz des Porenwassers bei einem Wassergehalt w zu dem Potential von freiem Wasser. Das totale Potential des Bodenswassers $\psi_t(w)$ ergibt sich dann für einen gegebenen Wassergehalt w als Summe der Einzelpotentiale

$$\psi_t(w) = \psi_c(w) + \Pi^f(h(w)) + \psi_o(w) \quad (2.3)$$

Dabei beschreibt $\psi_c(w)$ den Einfluss der Kapillarkomponente, $\Pi^f(h(w))$ den der elektrostatischen, molekularen und strukturellen Oberflächenkräfte und $\psi_o(w)$ den der osmotischen Komponente. Geht man davon aus, dass letztere vernachlässigbar klein ist (reines Wasser als Porenwasser), verbleiben nur die ersten beiden Komponenten. Bezieht man das Potential auf ein Einheitsvolumen (J/m^3) so erhält man das Potential als Saugspannung. Jedem Wassergehalt w kann eine Saugspannung $\psi(w)$ zugeordnet werden, woraus sich die SWCC ergibt.

Über die Kelvin-Gleichung lässt sich die Saugspannung als Funktion der relativen Luftfeuchte RH schreiben:

$$\psi_t(RH) = \rho_w \cdot R_w \cdot T \cdot \ln(RH) \quad (2.4)$$

mit ρ_w Dichte und R_w individuelle Gaskonstante von Wasser, T Temperatur. Stellt man sich den Porenraum eines Bodens als Kapillarbündel mit einer Kapillardurchmesserverteilung vor, so lässt sich über (2.2) jedem Bodenwasserpotential ein äquivalenter Kapillardurchmesser zuordnen, so dass alle Poren mit kleinerem Durchmesser bei dem zugehörigen Wassergehalt noch wassergefüllt sind. Über (2.4) lässt sich dann eine zugehörige relative Luftfeuchte der Porenluft ermitteln. Interpretiert man die oben beschriebenen Partikeloberflächenabstände h als äquivalente Kapillardurchmesser $h = 2 \cdot r$, so lassen sich über (2.2) und (2.4) unter Verwendung der oben beschriebenen Grenzen der Oberflächenwechselwirkungen die in der Tabelle 2.1 zusammengestellten Saugspannungsbereiche unterscheiden.



Tabelle 2.1: Porenklassen und Saugspannungsbereiche und zugehöriger, dominierender Effekt der Boden-Wasserinteraktion, * Kapillardruck in Poren mit Durchmesser h_i (allgemeingültige Saugspannung), ** Bodenspezifischer Wassergehalt für den untersuchten verdichteten Kaolin abgelesen aus SWCC (Abbildung 4.1)

		Durchmesser / Bereich Nr.	Porenklasse	Boden-Wasserinteraktion dominierender Effekt	Gesättigt (20° C) bei Saugspannungen <
hygroscopisch	adsorbiert III	IIIa < 3-5 nm α -Film	Mikroporen	Hydratationseffekte, starke Abstoßung für Abstände < 2 nm	$\psi_{IIIa} = 5,8 \cdot 10^4$ [kPa]* RH = 65 % (< 1%)**
		IIIb 5 nm - 20 nm	h ₁ h ₂	Anziehende Van der Waals Kräfte (VDW)	$\psi_{IIIb} = 15850$ [kPa] RH = 88,9 (< 3,5%)
	IIc 20- 50 nm instabiler β -Film	Mesoporen h _c		Kapillarkohäsion mit β -Film Effekten; instabile, anziehende Gesamtwirkung β -Film, Film wird mit der Zeit dünner, anziehende Wirkung Kapillarbrücken, zunehmende, anziehende Wirkung VDW Kräfte	$\psi_{IIc} = 5825$ [kPa] RH = 95,76 (3,5-9%)
über-hygroscopisch	Gebundenes Porenwasser(β -film) II	IIb 50 -100 nm metastabiler β -Film	Mikrokapillare h ₃	Kapillarkohäsion mit β -Film Effekten; metastabile, abnehmend abstoßende Gesamtwirkung β -Film, Film wird mit der Zeit dicker, anziehende Wirkung Kapillarbrücken	$\psi_{IIb} = 2890$ [kPa] RH=97,88 (9-14%)
		IIa 100-280 nm stabiler β -Film		Kapillarkohäsion mit β -Film Effekten; stabile, abstoßende Gesamtwirkung β -Film, abstoßende Wirkung maximal bei 100 nm Abstand, anziehende Wirkung Kapillarbrücken	$\psi_{IIa} = 1010$ [kPa] RH=99,23 (14-26%)
	Ungebundenes Porenwasser I	280-2000 nm	Kapillare h ₄	Kapillarkohäsion	145 [kPa] I (>26%)
		2000 nm- 50 μ m			I
	50 μ m - 2 mm	Makrokapille		I	
	>2mm	Groporen	Gravitation	-	

3 Material und Methoden

3.1 Material und Probenherstellung

Das Kaolinpulver ($\rho_s = 2,63 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 56,7 \%$, $w_p = 40,1 \%$, $\rho_{d,Proctor} = 1,38 \text{ g/cm}^3$, $w_{opt} = 30,5 \%$) wird mit destilliertem Wasser gemischt. Es bilden sich 2 mm bis 4 mm große Aggregate. Die in einer diffusionsdichten Folie verpackte Mischung wird für drei Tage gelagert, um eine homogene Wassergehaltsverteilung zu erreichen. Anschließend wird das Material bei w_{opt} in drei Lagen im Proctortopf verdichtet und bei konstantem Volumen gesättigt (S_r ca. 99,5 %). Aus dem Mittelbereich des Materials werden zylindrische Proben mit den Abmessungen von 3,5 x 6,5 cm (RUB) / 2,4 cm x 8 cm (HSKL) getrimmt.

3.2 Trocknungszellen

In der an der HSKL entwickelten und an der RUB verwendeten Trocknungszelle (Abb. 3.1) wird die gesättigte Probe aufrecht auf einer Waage in einem gegenüber der Umgebung abgedichteten Zylinder unter konstanten Temperaturbedingungen positioniert. In steuerbaren Intervallen wird nun an der Zellenunterseite für eine vorgegebene Zeit Luft mit einer definierten Luftfeuchte zugegeben. Gleichzeitig öffnet sich auf der Zellenoberseite ein Ventil, so dass über die Dauer der Luftzugabe Luft an der Zellenoberseite ausströmen kann. Nach der Luftzufuhr werden beide Ventile für eine vorgegebene Zeit wieder geschlossen. Auf diese Weise kann die Probe kontinuierlich mit einer steuerbaren Geschwindigkeit ($\Delta w/t$) trocknen. Während des Versuches werden die relative Luftfeuchte und Temperatur im oberen und unteren Bereich der Zelle sowie das Gewicht der Probe kontinuierlich aufgezeichnet. Mit einem Wegsensor wird die Höhenänderung der Probe gemessen.

Analog arbeitet die Zelle an der HSKL (Abb. 3.2). Die Probe ist horizontal gelagert. Mit einem 2-Kamera – DIC-System (Sutton et al. 2009) werden die Dehnungen und Verformungen auf einem Oberflächenabschnitt der Probe, welcher mit einem Specklemuster versehen wurde, kontinuierlich gemessen und daraus das Volumen berechnet. Das System erlaubt die Messung von Wegen bis ca. 10^{-6} m und Dehnungen bis ca. 10^{-4} .

3.3 Messung der SWCC-Kurve

Für die Messung der SWCC wurde bis zu einer Saugspannung von 150 kPa und für einen Zusatzpunkt bei 800 kPa die Verdunstungsmethode verwendet (Schindler et al. 2010). Für Saugspannungen bis 1.000 kPa wurde ein Drucktopf, für Saugspannungen $> 1.500 \text{ kPa}$ die chilled-mirror-Technik (Schelle et al. 2013) eingesetzt.

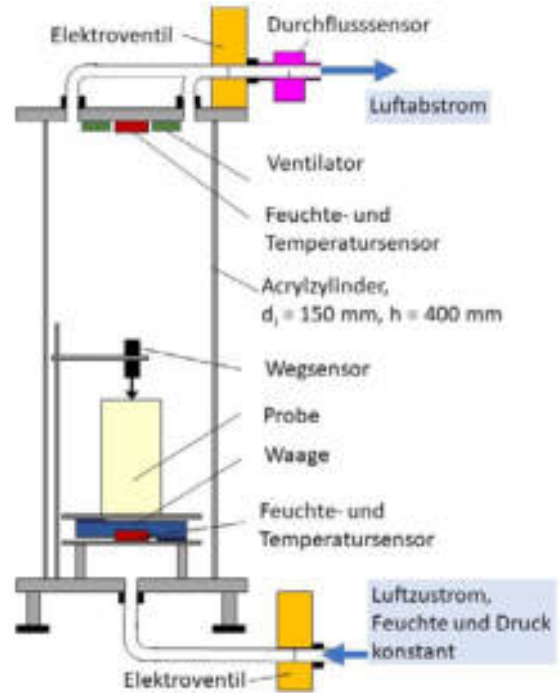


Abbildung 3.1: Trocknungszelle RUB

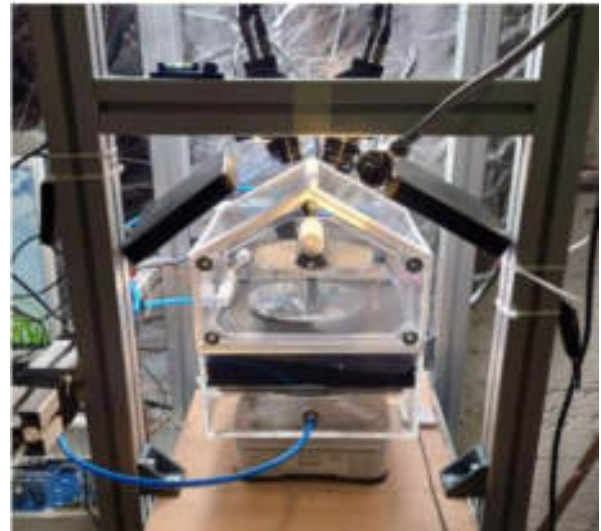


Abbildung 3.2: Trocknungszelle HSKL

4 Versuchsergebnisse

4.1 SWCC

Die gemessene SWCC wurde mit dem Modell von Peters (2013) parametrisiert (Abb. 4.1, Heibroek et al. 2018). Der Adsorptionswasseranteil wurde entsprechend dem bei der zum Adsorptionswasserbereich gehörenden Saugspannung von 15.850 kPa zu 3,5% gewählt. Aus dieser SWCC werden die den in Tabelle 1.1 angegeben allgemeingültigen Saugspannungen zugehörigen bodenspezifischen Wassergehalte abgelesen. Oben in der Abbildung sind die zu der in Abschnitt 2.2 eingeführten Klassifikation gehörenden äquivalenten Porengrößen eingetragen (Tab.



2.1). Sie kennzeichnen den maximalen Durchmesser einer zylindrischen Pore, die für eine gegebene Saugspannung gerade noch wassergefüllt ist. Darunter sind die im jeweiligen Saugspannungsbereich dominierenden Wechselwirkungseffekte Wasser - Boden eingetragen.

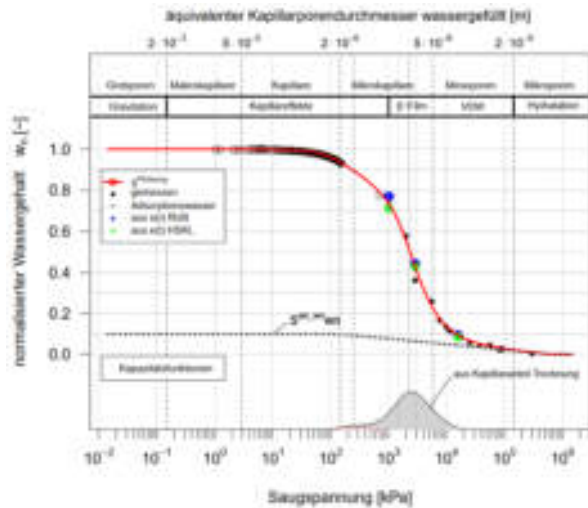


Abbildung 4.1: SWCC-Kurve (Trocknungspfad) für den Kaolin. Saugspannung als Funktion des normierten Wassergehaltes $w_n = w / w_{gesättigt}$, $w_{gesättigt} = 35 \%$

Unten in Abbildung 4.1 ist die Kapazitätsfunktion gezeigt, die sich aus der Ableitung des Kapillarwasseranteils der SWCC ergibt. Sie lässt sich als Porengrößenverteilung eines Kapillarbündels interpretieren, das die gleiche SWCC-Kurve zeigt wie der untersuchte Boden. Die Maxima der Funktion lassen sich als äquivalente, charakteristische Porendurchmesser der Mikrokapillaren interpretieren. In den größeren spielen β -Filmeffekte keine Rolle, in den kleineren mit dem deutlich größeren zugehörigen Volumenanteil schon. Zusätzlich eingetragen (grüne und blaue Punkte) sind die aus der Schrumpfkurve bestimmten Wertepaare (w_i, ψ_i).

4.2 Schrumpfversuche

Vorge stellt werden die Ergebnisse von zwei Schrumpfversuchen durchgeführt an der RUB und der HSKL. Die Probenherstellung erfolgte entsprechend 3.1 am jeweiligen Institut. Trocknungszellen und Messtechnik waren entsprechend 3.2 unterschiedlich. Die Trocknungsgeschwindigkeit an der RUB betrug 0,2 %/h, an der HSKL 0,5 %/h. In Abbildung 4.2 ist die Entwicklung der Porenzahl über den Wassergehalt aufgetragen. Zusätzlich eingetragen sind die Saugspannungsbereiche aus Tabelle 2.1. Die an der RUB und der HSKL gemessenen Schrumpfkurven zeigen gleiche Charakteristika. Zu Beginn reduziert sich die Porenzahl mit abnehmendem Wassergehalt annähernd linear. Die Ände-

rungrate nimmt dann zunehmend ab. Die Kurven erreichen ein Minimum, bevor die Porenzahlen zunächst geringfügig, dann stärker zunehmen. Sie erreichen ein lokales Maximum, um dann wieder abzunehmen. An der RUB ist die Porenzahl bei geringeren Wassergehalten um 0,02 größer als an der HSKL.

Im Bereich I bis zu $w = 26 \%$ ergibt sich ein nahezu lineares Schrumpfverhalten. In dieser Phase wirkt die Saugspannung vollkommen analog einer extern aufgetragenen, isotropen Auflastspannung entsprechend dem Produkt aus dem Sättigungsgrad und der Saugspannung $\psi_t(w)$. Diese Phase wird im Rahmen von im Keramikumfeld üblichen Trocknungstheorien als Konstante Trocknungsratenphase bezeichnet (Scherer 1990), die Schrumpfrate oder die Volumenabnahme über die Zeit ist konstant.

Im Bereich IIa entwässern die Mikrokapillaren, die Schrumpfrate nimmt ab, die abstoßende, elektrostatische Komponente des disjoining pressure wird zunehmend wirksam. Bei einem Wassergehalt von 15,5 % (RUB) / 15 % (HSKL) und einer gemäß der SWCC zugehörigen Saugspannung von ca. 3.000 kPa wird das minimale Porenvolumen beobachtet. Dies entspricht bemerkenswert genau der in Tabelle 1.1 angegebenen Saugspannung für die maximal abstoßende Wirkung des disjoining pressure. Im Bereich IIb wird eine geringe und im Bereich IIc eine deutliche Volumenzunahme beobachtet. Sie korrespondiert mit der zunehmenden Instabilität der β -Wasserfilme. Die Ursache für die Volumenzunahme lässt sich auf der Grundlage der Messungen nicht eindeutig klären, die Autoren halten jedoch das Auftreten von Kavitation und eine damit verbundene Zerstörung von Kapillarbrücken für wahrscheinlich. Das zugehörige Wasser wird dann zu Filmwasser und ggf. tritt mit dicker werdenden Wasserfilmen erneut eine abstoßende Wirkung des disjoining pressure auf. Gleichzeitig geht ein Teil der komprimierenden Wirkung der Kapillarbrücken verloren.

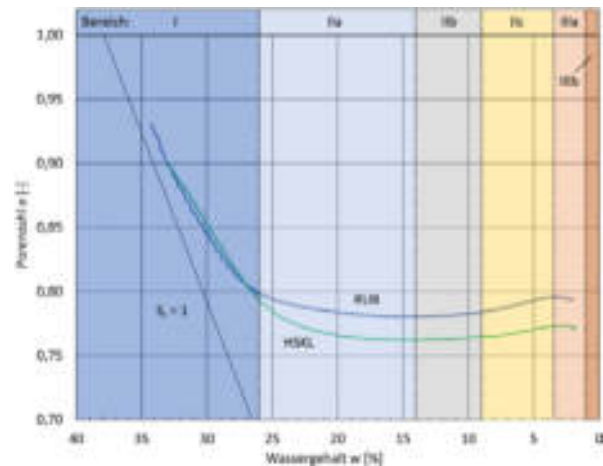


Abbildung 4.2: Schrumpfversuch – Porenzahl als Funktion des Wassergehaltes

Im Bereich III tritt erneut eine geringe Volumenabnahme auf, die sich auf die anziehende Wirkung der VDW-Kräfte zurückführen lässt.

Das beobachtete Schrumpfverhalten passt gut zu den im Abschnitt 2 vorgeschlagenen Saugspannungsbereichen, die entsprechenden Wassergehalte wurden allerdings auf der Grundlage der gemessenen SWCC ermittelt. In der Abbildung 4.3 wird der Versuch unternommen, die bodenspezifischen Wassergehalte nur auf der Grundlage des zeitlichen Verlaufes des Schrumpfversuches abzuschätzen. Dazu wird angenommen, dass sich der Zeitpunkt des Endes der konstanten Trocknungsratenphase t_1 aus der $e(t)$ -Kurve an dem Schnittpunkt der Tangente an den Anfangsbereich der $e(t)$ -Kurve mit der Tangente an der $e(t)$ -Kurve im Minimum ergibt. Die dazugehörigen Wassergehalte w_{IIa} betragen 27 % (RUB) / 25% (HSKL). Der Wassergehalt w_{IIb} entspricht dem Wassergehalt im Minimum der Schrumpfkurve (maximale abstoßende Wirkung des disjoining pressure, Zeitpunkt t_2). Er ergibt sich zu 15,7 % (RUB) / 14,2 % (HSKL). Der Adsorptionswassergehalt lässt sich aus dem gemessenen Wassergehalt zum Zeitpunkt t_3 ablesen. Zu diesem Zeitpunkt tritt eine erneute Volumenabnahme durch VDW-Kräfte auf. Aus der $e(t)$ -Kurve ergibt sich dieser zu 3,5 % (RUB) / 2,8 % (HSKL). Eine eindeutige Ableitung des zu der Grenze des Bereiches IIc gehörenden Wassergehaltes ist nicht ohne zusätzliche Messungen möglich. Die aus Abbildung 4.3 bestimmten Wassergehalte werden den aus Tabelle 1.1 entnommenen Saugspannungen zugeordnet und die so bestimmten Wertepaare (w_i, ψ_i) mit den entsprechenden Paaren aus der SWCC (w_i, ψ_{iSWCC}) verglichen (Abb. 4.1). Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

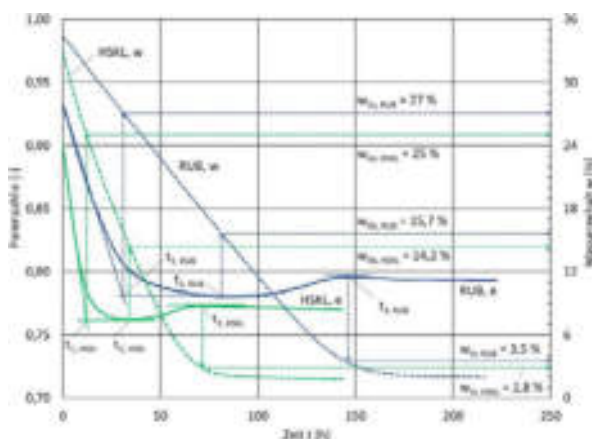


Abbildung 4.3: Schrumpfversuch – zeitlicher Verlauf des Wassergehaltes und der Porenzahl

5 Zusammenfassung

Die Wechselwirkung zwischen Bodenpartikeln und Wasser ist entscheidend für das mechanische Verhalten von bindigen Böden. Für die Bestimmung der

maßgeblichen Kräfte und der damit verbundenen Interaktion werden aufwändige hydraulische und mechanische Versuche durchgeführt. Auf der Grundlage einer für silikatische, feinkörnige Böden mit geringen Elektrolytkonzentrationen allgemeingültigen Einteilung von Wassergehaltsbereichen und den Bereichen zugeordneten Grenzsugspannungen wird für einen Kaolin gezeigt, dass sich aus dem zeitlichen Verlauf einer Schrumpfkurve die zu den allgemeingültigen Grenzwasserspannungen gehörenden, bodenspezifischen Wassergehalte ableiten lassen. Dies erlaubt das Bestimmen des Adsorptionswasseranteils, des Kapillarwasseranteils und die Bestimmung des Wassergehaltsbereiches, in dem der disjoining pressure das Bodenverhalten maßgeblich beeinflusst. Die Schrumpfkurve eignet sich damit als Indikator für das Bestimmen von Wassergehalts- und Saugspannungsbereichen, in denen jeweils unterschiedliche Kräfte für die Wechselwirkung zwischen Bodenpartikeln und Wasser maßgeblich sind. Vergleichende Untersuchungen an weiteren Böden sind erforderlich, um den Ansatz zu verifizieren.

Literatur

- Baille, W. (2014). *Hydro-mechanical behaviour of clays – significance of mineralogy*. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 53
- Churaev, N.V. (2003). *Surface forces in wetting films*. Advances in Colloid and Interface Sci., 103 (3), 197–218
- Derjaguin, B.V., Churaev, N.V., and Muller, V.M. (1987). *Surface forces*. Plenum Publishing Corporation, Consultants Bureau, New York
- Heibrock, G., König, D., Datcheva, M., Pourzargar, A., Alabdullah, J., Schanz, T. (2018). *Prediction of effective stress in partially saturated sand kaolin mixtures*. Geomechanics for Energy and the Environment, 15, 85-94
- Osipov, V.I. (2015). *Physicochemical theory of effective stress*. in Soils. 1st ed. Cham: 583 Springer International Publishing
- Peters, A. (2013). *Simple consistent models for water retention and hydraulic conductivity in the complete moisture range*. Water Resour. Res., 49 (10), 6765–6780
- Schelle, H., Heise, L., Jänicke, K., Durner, W. (2013). *Water retention characteristics of soils over the whole moisture range: a comparison of laboratory methods*. European Journal of Soil Science, 64, 814-821
- Scherer, G.W. (1990) *Theory of drying*. Journal of the American Ceramic Society 73 (1), 3-14
- Schindler, U., Durner, W., von Unold, G., Müller, L. (2010). *Evaporation method for measuring unsaturated hydraulic properties of soils: Extending the measurement range*. In: Soil Sci. Soc. Am. J. 74 (4), 1071–1083
- Sutton, M.A., Orteu, J.-J., Schreier, H. (2009). *Image correlation for deformation and shape measurements*. Basic concepts, theory and applications. New York: Springer



Sättigungs- und temperaturabhängiges Verformungsverhalten von teilgesättigten Tonbalken im Biegezugversuch

Maximilian Hardenberg, M.Sc., Rheinland-Pfälzische Technische Universität, Kaiserslautern

Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos, Rheinland-Pfälzische Technische Universität, Kaiserslautern

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Untersuchung des Verformungsverhaltens von teilgesättigten Tonbalken unter Biegezugbeanspruchung. Dazu wurden Balken aus zwei unterschiedlichen Tonen hergestellt und anschließend unter verschiedenen Bedingungen bis zum Versagen belastet. Je verwendetem Material wurden drei Sättigungsgrade und zwei Belastungsgeschwindigkeiten untersucht. Während der Versuche wurden die Last, die Saugspannung an verschiedenen Stellen des Balkens und die Durchbiegung in Balkenmitte gemessen. Die Belastung der Balken erfolgte über eine eigens konzipierte Belastungsvorrichtung. Die gleichmäßige Verteilung der Belastung wurde mittels einer Druckmessfolie überprüft. Zur Untersuchung des Einflusses der Temperatur auf das Verformungsverhalten wurden zusätzlich zu den Versuchen bei Raumtemperatur noch weitere Versuche bei 55 °C in der Klimakammer der RPTU Kaiserslautern-Landau durchgeführt.

1 Einleitung

Eine wesentliche Eigenschaft von mineralischen Deponieabdichtungen ist ihr Verformungsvermögen bei ungleichmäßiger mechanischer Beanspruchung. Da die Zusammensetzung eines Deponiekörpers inhomogen ist, lassen sich Biegespannungen in der Abdichtung aufgrund von Verformungen nicht vermeiden. Überschreiten die Zugspannungen die Zugfestigkeit des Materials, können Risse in der Abdichtung auftreten und deren Funktionsfähigkeit erheblich beeinträchtigen (Vrettos & Becker, 2017).

Die Frage der Verformungsfähigkeit trat in den letzten Jahren im Zusammenhang mit dem in Abb. 1-1 dargestellten Konzept der "Deponie-auf-Deponie" auf. Damit avancierte das Verformungsvermögen von mineralischen Abdichtungen zu einem wichtigen Punkt bei der Bemessung dieser Bauwerke.

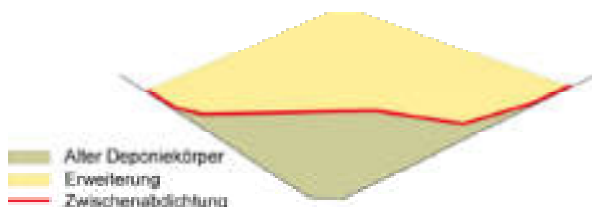


Abbildung 1-1: Konzept 'Deponie-auf-Deponie' (Vrettos & Becker, 2017).

Bei feinkörnigen Böden ist ein ausreichendes Verformungsvermögen eines der Hauptkriterien bei der

Beurteilung ihrer Eignung als mineralisches Abdichtungsmaterial. Die Verträglichkeit mit einer induzierten Verformung wird über die Zugfestigkeit und die maximal zulässige Zugdehnung nachgewiesen. In verdichteten feinkörnigen Böden ist die Zugfestigkeit hauptsächlich auf die Saugspannung zurückzuführen. Die Gesamtsaugspannung eines Bodens setzt sich aus der Matrixsaugspannung und der osmotischen Saugspannung, die durch chemische und physikalische Bindungskräfte gesteuert werden, zusammen (Fredlund & Rahardjo, 2010). Die Zugfestigkeit, die von der Tonart, dem Tongehalt, der Dichte und dem Sättigungsgrad abhängt, steht in engem Zusammenhang mit der Saugspannung.

Im Rahmen eines DFG-Forschungsprojektes wurde das Verformungsverhalten verschiedener Tone anhand von Biegezugversuchen für unterschiedliche Sättigungsgrade, Umgebungstemperaturen und Belastungsgeschwindigkeiten untersucht. Die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe werden im Folgenden vorgestellt.

2 Zugfestigkeit teilgesättigter Tone

Die Zugfestigkeit teilgesättigter, bindiger Böden kann mittels direkter oder indirekter Methoden ermittelt werden. Bei den direkten Methoden wird die Zugspannung unmittelbar auf die Probe aufgebracht und die Zugfestigkeit kann aus der gleichmäßig über den Querschnitt wirkenden Spannungsverteilung bestimmt werden. Gängige Verfahren sind Zugversuche an Hohlzylindern (Wendling, 2004) oder der Achterling-Versuch (Köditz et al., 2016). Als indirekte

Methoden sind Biegezugversuche (Ajaz & Parry, 1975b; Ammeri et al., 2009; Vrettos & Becker, 2017), einaxiale Druckversuche (Köditz et al., 2016) und Spaltzugversuche (Schick, 2005) zu nennen. Die in Ajaz & Parry (1975b) und Ammeri et al. (2009) vorgestellten Versuchsergebnisse zeigen, dass die Spannungsverteilung über den Balkenquerschnitt nichtlinear ist. Dies erfordert besondere Aufmerksamkeit bei der Ermittlung der Zugfestigkeit. Drei Möglichkeiten zur Bestimmung der Zugfestigkeit aus Biegezugversuchen werden in Ajaz & Parry (1975a) beschrieben.

3 Bodeneigenschaften und Probenvorbereitung

Vor der Durchführung der Biegezugversuche wurden auf Grundlage von bodenmechanischen Indexversuchen zwei geeignete Tone ausgewählt. Anschließend wurden drei Sättigungsgrade festgelegt, mit denen die Balken hergestellt und anschließend geprüft wurden. Der erste Ton, ein ausgeprägt plastischer Kaolin, wird im Folgenden als GD und der zweite, ein mittelplastischer Kaolin, als TK bezeichnet. Die jeweiligen Kornverteilungskurven sind in Abb. 3-1 dargestellt.

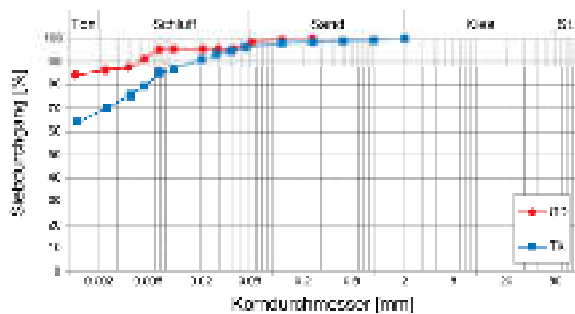


Abbildung 3-1: Kornverteilungskurven

Die relevanten bodenmechanischen Kennwerte sind in Tab. 3-1 zusammengefasst, wobei d_{50} den Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang, w_L den Wassergehalt bei der Fließgrenze, I_P die Plastizitätszahl, ρ_{Pr} die Proctordichte, w_{Pr} den optimalen Wassergehalt und w_A das Wasseraufnahmevermögen bezeichnen.

Tabelle 3-1: Bodenmechanische Kennwerte

	GD	TK
d_{50} [mm]	< 0.001	< 0.001
w_L [%]	59.3	40.6
I_P [%]	33.1	20.8
w_{Pr} [%]	26.3	18.8
ρ_{Pr} [t/m ³]	1.42	1.67
w_A [%]	76.1	67.9

Die Tonbalken wurden mit einer relativen Proctordichte von $D_{Pr} = 100\%$ und $D_{Pr} = 97\%$ auf der ‚trockenen‘ bzw. ‚nassen‘ Seite hergestellt und geprüft. Diese Werte entsprechen den Wassergehalten oder Konsistenzzahlen I_c , die in Tab. 3-2 zusammengefasst sind. Es ist zu erkennen, dass sowohl GD als auch TK mit zunehmendem Wassergehalt von einem ‚halbfesten‘ Zustand ($I_c > 1,0$) zu einem ‚steifen‘ Zustand ($0,75 < I_c < 1,0$) übergehen, vgl. DIN EN ISO 14688-2:2018.

Tabelle 3-2: Konsistenzzahlen I_c bei verschiedenen relativen Proctordichten

	I_c [-]	
	GD	TK
$D_{Pr} = 97\%$ ‚trocken‘	1.01	1.16
$D_{Pr} = 100\%$	0.89	1.05
$D_{Pr} = 97\%$ ‚nass‘	0.75	0.93

Die Tonbalken wurden in prismatischen Stahlformen mit Länge/Höhe/Breite von 778/100/100 mm hergestellt. Vor dem Einbau in die Formen wurde der Ton zunächst zerkleinert und die für den angestrebten Wassergehalt erforderliche Wassermenge hinzugegeben. Das Material wurde anschließend durchgemischt und einen Tag lang bei Raumtemperatur ruhen gelassen. Alle Seiten der Stahlform wurden gereinigt, geölt und mit einer dünnen Papierschicht ausgekleidet, um das spätere Herausnehmen des Balkens zu erleichtern. Die Gesamtmenge an Ton für jeden Balken wurde in sechs Lagen in die Form gefüllt und verdichtet. Zur Sicherstellung eines guten Verbundes zwischen den einzelnen Schichten wurden deren Oberflächen nach dem Verdichten nochmals aufgeraut. Der Einbauprozess ist in Abb. 3-2 dargestellt.



Abbildung 3-2: Erste und letzte Lage beim Einbau des GD Tons



Nach erfolgtem Einbau in die Stahlform wurde die freie Oberfläche wasserdicht abgedeckt und der Balken vor der Prüfung nochmals einen Tag lang bei Raumtemperatur ruhen gelassen. Die Balken für die Prüfung bei höheren Temperaturen in der Klimakammer wurden, gegen Austrocknung geschützt, in einem Ofen gelagert. Vor dem Einbau in die Prüfmaschine wurden die Balken aus der Form genommen, vermessen und gewogen.

4 Biegezugversuche

4.1 Versuchsaufbau

Zur Durchführung der Versuche wurde eine Biegezugmaschine verwendet, die ursprünglich für die Untersuchung von Betonbalken konzipiert wurde. Zur Simulation von Belastungssituationen, wie sie in Deponieabdichtungen zu erwarten sind, wurden die Lager und die Belastungseinrichtung entsprechend einer ersten Studie zu diesem Problem in Vrettos & Becker (2017) geändert. Die beiden punktförmigen Auflager wurden durch flache Lager ersetzt und die Balken wurden durch eine Flächenlast belastet, die mittels eines Hydraulikzylinders mit einer vorgegebenen Belastungsrate aufgebracht wurde. Um eine gleichmäßige Lastverteilung zu gewährleisten, wurde zwischen Balken und Belastungsvorrichtung ein wassergefülltes Druckkissen eingebaut. Die aufgebrachte Last wurde während des Versuchs mit einer speziellen Druckmessfolie gemessen und für die anschließende Auswertung gespeichert. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4-1 schematisch dargestellt.

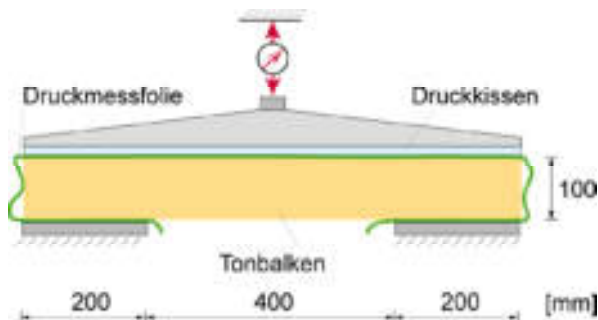


Abbildung 4-1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

Nach dem Einbau der Balken in die Prüfmaschine wurden in den Zugbereichen bis zu vier Mini-Tensio-meter platziert, um die Änderung der Saugspannung zu erfassen. Während des Versuchs wurden die Durchbiegung in Balkenmitte mittels eines induktiven Wegaufnehmers und die aufgebrachte Last gemessen.

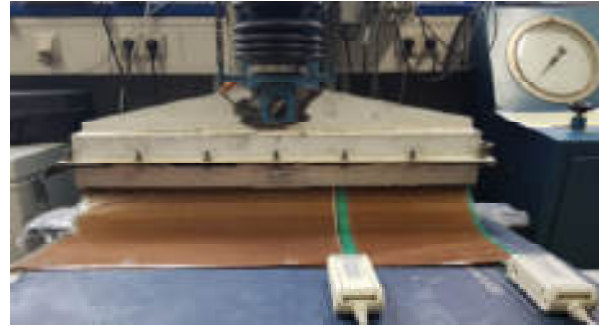


Abbildung 4-2: Einbau von zwei Druckmessfolien

Um die gesamte Länge eines Balkens mit der Druckmessfolie abzudecken, mussten zwei Folien übereinandergelegt werden, siehe Abb. 4-2. Während des Versuchs zeichneten die Sensoren die Druckverteilung auf der Balkenoberfläche kontinuierlich auf.

Alle Balken wurden weggesteuert bis zum Versagen mit einer niedrigen Belastungsrate von ca. 0,5 mm/min und einer hohen Belastungsrate von ca. 2 mm/min belastet. Die Last, bei der der erste Riss im Balken auftrat und die entsprechende Durchbiegung wurden für eine spätere Auswertung gespeichert. Ein GD-Balken am Ende eines Biegezugversuchs ist in Abb. 4-3 dargestellt.

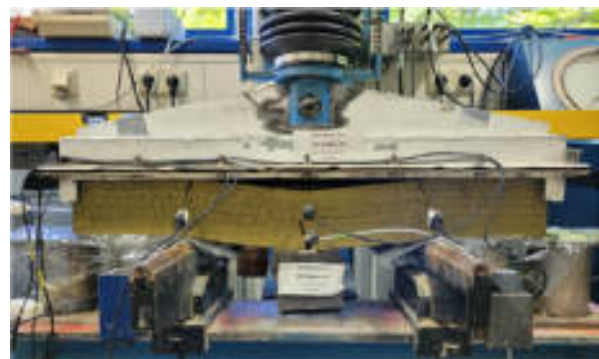


Abbildung 4-3: Gebrochener GD-Balken am Ende eines Biegezugversuchs

4.2 Versuchsergebnisse

4.2.1 Druckverteilung

Abb. 4-4 zeigt die Druckverteilung zu verschiedenen Zeitpunkten für den Balken GD_8.2. Der markierte Bereich entspricht den Abmessungen des Balkens. Der mittlere Druck, bezogen auf diesen Bereich, ist zu den entsprechenden Zeitpunkten ebenfalls in Abb. 4-4 dargestellt. Gemessene Drücke außerhalb des markierten Bereichs sind auf Falten in der Folie zurückzuführen und daher nicht relevant.

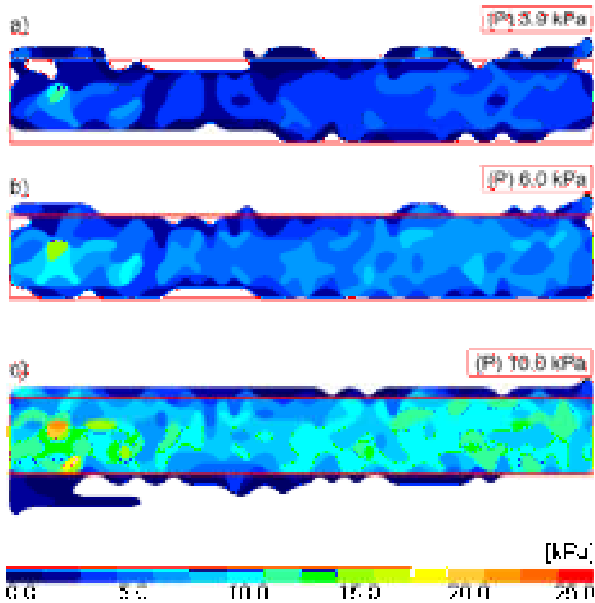


Abbildung 4-4: Druckverteilung zu Beginn (a), in der Mitte (b) und am Ende eines Biegezugversuchs (c)

Die weißen Bereiche innerhalb der roten Markierung zu Beginn des Versuchs, oberes Bild in Abb. 4-4, zeigen an, dass das Druckkissen nur teilweise auf der Balkenoberseite aufliegt. Dennoch ist bereits hier zu erkennen, dass der aufgebrauchte Druck gleichmäßig verteilt ist. Mit zunehmender Belastung, mittleres Bild in Abb. 4-4, liegt das Druckkissen dann nahezu vollständig auf der Balkenoberseite auf und sorgt für eine gleichmäßige Druckverteilung. Erreicht die Last ihren Maximalwert und die ersten Risse treten im Balken auf, stellt sich die gewünschte gleichmäßige Lastverteilung ein, die im unteren Teil von Abb. 4-4 dargestellt ist. Bedingt durch die manuelle Herstellung der Balken können lokale Spannungsspitzen auftreten, die jedoch irrelevant sind.

Um die Genauigkeit der Kraftmessdose und der Druckmessfolien zu überprüfen, wurde die gemessene Last beim Versagen durch die Oberfläche des Balkens geteilt und mit dem von den Sensoren aufgezeichneten mittleren Druck verglichen. Diese Werte werden als p_{Last} bzw. p_{Sens} bezeichnet und sind in Tab. 4-1 für zwei repräsentative Versuche zusammengefasst. In beiden Fällen zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Methoden.

Tabelle 4-1: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Belastung

	P_{Last} [kPa]	P_{Sens} [kPa]
Balken GD_8.2	9.8	10.0
Balken TK_7	34.7	32.3

4.2.2 Biegezugversuche bei 20 °C

Die Ergebnisse der GD-Versuchsreihe für zwei Belastungsraten sind in Abb. 4-5 dargestellt, wobei das Versagen durch ein Kreuz markiert ist. Bei den Versuchen mit einer niedrigen Belastungsraten, Abb. 4-5 oben, treten die maximale Last und die geringste Durchbiegung beim Balken mit $D_{\text{Pr}} = 97\%$ ‚trocken‘ auf, während die maximale Durchbiegung beim Balken mit $D_{\text{Pr}} = 100\%$ auftritt. Die geringste Last wurde beim Balken mit $D_{\text{Pr}} = 97\%$ ‚nass‘ gemessen. Es zeigt sich, dass sich die Balken mit zunehmendem Wassergehalt duktiler verhalten.

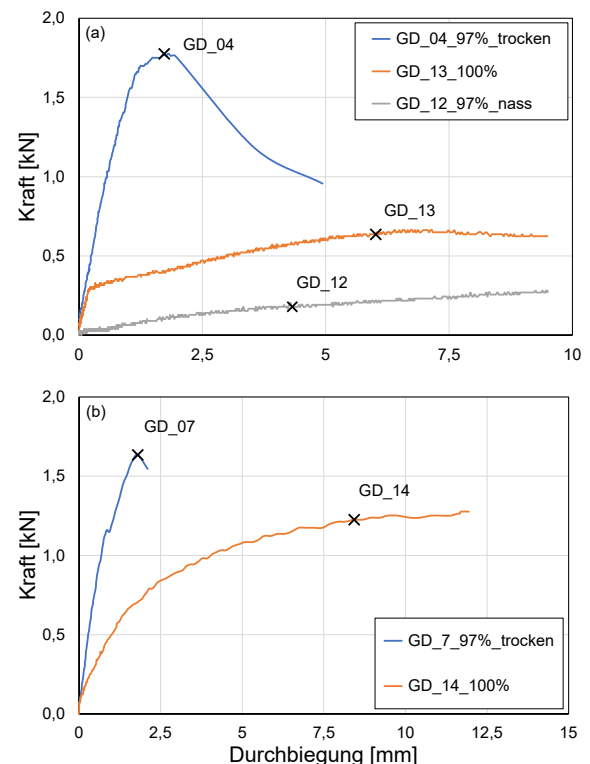


Abbildung 4-5: Ergebnisse der GD-Balken Serie für eine niedrige (a) und eine hohe (b) Belastungsraten

Die Ergebnisse der Versuche mit einer hohen Belastungsraten, Abb. 4-5 unten, zeigen ein ähnliches Verhalten. Hier treten die maximale Last und die geringste Durchbiegung ebenfalls beim Balken mit dem geringsten Wassergehalt auf. Mit steigendem Wassergehalt nimmt auch die maximale Durchbiegung zu. Während die höhere Belastungsraten beim Balken mit $D_{\text{Pr}} = 100\%$ zu einer höheren Bruchlast und Durchbiegung führt, lässt sich nahezu kein Einfluss auf den Balken mit $D_{\text{Pr}} = 97\%$ ‚trocken‘ erkennen.

Die Ergebnisse der TK-Serie sind in Abb. 4-6 dargestellt und zeigen, verglichen mit der GD-Balken Serie, ein unterschiedliches Biegezugverhalten. Für die niedrige Belastungsraten, Abb. 4-6 oben, wurde die maximale Kraft beim Balken mit $D_{\text{Pr}} = 100\%$ gemessen.



sen, während die maximale Durchbiegung im Bruchzustand beim Balken mit $D_{Pr} = 97\%$ ‚nass‘ auftritt. Es ist zu erkennen, dass die Bruchlast mit zunehmender Sättigung bis zum optimalen Wassergehalt zunächst zunimmt und anschließend wieder abnimmt, während die Durchbiegung mit zunehmendem Wassergehalt kontinuierlich zunimmt. Ein ähnliches Verhalten ist auch bei den Versuchen mit der hohen Belastungsrate, Abb. 4-6 unten, zu erkennen. Die höhere Belastungsrate führt zu einem Anstieg der maximalen Last bei den Balken mit $D_{Pr} = 100\%$ und $D_{Pr} = 97\%$ ‚trocken‘ und zu einem Anstieg der Durchbiegung beim Versagen bei den Balken mit $D_{Pr} = 100\%$ und $D_{Pr} = 97\%$ ‚nass‘. Wie die GD-Balken zeigen auch die TK-Balken ein duktileres Verhalten bei steigendem Wassergehalt.

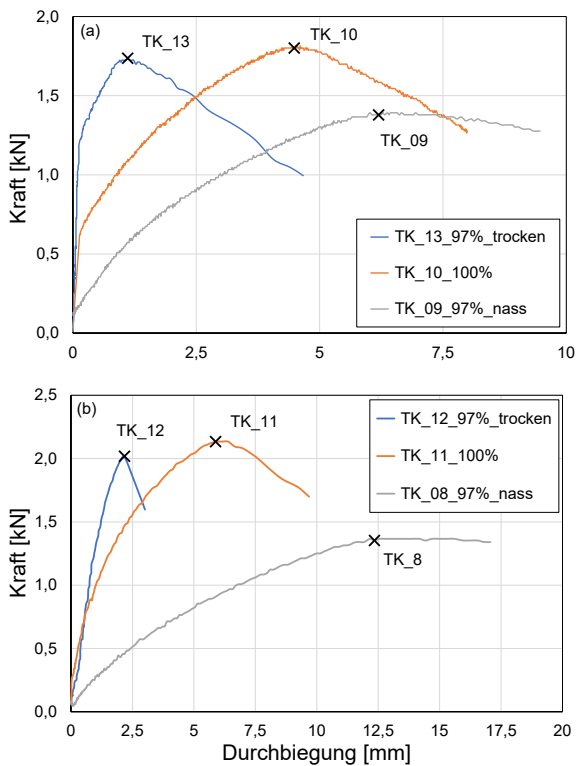


Abbildung 4-6: Ergebnisse der TK-Balken Serie für eine niedrige (a) und eine hohe (b) Belastungsrate

4.2.3 Biegezugversuche bei 55 °C

Zusätzlich zu den Versuchen bei 20 °C wurden Biegezugversuche in einer Klimakammer bei einer konstanten Temperatur von 55 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 30 % durchgeführt. Aufgrund der begrenzten Verfügbarkeit konnten jedoch nur die Versuche mit der niedrigen Belastungsrate durchgeführt werden. Die erhöhte Temperatur führte dazu, dass einige der Balken mit $D_{Pr} = 97\%$ ‚trocken‘ bereits vor den Versuchen auseinanderbrachen.

Die Ergebnisse der beiden Testreihen sind in Abb. 4-7 dargestellt. Im Vergleich zu den Versuchen bei

20 °C zeigen die GD-Balken, Abb. 4-7 oben, sowohl Ähnlichkeiten als auch Unterschiede. Die höchste Last wurde beim Balken mit $D_{Pr} = 100\%$ und die geringste Durchbiegung beim Balken mit $D_{Pr} = 97\%$ ‚trocken‘ beobachtet. Ähnlich wie bei 20 °C, nimmt die Bruchlast mit zunehmendem Wassergehalt ab, die maximale Durchbiegung nimmt jedoch kontinuierlich zu. Beim Balken mit $D_{Pr} = 97\%$ ‚trocken‘ sind nur geringfügige Änderungen im Vergleich zum Versuch bei 20 °C festzustellen. Beim Balken mit $D_{Pr} = 97\%$ ‚nass‘ führte die erhöhte Temperatur zu einem Anstieg der maximalen Last und Durchbiegung.

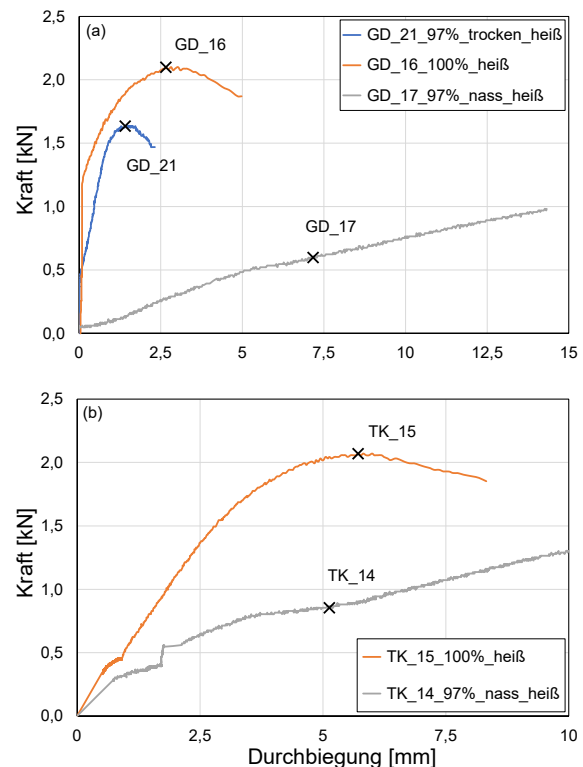


Abbildung 4-7: Ergebnisse der GD-Balken (a) und der TK-Balken (b) bei erhöhter Temperatur

Bei den TK-Balken, Abb. 4-7 unten, treten die maximale Last und Durchbiegung beim Balken mit $D_{Pr} = 100\%$ auf. Verglichen mit den Ergebnissen bei 20 °C, zeigt der Balken mit $D_{Pr} = 97\%$ ‚nass‘ eine deutlich geringere maximale Last und Durchbiegung, während der Balken mit $D_{Pr} = 100\%$ hingegen eine größere maximale Last und Durchbiegung zeigt.

4.2.4 Saugspannungsmessung

Zur Messung der Saugspannung während des Biegezugversuchs wurden ausgewählte Balken mit Mini-Tensiometern ausgestattet, die vor Versuchsbeginn in vorgebohrte Löcher eingesetzt wurden. Nachdem diese einen konstanten Messwert anzeigten, wurde der Versuch gestartet und der Balken bis zum Versagen belastet. An den Balken mit

$D_{Pr} = 97\%$ ‚trocken‘ konnten keine Messungen vorgenommen werden, da die Saugspannung außerhalb des Messbereichs der Tensiometer lag.

In Abb. 4-8 sind die Ergebnisse für zwei GD-Balken mit $D_{Pr} = 100\%$ bei einer niedrigen und hohen Belastungsrate dargestellt. In beiden Fällen steigt die Saugspannung kontinuierlich von ihrem Anfangswert bis zum Versagenswert an. Die vergleichsweise höchste Saugspannung zum Zeitpunkt des Versagens tritt bei den Versuchen mit einer hohen Belastungsrate auf. Die unterschiedlichen Anfangswerte der Saugspannung bei Balken mit gleichem Wassergehalt resultieren aus der inhomogenen Wassergehaltsverteilung in den Balken.

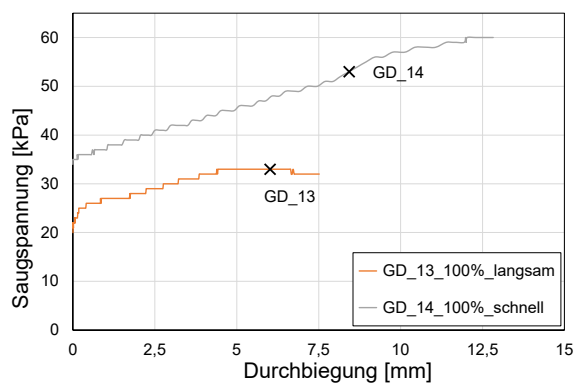


Abbildung 4-8: Ergebnisse der Saugspannungsmessungen

5 Zusammenfassung und Fazit

Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens von teilgesättigten Tonbalken wurden Balken aus zwei verschiedenen Tonen hergestellt und in Biegezugversuchen bis zum Versagen belastet. Die Balken wurden mit einer speziell modifizierten Belastungseinrichtung geprüft. Durch den Einsatz von Druckmessfolien konnte gezeigt werden, dass diese modifizierte Belastungsvorrichtung eine gleichmäßige Druckverteilung auf den Balken gewährleistet.

Die durchgeführten Biegezugversuche zeigen deutlich den Einfluss des Sättigungsgrades, der Belastungsgeschwindigkeit und der Umgebungstemperatur auf die maximale Last und Durchbiegung. Ebenfalls lässt sich feststellen, dass die Balken ein zunehmend duktileres Verhalten mit ansteigendem Wassergehalt zeigen.

Bei ausgewählten Balken wurde die Änderung der Saugspannung in den Zugbereichen mit Hilfe von Mini-Tensiometern gemessen. Bei allen Versuchen hat sich gezeigt, dass die Saugspannung kontinuierlich von ihrem Anfangswert bis zum Versagenswert ansteigt.

Danksagung

Die Untersuchungen wurden als Forschungsvorhaben durch die DFG gefördert. Hierfür wird an dieser Stelle gedankt.

Literaturverzeichnis

- Ajaz, A. & Parry, R. H. G. (1975a). *Analysis of bending stresses in soil beams*. *Géotechnique* 25 (3), pp. 586–591
- Ajaz, A. & Parry, R. H. G. (1975b). *Stress–strain behaviour of two compacted clays in tension and compression*. *Géotechnique* 25 (3), pp. 495–512
- Ammeri, A., Jamei, M., Bouassida, M., Ple, O., Villard, P. & Gourc, J. P. (2009). *Numerical study of bending test on compacted clay by Discrete Element Method: tensile strength determination*. *Int. J. Comput. Appl. T.* 34 (1), pp. 13–22
- Fredlund, D. G. & Rahardjo, H. (2010). *Soil mechanics for unsaturated soils*.
- Köditz, J., Wudtke, R.-B. & Witt, K. J. (2016). *Gegenüberstellung direkter und indirekter Versuchsmethoden zur Bestimmung der Zugfestigkeit bindiger Böden*. *geotechnik* 39 (4), pp. 225–234
- Schick, P. (2005). *Spaltzugversuche mit kohäsiven Böden*. *Bautechnik* 82 (2), pp. 90–104
- Vrettos, C. & Becker, A. (2017). *Balkenbiegeversuche an zwei Tonen und Verformbarkeitsnachweis für eine multifunktionale Deponieabdichtung*. *geotechnik* 40 (4), pp. 232–241
- Wendling, S. (2004). *Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrisse in mineralischen Deponieabdichtungen*. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der TU Kaiserslautern, Heft 10



Untersuchungen zum Schrumpfverhalten bindiger Böden unter Nutzung von 3D-Laserscanning

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sascha Henke, M.Sc. André Vogel,
Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg

M.Sc. Katharina Reiswig, ARGUS Stadt und Verkehr Partnerschaft mbH, Hamburg

In urbanen Gebieten kommt es vermehrt zu Bauwerksschäden, die aus dem Schrumpfen infolge einer Veränderung des natürlichen Wassergehalts örtlich anstehender bindiger Böden resultieren. Dies führt dazu, dass der Untersuchung des Schrumpfverhaltens bindiger Böden eine größere Bedeutung zukommt.

Der klassische, in der deutschen Normung definierte Schrumpfversuch hat aber einige Nachteile, da z. B. keine vollständige Soil-Water-Characteristic-Curve (SWCC) aus diesem Versuch abgeleitet werden kann. Weiterhin sind die üblicherweise untersuchte flach-zylindrische Probengeometrie sowie die üblichen händischen Verfahren zur Ermittlung der Schrumpfungsmaße kritisch hinsichtlich der Ergebnisgenauigkeit zu hinterfragen.

Bei diesen genannten Schwierigkeiten setzt der vorliegende Beitrag an. Es werden Untersuchungen zur zerstörungsfreien Ermittlung einer möglichst vollständigen SWCC von Tonböden mittels 3D-Laserscanning-Technik vorgestellt. Es wird zunächst die hohe Genauigkeit der verwendeten Messtechnik nachgewiesen, bevor Untersuchungen zum Schrumpfverhalten an halbsphärischen Proben mit unterschiedlichen Gehalten an stark quellfähigem Montmorillonit untersucht werden. Hierfür werden als Ergebnis ausgewählte SWCC und deren mathematische Approximation präsentiert.

1 Einleitung

Das bodenmechanische Verhalten bindiger Böden ist stark durch ein komplexes Mehrphasenmaterialverhalten geprägt. So resultiert u. a. durch Wassergehaltsverluste ein Schrumpfen des bindigen Bodens. Dies kann insbesondere im Hinblick auf klimawandelbedingte Temperatursteigerungen zusammen mit zunehmender Versiegelung der Böden insbesondere in urbanen Gebieten zu Schäden an Gebäuden infolge Schrumpfsetzungen führen.

Ausgelöst wird das Schrumpfen bindiger Böden, da u. a. infolge Strahlungsenergie der Oberboden erwärmt wird. Dies wiederum führt zu einem Übergang des im Boden befindlichen Wassers in die gasförmige Phase, sodass der Boden infolge von Verdunstungsverlusten sukzessive austrocknet. Es werden hierdurch Transportmechanismen, wie bspw. Dampfdiffusion und Kapillarwasserbewegungen angeregt. Final bedeutet dies, dass eine Umlagerung der Feststoffteilchen im Boden zu einer Reduktion des Bodenvolumens und somit zu Schrumpfsetzungen führt.

Eine Möglichkeit die wassergehaltsabhängigen Volumenänderungen bindiger Böden zu beschreiben, ist die sogenannte Soil-Water-Characteristic-Curve

(SWCC). Bspw. beschreibt Machacek (2020) vier Phasen des Schrumpfprozesses:

1. Strukturschrumpfen
2. Normalschrumpfen
3. Residualschrumpfen
4. Nullschrumpfen

Diese Phasen können auch in Abbildung 1-1 erkannt werden.

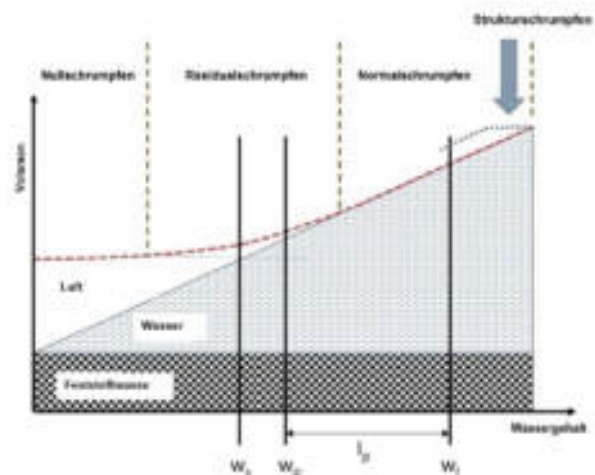


Abbildung 1-1: SWCC mit Kennzeichnung der unterschiedlichen Phasen, angepasst nach Mourinho (2017)

Dort sind die Volumenänderungen einer Probe in Abhängigkeit vom Wassergehalt dargestellt.

In diesem Beitrag wird auf die Ermittlung der SWCC eingegangen, die von dem klassischen Schrumpfversuch gemäß DIN 18122-22 abweicht, da mit diesem keine vollständige Ermittlung der SWCC erfolgen kann. Um eine kontinuierliche Erfassung der Volumenveränderungen über den Schrumpfprozess zu ermöglichen, werden in den gegenständlichen Untersuchungen die Volumenänderungen zerstörungsfrei via 3D-Laserscanning erfasst. Zudem wird der Einfluss der Probegeometrie genauer betrachtet.

2 3D-Laserscanning

Für die gegenständlichen Untersuchungen der thermischen Dehnungen bei Tonproben wird ein 3D-Laserscanner des Typs HandySCAN 700 der Firma AMETEK Creaform verwendet, damit hiermit zerstörungsfrei wassergehaltsabhängige Dehnungen der untersuchten Tonproben zu diskreten Zeitpunkten erfasst werden können (siehe Abbildung 2-1)



Abbildung 2-1: HandySCAN 700 von AMETEK Creaform mit Messabstand und Scanbereich, modifiziert nach AMETEK (2021)

Bei dem Lasermesssystem handelt es sich um einen portablen Laserscanner, mit dem die Probegeometrie über aufgenommene 2D-Bilder in eine 3D-Oberfläche gewandelt wird. Die Positionierung des Lasers erfolgt mittels Triangulation über Zielpunkte, sogenannte Targets, anhand derer der Scanner seine Position relativ zum Messobjekt bestimmt (siehe Abbildung 2-2).

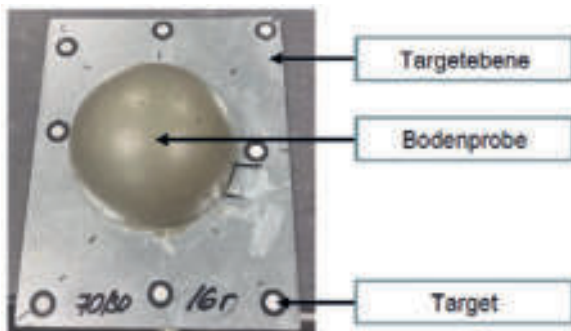


Abbildung 2-2: Exemplarischer Aufbau der Laserscan-Messung mit Bodenprobe sowie Targets auf der Targetebene

Weitere Informationen zu dem Messverfahren und den erreichbaren Messgenauigkeiten mit diesem Verfahren wurden bereits in Henke und Loreth (2022) ausführlich beschrieben, sodass an dieser Stelle hierauf verwiesen wird.

3 Versuchsbeschreibung

Nachfolgend werden verschiedene Aspekte der Versuchsdurchführung beschrieben. Diese beinhalten u. a. das untersuchte Material, Probengeometrien und Probenherstellung sowie weitere Versuchsrandbedingungen.

3.1 Untersuchte Tone

Im Rahmen der gegenständlichen Untersuchungen wurde das Schrumpfverhalten zweier unterschiedlicher Tone betrachtet. Hierbei handelt es sich um sogenannten *grünen Tarraston*, ein natürlich gewachsener Ton, der vorrangig in Norddeutschland im Bereich der Ostseeküste von der Lübecker Bucht bis zu den südöstlichen Inseln Dänemarks anzutreffen ist. Es handelt sich hierbei um einen ausgeprägt plastischen Ton, der einen sehr hohen Tonanteil (> 80%) aufweist. Vorwiegend handelt es sich bei den Tonmineralen des Tarrastons um stark quell- und schrumpffähiges Montmorillonit.

Zum anderen wird aus pulverförmigem *Kaolin*, welches vorrangig aus Kaolinit besteht, im Labor durch Zugabe von deionisiertem Wasser ein „Kunstboden“ mit definierten Charakteristika hergestellt. Das Kaolin hat im Gegensatz zum Tarraston eine eher geringe Quell- und Schrumpfeigung.

Im Rahmen der Untersuchungen zur Ermittlung der SWCC wurden Tarraston (TA) und Kaolin (KA) in verschiedenen Mischungsverhältnissen aufbereitet (siehe Tabelle 2-1) und hierfür die SWCC ermittelt.

Tabelle 2-1: Untersuchte Mischungen aus Tarraston und Kaolin

Bezeichnung	Anteil Tarraston	Anteil Kaolin
TA/KA 100/0	100%	0%
TA/KA 90/10	90%	10%
TA/KA 80/20	80%	20%
TA/KA 70/30	70%	30%
TA/KA 0/100	0%	100%

3.2 Probengeometrie und -herstellung

Üblicherweise wird bei der Durchführung von Schrumpfversuchen nach DIN 18122-22 eine flachzylindrische Probengeometrie untersucht, was jedoch einige Nachteile hat. So sind die Entwässerungswege bei der flachzylindrischen Probe nicht in alle Raumrichtungen gleich, sodass gerade bei Bö-



den mit hohem Schrumpfmaß oftmals eine ungleichmäßige Probengeometrie gerade bei niedrigen Wassergehalten resultiert, siehe Abbildung 3-1.



Abbildung 3-1: Entwicklung der Probengeometrie einer reinen Tarrastonprobe mit fortschreitender Entwässerung

Anhand dieser Abbildung ist deutlich erkennbar, dass aufgrund der unterschiedlichen Entwässerungswege u. a. unterschiedliche radiale und axiale Schrumpfmaße resultieren. Dies führt dazu, dass eine Ableitung eines allgemeinen Schrumpfmaßes bei derartigen Probengeometrien schwierig und fehlerbehaftet ist. Aus diesem Grund wird im Rahmen der hier dargestellten Untersuchungen das Schrumpfverhalten halbsphärischer Tonproben mit einem Durchmesser von jeweils 7,6 cm untersucht, siehe Abbildung 2-2.

Eine besondere Herausforderung stellt die Herstellung der halbsphärischen Prüfkörper dar. Dies erfolgt dermaßen, dass zunächst die Bodenprobe in eine Halbhohlsphäre bei einem definierten Wassergehalt homogen eingestrichen wurde. Aufgrund der oftmals weichen Konsistenzen, war zudem eine Vorkonsolidierung der Probekörper nötig, damit diese formstabil ausgebaut werden konnten. Damit eine Konsolidierung der Probe im Ödometer erfolgen kann, wird auf die Halbhohlsphäre ein Ring aufgesetzt, sodass die Probe überhöht eingebaut wird und dann in das Ödometergerät eingebaut werden kann, siehe Abbildung 3-2.



Abbildung 3-2: Halbhohlsphäre mit aufgesetztem Ring

Die Probe wird dann im Ödometer bis zur gewünschten Konsolidation belastet. Hierfür wurde ein gängiges Ödometergerät entsprechend angepasst, so dass die halbkugelförmige Probe mit Halbhohlsphäre ohne zu verkippen in dem Gerät belastet werden konnte.

Anschließend wird der aufgesetzte Ring abgenommen und die verbliebene Überhöhung entfernt, so-

dass abschließend der Probekörper mit einem eigens für die Herstellung halbsphärischer Proben entwickelten Schaber aus der Halbhohlsphäre entfernt werden kann. Der Ablauf des Probenausbaus ist schrittweise in Abbildung 3-3 dargestellt.

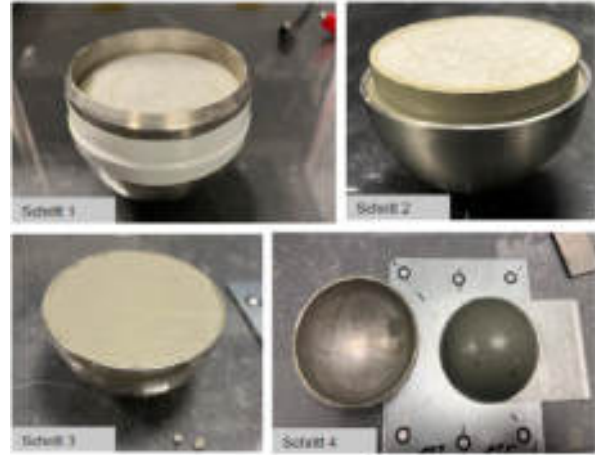


Abbildung 3-3: Schrittweiser Probenausbau der halbsphärischen Probekörper

3.3 Versuchsdurchführung

An jeweils zwei Proben mit den in Tabelle 2-1 dargestellten Kaolin-Tarraston-Gemischen erfolgte die messtechnische Ermittlung der SWCC. Hierbei werden die jeweiligen Proben sukzessive bis zum Erreichen der Massenkonstanz in einer Klimakammer getrocknet, wobei in regelmäßigen Abständen ein 3D-Laserscan des Probekörpers erfolgte. Parallel wurde jeweils die Masse der Probe gemessen, sodass eine Ermittlung des Wassergehaltes zum jeweiligen Messzeitpunkt möglich war. Sobald Massenkonstanz der Probe festgestellt wurde, konnte der Versuch abgebrochen werden.

Die 3D-Geometrie des jeweils untersuchten Zustandes wurde daraufhin hinsichtlich des vorhandenen Volumens ausgewertet (siehe Abbildung 3-4 für eine exemplarische Aufnahme des 3D-Laserscans), so dass die Volumenänderungen in Abhängigkeit des jeweiligen Wassergehaltes grafisch aufgetragen werden können.

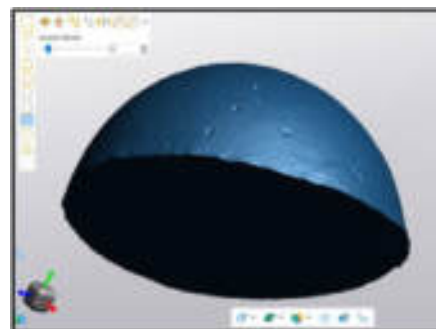


Abbildung 3-4: Darstellung der gescannten Oberfläche einer halbsphärischen Probe

4 Diskussion ausgewählter Ergebnisse

4.1 Klassifizierungsparameter

Für die verschiedenen untersuchten Gemische aus Tarraston und Kaolin werden nachfolgend in Tabelle 4-1 die wesentlichen Klassifizierungsparameter inkl. des jeweiligen Anfangswassergehaltes der im Schrumpfversuch untersuchten Proben zusammengefasst.

Tabelle 4-1: Zusammenstellung der Klassifizierungsparameter der untersuchten Tongemische

Boden	TA/KA 100/0	TA/KA 0/100	TA/KA 90/10	TA/KA 80/20	TA/KA 70/30
Dichte [g/cm ³]	2,67	2,60	2,66	2,66	2,65
Fließgrenze [%]	136,6	63,0	123,6	121,7	108,8
Ausrollgrenze [%]	40,1	36,6	36,8	33,0	32,9
Anfangswassergehalt [%]	96,3	57,0	93,3	88,5	83,3

4.2 Exemplarische Darstellung einzelner Versuchsreihen

Nachfolgend wird der Verlauf des Schrumpfprozesses für die reine Tarrastonprobe visuell anhand einzelner Fotografien dargestellt, siehe Abbildung 4-1.

Anhand dieser Bilderstudie ist erkennbar, dass bei einem Wassergehalt von ca. 45% ein Farb- bzw. Konsistenzunterschied zwischen Probenober- und Probenunterseite vorhanden ist. Es ist anhand eines Farbumschlags an der Luftseite der Probe zu erkennen, dass in diesem Bereich bereits ein Lufteintritt in die Probe stattgefunden hat. Die Probenunterseite ist hingegen noch feucht. Wird allein die entwässernde Luftseite betrachtet, ist eine gleichmäßige Volumenabnahme eindeutig erkennbar. Bei weiterer Trocknung entstehen dann aber vermehrt Risse innerhalb der Probe, welche offensichtlich aus dem starken Schrumpfmaß des reinen Tarrastons in Abhängigkeit der Wassergehaltsänderung resultieren, sodass der Versuch bereits vor Erreichen der Massenkonstanz abgebrochen werden musste.

Ähnlich verhalten sich auch die Proben mit 90% Tarrastonanteil, sodass an dieser Stelle aus Platzgründen auf eine entsprechende Bilderstudie verzichtet wird.



Abbildung 4-1: Bilderstudie zum Schrumpfverhalten einer Probe aus 100% Tarraston

Sobald der Anteil an Tarraston im Gemisch auf 80% oder geringer reduziert ist, kann der Versuch bis zur Massenkonstanz durchgeführt werden, wobei in der Regel sehr gleichmäßige Schrumpfmaße an der luftseitigen Oberfläche des Probekörpers erkennbar sind, siehe Abbildung 4-2.

Lediglich im Bereich der Probenauflagerung auf der Targetebene ist am Rand eine leichte Aufwölbung erkennbar, die aber keine nennenswerten Einflüsse auf die Volumenänderungen hat. Auffällig ist aber die Probenunterseite, an der gerade bei geringen Wassergehalten eine beginnende Rissbildung sowie eine über die Aufstandsfläche ungleichmäßige Volumenänderung erkennbar ist.

4.3 Ausgewählte SWCC

Basierend auf den Schrumpfversuchen wurden die SWCC für die verschiedenen Tongemische ermittelt. Beispielhaft ist die SWCC für das Gemisch TA/KA 80/20 in Abbildung 4-3 dargestellt. Hierbei ist neben den Messwerten der beiden Versuchsreihen auch eine mathematische Approximation der SWCC enthalten.

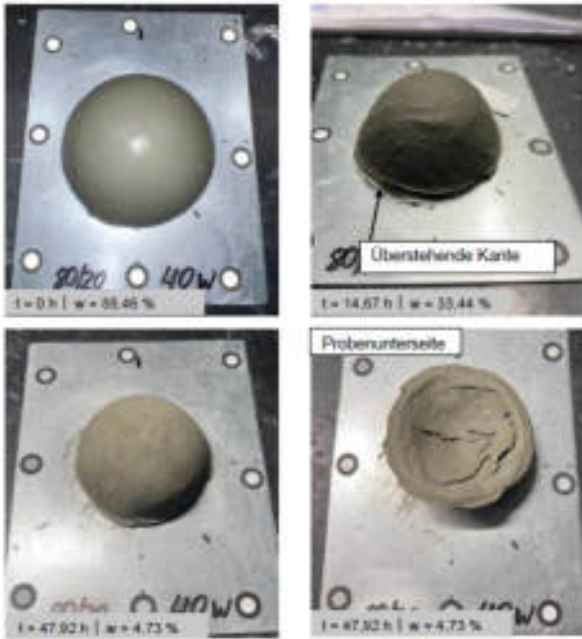


Abbildung 4-2: Bilderstudie zum Schrumpfverhalten einer Probe aus 80% Tarraston und 20% Kaolin

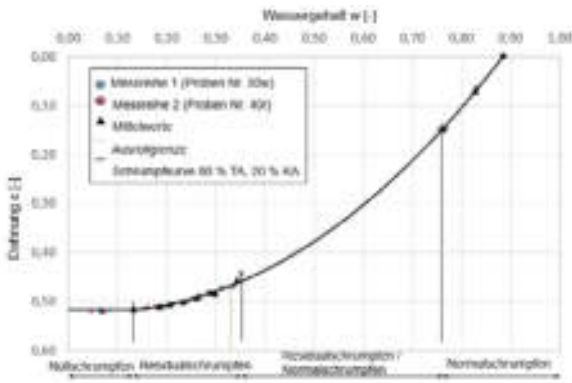


Abbildung 4-3: SWCC (volumetrische Dehnungen vs. Wassergehalt) für die untersuchte Probe TA/KA 80/20

Zunächst kann bei näherer Betrachtung der SWCC in Abbildung 4-3 erkannt werden, dass die Ergebnisse beider Versuchsreihen nahezu identisch sind, sodass eine sehr gute Reproduzierbarkeit der SWCC bei dem gegenständlichen Vorgehen gegeben ist.

Wird dann der Verlauf der Messwerte über ein Polynom 3. Grades der folgenden Form

$$\varepsilon_V \approx -0,3477w^3 - 0,1548w^2 - 0,1711w + 0,5784$$

approximiert, so können die vorher definierten Phasen Residual- und Normalschumpfen einer SWCC gut abgebildet werden. Nach dem zunächst eintretenden Normalschumpfen folgt im Wesentlichen der Residualschumpfenprozess bevor abschließend das Nullschumpfen mit Erreichen der Massenkonstanz

und somit keiner weiteren Volumenabnahme erkennbar ist.

Auf die Darstellung weiterer Versuchsergebnisse wird an dieser Stelle aus Platzgründen verzichtet. Es sei aber angemerkt, dass bei allen Versuchen ähnliche Ergebnisse erzielt wurden.

Somit zeigt sich anhand der hier dargestellten Versuchsreihen deutlich, dass mit dem laserbasierten Erfassen der SWCC bei Untersuchung des Schrumpfvorganges an halbsphärischen Proben deutliche Vorteile gegenüber dem in der DIN 18122-22 definierten einfachen Vorgehen vorhanden sind. Insbesondere ist die Erfassung einer nahezu vollständigen SWCC mit hoher Genauigkeit hervorzuheben.

4.4 Vergleich der Versuchsreihen

In der nachstehenden Abbildung 4-4 sind die Approximationen der SWCC für die verschiedenen Tongemische in einer Grafik einander gegenübergestellt.

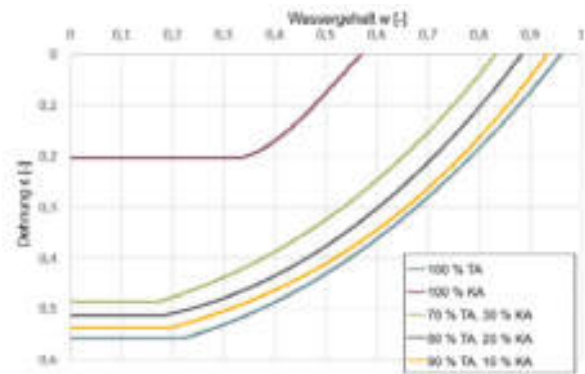


Abbildung 4-4: Vergleich der SWCC (volumetrische Dehnungen vs. Wassergehalt) der verschiedenen Probenmischungen mit unterschiedlichem Tarrastongehalt

Anhand dieser Darstellung ist sehr gut erkennbar, dass offensichtlich die Schrumpfdrehung mit sinkendem Tarrastongehalt und damit geringerem Anteil an Montmorillonit sukzessive abnimmt.

Auf Basis dieser Ergebnisse ist es möglich, eine näherungsweise Ableitung einer analytischen Beziehung für die Schwindkurve der untersuchten Böden in Abhängigkeit des Tarrastongehaltes im Gemisch abzuleiten. Dies erfolgt ausgehend von dem Verlauf für die Probe mit 100% Tarrastongehalt, für die folgende polynomiale Beziehung hergeleitet wurde.

$$\varepsilon_{V,100\%} \approx -0,1196w^3 - 0,4481w^2 - 0,0817w + 0,5985$$

In Abhängigkeit des Tarrastongehaltes muss diese Funktion um einen Wert h entlang der x-Achse verschoben werden, um die Kurven für andere Tarrastongehalte zu approximieren. Die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Werte für h sind in Tabelle 4-2 dargestellt. Weiterhin sind dort auch die Anwendungsgrenzen der in diesem Beitrag abgeleiteten Beziehung dargestellt.

Tabelle 4-2: Verschiebungswerte h in Abhängigkeit des Tarrastongehaltes sowie Anwendungsbereich

Tarrastongehalt	max. ε_V [-]	max. w [-]	h [-]
100 %	0,559	0,963	0,00
90 %	0,540	0,933	0,030
80 %	0,517	0,885	0,078
70 %	0,485	0,833	0,130

Mit diesen Verschiebungswerten h ergibt sich folglich die nachfolgende mathematische Approximation der SWCC für den Bereich des Normal- und Residualschumpfens in Abhängigkeit des Tarrastongehaltes.

$$\varepsilon_V(w + h) \approx -0,1196(w + h)^3 - 0,4481(w + h)^2 - 0,0817(w + h) + 0,5985$$

Beispielhaft ist in Abbildung 4-5 der Vergleich zwischen messtechnisch abgeleiteter sowie mathematisch approximierter Schumpfkurve für den TA/KA 70/30 dargestellt.

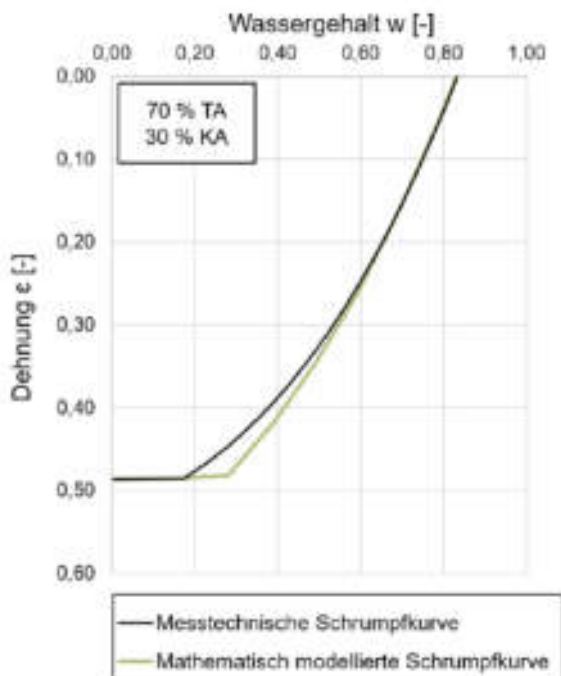


Abbildung 4-5: Vergleich der messtechnisch ermittelten mit der mathematisch angenäherten Schumpfkurve für den TA/KA 70/30

Anhand dieser Darstellung ist eine gute Approximation erkennbar, wobei es zu erwarten ist, dass bei einer größeren Versuchsreihe mit mehr Variationen eine noch bessere Approximation resultiert.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In dem vorliegenden Beitrag wurden Untersuchungen an verschiedenen Tongemischen mit unterschiedlicher Schumpfneigung durchgeführt. Hierbei war das Ziel, die SWCC der untersuchten Böden möglichst umfassend zu ermitteln. Hierzu wurde erfolgreich das 3D-Laserscanning eingesetzt, welches zusammen mit einer gegenüber dem üblichen Norm-Versuch angepassten halbsphärischen Probengeometrie vielversprechende Ergebnisse liefert. Mit Hilfe dieser Ergebnisse war es möglich, eine erste mathematische Approximation der SWCC in Abhängigkeit des Tarrastongehaltes der untersuchten Proben zu erarbeiten.

Somit ist ein erster Baustein gelegt, um zukünftig ein durchgängiges Berechnungsmodell zu erarbeiten, mit welchem aus Schumpfung resultierende lastunabhängige Verformungen von Bauwerken möglichst genau prognostiziert werden können. Dieser muss durch weitere Versuche natürlich noch konkretisiert und verfeinert werden.

Als weitere Bausteine werden mathematische Funktionen für die temperaturabhängigen Wassergehaltsveränderungen des Bodens inkl. Einflüsse aus Versiegelung und Bewuchs, die Wärmeleitfähigkeit und -kapazität des untersuchten Bodens sowie die konkrete Geologie und reale Klimadaten benötigt.

Diese Bausteine werden aktuell im Rahmen der laufenden Forschung erarbeitet, sodass es angestrebt ist, dass zukünftig basierend auf diesen Modellen ein ganzheitliches auf numerischen Methoden basierendes Prognosemodell für Schumpfsetzungen von Bauwerken entwickelt werden kann.

Literaturverzeichnis

Machacek J 2020. *Contributions to the numerical modelling of saturate and unsaturated soils*. PhD-thesis, Karlsruhe University of Technology, Nr 189

Marinho, F.A.M. (2017). *Fundamentals of Soil Shrinkage*. Proc. of PanAm Unsaturated Soils 2017, pp 198-222

Henke, S.; Loreth M.A. (2022). *Novel 3D laser-testing approach for evaluating of soil-shrinkage-curve (SSC)*. In: Proceedings of ICPMG 2022, Physical Modelling in Geotechnics. pp. 304-307.



The use of microbially induced calcium carbonate precipitation to improve the strength of soils

J. Zeitouny, M.Sc., Ruhr-Universität Bochum

Dr.-Ing. W. Lieske, Untere Bodenschutz-, Wasser- und Hafenbehörde, Herne

Dr.-Ing. W. Baille, Ruhr-Universität Bochum

Prof. Dr.-Ing. A.A. Lavasan, Universität Luxemburg, Luxemburg

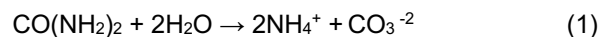
Prof. Dr.-Ing. habil. T. Wichtmann, Ruhr-Universität Bochum

Microbially induced calcite precipitation (MICP) is a process in which bacteria metabolise urea and calcium chloride to form a natural cement layer of calcium carbonate that binds soil particles together. The method has already been used in a large number of studies on a laboratory scale and also in the field to tackle a wide range of geotechnical problems. However, the great potential of this technique is countered by a large number of variables that can have a significant influence on the development of calcite precipitation. This article deals with the basic procedure of MICP and its implementation in the laboratory. In an experimental program, samples premixed with bacterial solution were subsequently cemented using different treatment steps. The specimens were then investigated in terms of their unconfined compressive strength. The results show the sensitivity of the method for different boundary conditions during sample preparation, but also the great potential of using MICP as a climate-friendly alternative for conventional techniques to improve soil strength.

1 Introduction

Civil engineering is associated with the release of large amounts of climate-damaging gases such as carbon dioxide and nitrogen oxide. The main factors are the extensive use of cement and lime, which are associated with both the release of significant carbon dioxide emissions and high energy consumption. One ton of Portland cement results in the generation of about one ton of carbon dioxide, while one ton of lime generates about 0.86 tons of carbon dioxide (Pavithra et al., 2016; Reddy et al., 2016). Thus, construction is responsible for about 39% of the CO₂ released annually worldwide, contributing to climate change and global warming (Ahmed Ali et al., 2020). For some years bio-inspired techniques, in which biological processes are adapted to solve technical problems, have been investigated in the search for environmentally friendly alternatives to conventional construction methods. In this context, the use of bio-cements formerly studied in the field of structural engineering has been extended to geotechnical issues.

Bio-cementation, also known as microbial induced calcite precipitation (MICP), involves the introduction of bacteria into the soil along with nutrients, urea and calcium chloride. The chemical reactions underlying the MICP are given in equations (1) and (2). By the metabolisation of urea (CO(NH₂)₂) and calcium chloride (CaCl₂), the bacteria form a natural cement layer of calcium carbonate (CaCO₃), which binds soil particles together. Equation (1) describes the hydrolysis of urea by the bacterial strain *Sporosarcina pasteurii*, which leads to ammonium and carbonate ions.



When supplying with calcium ions included in the cementation solution, calcium carbonate is produced (equation (2)).



MICP has already been used for a variety of technical applications, for example to improve mechanical properties (Ahenkorah et al., 2020), to reduce permeability (Whiffin, 2004) and to increase the thermal conductivity of soils (Venuleo et al., 2016). It has also been applied to stabilise geotechnical structures. Among these are the stabilisation of slopes (Kou et al., 2021), tunnel walls (Peng & Zhou, 2021), dams and offshore structures (Cheng et al., 2014). MICP has been chosen in other applications to heal cracked concrete (Kalhori & Bagherpour, 2017), restore surfaces (Jimenez-Lopez et al., 2007), preserve coatings protection from weather damage (Liu et al., 2020) and revitalise surfaces (Lian et al., 2019). Moreover, MICP has been applied to create alternative building materials such as the production of bio-bricks (Dosier, 2015).

However, the large number of possible applications for MICP is also countered by many variables in its implementation. This article shows the production of MICP-stabilised sand samples as an example. The context of the investigations is the production of artificial sandstones, which is why the focus was more on homogeneity and very high levels of cementation than on large-scale realisation.

2 Materials and Methods

2.1 Sand

The Karlsruhe fine sand used in the study has a mean grain size of $d_{50} = 0.14$ mm, a uniformity coefficient $C_u = d_{60}/d_{10} = 1.5$ and a grain density of $\rho_s = 2.65$ g/cm³. The void ratios corresponding to the loosest and densest packing (e_{max} and e_{min}) according to DIN 18126 were determined as 1.054 and 0.677, respectively. Prior to testing, the sand was oven-dried at 105°C for 24 hours. Moreover, the initial relative density of the compacted samples is about 60%.

2.2 Bacteria

For the MICP, the bacterial strain *Sporosarcina pasteurii* (DSM 33) was purchased from the Leibniz Institute. The freeze-dried bacteria were cultivated under sterile conditions in a nutrient medium prepared according to the instructions of the German collection of microorganism and cell cultures (DSMZ). The ingredients of the nutrient solution are shown in Table 1. The final pH of the nutrient solution was adjusted to 9 with NaOH. The bacteria were then aerobically cultured in a shaking incubator at 30°C and 130 rpm. Since *Sporosarcina pasteurii* is an aerobic species, the bottle used for shaking was not filled more than halfway with the bacterial solution. Figure 1 shows a light microscope picture of the bacteria.

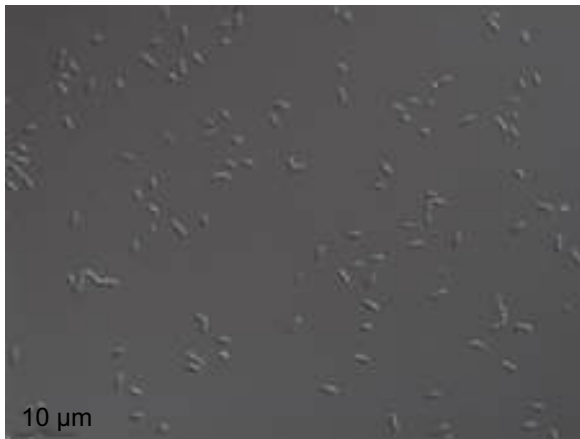


Figure 1. Microscopic observation of the bacteria *Sporosarcina pasteurii*

Bacterial growth in a nutrient solution can be described by four phases, which are called the adaption (Lag), exponential growth (Log), stationary, and death phases. Experimentally, the phases are typically determined with the optical density (OD_{600}), in which the number of bacteria is correlated with the refraction of light. As shown in Figure 2 the bacteria

are most productive in the exponential phase, which is why the bacterial solution used in the experiment is ideally in this phase.

The cementation solution provides nutrients to the bacteria and calcium source to induce bio-cementation. The cementation solution is prepared according to the ingredients listed in Table 2. One of these ingredients is nutrient broth, which is composed of pepton from meat and meat extract. The cementing solution has equimolar concentrations of urea and calcium chloride and is prepared in low and high concentrations, 0.25 M and 0.5 M, respectively.

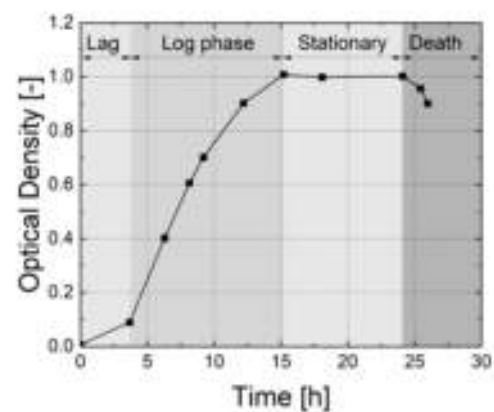


Figure 2 The phases of bacterial growth (modified after Karimian et al., 2020)

Table 1. Ingredients of the nutrient solution

Urea	NaCl	Pepton from Casein	Soy meal
[g/l]	[g/l]	[g/l]	[g/l]
20	5	15	5

Table 2. Ingredients of the cementation solution

Urea	CaCl ₂ ·H ₂ O	NH ₄ Cl	Na ₂ CO ₃	Nutrient broth
[g/l]	[g/l]	[g/l]	[g/l]	[g/l]
15	36.8	10	2.12	3
30	73.6	10	2.12	3

Table 3. Ingredients of the loading solutions

	Urea	CaCl ₂ ·H ₂ O	NH ₄ Cl	Nutrient broth
	[g/l]	[g/l]	[g/l]	[g/l]
F ₁	30	0	10	3
F ₂	0	14.72	10	3

2.3 MICP

Apart from the quality of the nutrient solution, as well as the bacterial and cementation solution used in the MICP, the sequence in which they are introduced is of crucial importance for the strength of the treated



samples. In order to achieve the most homogeneous distribution possible in the sample, part of the bacterial solution (60% of the pore volume) was mixed with the previously dried sand (premixing method) before it was tamped into the sample moulds. The mould is a simple syringe of a diameter of 3.6 cm, as shown in Figure 3 (a). To better filter the solution, the sample is provided with filter papers and gravel layers acting as filters at both ends.

In order to saturate the sample with the bacterial solution, further bacterial solution (40% of the pore volume) was infiltrated from the top into the sample. Once the bacteria had been infiltrated, the samples were left to rest for 8 hours to allow the bacteria to adhere to the mineral components. This resting period is crucial to prevent the bacteria from being flushed out when the sample is subsequently flushed with the cementation solution.

In the second step, the cementation solution is aerated and then percolated from the top through the specimen by gravity without applying any external pressure. The cementation solution (120% of the pore volume) is supplied every 12 hours during the 10-day treatment period. While the above steps are identical for all samples (abbreviated as P in the following), other boundary conditions were varied in the MICP procedure to investigate their influence on the obtained strength.

- Sample PF₁C₁: Loading solution F1 was percolated directly after infiltration of the bacteria. The ingredients of the F₁ solution are listed in Table 3. The loading solution contains urea, which enables the bacteria to obtain energy for their growth and facilitates hydrolysis before the formation of calcium carbonate when calcium ions are added. A low concentration (denoted by C₁) of 0.25 M was used afterwards for the cementation solution.

- Sample PF₂C₁: The vegetative bacterial cells of the bacterial solution were separated from the spent nutrient solution by centrifugation twice at 4500 g for 20 minutes. After each centrifugation cycle, the supernatant was poured off while the cells were resuspended in a loading solution (designated F2). The ingredients of the F₂ solution are listed in Table 3. The solution contains calcium chloride, which fixes the bacterial cells by promoting adsorption of microorganisms to sand grains. Afterwards, the attained solution (after centrifuging and resuspending in F₂) was premixed with soil and compacted in the mould. Bacteria nutrition is accomplished by using a low concentration of the cementation solution, 0.25 M.

- Sample PGC_n: Bacteria were centrifuged using the same protocol as previously described but resuspended in the growth medium. Bacteria nutrition is accomplished with a high concentration of the cementation solution (denoted by C_n), 0.5 M.

Figure 3 (b) shows a bio-cemented sand sample after careful extraction from the syringe.

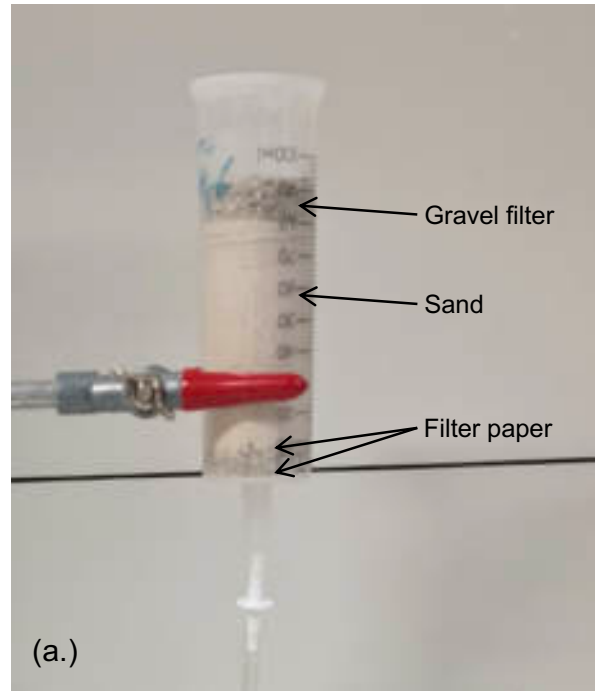


Figure 3. (a) MICP treatment process and (b) MICP treated sample

2.4 Unconfined compressive strength

Unconfined Compression Strength (UCS) tests were used to examine the mechanical behaviour. This test provides an instant strength overview of bio-treated soil samples. Samples were oven-dried at 60°C prior to the UCS test for 4 days. The axial loading speed was 1 mm per minute. The strength (q_u) is indicated by the peak value that was observed in the stress-strain curve. A correction factor was applied for any deviation of the height to diameter ratio H/D from its standard value 2 induced by the removal of gravel layers from both sample ends. The correction factor is based on the standard test procedure ASTM D2938-86 (ASTM, 1986) and is determined by the subsequent equation.

$$C = \frac{C_a}{0.88 + (0.24 \frac{D}{H})}$$

Where D is the sample diameter, H is the sample height, C is the corrected UCS at equivalent $H/D=2$ sample, and C_a is the measured UCS.

Additionally, the calcium carbonate content was determined using the acid washing method. Bio-cemented sand was collected from different positions of the sample, dried and mixed with HCl acid to dissolve calcium carbonate. Afterwards, it was washed with distilled water and filtered. The remaining residue was then dried and weighted. The weight difference is the weight of calcium carbonate. The ratio between the weight difference to the weight of soil without calcium carbonate is a measure for the level of cementation.

3 Results

3.1 Calcite Content and UCS

The concentration of calcium carbonate for all samples ranged from 14 to 35 percent. The values were higher at the top of the samples close to the cementation solution inflow source. The average level of cementation for specimens PF_1C_i , PF_2C_i , and PGC_h was determined as 20%, 16% and 23%, respectively.

The results of the UCS tests for the samples prepared using the percolation approach with different treatment strategies are compared in Figure 4. The highest UCS of approximately 1 MPa was measured for the samples PF_1C_i and PF_2C_i . The sample PGC_h gave the lowest UCS, which is about 0.5 MPa, even though the cementation solution was higher concentrated. A higher concentration of the cementing solution does thus not necessarily lead to a higher

strength. Even the opposite was observed in the present case.

The stress-strain curves given in Figure 4 also show pronounced fluctuations in the stress prior to the failure point. This is more pronounced for samples PF_1C_i and PGC_h . The findings from the sample PF_2C_i exhibited less fluctuations in the stress-strain curve. In the stress-strain curve of the sample PF_1C_i , a pre-peak was observed at a strain of approximately 1 %, followed by softening and then hardening until failure occurred at a strain of 4 %. The sample PGC_h displayed multiple oscillations in axial stress, alternating between softening and hardening. Regarding the strain at failure, it can be noted that the sample PF_1C_i demonstrated the highest failure strain.

The occurrence of oscillations in the stress-strain curves of the bio-cemented specimens may be attributed to the nature and distribution of the bonding formed through bio-cementation. These oscillations are believed to be a result of progressive breakage of these bonds. The systematic determination of calcite distribution showed a concentration of calcite at the top of the specimens. However, the sample PF_2C_i revealed the best uniformity of precipitation. This indicates the beneficial effect of the fixation solution and supports the use of cementation solution in low concentrations.

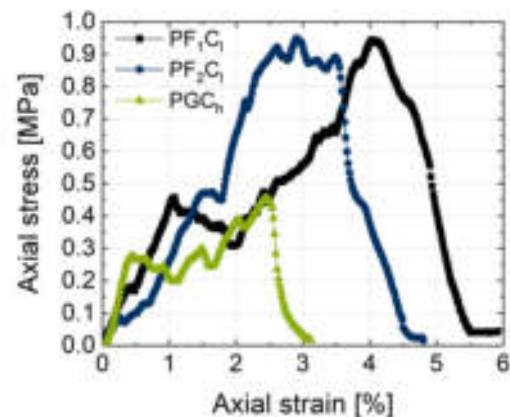


Figure 4. UCS results for MICP-treated sand using different treatment strategies.

3.2 SEM observations

The morphology of calcium carbonate crystals has been analysed using SEM and is presented in Figure 5. Sample PF_1C_i has small rhombohedral crystals less than 10 μm in size, scattered on the surface of the sand grain with multiple holes present on the crystal surface. Sample PF_2C_i shows rhombohedral

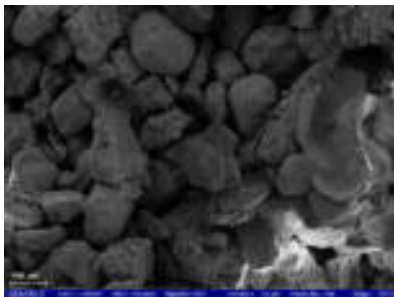


crystals ranging from 7 to 20 μm in size, located at contact points between sand grains. For sample PGC_h , it has been observed a series of rhombohedral interconnected crystals, with a particle size of 24 μm .

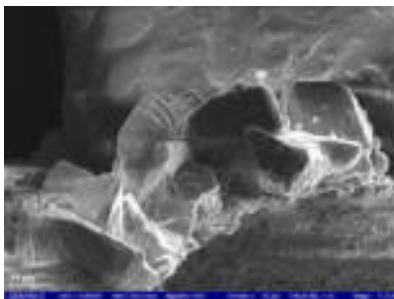
It can be concluded from SEM analysis that a higher concentration of the cementation solution leads to the formation of larger calcite crystals and longer chains of accumulated calcite crystals compared to a lower concentration. This finding aligns with a previous study conducted by Al Qabany et al. (2012), who found that precipitation primarily occurs on existing crystals rather than generating new ones. This explains why higher concentrations result in the formation of larger calcium carbonate crystals compared to those formed at lower concentrations.



(a)



(b)



(c)

Figure 5. SEM micrographs for (a) sample PF_1C_i , (b) sample PF_2C_i , and (c) sample PGC_h

4 Conclusions

Microbial induced calcite precipitation is a promising and sustainable approach for improving soil strength. However, the immense potential of MICP is hindered by numerous variables that can greatly impact the process of calcite precipitate formation. In this study, different strategies to promote bacterial activity to form calcium carbonate were analysed using the percolation method. According to experimental results, percolating the sample with solution containing urea is less effective than centrifuging bacterial cells and suspending them in calcium-containing solution. The concentration of cementation solution has a significant effect on the attained UCS strength and the morphology of calcite crystals. Calcium carbonate precipitation was observed higher at the top of the sample. The continuous bonding breakage of the calcite bonds is thought to be the cause of the oscillations in the stress-strain curves measured in the UCS tests.

References

- Ahenkorah, I., Rahman, M. M., Karim, M. R., & Teasdale, P. R. (2020). A comparison of mechanical responses for microbial-and enzyme-induced cemented sand. *Geotechnique Letters*, 10(4), 559–567.
- Ahmed Ali, K., Ahmad, M. I., & Yusup, Y. (2020). Issues, Impacts, and Mitigations of Carbon Dioxide Emissions in the Building Sector. *Sustainability*, 12(18), 7427.
- Al Qabany, A., Soga, K., Santamarina, C. Factors Affecting Efficiency of Microbially Induced Calcite Precipitation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2012, 138, 992–1001.
- Ashraf, M. S., Azahar, S. B., & Yusof, N. Z. (2017). Soil Improvement Using MICP and Biopolymers: A Review. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 226(1).
- Blauw, M., Lambert, J. W. M., & Latil, M.-N. (2009). Biosealing: a method for in situ sealing of leakages. *Proceedings of the International Symposium on Ground Improvement Technologies and Case Histories, ISGI*, 9, 125–130.
- Cheng, L., Shahin, M. A., & Cord-Ruwisch, R. (2014). Bio-cementation of sandy soil using microbially induced carbonate precipitation for marine environments. *Geotechnique*, 64(12), 1010–1013.
- Chu, J., Ivanov, V., Stabnikov, V., & Li, B. (2014). Microbial method for construction of an



- aquaculture pond in sand. *Bio-and Chemo-Mechanical Processes in Geotechnical Engineering: Géotechnique Symposium in Print 2013*, 215–219.
- Cunningham, A. B., Gerlach, R., Spangler, L., Mitchell, A. C., Parks, S., & Phillips, A. (2011). Reducing the risk of well bore leakage of CO₂ using engineered biomineralization barriers. *Energy Procedia*, 4, 5178–5185.
- Dosier, G. K. (2015). *Compositions, tools and methods for the manufacture of construction materials using enzymes*. Google Patents.
- Fujita, Y., Taylor, J. L., Gresham, T. L. T., Delwiche, M. E., Colwell, F. S., McLing, T. L., Petzke, L. M., & Smith, R. W. (2008). Stimulation of microbial urea hydrolysis in groundwater to enhance calcite precipitation. *Environmental Science & Technology*, 42(8), 3025–3032.
- Gomez, M. G., Martinez, B. C., Dejong, J. T., Hunt, C. E., Devlaming, L. A., Major, D. W., & Dworatzek, S. M. (2015). Field-scale biocementation tests to improve sands. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement*, 168(3), 206–216.
- Haouzi, F.-Z., & Courcelles, B. (2018). Major applications of MICP sand treatment at multi-scale levels: A review. *Geo Edmonton*, September.
- Ivanov, V., Stabnikov, V., Stabnikova, O., & Ahmed, Z. (2020). Biocementation technology for construction of artificial oasis in sandy desert. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 32(8), 491–494.
- Jimenez-Lopez, C., Rodriguez-Navarro, C., Piñar, G., Carrillo-Rosúa, F. J., Rodriguez-Gallego, M., & Gonzalez-Muñoz, M. T. (2007). Consolidation of degraded ornamental porous limestone stone by calcium carbonate precipitation induced by the microbiota inhabiting the stone. *Chemosphere*, 68(10), 1929–1936.
- Kalhari, H., & Bagherpour, R. (2017). Application of carbonate precipitating bacteria for improving properties and repairing cracks of shotcrete. *Construction and Building Materials*, 148, 249–260.
- Kou, H., Wu, C., Jang, B.-A., & Wang, D. (2021). Spatial Distribution of CaCO₃ in Biocemented Sandy Slope Using Surface Percolation. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 33(6), 6021004.
- Lian, J., Xu, H., He, X., Yan, Y., Fu, D., Yan, S., & Qi, H. (2019). Biogrouting of hydraulic fill fine sands for reclamation projects. *Marine Georesources & Geotechnology*, 37(2), 212–222.
- Liu, S., Wang, R., Yu, J., Peng, X., Cai, Y., & Tu, B. (2020). Effectiveness of the anti-erosion of an MICP coating on the surfaces of ancient clay roof tiles. *Construction and Building Materials*, 243, 118202.
- Parmar, S., & Marjadi, D. (2017). Bio Cementation : A Novel Technique and Approach Towards Sustainable Material. *World Journal of Research and Review (WJRR)*, 4(3), 36–41.
- Pavithra, P. ea, Reddy, M. S., Dinakar, P., Rao, B. H., Satpathy, B. K., & Mohanty, A. N. (2016). A mix design procedure for geopolymer concrete with fly ash. *Journal of Cleaner Production*, 133, 117–125.
- Peng, S., & Zhou, Q. (2021). Shaking Table Test of Microbial Damping Layer of Tunnel Crossing Fault in Underground Soil Structures. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 804(2).
- Rahman, M. M., Hora, R. N., Ahenkorah, I., Beecham, S., Karim, M. R., & Iqbal, A. (2020). State-of-the-art review of microbial-induced calcite precipitation and its sustainability in engineering applications. *Sustainability (Switzerland)*, 12(15).
- Reddy, M. S., Dinakar, P., & Rao, B. H. (2016). A review of the influence of source material's oxide composition on the compressive strength of geopolymer concrete. *Microporous and Mesoporous Materials*, 234, 12–23.
- van Paassen, L. A. (2011). *Bio-Mediated Ground Improvement: From Laboratory Experiment to Pilot Applications*. 41165(March 2011), 4099–4108.
- Venuleo, S., Laloui, L., Terzis, D., Hueckel, T., & Hassan, M. (2016). Microbially induced calcite precipitation effect on soil thermal conductivity. *Géotechnique Letters*, 6(1), 39–44.
- Wang, Z., Zhang, N., Cai, G., Jin, Y., Ding, N., & Shen, D. (2017). Review of ground improvement using microbial induced carbonate precipitation (MICP). *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(8), 1135–1146.
- Whiffin, V. S. (2004). *Microbial CaCO₃ precipitation for the production of biocement*. Murdoch University.

Phänomene, Kinematik und Strategien zur Risikobewertung einer inneren Bodenerosion

Univ. Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt, Weimar

Wie bei natürlichem Abtrag von Bodenmaterial durch Niederschlag geht es auch bei Phänomenen der inneren Erosion von durchströmtem Boden und von Erdbauwerken um das Lösen, den Transport und die Ablagerung bevorzugter Fraktionen mit der Folge einer Änderung der Bodeneigenschaften. Die Phänomene der inneren Erosion werden als Kontakterosion, Suffosion, Kolmation und rückschreitende Erosion charakterisiert. Die Kinematik dieser physikalischen Prozesse ergibt sich mit der Energie einer Sickerströmung aus der Bewegungsfreiheit des Einzelkorns im Porenraum, den möglichen Freiheitsgraden beim Transport. Der Beitrag gibt einen Überblick über die Art und Bedingungen der verschiedenen Phänomene sowie über deren spezifische Kinematik innerhalb der Bodenstruktur. Die relevanten international verwendeten Nachweismethoden und Kriterien werden aufgeführt und in ihrer Aussagekraft bewertet. Die kennzeichnenden Parameter werden aufgezeigt. Für die einzelnen Phänomene der inneren Erosion werden Strategien zur Bewertung und Beherrschung des Risikos einer Schädigung diskutiert.

1 Einleitung

Unter dem Begriff »Innere Bodenerosion« werden verschiedene Phänomene zusammengefasst, bei denen einzelne Partikel oder ganze Partien aus natürlichem Lockergestein oder aus einem Erdbauwerk durch die Einwirkung einer Sickerströmung gelöst und transportiert werden. Als Phänomene und Mechanismen werden Instabilitäten an Grenzschichten, i. e. Kontakterosion, Suffosion und rückschreitende Erosion unterschieden, wobei jedes der Phänomene seine spezifischen Ursachen und Auswirkungen hat. Die Bewertung der Vulnerabilität von Erdbauwerken gegenüber innerer Erosion setzt das Verständnis der Kinematik voraus. Es geht dabei nicht allein um die Anwendung der gängigen Nachweismethoden, sondern um den Prozess der Entwicklung und um die Beherrschung einer inneren Erosion. Insbesondere für weitgestufte Erdstoffe ist die Kenntnis der Struktur des betrachteten Bodens Voraussetzung einer Bewertung von Erosionsrisiken. Die folgenden Kapitel geben einen kritischen Überblick über die Phänomene, den Stand der Wissenschaft und der Ingenieurpraxis bei den Nachweisen gegen innere Erosion und zeigen die Merkmale zur Bewertung einer schädlichen Progression auf.

2 Struktur granularer Böden

Die sich aus der Genese ergebende Korngrößenverteilung, Kornform, mineralogische Zusammensetzung und die Belastungsgeschichte sind die wesentlichen Einflussgrößen des mechanischen Verhaltens von Böden. Die Merkmale von grob- und gemischtkörnigen Böden unter einer hydraulischen Belastung,

die Wasserdurchlässigkeit und die innere Erodibilität, werden von der Struktur der Packung beeinflusst. Bei allen Arten einer inneren Erosion stehen zwei Fragen im Vordergrund, (i) wie groß ist die Einwirkung der Sickerströmung im Porenraum des Bodens auf die Partikel und (ii) können die durch die Sickerströmung auf Partikel bzw. Körner wirkenden Kräfte und Momente diese lösen, verschieben, verdrehen und transportieren.

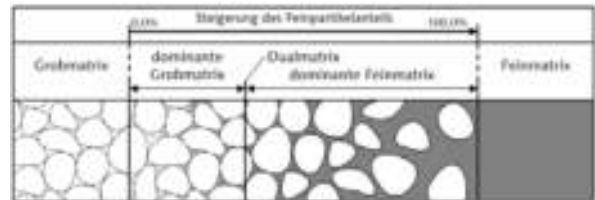


Abbildung 2-1: 2-D Modell von Strukturen der intergranularen Matrix nach Witt & Osburg (2020)

Aufgrund des großen Spektrums möglicher Partikelgrößen und Lagerungsbedingungen von natürlichen Böden führt eine Modellierung auf der Poren- und Einzelkornebene nicht zu einer geschlossenen quantitativen physikalischen Formulierung der Stabilität, so dass nur eine statistische Annäherung möglich ist. Qualitativ lassen sich Packungen systematisieren und daraus die Anfälligkeit eines Bodens und Erdbauwerks abschätzen. In Abb. 2-1 sind vereinfacht mögliche Strukturen einer granularen Packung aus zwei Kornfraktionen dargestellt. Das Beispiel zielt auf weitgestufte nichtbindige Böden mit einer Ausfallkornung. Die Ränder gelten aber gleichermaßen für eng- und stetig gestufte gemischtkörnige Böden. Als Sonderfall ist eine Schichtung denkbar, an deren Grenze eine Kontakterosion auftreten kann.

Bei einer Grobmatrix werden die tragende Struktur und der Porenraum dominant durch die größeren Anteile gebildet. Die feineren Partikel sind lose eingebettet und haben nur einen geringen Effekt auf das mechanische Verhalten. Mit der Durchströmung des Bodens werden diese wenig fixierten feinen Anteile mobil und können bei ausreichender Energie der Sickerströmung erodieren, wenn im Netzwerk des Porenraums geometrisch Pfade zum Transport existieren. Die Gefahr einer Erosion der Feinteile ist umso größer, je geringer der Porenraum der Grobmatrix gefüllt ist. Der Übergang zur Sättigung der Grobmatrix wird als Dualmatrix bezeichnet. In diesem Zustand liegt die größte Steifigkeit, der größte Scherwiderstand, die kleinste Porenzahl und auch die kleinste Wasserdurchlässigkeit einer Packung vor. Die Erosion einzelner Fraktionen ist in diesem Zustand nur möglich, wenn sich die gesamte Struktur auflöst, z. B. bei einer Verflüssigung oder einem Hydraulischen Grundbruch. Mit einer weiteren Zunahme des Anteils feiner Partikel wird die Grobmatrix aufgehoben. Die groben Anteile sind dann in eine Matrix aus den feinen eingebettet. Die feinen Partikel dominieren sowohl das mechanische, als auch das hydraulische Verhalten. Die Porosität und die spezifische Oberfläche nehmen zu. Eine innere Bodenerosion ist dann sehr unwahrscheinlich.

Zur Bewertung der Gefahr einer inneren Bodenerosion müssen neben der Korngrößenverteilung die Struktur der Packung und des Porenraums analysiert werden. Bei enggestuften nichtbindigen und bei gemischtkörnigen Böden, die bereits bindiges Verhalten zeigen, besteht keine Gefahr. Bei weitgestuften nichtbindigen Böden hängt die Empfindlichkeit von der Packung ab, die sich aus dem Verhältnis des strukturbildenden groben und des gering eingespannt eingelagerten feinen Anteils ergibt. Bei Böden mit einer Ausfallkörnung, typisch für Flusssedimente, führt nach der Erfahrung des Verfassers ein Massenanteil von etwa 25 % Feinanteilen bei homogener Durchmischung und guter Verdichtung bereits zu einer hinsichtlich Erosion unproblematischen Dualmatrix. Neben der Korngrößenverteilung ist die im Feld vorliegende Porosität bzw. die Porenzahl das wesentlich Kriterium.

Die Art der Packung eines Bodens lässt sich experimentell mit dem sequentiellen Mischversuch (Sequential-Fill-Test, SFT) analysieren, bei dem der Boden zunächst in Fraktionen zerlegt, dann sukzessive beginnend von der größten Fraktion wieder zusammengemischt und unter definierter Verdichtung in einen Zylinder gefüllt wird (Abb. 2-2). Aus dem Verlauf der Höhe und der Dichte bzw. Porosität der Säule lässt sich erkennen, ob und wann eine anfängliche Grobmatrix in eine Dual- oder Feinmatrix übergeht, vgl. Jentsch et al., 2016. Ein Anstieg der Höhe der

Säule mit dem Zumischen der nächst feineren Fraktion belegt den Aufbau einer tragenden Struktur, des Skeletts. Ein Sattel im Verlauf der Höhe zeigt, dass die zuletzt zugemischte Fraktion im Porenraum der bestehenden Struktur eingelagert wird. Ein stetiger Verlauf oder ein erneuter Anstieg ergeben sich beim Übergang von der Dual- zur Feinmatrix. Bei einem Boden mit Ausfallkörnung können mit dem Versuch auch der Trenndurchmesser zwischen Grob- und Feinfraktion und das Maß der Sättigung der Grobstruktur ermittelt werden, was insbesondere hinsichtlich einer Suffosionsgefahr von Bedeutung ist.

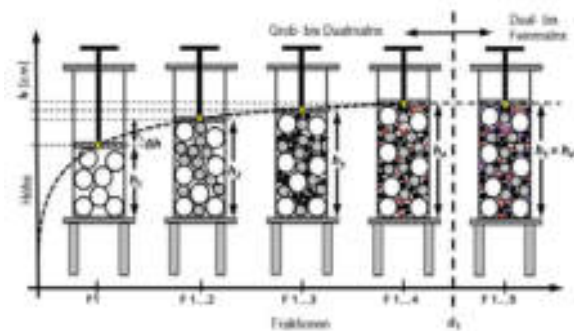


Abbildung 2-2: Durchführung des Sequentiellen Mischversuchs nach Jentsch et al., 2016

Mit etwas mehr Aufwand lässt sich die Struktur des Porenraums eines Bodens durch quantitative Porosimetrie ermitteln, qualitativ auch durch Rasterelektronenmikroskopie (REM) und Computertomographie (CT). Versuche, die Struktur und den Porenraum mit einer numerischen Simulation zu erfassen führen für kugelförmige Partikel bei einer enggestuften Korngrößenverteilung zu guten Ergebnissen. Für reale Böden und weitgestufte Böden mit Ausfallkörnung sind die Ergebnisse dieser Methode unbefriedigend. Eine Simulation auf Partikelebene trägt zum Verständnis der Struktur und der Phänomene bei, die Realität lässt sich jedoch keinesfalls abbilden. Im Feld sind bereits bei einer Grobstruktur in geringem Umfang Feinteile in das Skelett eingebunden, so dass sich mit der Erosion dieser Partikel Änderungen der Struktur und Verformungen des Bodens ergeben können.

3 Von Terzaghis Grundlagen zur aktuellen Forschung

Auf der Grundlage von Beobachtungen und experimentellen Untersuchungen aus den 1920er und 1930er Jahren wurde in Terzaghi & Peck (1948) das heute geläufige »Terzaghi-Filterkriterium« zur »Verhütung von Ausspülungen an einer Grenzschicht« aus gleichförmig enggestuften Böden verbal formuliert, das sich später in der Schreibweise etabliert hat:



$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 4, \quad (1)$$

wobei $d_{15,F}$ u. $d_{85,B}$ die Durchmesser der Korngrößenverteilungen bei einem Durchgang von 15 % des Filters bzw. 85 % des Basiserdstoffs sind. Zahlreiche experimentelle Untersuchungen und numerische Simulationen bestätigen, dass bei Anwendung dieses Kornverteilungskriteriums in enggestuften Böden die größeren Körner des als Basis bezeichneten feineren Bodens nicht in den als Filter bezeichneten größeren eindringen können. Die Erosion kleinerer Kornfraktionen des Basiserdstoffs wird nach anfänglichen Umlagerungen durch den Aufbau eines internen Filters nahe der Grenzschicht verhindert (Selbstfiltration). Nach den Untersuchungen von Witt (1986) gilt dies gleichermaßen für stetig weitgestufte Erdstoffe, wobei sich mit der Eindringung bis zur Stabilisierung lediglich die Zone der Selbstfiltration aufweitet. Erst bei einem Verhältnis der Korndurchmesser $d_{15,F}/d_{85,B} > 9$ ist ein mineralischer Filter nicht mehr in der Lage, eine Erosion auf den möglichen Pfaden über größere Eindringtiefen zu verhindern, vgl. Sherard et al. (1984), Witt (2014).

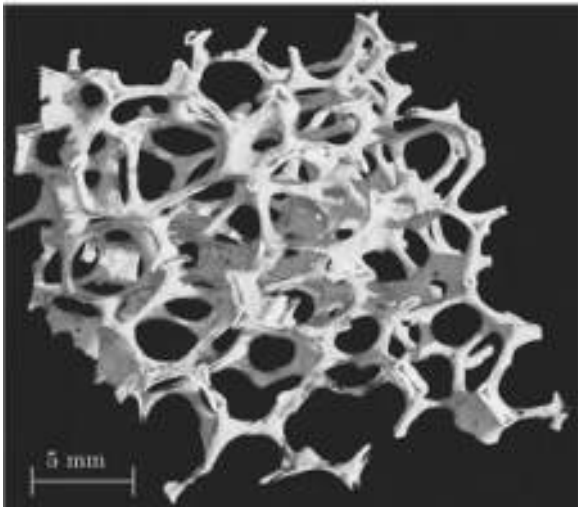


Abbildung 3-1: Porennetzwerk eines granularen Materials (Keramikmodell)

Mit der Forschung zu den geometrischen Bedingungen der Filtration granularer Materialien wurden zahlreiche weitere Kornverteilungskriterien auf experimentellen, empirischen oder numerischen Grundlagen vorgeschlagen. Der Porenraum des Filters wurde durch ein Netzwerk modelliert und stellt ein Kontinuum dar, in dem die Knoten als Poren bezeichnet werden und die Verbindungen als Engstellen, die sowohl die Sickerströmung, als auch den Transport von Partikeln kontrollieren. Abb. 3-1 zeigt ein physikalisches Modell des Netzwerks eines nahezu gleichförmigen granularen Materials. Die Engstellen

der Pfade kontrollieren die Durchgängigkeit. Bei realen Böden ist die Struktur wesentlich komplexer und enthält zwischen Makroporen auch extreme Verengungen sowie Sackporen. Zur Visualisierung werden heute üblicherweise Laser-Scanning-Mikroskopie, REM und CT eingesetzt.

Die aktuelle Forschung zur Porenstruktur und zur Mobilität von Partikeln unter hydraulischer Einwirkung konzentriert sich zumeist auf künstlich zusammengesetzte Modellböden mit kugelförmigen Partikeln. Neben Experimenten gibt es auch Versuche einer analytischen Beschreibung mit statistischen Überlegungen, die zu einem geometrischen Kornverteilungskriterium und zur Bewertung der Mobilität von Partikeln führen. Die für die Rückhaltung relevante Verteilung der Engstellen der Porenpfade in der Struktur des Bodens kann mit der Methode diskreter Elemente (DEM) für kugelförmige Partikel gut simuliert und der Korngrößenverteilung zugeordnet werden, Vincent et al. (2015), Shire & O'Sullivan (2016). Die 3-D DEM-Simulation von Packungen setzt aber die Kenntnis von Parametern der Partikel wie Steifigkeit, Reibung, Dämpfung, Kraftübertragung voraus und erfordert eine topologischen Definition von Partikeln, Poren und Engstellen. Zusammenfassend belegen Simulationen trotz der Idealisierung, dass für die den Transport kontrollierenden Engstellen eines Porenpfads bei guter Verdichtung eine Öffnungsweite von $0,2$ bis $0,25 \cdot d_{15,F}$ eine gute Näherung darstellt. Auch für reale Böden gilt, dass die kleinen Durchmesser zwischen $d_{10,F}$ und $d_{15,F}$ die kontrollierenden geometrischen Merkmale des Porenraums am besten beschreiben und dass die Kriterien, die Korndurchmesser mit größerem Durchgang wie z. B. $d_{50,F}$ als alleinigen Parameter betrachten, ungeeignet sind.

Eine kritische Beschreibung und Bewertung der klassischen und modernen Methoden einer Analyse der Struktur von Böden in Hinblick auf innere Erosion geben Dassanayake et al. (2022). Die Autoren kommen zu dem Ergebnis, dass für praktische Fragestellungen Experimente als Nachweis nicht zielführend sind, da es keine Standardisierung gibt und die Feldbedingungen nicht abgebildet werden. Numerische Methoden der Simulation in Verbindung mit modernen Methoden der Visualisierung dienen dem besseren Verständnis der Phänomene einer Partikelbewegung. Für eine Simulation realer Böden reichen derzeit aber weder die Rechenkapazitäten aus noch stehen geeignete Algorithmen zur Verfügung. Die in der Literatur und in den Regelwerken verfügbaren geometrischen Kriterien sind für praktische Fragestellungen zufriedenstellend. Große Wissensdefizite und Widersprüche gibt es bei allen hydraulischen Kriterien, die nicht nur die Energie, sondern auch den Spannungszustand mit einbeziehen sollten.

4 Phänomene der inneren Erosion

4.1 Kontakterosion

Kontakterosion tritt an der Grenzfläche zweier Bodenschichten auf, die einer Sickerströmung ausgesetzt sind. Erodierete Partikel des feineren Bodens werden durch das Porennetzwerk der gröberen Schicht transportiert. Die Sickerströmung kann dabei vom feinen zum groben Boden normal, geneigt oder parallel zur Grenzfläche gerichtet sein. Die Verhinderung einer Kontakterosion ist die Filtration. Aus den ersten Untersuchungen des Phänomens an einem Auflastfilter im Unterwasser eines Wehrs, der die Erosion des Baugrunds infolge Unterströmung verhindern sollte, haben sich die Begriffe »Basis« für den zu schützenden feineren Boden und »Filter« für den gröberen Boden bis heute gehalten.

Das geometrisch regulierende Merkmal ist die statistische Verteilung der Engstellen von Porenpfaden im Filter im Sinne einer Öffnungsweite eines räumlichen Siebs. Entgegen den Ausführungen in manchen Regelwerken bietet das Terzaghi-Kornverteilungskriterium nach Gl.(1) auch für stetig weitgestufte Filter und nichtbindige Basiserdstoffe mit einem Schluffgehalt von $\leq 15\%$ hinreichend Sicherheit, solange keine Entmischung vorliegt. In dem BAW-Merkblatt MMB (2013) wird für weitgestufte Böden das Kriterium von Čiřtin & Ziems empfohlen, das ein Abstandsverhältnis der nicht repräsentativen Fraktildurchmesser $d_{50,F}$ und $d_{50,B}$ vergleicht und zusätzlich die Ungleichförmigkeit beider Korngrößenverteilung als Parameter verwendet. Gleichwohl hat sich auch dieses etwas umständlicher handhabbare Kriterium in der Praxis bewährt.

In der Kontaktfläche mit bindigen Basiserdstoffen sind die Kornverteilungskriterien konservativ, da nicht einzelne Partikel, sondern Aggregate des Bodens erodieren und hierzu sehr hohe Geschwindigkeiten der Sickerströmung erforderlich sind. Die international im Erd- und Staudambau gängigen Kornverteilungskriterien sind übertragen auf die deutsche Nomenklatur in Witt (2018) zusammengestellt und werden hier gekürzt aufgeführt:

Schluffe und Tone U, T:

$$d_{15,F} \leq 9 \cdot d_{85,B} ; d_{15,F} \leq 0,2 \text{ mm} \quad (2)$$

gemischtkörnige Böden SU, ST, SU, ST*:*

$$d_{15,F} \leq 0,7 \text{ mm} \quad (3)$$

Die Sickerströmung parallel zur Grenzschicht stellt einen Sonderfall dar, da entlang dieses Pfades eine höhere Porosität und geringere Verästelung des Po-

rennetzwerks vorliegt. Bei einem großen Abstandsverhältnis ist die Fließgeschwindigkeit der Sickerströmung $v_{c,eff}$ der kontrollierende Parameter. Aus Experimenten an einem Zweischicht-Modell mit einem Abstandsverhältnis von > 25 wurde in Guidoux et al. (2010) die in Abb. 4-1 dargestellte Abhängigkeit abgeleitet, die im Verlauf dem für eine Oberflächenerosion maßgebenden Hjulström-Diagramm entspricht, vgl. Witt (2018). Die Gerade nach Brauns (1985) beschreibt eine kritische Froude-Zahl und vernachlässigt eine Kohäsion. Der parabelförmige Verlauf von $v_{c,eff}$ nach der in Abb. 4-1 angegebenen Gleichung ergänzt diesen Ansatz mit einer aus den Versuchen abgeleiteten Funktion mit der Konstante β [m²], die einen Widerstand aus Kohäsion und Adhäsion berücksichtigt. Die Größen n_F und ρ_s sind die Porosität des groben und die Korndichte des feinen Bodens. Die größte Erodibilität liegt im Kornspektrum von Fein- bis Mittelsand. Die kritische Darcy-Geschwindigkeit der Sickerströmung im groben Boden $v_{c,eff}$ zum Lösen und Transportieren von Körnern des feinen Bodens liegt nach diesem Ansatz gegenüber der Oberflächenerosion um eine Größenordnung niedriger. Bei der schichtparallelen Sickerströmung trat bei $v_{c,eff} \leq 1,3 \text{ cm/s}$ keine Erosion auf.

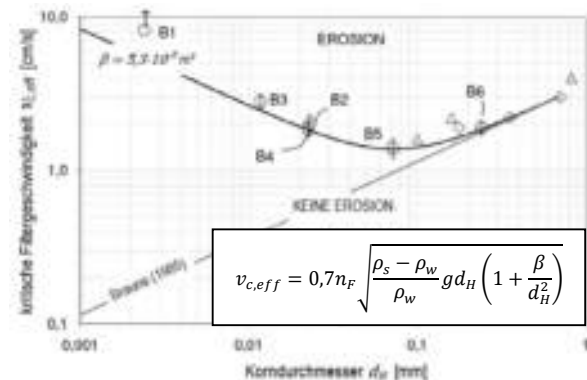


Abbildung 4-1: Kritische Filtergeschwindigkeit parallel zur Kontaktzone, Guidoux et al (2010)

Bei weniger exponierten Bauwerken und konstruktiven Trennschichten kommen meist geosynthetische Filter zum Einsatz. Zur Bemessung wird auf Saathoff & Bräu (2018) und auf das BAW-Merkblatt MAG (2021) verwiesen. Die Nachweise betrachten analog zu Kornfiltern die Korn- bzw. Aggregatgröße des zu schützenden Bodens und eine effektive Öffnungsweite des Geotextils. Vielen auf dem Markt verfügbaren Produkten werden mit der Zulassung Gruppen des zu schützenden Bodens zugeordnet, so dass eine Bemessung entfällt. Ein Zusetzen im Zuge der Alterung ist bei Filtervliesen nicht zu befürchten. Bei richtiger Anwendung baut sich vergleichbar mit Kornfiltern eine Übergangszone auf, deren Wasserdurchlässigkeit nicht geringer sein kann, als die des zu schützenden Bodens.



4.2 Suffosion und Kolmation

Suffosion beschreibt die Phänomene Lösen, Verlagern und Auswaschen von feinen Partikeln innerhalb der Struktur einer weitgestuften granularen Packung. Dieser Prozess kann bei Böden mit einer ungleichen Abstufung oder mit Ausfallkörnung auftreten, wenn sich ein tragendes Skelett bilden, in das die feineren Fraktionen eingelagert sind. Die Folge von Suffosion ist zunächst eine lokal begrenzte Zunahme der Wasserdurchlässigkeit in den erodierten Bereichen und damit eine Umlagerung des Porenwasserdrucks. Kolmation ist der entgegengesetzte Prozess, wenn erodierte und mit der Sickerströmung transportierte Partikel innerhalb der Bodenstruktur durch Sedimentation, Adhäsion oder Filtration zurückgehalten werden, was zu einer lokalen Abnahme der Wasserdurchlässigkeit und ebenfalls zu einer Umlagerung der Verteilung des Porenwasserdrucks führt.

Die zur Bewertung der Suffosionsgefahr entwickelten Nachweise konzentrieren sich auf den Beginn einer Partikelbewegung, basieren meist auf experimentellen Untersuchungen und bewerten die Gefahr der Initiation anhand des Verlaufs der Korngrößenverteilung. Die gängigen Methoden sind zusammen mit einer Empfehlung zur Anwendung in dem BAW-Merkblatt MMB (2013) zusammengestellt. International hat sich das Kriterium von Kenney & Lau etabliert, das die Steigung des unteren Teils der Korngrößenverteilung in Abhängigkeit des Durchgangs der betreffenden Korngröße als Kriterium betrachtet (Abb. 4-2). Das auf Experimenten, theoretischen Überlegungen und Erfahrungen basierende Kriterium ist geometrisch nicht invariant und enthält auch hydraulische Einflüsse.

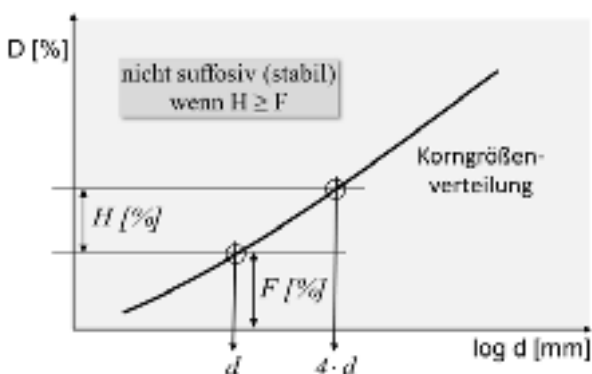


Abbildung 4-2: Suffosionskriterium Kenney & Lau (1985, 1986)

In Witt (2014, 2018) wird ein geometrisch invariantes Kriterium vorgestellt, das einem Vorschlag von Kézdy folgend die Korngrößenverteilung des Bodens an dem Trenndurchmesser d_T zwischen tragendem Skelett und Einlagerung gedanklich auftrennt und das Phänomen auf eine Kontakterosion zurückführt.

Dem skelettbildenden groben Anteil wird die Filterfunktion zugeordnet, der abgetrennte feine Anteil ist der zu schützende Basiserdstoff. Auf diese Basis-Filter-Kombination wird das Filterkriterium von Terzaghi angewendet. Der Verhältniswert $d_{15,F}/d_{85,B}$ wird als Selbstfiltrationsindex I_{SF} bezeichnet. Bei der Anwendung des Kriteriums wird die Korngrößenverteilung nicht tatsächlich aufgetrennt. Der Index I_{SF} kann für beliebige Korngrößen d und dem zugehörigen Durchgang D von d_5 bis d_{40} direkt aus der Korngrößenverteilung berechnet werden:

$$I_{SF}(d) = \frac{d_{D+15\%}}{d_D}, \text{ z. B. } \frac{d_{20}}{d_5}, \frac{d_{25}}{d_{10}} \dots \frac{d_{35}}{d_{20}} \quad (4)$$

$$m(d) = \frac{0,15}{\log I_{SF}} \quad (5)$$

Mit der empirisch bestätigten Grenze $d_{15,F}/d_{85,B} \cong 9$ ergibt sich

$$\text{Stabilität: } I_{SF} \leq 6 \rightarrow m \geq 0,193 \approx 19\% \text{ pro Dekade} \quad (6)$$

$$\text{Instabilität: } I_{SF} \geq 9 \rightarrow m \leq 0,157 \approx 16\% \text{ pro Dekade} \quad (7)$$

wobei die Steigung m der Korngrößenverteilung dem prozentualen Zuwachs einer Dekade im Kornverteilungsdiagramm entspricht. Dieses Kriterium erlaubt eine erste Beurteilung der Anfälligkeit, in dem die Grenzsteigung per Dekade, 16 % (instabil) oder 19 % (stabil), in das Kornverteilungsdiagramm eingezeichnet und dem zu beurteilenden Boden gegenübergestellt wird. Das Kriterium steht in guter Übereinstimmung mit der von Sherard (1979) publizierten Feststellung, dass in einem weitgestuften Boden eine Selbstfiltration nicht mehr möglich ist, wenn im unteren Teil der Korngrößenverteilung der Massenanteil zwischen d und $5d$ weniger als 15 % beträgt.

Mit den geometrischen Kriterien kann ein weit oder intermittierend gestuften Boden hinsichtlich der Bedingungen einer Suffosion beurteilt werden, nicht jedoch die Gefahr einer inneren Erosion, auch nicht das damit verbundene Risiko für ein Bauwerk. Die jüngere Forschung zielt daher auf die hydraulischen Bedingungen und auf die mechanischen Auswirkungen eines suffosiven Materialtransports. Direkte Suffosionsversuche sind für praktische Anwendungen kritisch zu bewerten, weil sie idealisiert als Elementversuch gefahren werden und die zufällige Variabilität im Feld nicht abbilden können. Innere Erosion und speziell Suffosion ist ein hochgradig stochastischer Prozess, der von Inhomogenitäten im Boden ausgeht, sich nur bei einer kritischen hydraulischen Einwirkung entwickelt und nicht zwangsläufig progressiv verlaufen muss.

4.3 Rückschreitende Erosion

Rückschreitende Erosion kann unter Dämmen, Deichen oder starren unterströmten Bauwerken im nichtbindigen Baugrund auftreten. Mit dem Austritt von Sickerwasser und einer lokalen Verflüssigung von Boden an der unterstromigen bzw. landseitigen Oberfläche pflanzt sich die Erosion progressiv in Erosionskanälen unterhalb des Bauwerks zur Wasserseite hin fort, Abb. 4-3. In vielen Modellversuchen hat sich gezeigt, dass sich mit der Erosion in vertikaler Richtung röhrenförmige Hohlräume bilden, bei der horizontalen Fortpflanzung unter dem Bauwerk handelt es sich eher um scheibenförmige Kanäle mit einer nur geringen vertikalen und einer klar begrenzten seitlichen Ausdehnung, deren Dimension mit der Korngröße korreliert ist. Bevorzugt tritt die Initiation unter relativ dünnen oder gestörten bindigen Deckschichten auf, die charakteristisch für quartäre Sedimente an Flussläufen sind. Mit der sukzessiven Schwächung des Baugrunds erhöht sich der Gradient an den Wurzeln der Kanäle und damit die Erosivität der Unterströmung.

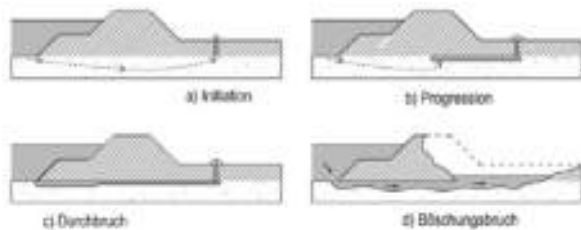


Abbildung 4-3: Phasen einer rückschreitenden Erosion (piping) unter einem Damm / Deich, Witt (2018)

Der Beginn kündigt sich auf der Landseite durch kraterförmig aus Trichtern ausgetragenen erodiertem Boden an, was einem lokal begrenzten Hydraulischen Grundbruch gleichkommt. Mit der Progression der Röhrenbildung (piping) durch wiederholten Austrag bei Hochwasserereignissen entstehen mit der Zeit auch Verformungen des Bauwerks, die zum Dammbuch führen können. Die Gefahr eines Durchbruchs der Erosion wird jedoch meist überschätzt. An Dämmen und Deichen auf nichtbindigen Sedimenten treten bei Hochwasser häufig derartige Auswurftrichter auf, belegen den Beginn einer rückschreitenden Erosion, ohne dass unmittelbar ein Dammbuch zu befürchten ist. Dennoch muss die Gefahr kritisch analysiert und durch Maßnahmen zur Eindämmung einer wiederholten Erosion bei Hochwasser beherrscht werden.

Das Phänomen der rückschreitenden Erosion wird schon seit über 100 Jahren analysiert ohne dass es gelungen ist, eine universelle Bemessungsregel abzuleiten. Aus Laborversuchen und Rückrechnungen von Feldbeobachtungen wird meist ein kritischer

Gradient der Unterströmung ermittelt, in den die geometrischen Verhältnisse des Bauwerks und des Baugrunds, sowie die Art des Bodens mit seiner Dichte bzw. Porosität eingehen. Einen Überblick und Empfehlungen von Sicherheitsnachweisen finden sich in TAW (1999), in dem BAW-Merkblatt MMB (2013) und in der Auflage des Merkblatts von 2011.

Theoretisch beginnt bei einer aufwärtsgerichteten Strömung Sand bei einem Gradienten von $i \geq 1$ aufzuschwimmen. Messungen belegen aber, dass der Austrag von Sand und die Röhrenbildung schon bei deutlich niedrigeren Gradienten in der Größenordnung von $i_c \leq 0,5$ einsetzt, Robbins & Griffiths (2018), wobei der tatsächlich unter dem Bauwerk oder in der Röhre wirkende Gradient schwer bestimmbar ist. Die Erosion mit sich rückschreitend verzweigenden Hohlräumen lässt sich zwar theoretisch über eine mechanisch und hydraulisch gekoppelte Modellierung des Phänomens beschreiben, was im Feld an der Wurzel und an den Seiten der Erosionskanäle in der Stratigraphie der Sedimente abläuft, ist ein stochastisches Phänomen. Dies ist einer der Gründe, warum bis heute keine befriedigende Bemessung und Vorhersage möglich ist. Hinzukommt die Konzentration einer Sickerströmung bei Anomalien und Defekten der bindigen Deckschicht infolge Genese, Wurzelkanälen, Gängen von Wühltieren und Störungen durch frühere bauliche Eingriffe, so dass man sich in der Praxis auf empirische Methoden und auf die Beobachtung der Bauwerke unter extremer hydraulischer Belastung verlassen muss.

Die für die charakteristischen Böden entlang der Flussläufe in den Niederlanden anhand eines 2-D Modells der Untergrundhydraulik einer Sickerströmung entwickelte Methode von Sellmeijer zur Berechnung eines kritischen Potentialgefälles zwischen Wasser- und Landseite eines Damms hat sich mit der Präzisierung von Sellmeijer et al. (2011) für diese typischen sandigen Böden bewährt, soweit im Baugrund keine Inhomogenitäten vorliegen. Diese Methode wird auch für Bundeswasserstraßen in dem BAW-Merkblatt MMB (2013) empfohlen. Für kiesige gröbere Böden wurden eine Erosion und eine Röhrenbildung in Laborversuchen bereits bei signifikant geringeren Potentialdifferenzen nachgewiesen, Robbins et al. (2018). Der Unterschied wurde auf turbulente Bedingungen der Strömung in den größeren Böden bei größeren Querschnitten der Erosionskanäle zurückgeführt. Bei allen Untersuchungen zeigte sich, dass die nun nahezu historische Methode von Bligh & Lane, die auf einer statistischen Auswertung von Schadensfällen beruht, sehr konservativ ist, Witt (2018). In der Ingenieurpraxis hat sich eine Minimierung der Gefahr durch die Querschnittsgestaltung durchgesetzt.



5 Strategien der Risikobewertung

Die oben behandelten Arten einer inneren Bodenerosion unterscheiden sich in den Bedingungen der Initiation, in der Kinematik und in den Auswirkungen auf die Sicherheit und Zuverlässigkeit eines Bauwerks. Sie erfordern daher auch unterschiedliche Entwurfsgrundsätze bei der Planung und Bemessung, ebenso auch unterschiedliche Strategien zur Beherrschung von Risiken. Physikalisch geht es immer um die Bewegung und um die Beweglichkeit von Partikeln im Boden unter der Einwirkung der Energie einer Sickerströmung. Mit dem stochastischen Aufbau der Packung eines Bodens ist auch der Transport von Partikeln infolge einer Sickerströmung ein zufälliger Prozess, der wissenschaftlich auf der Korn- oder Porenebene beschreibbar ist, dem in der Ingenieurpraxis aber nur durch eine konservative Bemessung, einen robusten Entwurf und durch konstruktive Maßnahmen auf Seiten der Einwirkung und des Widerstands begegnet werden kann. Die Strategien müssen nicht zwingend auf die gänzliche Vermeidung eines Transports von Partikeln im Boden zielen, sondern auf die Vermeidung und Beherrschung von schädlichen Auswirkungen. Dabei ist zu unterscheiden, ob es sich um die Gefahr einer inneren Erosion im gewachsenen Baugrund handelt, der unveränderlich gegeben ist oder um Phänomene in Böden eines Erdbauwerks, dessen Querschnittsgestaltung und Materialien Teil des Entwurfs sind. In beiden Fällen sollten bei Bauwerken mit hohen Schadensfolgen die kritischen Punkte mit einer Ereignisbauanalyse herausgearbeitet werden, um daraus Maßnahmen abzuleiten.

Die Gefahr einer *Kontakterosion* lässt sich durch sorgfältig bemessene mineralische und geotextile Filter und richtig angeordnete Dränagen vergleichsweise sicher beherrschen. Die überwiegend empirischen Kriterien zum Nachweis einer geometrischen Verhinderung des Transports haben sich bewährt. Die hydraulischen Einwirkungen der Sickerströmung ist bei Erdbauwerken im Gegensatz zu einem Brunnenfilter i. A. gering, so dass selbst ein moderates »Entsanden« im Bereich einer Grenzschicht zu weitgestuften Böden oder bei unvermeidlichen Inhomogenitäten für das Bauwerk unschädlich ist.

Die Gefahr einer inneren Erosion durch *Suffosion* und das Risiko einer schädlichen Auswirkung für das Bauwerk lassen sich ergänzend zur Auswahl geeigneter Erdstoffe nach den anerkannten Regeln durch eine robuste Querschnittsgestaltung minimieren. Zur Risikobewertung ist die Struktur der Böden zu betrachten, die im Falle eines Skeletts aus den groben Fraktionen möglichst mit Feinteilen gefüllt sein sollte. Bei nichtbindigen Böden kann die Struktur experimentell analysiert werden. Bindige Anteile mindern

die Gefahr eines suffosiven Transports. Aber auch weitgestufte Böden ohne Ausfallkörnung und mit bindigen Anteilen neigen trotz sorgfältigem Einbau zu einer Entmischung. Die Korngrößenverteilung, die einer Bemessung zu Grunde gelegt wird, wie auch experimentelle Nachweise, repräsentieren einen Idealzustand. Die Erdbaupraxis arbeitet mit Muldenkippern und Raupen, nicht mit Schubkarren und Schaufeln. Als Strategie zur Kompensation von Unverträglichkeiten infolge Variabilität und von lokal begrenzten Inhomogenitäten sind nach allen Erkenntnissen zur Gefahr einer Suffosion neben den Anforderungen an die Korngrößenverteilung eine möglichst geringe Porosität und eine Querschnittsgestaltung zu fordern, die einen eventuellen Transport bis zur freien Oberfläche oder in eine Dränge verhindert.

Bei der Gefahr einer *rückschreitenden Erosion* geht es i. A. um die Erosion im gewachsenen sedimentären Baugrund unter Dämmen und Deichen, der bereits aufgrund der Genese eine Variabilität und Fehlstellen in der bindigen Deckschicht aufweist. Und es geht um Linienbauwerke, deren Baugrund nicht in allen Details erkundet werden kann. Auch wenn nicht jeder Auswurftrichter eine unmittelbare Gefahr für die Standsicherheit und Funktion darstellt und erodierte Hohlräume im Baugrund nach einem Hochwasser meist wieder zusammenfallen, bleibt eine Schwächung infolge Auflockerung, wodurch sich die Erosionsgefahr beim nächsten Ereignis erhöht. Neben einer Baugrunderkundung, welche Anomalien erkennen lässt, gilt es, durch die Querschnittsgestaltung des Bauwerks die Initiation einer Erosion, die Entstehung einer lokalen Verflüssigung auf der Landseite, zu verhindern. Zwei Methoden haben sich dabei bewährt, eine als Filter und Dränage gestaltete breite Auflastberme im Vorland und eine unvollständige Vertikalabdichtung im Baugrund. Eine Auflastberme verlängert den horizontalen Sickerweg und lenkt die Sickerströmung bei reduziertem Austrittsgradienten zu einer Dränage. Eine Abdichtung im Baugrund zwingt die Sickerströmung in die Vertikale und leistet in einem Sedimentboden, der meist eine Feinstratigraphie besitzt, selbst bei einer nur geringen Einbindung einen sehr effektiven Beitrag zur Selbstfiltration und zur Reduzierung der hydraulischen Einwirkung. Bei einer Ertüchtigung von Deichen wird der Baugrund mit dieser Methode gleichzeitig verdichtet, bereits vorhandenen Hohlräume werden zerstört.

6 Zusammenfassung

Die komplexe Struktur von Böden und die Variabilität der hydraulischen Einwirkung auf Poren- und Kornebene machen die Phänomene der inneren Erosion zu hochgradig stochastischen Prozessen. Die Forschung mit experimentellen und numerischen Methoden trägt viel zum Verständnis der Phänomene bei,



lässt mit den modernen Methoden der Simulation und Visualisierung noch viel erwarten, führte aber bisher noch nicht zu einer sicheren Prognose für die Praxis. Die verfügbaren Bemessungsregeln erlauben für Böden und Grenzflächen deterministisch eine Beurteilung von Stabilität / Instabilität. Zur Bewertung der Gefährdung eines Bauwerks durch innere Bodenerosion und des damit verbundenen Risikos muss jedoch nicht nur die Initiation, sondern auch deren Entwicklung und Auswirkung analysiert werden. Bei durch- oder unterströmten Erdbauwerken ist daher eine robuste Querschnittsgestaltung der Schüssel zur Vermeidung von schädlichen Ereignissen.

Literaturverzeichnis

- Brauns J. (1985). *Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchströmung*. Wasserwirtschaft 75, 448–453, 1985.
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (2013). *Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB)*.
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (2021). *Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)*.
- Dassanayake S.M., Mousa A.A., Ilankoon S. & Fowmes G.J. (2022). *Internal Instability in Soils: A Critical Review of the Fundamentals and Ramifications*. Transport. Research Rec., 2676(4), 1–26.
- Guidoux C., Faure Y.-H., Beguin R. & Ho C.-C. (2010). *Contact Erosion at the Interface between Granular Coarse Soil and Various Base Soils under Tangential Flow Condition*. ASCE J. Geotech. and Geoenv. Eng. Vol. 136, (5), 741-750.
- Jentsch H., Winkler P., Salehi Sadaghiani M. & Witt K.J. (2016). *Experimental identification of the dominant fabric in widely graded soils*. In: ICSE 2016 (8th Int. Conf. on Scour and Erosion), 9, 2016, Oxford UK.
- Kenney T.C. & Lau D. (1985,1986). *Internal stability of granular filters*. Can. Geotech. J. 22 (2), 215–225 u. Reply. 23 (3), 420–423.
- Robbins B.A. & Griffiths D.V. (2018). *Internal Erosions of Embankments: A Review and Appraisal*. Conf. paper Rocky Mountain Geo-Conference 2018, 61-75.
- Robbins B.A., López-Soto J., Stephens I., Leavell D.A. & Montalvo-Bartolomei A.M. (2018). *Laboratory Piping Tests on Fine Gravel*. Can. Geotech. Journ. Vol. 55 (11), 1552–1563.
- Saathoff F. & Bräu G. (2018). *Geokunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau*. In Witt K.J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren, 8. Aufl., Ernst & Sohn Berlin, 915 – 1035.
- Sherard J.L. (1979). *Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils*. Trans. ICOLD, 13th Congress on Large Dams, Q.49, R2, 25-35 New Delhi.
- Sherard J.L., Dunnigan L.P. & Talbot J.R. (1984). *Basic properties of sand and gravel filters*. J. Geotech. Eng., ASCE, 110(6), 684-700.
- Sellmeijer H., Lopez de la Cruz J., van Beek V.M., & Knoeff H. (2011). *Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments*. Europ. Journal of Environ. and Civil Eng., 15(8): 1139–1154.
- Shire T. & O'Sullivan C. (2016). *Constriction size distributions of granular filters: a numerical study*. Géotechnique 66, No. 10, 826–839.
- TAW (1999). *Technical Report on Sand Boils (piping)*. Technical Advisory Committee on Flood Defenses. Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Institute, Delft, the Netherlands.
- Terzaghi von K. & Peck R.B (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons Inc., New York.
- Vincens E., Witt K.J. & Homberg U. (2015). *Approaches to determine the constriction size distribution for understanding filtration phenomena in granular materials*. Acta Geotechnica, Vol. 10, 6 2015, 291-303.
- Witt K.J. (1986). *Filtrationsverhalten und Bemessung von Erdstoff-Filtern*. Veröff. Inst. f. Bodenmech. u. Felsmech. Univ. Fridriciana Karlsruhe, Heft 104.
- Witt K.J. (2014). *Suffosion nichtbindiger Böden – Phänomen und Nachweismethode*. BAW-Kolloquium „Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden“, Hannover.
- Witt K.J. (2018). *Hydraulisch bedingte Grenzzustände*. In Witt, K. J. (Hrsg.) Grundbau-Taschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren, 8. Auflage, Ernst & Sohn Berlin, 821-861.
- Witt K.J. & Osburg A. (2020). Abschlussbericht zu dem DFG-Forschungsprojekt „Identifizierung polydisperser granularer Gefüge zur Bewertung der Stabilität weitgestufter Böden bei hydraulischer Beanspruchung“ Förderkennzeichen: AOBJ: 636132.

Untersuchung rutschgefährdeter Hänge unter Berücksichtigung streuender Einflussgrößen

Andra Ebener & Kerstin Lesny
Lehrstuhl für Geotechnik, Universität Siegen

Bei der Standsicherheitsbewertung von natürlichen Hängen können zuverlässigkeitsbasierte Ansätze zur Erfassung der Unsicherheiten aus streuenden Einflussgrößen genutzt werden. Mit der zweiten Generation des EC 7 werden zuverlässigkeitsbasierte Verfahren explizit als Alternative zur geotechnischen Nachweisführung mit dem Teilsicherheitskonzept aufgeführt. Im vorliegenden Beitrag wird das Konzept einer probabilistischen Standsicherheitsbewertung erläutert und eine Möglichkeit zur Umsetzung einer zuverlässigkeitsbasierten Sensitivitätsanalyse mit einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell vorgestellt. Ein in Plaxis 3D modellierter fiktiver Hang mit einer oberflächennahen Durchwurzelungszone wird dabei zur Durchführung der Berechnungen mit der Software Probabilistic Toolkit (PTK) gekoppelt. Als streuende Einflussgrößen werden die Scherparameter c' und ϕ' sowie eine Wurzelkohäsion c_r , als zusätzlichen Beitrag der Vegetation zur Scherfestigkeit des Bodens im Bereich der durchwurzelten Bodenzone betrachtet. Mit der Sensitivitätsanalyse lassen sich die Auswirkungen von Änderungen der einzelnen streuenden Eingangsgrößen auf das Modellergebnis und damit die Hangstabilität beschreiben und bewerten.

1 Einleitung

Im Zuge von Stabilitätsuntersuchungen der durch die Dürre der vergangenen Jahre entstandenen Kalamitätsflächen auf steilen Hanglagen in der Mittelgebirgsregion des Siegerlandes wurde deutlich, dass rein deterministische Betrachtungen ggf. nicht ausreichend sind, um die Unsicherheiten der Einflussfaktoren auf die Hangstabilität in ausreichendem Maße abbilden zu können. Eine Alternative bieten probabilistische Ansätze, die die Streuung relevanter Eingangsgrößen und Unsicherheiten in deren Bestimmung berücksichtigen können. Der vorliegende Beitrag erläutert die Abbildung streuender Parameter in der Standsicherheitsbewertung und zeigt eine Möglichkeit zur Umsetzung in der numerischen Modellierung auf. Verwendet wird ein Finite-Elemente-Modell, erstellt in Plaxis 3D, das für die probabilistischen Analysen mit der Software Probabilistic Toolkit (PTK) von Deltares gekoppelt wird. Basierend darauf wird der Einfluss ausgewählter streuender Parameter auf die Standsicherheit im Rahmen einer probabilistischen Sensitivitätsanalyse untersucht.

2 Einflussgrößen auf die Hangstabilität

Die Stabilität natürlicher Hänge wird von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst, zu denen zum einen äußere Einwirkungen und zum anderen die Widerstände der Bodenmatrix zählen. In Abbildung 2-1 sind die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Hangstabilität schematisch dargestellt.

Die wesentliche Komponente des Widerstands eines Hangs gegen Versagen ist die Scherfestigkeit des Bodens, die (im drainierten Zustand) über die effektiven Scherparameter, effektive Kohäsion c' und effektiver Reibungswinkel ϕ' , beschrieben wird.

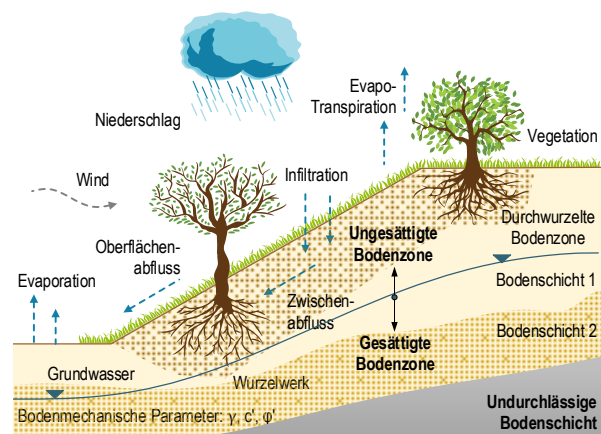


Abbildung 2-1: Schematische Darstellung der wesentlichen Einflussfaktoren auf die Stabilität von Hängen und Böschungen (kein Anspruch auf Vollständigkeit).

Besonders bei natürlich gewachsenen Böschungen und Hängen hat die Vegetation einen meist, aber nicht ausschließlich, positiven Einfluss auf die Hangstabilität (z. B. Schwarz et al., 2013; Rickli et al., 2002). Durch ihre hohe Zugfestigkeit und ihr dichtes Wurzelsystem können Pflanzenwurzeln die Scherfestigkeit von Böden verbessern. Durch die natürliche und eher zufällige Ausrichtung der Wurzeln ha-

ben diese nur einen geringen Einfluss auf den Reibungswinkel (Gray & Leiser, 1982). Die Erhöhung der Scherfestigkeit durch das Wurzelsystem kann jedoch über die Erhöhung der Kohäsion des Bodens um die sogenannte Wurzelkohäsion c_r abgebildet und auf diese Weise in die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung zur Beschreibung der Scherfestigkeit des Bodens integriert werden:

$$\tau = c' + c_r + \sigma' \cdot \tan(\varphi')$$

wobei τ die Scherfestigkeit des Bodes, c' die effektive Kohäsion, c_r die Wurzelkohäsion, σ' die Normalspannung und φ' der effektive Reibungswinkel sind (z. B. Chok et al., 2015).

Zu den maßgebenden (äußeren) Einwirkungen auf die Standsicherheit natürlicher Hänge zählt der Niederschlag. Hier spielt die Oberflächenbeschaffenheit, die für den Austausch von Wasser zwischen dem Boden und der Atmosphäre verantwortlich ist, eine entscheidende Rolle. Prozesse wie die Infiltration von Niederschlagswasser, Verdunstung von Wasser aus den Poren des Oberbodens und die Transpiration durch Vegetation sorgen für Veränderungen des Wasserhaushaltes im Boden. Die Wechselwirkungen zwischen Hang und Atmosphäre können die Scherfestigkeit und damit die Stabilität des Hangs beeinflussen. Besonders in Bereichen, in denen die Scherfestigkeit bereits gering ist, kann eine plötzliche Wassersättigung des Bodens zum Versagen führen. Die Stabilität kann abhängig vom Wasserdargebot im Boden stark variieren und ist damit ein zeitabhängiger Prozess, der wiederum von klimatischen Veränderungen beeinflusst wird (Elia et al., 2017). Derartige Effekte bleiben hier jedoch zunächst unberücksichtigt. In diesem Beitrag liegt der Fokus auf der Abbildung der Unsicherheiten in der Bestimmung der Scherfestigkeiten und dem zusätzlichen Beitrag durch die Wurzelkohäsion. Die genannten Größen werden also als streuende Parameter betrachtet, während im Rahmen dieses Beitrages die restlichen Einwirkungen und Randbedingungen über feste Größen (deterministisch) beschrieben werden.

3 Abbildung streuender Einflussgrößen

Die Berücksichtigung streuender Größen und Unsicherheiten in der geotechnischen Bemessung und Bewertung ist kein neuer Gedanke. Berücksichtigt werden die Unsicherheiten in der Bestimmung der Scherfestigkeiten nach Eurocode 7 (EC 7, DIN EN 1997-1:2014-03) über die Definition charakteristischer Werte von Kohäsion und Reibungswinkel, also der Materialparameter, die mit X_k bezeichnet werden und über Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert in den

Nachweis der Tragfähigkeit eingehen. Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist dabei als vorsichtige Schätzung des Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt. DIN 1054:2021-04 präzisiert dies und beschreibt den charakteristischen Wert als vorsichtigen Schätzwert des Mittelwerts der Scherfestigkeit, wenn der Boden sich ausreichend duktil verhält. Zudem ist nach EC 7 die größere Streuung der Kohäsion c' im Vergleich zum Reibungswinkel $\tan(\varphi')$ bei der Festlegung zu berücksichtigen.

Grundsätzlich erlaubt der EC 7 zudem die Anwendung von statistischen Verfahren zur Auswahl charakteristischer Werte der Baugrundeigenschaften. Dabei sind die charakteristischen Werte so abzuleiten, dass für den betrachteten Grenzzustand die rechnerische Wahrscheinlichkeit, dass ein ungünstiger Wert als der ausgewählte charakteristische Wert auftreten kann, nicht größer als 5 % ist. Obwohl nach EC 7 statistische Verfahren eingesetzt werden dürfen, sind diese jedoch heute keine gängige Praxis in der geotechnischen Bemessung.

Mit der zweiten Generation des EC 7 (prEN 1997-1:2022) ändert sich die Abbildung von streuenden Größen in den Nachweisen. Der ehemals als charakteristisch bezeichnete Wert wird zukünftig als repräsentativer Wert X_{rep} einer Baugrundeigenschaft X bezeichnet, der in den Nachweis der Standsicherheit eingeht. Der repräsentative Wert kann entweder als Nominalwert X_{nom} festgelegt, wobei dieser ebenfalls einem vorsichtigen Schätzwert der im Grenzzustand wirkenden Bodenkenngroße entspricht, oder als charakteristischer Wert X_k statistisch hergeleitet werden (vgl. Anhang A, EC 7-1). Dabei wird X_k in Abhängigkeit von der Sensitivität des Grenzzustandes gegenüber der Variabilität der betrachteten Baugrundeigenschaft sowie unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Stichprobengröße bestimmt.

Sowohl die Materialeigenschaften des Bodens, als auch äußere Einwirkungen wie Niederschläge unterliegen einer hohen Variabilität und sind folglich in ihrer Bestimmung mit großen Unsicherheiten behaftet. Um diese Unsicherheiten in der geotechnischen Nachweisführung gezielt zu berücksichtigen, kommen probabilistische Ansätze zum Einsatz. In der zukünftigen Generation des EC 7 sind diese Verfahren ausdrücklich als Alternative zum klassischen Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten benannt. Probabilistische Ansätze basieren auf der Verwendung von Wahrscheinlichkeitsverteilungen, um Unsicherheiten streuender Größen zu modellieren. Im Gegensatz zum semiprobabilistischen Verfahren der Teilsicherheitsbeiwerte, bei dem eine einzige Schätzung der Parameter verwendet wird (als charakteris-



tischer oder zukünftig repräsentativer Wert), ermöglichen probabilistische Ansätze die direkte Berücksichtigung der spezifischen Unsicherheiten und deren Einfluss auf die Zuverlässigkeit eines Systems.

Die Verteilungsfunktionen der Zufallsvariablen bilden die möglichen Werte der Einwirkungen E und der Widerstände R innerhalb eines Versagensmechanismus ab (vgl. Abbildung 3-1a). Mit einem definierten Grenzzustand g (in allgemeiner Form: $g = R - E$) entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit P_f dem Bereich der Verteilung von g , für den g kleiner als 0 ist (vgl. Abbildung 3-1b), ein Versagen über den beschriebenen Versagensmechanismus also eintritt. Alternativ zur Versagenswahrscheinlichkeit P_f kann die Zuverlässigkeit des Bauwerks auch über den Zuverlässigkeitsindex β beschrieben werden:

$$P_f = \Phi(-\beta)$$

wobei Φ der Verteilungsfunktion der standardisierten Normalverteilung entspricht. Mit der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ergibt sich die Zuverlässigkeit eines Bauwerks zu $1 - P_f$.

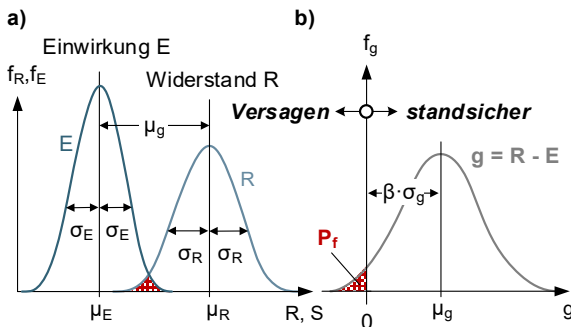


Abbildung 3-1: a) Häufigkeitsverteilungen der Zufallsvariablen Widerstand R und Einwirkung E und b) Darstellung der Versagenswahrscheinlichkeit über die Dichtefunktion des Grenzzustandes g .

Um Zufallsvariablen mithilfe von Verteilungsfunktionen zu beschreiben, müssen alle für die Verteilung relevanten Momente angegeben werden. Für die in diesem Beitrag verwendeten Verteilungen, der Normal- und der Log-Normalverteilung, handelt es sich dabei um den Mittelwert μ und die Standardabweichung σ . Diese beiden Werte eines Parameters X lassen sich über den dimensionslosen Variationskoeffizienten V wie folgt ausdrücken:

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$$

Zur Umsetzung der hier vorgestellten probabilistischen Untersuchung wurden sowohl für die als Zufallsvariablen betrachteten Größen der Scherfestigkeit ϕ' , c' und c_r einschließlich der zugewiesenen Ver-

teilungsfunktionen als auch für alle weiteren benötigten Bodenkennwerte wie die Bodenwichte und die Steifigkeit typische Werte aus der Literatur entnommen (u. a. Uzielli et al., 2006; Keller, 2017) (vgl. Abbildung 3-2). Die gewählten Werte werden an dieser Stelle nicht weiter diskutiert, da der Fokus des Beitrags auf der Abbildung von streuenden Größen und der Durchführung der probabilistischen Analyse liegt.

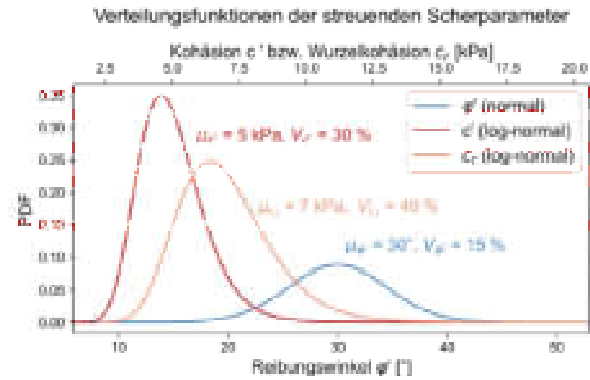


Abbildung 3-2: Darstellung der Dichtefunktionen der streuenden Scherparameter ϕ' , c' und c_r , in Klammern: verwendete Verteilungsfunktionen.

4 Probabilistische Standsicherheitsuntersuchung mithilfe FEM

4.1 Bewertung der Standsicherheit

Zur Beurteilung der Standsicherheit mithilfe der Finiten-Elemente-Methode, bei dem ein linear-elastischer idealplastischer Stoffansatz mit der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb zur Beschreibung des Materialverhaltens häufig ausreicht (vgl. EANG 2014), wird die sogenannte ϕ - c -Reduktion angewendet. Dabei werden die Scherparameter $\tan(\phi)$ und c im FE-Modell schrittweise so lange reduziert, bis das Grenzgleichgewicht eintritt. Ab Erreichen des Grenzgleichgewichts ist die Standsicherheit nicht mehr erfüllt und die numerische FE-Berechnung bricht ab, da kein Gleichgewicht im System hergestellt werden kann.

Nach prEN 1997-1:2022 wird die ϕ - c -Reduktion mit repräsentativen Werten der Scherparameter gestartet. Die Sicherheit (hier des betrachteten Hangs) ist dabei definiert als das Verhältnis der verfügbaren Scherfestigkeit und der Scherfestigkeit, bei deren Unterschreitung die Standsicherheit nicht mehr gegeben ist, ausgedrückt als Sicherheitsfaktor SF:

$$SF = \frac{c}{c_f} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_f)}$$

wobei die Scherparameter c_f und $\tan(\phi_f)$ die Scherfestigkeit im Grenzzustand (f : failure) beschreiben. Der Sicherheitsfaktor beschreibt also stets einen

standsicheren Hang. Die vorhandene Sicherheit muss dann der normativ geforderten Sicherheit gegenübergestellt werden. Hinsichtlich des Prozederes im Rahmen des Teilsicherheitskonzeptes wird auf prEN 1997-1:2022 verwiesen.

Zur Beurteilung des Einflusses einzelner Parameter auf die Standsicherheit kann eine probabilistische Sensitivitätsanalyse durchgeführt werden, wodurch sich die Auswirkungen von Änderungen der Eingangsgrößen auf das Modellergebnis beschreiben lassen. Die Sensitivitätsanalyse gibt also Aufschluss darüber, welche Eingangsparameter maßgebend sind und hilft zu entscheiden, welche der Parameter genauer abgebildet werden müssen (Deltares, 2022). Kann hierdurch festgestellt werden, dass ein Parameter einen geringen Einfluss besitzt, kann dieser im weiteren Verlauf der Untersuchung ggf. als deterministisch betrachtet werden.

Grundprinzip einer Sensitivitätsanalyse ist, in dem betrachteten Modell immer nur einen Parameter zu variieren, während die anderen Größen unverändert bleiben. Damit lässt sich eine Änderung im Ergebnis direkt mit Änderungen des entsprechenden Parameters in Zusammenhang bringen. Zur Festlegung der oberen und unteren Werte der Parametervariation gibt es verschiedene Ansätze. So können bspw. gängige Werte aus der Literatur oder anhand von Erfahrungen ausgewählt oder theoretische bzw. physikalische Grenzwerte genutzt werden. Hier werden jedoch die gewählten Verteilungsfunktionen herangezogen. In TC250/SC7/TG-C3 (2023) wird diesbezüglich empfohlen, nicht die absolut kleinsten und größten Werte auszuwählen, sondern vielmehr Werte, die nur mit einer kleinen Wahrscheinlichkeit unter- bzw. überschritten werden, wie bspw. die 5%- und 95%-Fraktilwerte. Die Erwartungswerte der Verteilungsfunktionen dienen wiederum als Referenzwerte; von diesen ausgehend wird der Effekt der Parametervariation beurteilt.

4.2 Durchführung der probabilistischen Analyse und Ergebnisse

Als Grundlage der Untersuchungen wurde ein 3D-FE Modell eines fiktiven Hangs erstellt, der an der Geländeoberfläche eine durchwurzelte Zone mit einer Mächtigkeit von $h_r = 1$ m aufweist, ansonsten aber homogen ist (siehe Abbildung 4-1).

Die durchwurzelte Bodenzone wurde als separate Schicht betrachtet, für die zur Berücksichtigung der Durchwurzelung die Wurzelkohäsion c_r zu der effektiven Kohäsion c' des Bodenmaterials addiert wurde (vgl. Abschnitt 2). Es gilt also für die effektive Kohäsion in den beiden unterschiedlichen Bodenzonen:

$$c' = \begin{cases} c', & \text{nicht durchwurzelte Bodenzone} \\ c' + c_r, & \text{durchwurzelte Bodenzone} \end{cases}$$

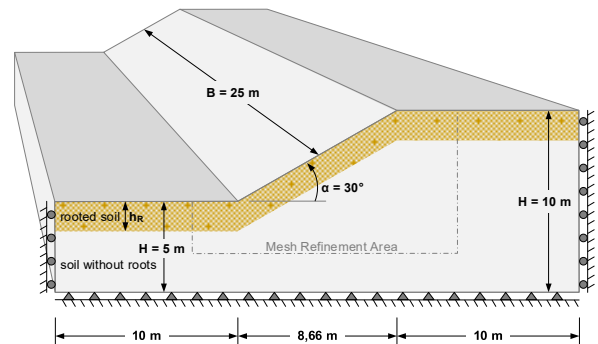


Abbildung 4-1: Darstellung des 3D-Modellhangs; in hellbraun: durchwurzelte Bodenzone; gestrichelt: Bereich der Böschung für die Mesh-Verfeinerung.

Um das deterministische FE-Modell in eine probabilistische Untersuchung zu überführen, wurde das Modell in Plaxis 3D erstellt und mit dem Probabilistic Toolkit (PTK) gekoppelt. Der Ablauf der probabilistischen Untersuchung war dabei wie folgt:

1. In Plaxis 3D wurde zunächst ein stabiles deterministisches 3D-FE Modell des zu untersuchenden Hangs erstellt (vgl. Abbildung 4-1).
2. Über eine Python Schnittstelle wurden die beiden Programme miteinander gekoppelt.
3. Im PTK wurden die deterministischen und streuenden Parameter definiert. Für die Zufallsvariablen wurden Verteilungsfunktionen und die zugehörigen Momente eingegeben.
4. Es wurde eine probabilistische Untersuchung in Form einer Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Die zu simulierenden Werte wurden im PTK definiert und an Plaxis 3D übergeben, die Simulation gestartet und das Simulationsergebnis in gewünschter Form (hier: Sicherheitsfaktor SF) ausgelesen. Das Ergebnis jeder Simulation wurde im PTK mit der zugehörigen Parameterkombination (vgl. Tabelle 4-1) gespeichert.

Tabelle 4-1: Untersuchte Parameterkombinationen in der probabilistischen Sensitivitätsanalyse mit folgenden Werten: $c' = \{3, 3, 4, 9, 7, 2\}$ [kN/m²], $c_r = \{4, 6, 6, 8, 10, 2\}$ [kN/m²] und $\phi' = \{22, 6, 30, 37, 4\}$ [°].

	c'			c_r			ϕ'		
	5%	$\mu_{c'}$	95%	5%	μ_{c_r}	95%	5%	$\mu_{\phi'}$	95%
1		•			•			•	
2	•				•			•	
3			•		•			•	
4		•		•				•	
5		•				•		•	
6		•			•		•		
7		•			•				•



In der Sensitivitätsanalyse wurde der Sicherheitsfaktor SF mit jeweils drei Werten der Zufallsvariablen berechnet. Dabei wurde in jedem Rechenlauf eine Variable variiert, während den anderen beiden Variablen der Erwartungswert ihrer zugrundeliegenden Verteilung zugewiesen wurde. Dadurch werden unrealistische und wenig aussagekräftige Parameterkombinationen vermieden. Neben dem Erwartungswert wurden die untere und die obere Grenze, abgebildet als 5%- und 95%-Fraktile der Verteilungsfunktionen, als zu untersuchende Varianten verwendet. Die Fraktilwerte wurden durch das PTK auf Basis der jeweiligen Verteilungsfunktion ermittelt. Bei dieser Vorgehensweise bleibt allerdings die (negative) Korrelation zwischen dem φ' und der Kohäsion c' des Bodens und der Kohäsion unberücksichtigt. Insgesamt wurden sieben Parameterkombinationen (vgl. Tabelle 4-1) untersucht. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4-2 dargestellt.

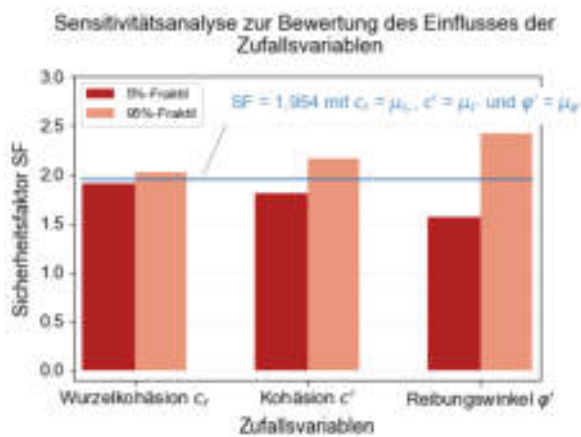


Abbildung 4-2 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse, blaue Linie symbolisiert das Referenzszenario mit den Erwartungswerten der streuenden Größen.

4.3 Aus- und Bewertung

In Abbildung 4-2 ist zu erkennen, dass für das hier betrachtete System Streuungen der Wurzelkohäsion c_r im Vergleich zu Streuungen des Reibungswinkels φ' und der effektiven Kohäsion c' des Bodens einen deutlich geringeren Einfluss auf den Sicherheitsfaktor SF und damit auf die Hangstabilität haben. Der Sicherheitsfaktor SF weicht sowohl für das 5%- als auch das 95%-Fraktile nur geringfügig von der Berechnung mit den Erwartungswerten ab. Ein Grund dafür ist die begrenzte Tiefe der Durchwurzelung ($h_r = 1$ m). Unsicherheiten in dem pauschalen Ansatz der Wurzelkohäsion beeinflussen also den Versagensmechanismus des Hanges nur bedingt. Abbildung 4-3 zeigt zur Verdeutlichung die im Grenzzustand auftretenden Verformungen unter Ansatz der Erwartungswerte der Scherparameter.

Somit sind offenbar hier die Scherparameter der nicht durchwurzelten Bodenzone für die Bewertung der Standsicherheit relevant. Nach Abbildung 4-2 wird die Standsicherheit des Hanges vor allem durch Streuungen des Reibungswinkels φ' beeinflusst, trotz eines geringeren Variationskoeffizienten von $V_\varphi = 15\%$ im Vergleich zu einem Variationskoeffizienten von $V_{c'} = 40\%$ für die Kohäsion. Streuungen insbesondere des Reibungswinkels können also die Standsicherheit eines Hanges maßgebend beeinflussen. Der tatsächliche Einfluss hängt aber vor allem von der räumlichen Variabilität der Scherparameter, aber auch von der (negativen) Korrelation von φ' und c' ab. Diese Aspekte wurden im vorliegenden Modell nicht abgebildet.

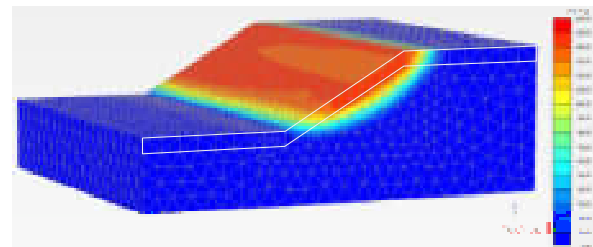


Abbildung 4-3: Deformationen des Modellhangs für die Berechnung mit Erwartungswerten der Zufallsgrößen, $|\Delta u|_{max} = 0,15$ m.

5 Ausblick

Aufbauend auf dem vorgestellten Modell sollen weiterführende Untersuchungen durchgeführt werden. Ein nächster Schritt ist die Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden wie der Monte-Carlo Simulation (MCS) zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit des Hanges. Da gerade die MCS jedoch eine enorme Anzahl an Simulationen benötigt und 3D-FE Modelle hohe Rechenzeiten aufweisen, soll der Einsatz von Ersatzmodellen (engl. surrogate models) untersucht werden, die die komplexe Systemantwort der FE-Simulation durch mathematische Funktionen vereinfacht abbilden. Dadurch kann der Rechenaufwand wesentlich verringert werden (vgl. z. B. Moustapha et al., 2022).

Zudem haben Studien gezeigt, dass die Versagenswahrscheinlichkeit empfindlich auf die Korrelation zwischen den Scherparametern reagiert. Um dieses Problem zu umgehen, können gemeinsame Verteilungsfunktionen korrelierter Parameter verwendet werden (Wang & Akeju, 2016). Auch soll die räumliche Variabilität der Bodenkenngößen untersucht und in geeigneter Weise berücksichtigt werden.

Des Weiteren entspricht die Wurzelkohäsion einem recht einfachen Ansatz, der den Einfluss der Vegetation auf die Hangstabilität lediglich pauschal erfasst.



Hier kann für die Erfassung realer Situationen eine genauere, ggf. sogar vegetationspezifische Abbildung sinnvoll sein. Ebenso muss weiterführend untersucht werden, wie infiltrierendes Niederschlagswasser und dessen Einfluss auf das Bodenverhalten angemessen berücksichtigt werden kann.

6 Schlussbemerkung

In diesem Beitrag wird die Abbildung von streuenden Parametern in der zuverlässigkeitsbasierten Bewertung der Hangstabilität mithilfe von FE-Modellen aufgezeigt. Die vorgestellte probabilistische Sensitivitätsuntersuchung kann helfen, relevante Einflussgrößen und damit die als Zufallsvariablen abzubildenden Parameter zu identifizieren. Auf der probabilistischen Sensitivitätsanalyse aufbauend lassen sich dann weitere probabilistische Methoden zur Bewertung der Zuverlässigkeit eines Systems unter Berücksichtigung der Unsicherheiten in den Eingangsgrößen anwenden. Abgesehen von den hier betrachteten Streuungen der Bodenkennwerte können mithilfe probabilistischer Verfahren auch Mess- und Modellunsicherheiten sowie statistische Unsicherheiten adressiert werden. Besonders bei komplexen Systemen und großen Unsicherheiten in der Datengrundlage stellen zuverlässigkeitsbasierte Verfahren eine Alternative zu herkömmlichen Bemessungs- und Bewertungsverfahren nach dem Teilsicherheitskonzept dar. In TC250/SC7/TG-C3 (2023) werden zukünftig in Ergänzung zum neuen EC 7 Empfehlungen zur Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden in der geotechnischen Bemessung und Bewertung verfügbar sein. Der im Mai 2022 gegründete DGGT AK 2.15 „Zuverlässigkeitsbasierte Methoden in der Geotechnik“ wird zudem Empfehlungen und Werkzeuge für den Umgang mit diesen Methoden in der Ingenieurpraxis erarbeiten (Lesny et al., 2023).

Literaturverzeichnis

- Chok, Y.H.; Jaksa, M.B.; Kaggwa, W.S. & Griffiths, D.V. (2015): *Assessing the influence of root reinforcement on slope stability by finite elements*. International Journal of Geo-Engineering (2015) 6:12.
- Deltares (2022): *Probabilistic Toolkit, User Manual*. DIN 1054:2021-04, *Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1*.
- DIN EN 1997-1:2014-03, *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*.
- EANG (2014): *Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.).
- Elia, G.; Cotecchia, F.; Pedone, G.; Vaunat, J.; Vardon, P. J.; Pereira, C.; Springman, S. M.; Rouainia, M.; Van Esch, J.; Koda, E.; Josifovski, J.; Nocilla, A.; Askarinejad, A.; Stirling, R.; Helm, P.; Lollino, P. & Osinski, P. (2017): *Numerical modelling of slope–vegetation–atmosphere interaction: an overview*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, Vol. 50, 2017.
- Gray D.H. & Leiser, A.T. (1982): *Biotechnical slope protection and erosion control*. Van Nostrand Reinhold Co., New York; ISBN: 9780442212223.
- Keller, B. (2017): *Der Einfluss der Wurzelkohäsion auf die Standsicherheit steiler Kolluvium-Hänge am Beispiel der gravitativen Prozesse am Sonnenberg bei Luzern*. Weiterbildungsseminar 17 (2017), Forschungsstelle Rutschungen. ISSN 2196-2863.
- Lesny, K.; Arnold, P.; Sorgatz, J.; Schneider, R. (2023): *Wie sicher sind unsere Bauwerke? Strukturpapier des Arbeitskreises 2.15 der DGGT „Zuverlässigkeitsbasierte Methoden in der Geotechnik“*, Geotechnik, Band 46, Heft 3 (in Vorbereitung).
- Moustapha, M.; Marelli, S. & Sudret, B. (2022): *A generalized framework for active learning reliability: survey and benchmark*. Structural Safety.
- Plaxis 3D, Bentley: <https://www.bentley.com/software/plaxis-3d/>.
- prEN 1997-1:2022, *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*.
- Probabilistic Toolkit (PTK), Deltares: <https://www.deltares.nl/en/software-and-data/products/probabilistic-toolkit-ptk>.
- Rickli, C.; Zürcher, K.; Frey, W. & Lüscher, P. (2002): *Wirkungen des Waldes auf oberflächennahe Rutschprozesse*. Schweiz. Z. Forstwes. 153 (2002) 11: 437–445.
- Schwarz, M.; Giadrossich, F. & Cohen, D. (2013): *Modeling root reinforcement using a root-failure-Weibull survival function*. Hydrol. Earth Syst. Sci., 17, 4367–4377, 2013.
- TC250/SC7/TG-C3 (2023): *Reliability-based methods for geotechnical design and assessment; guideline document for the next-generation Eurocodes*. Working draft TC250/SC7/TG-C3, version May 2023.
- Uzielli, M.; Lacasse, S.; Nadim, F. and Phoon, K.-K. (2006): *Soil Variability Analysis for Geotechnical Practice*. In Proceedings of the 2nd International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Singapore.
- Wang, Y. & Akeju, O.V. (2016). *Quantifying the cross-correlation between effective cohesion and friction angle of soil from limited site-specific data*. Soils and Foundations 56 (6), 1055-1070.



Auswertung geot. Labor-Daten mit Methoden Künstlicher Intelligenz (KI)

Prof. Dr. René Sonnenberg (PhD) und M. Sc. David Döring,
Hochschule Magdeburg-Stendal

KI-Anwendungen für geotechnische Labordaten sind bisher relativ selten. Dies liegt vor allem an der eingeschränkten Datenverfügbarkeit. Mit Hilfe geotechnischer Labordaten wird eine benutzerfreundliche KI-Anwendung vorgestellt, die eine Auswertung ohne Programmierkenntnisse ermöglicht. Es werden Hinweise zur Interpretation und Validierung der Ergebnisse sowie Empfehlungen für die zukünftige Erfassung geotechnischer Daten gegeben.

1 Einleitung

Methoden der Künstlichen Intelligenz (KI) werden im Bauwesen bereits vielfältig eingesetzt. In den meisten Fällen sind sie jedoch auf Spezial- oder Forschungsprojekte beschränkt. Die Analyse von geotechnischen Labordaten stellt dabei noch eine Ausnahme dar. Die Hauptgründe für den geringen Einsatz von KI-Anwendungen in der Geotechnik liegen nach Ansicht der Autoren neben dem eingeschränkten Zugang zu geeigneten Daten vor allem an Unsicherheiten im Umgang mit KI-Methoden, insbesondere der Nachvollziehbarkeit.

Wenn ein Zusammenhang mit KI-Unterstützung näher untersucht werden soll, stellen sich voraussichtlich folgende Fragen, die hier adressiert werden:

- Sind die verfügbaren Daten ausreichend groß und vielfältig (divers)?
- Welche Rolle spielen abgeleitete Daten, d. h. vorhandenes »Expertenwissen«?
- Wie erfolgt die technische Umsetzung einer KI-gestützten Analyse, d. h. wie wird programmiert bzw. trainiert?
- Welche Verifikationsmethoden können zur Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse eingesetzt werden?

Zunächst wird eine kurze Einführung in das maschinelle Lernen gegeben und die *No-Code Open Source Software* »Orange Data Mining« zum Aufbau einer KI-Umgebung grob vorgestellt.

Da KI-Methoden große und vor allem unterschiedliche Daten benötigen, werden Möglichkeiten zur Bewertung der Datenqualität aufgezeigt. Ausgewählte Ergebnisse werden präsentiert und diskutiert. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Interpretation und Validierung. Dabei spielen abgeleitete oder erfahrungsbasierte Parameter eine besondere Rolle. Abschließend werden Empfehlungen für die Erfassung geotechnischer Labordaten gegeben.

2 Maschine Learning (ML)

Ein Bereich des maschinellen Lernens (ML) ist das statistische Lernen, das sich in bestärkendes, unüberwachtes und überwachtes Lernen unterteilen lässt [1]. Traditionell werden in den Ingenieurwissenschaften Beobachtungswerte miteinander korreliert, um Vorhersagen zu treffen. Dies entspricht dem Ansatz des überwachten Lernens. Hierbei geht es darum, komplexe Muster oder mehrdimensionale (nichtlineare) Zusammenhänge in Bezug auf eine konkrete Problemstellung zu erkennen, ohne diese physikalisch beschreiben zu müssen oder zu können [3]. Anwendungen des überwachten Lernens finden sich z. B. in der Bauwerksüberwachung [11] oder im Risikomanagement [6].

Gerade in der Geotechnik werden häufig empirische Zusammenhänge genutzt bzw. bilden Erfahrungswerte die Grundlage für geotechnische Berechnungen. Es ist davon auszugehen, dass sich in der Geotechnik inzwischen mehr Anwendungsfelder für ML ergeben haben, als in [10] prognostiziert. Die prinzipielle Anwendbarkeit von ML auf geotechnische Labordaten wurde u. a. in [5] gezeigt.

2.1 Software und Analysewerkzeuge

Mit »Orange Data Mining« kann in wenigen Schritten und ohne Programmierkenntnisse ein einfaches Künstliches Neuronales Netzwerk (KNN) aufgebaut werden. Dazu können aus einem Katalog verschiedene Werkzeuge (*Widgets*) ausgewählt werden, die dann zu einem *Workflow* verbunden werden. Die Abbildung 2-1 zeigt den *Screenshot* eines stark vereinfachten Ablaufs zur Datenakquise und -aufbereitung, sowie zum Training und der Ergebnisüberprüfung.

Zum Einstieg wird auf *online Tutorials* verwiesen, z. B. unter <https://orangedatamining.com/getting-started>.

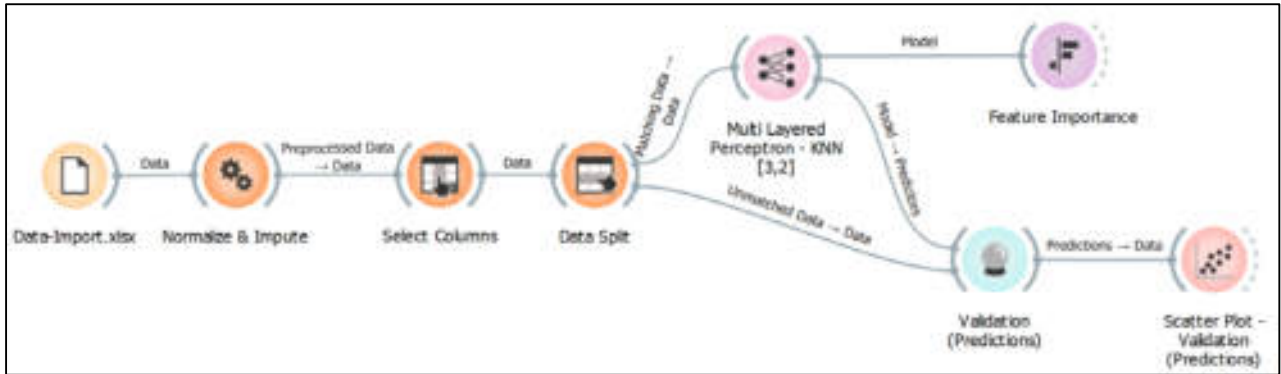


Abbildung 2-1: Stark vereinfachter Workflow (Screenshot »Orange Data Mining«, v 3.34.0).

2.1.1 Lineare Regression (MLR)

Mit dem *Widget: Linear Regression* wird aus den Eingabedaten und den Responsevariablen eine multilineare Beziehung erstellt [7]. Die multiple lineare Regressionsanalyse (MLR) ermöglicht die Vorhersage mehrerer korrelierter abhängiger Variablen.

2.1.2 Multi-Layer-Perceptron (MLP)

Die Basis des *Widget: Neural Network* ist ein *Multi Layer Perceptron* Algorithmus (MLP), mittig in Abbildung 2-1. Er dient dem überwachten Lernen einer Funktion durch *Backpropagation*. Ein KNN, das aus vielen vollständig verknüpften Ebenen besteht, ist im weitesten Sinne auch ein MLP. Das *Widget* verwendet den MLP-Algorithmus von *Sklearn* [7]. Dieser Algorithmus kann sowohl nichtlineare als auch lineare Modelle lernen. Der derzeit in der *Sklearn* Bibliothek implementierte Algorithmus ist für kleine KNNs optimiert [9].

2.2 Daten

Um zu beurteilen, ob eine ausreichende Datenmenge vorliegt, sind zunächst die beiden folgenden wesentlichen Einflussfaktoren zu berücksichtigen, die grob als »Daten« zusammengefasst werden können:

1. Anzahl der Parameter bzw. Merkmale oder *Features*, typischerweise in Spalten,
2. Anzahl der untersuchten Stich- bzw. Bodenproben, typischerweise in Zeilen.

Neben der Datenmenge ist auch die Varianz der vorhandenen Daten von großer Bedeutung. Je mehr Diversität in einem Modell berücksichtigt wird, desto robuster kann das Ergebnis sein. Dies erfordert jedoch auch mehr Daten.

Dem entgegen steht die Komplexität des abzubildenden Problems bzw. Systems. In der Geotechnik wird diese Komplexität stark vereinfacht durch die Menge der für die Berechnung nötigen Werte aus »Expertenwissen« dargestellt.

Beim ML werden stattdessen »Gewichtungen« gesucht, die das Problem (anhand gelernter Parameter) statistisch ausreichend abbilden können. Je komplexer das Problem ist, desto mehr »Gewichtungen« werden in der Regel benötigt. Je mehr »Gewichtungen« trainiert werden müssen, desto mehr Eingangs- bzw. Trainingsdaten (bestehend aus Parametern und Proben) sind erforderlich, um ein statistisch signifikantes Optimum zu erreichen.

In der Geotechnik ist das abzubildende Problem in der Regel zu komplex, um mit den vorhandenen Messdaten ohne zusätzliche Informationen vollständig abgebildet werden zu können. Bei der Anwendung des überwachten Lernens auf geotechnische Labordaten kann die Frage, ob die Datenmenge (Parameter und Proben) ausreichend ist, in den meisten Fällen mit einem klaren »Nein« beantwortet werden.

Die Daten für das hier vorgestellte Beispiel stammen aus drei verschiedenen Regionen der Lausitz:

- Region A: 22 Parameter x 213 Proben
- Region B: 22 Parameter x 25 Proben
- Region Z: 22 Parameter x 94 Proben

Neben *Meta*-Daten wie Angaben zum Bericht, Datum, Region, Probennummer etc. enthalten die Datensätze die folgenden 14 Bodenkennwerte als Parameter (*numerical Features*):

- Feinkornanteil (*fC*),
- Feinsandanteil (*fSa*),
- Mittelsandanteil (*mSa*),
- Grobsandanteil (*cSa*),
- Feinkiesanteil (*fGr*),
- Mittel- und Grobkiesanteil (*m_cGr*),
- Korndichte (*Rho s*),
- Porenzahl bei lockerster Lagerung (*E_MAX*),
- Porenzahl bei dichtester Lagerung (*E_MIN*),
- Proctordichte (*RHO_PR*),
- Optimaler Wassergehalt (*W_OPT*),
- Zwei Rundungskoeffizienten n. Reichel [8],
- Texturkoeffizient nach Reichel [8].



Die Datensätze enthalten auch folgendes »Expertenwissen« (*numerical Features*), das aus der Korngrößenverteilung (KV) der Proben abgeleitet wurde:

- Ungleichförmigkeitszahl (U),
- Krümmungszahl (C),
- Wasserdurchlässigkeitsbeiwert nach Beyer.

2.3 Diversität der Proben

Die KV der Proben aus der Region Z unterscheidet sich deutlich von den beiden Regionen A und B, siehe Abbildung 2-2 und Abbildung 2-3.

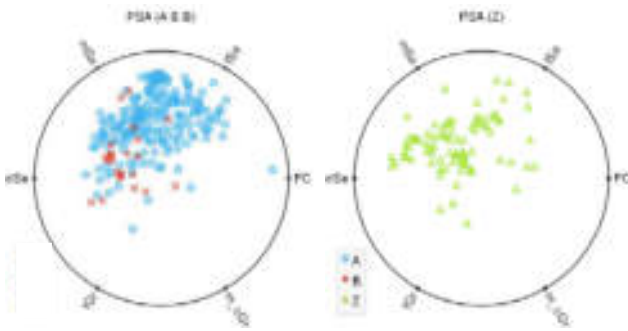


Abbildung 2-2: Korngrößenanteile (PSA) je Region.

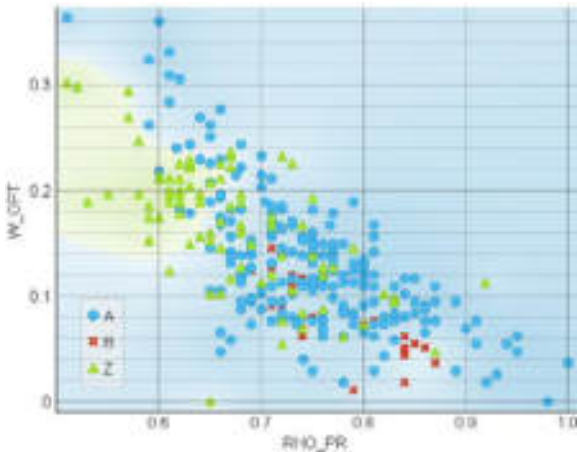


Abbildung 2-3: RHO_PR und W_OPT , alle Regionen (ohne Outlier).

Die Region Z ist überwiegend mittelsandig und weist einen geringen Feinkornanteil auf. Region B hingegen ist überwiegend grobsandig bis feinkiesig (ohne Feinkornanteil). Region A ist typischerweise fein- bis grobsandig (mit Feinkornanteil). Die KV der Proben aus A deckt sich weitestgehend mit den Bereichen der Proben aus den Regionen B und Z.

Ein ähnliches Bild ergibt sich, wenn die Daten der Proctordichten RHO_PR bzw. der zugehörigen optimalen Wassergehalte W_OPT betrachtet werden. In Region B sind die RHO_PR -Werte tendenziell größer als in Region Z (bei kleineren korrespondierenden Werten für W_OPT). Die Daten der Region A decken im Wesentlichen das gesamte Datenspektrum ab.

2.4 Datenausreißer (Outlier)

Bei der Betrachtung der Daten für RHO_PR und W_OPT fielen fünf Proben besonders auf. Sie zeichneten sich durch einen relativ niedrigen RHO_PR und einen relativ hohen W_OPT aus (Abbildung 2-4). Außerdem konnten für diese Proben weder U noch C bestimmt werden.

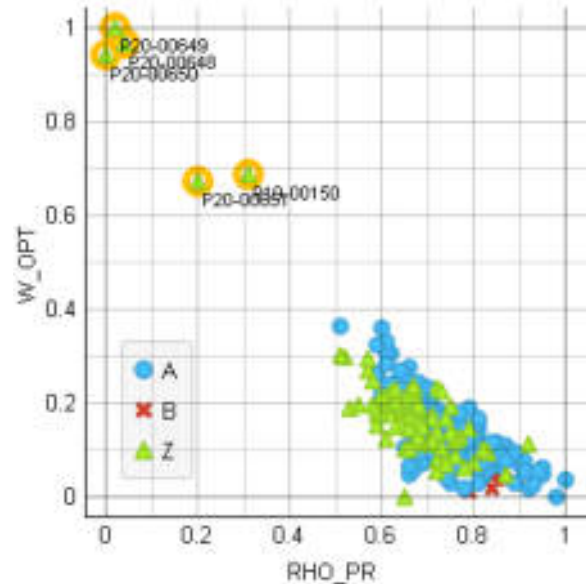


Abbildung 2-4: Identifizierung von Ausreißern, die von der weiteren Analyse ausgeschlossen wurden.

Für die weitere Auswertung wurden diese Proben als *Outlier* betrachtet, d. h. nicht weiter berücksichtigt.

2.5 Aufbereitung der Daten

In einem nächsten Schritt wurden doppelte Datensätze identifiziert. Diese wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Der Umfang der so aufbereiteten Daten betrug insgesamt 324 Proben (und $14 + 3 = 17$ *numerical Features*).

Neben den Ausreißern (Abbildung 2-4) gab es weitere Proben, für die aufgrund der KV keine U - und C -Werte ermittelt werden konnten. Leere Einträge für einzelne Parameter werden bei der Datenauswertung automatisch ignoriert. Wenn also bei der Auswertung der Daten auf das »Expertenwissen« verzichtet wird, erhöht sich die Anzahl der zur Verfügung stehenden Proben entsprechend.

Bei den KV-Rohdaten (in % und ohne Nachkommastellen) ergibt die Summe der einzelnen Anteile naturgemäß nicht in jedem Fall 100%. Vor der weiteren Auswertung der Daten wurde dieser Fehler ausgeglichen und die absoluten Anteile der KV ermittelt.

Parallel dazu wurden die verbleibenden Daten gemäß Gleichung (1) auf ein Intervall von [0;1] normiert (zweites *Widget* von links in Abbildung 2-1):

$$Value_i = \frac{x_i - \min(x)}{\max(x) - \min(x)} \quad (1)$$

mit:

- Min. $RHO_PR = 1,06 \text{ g/cm}^3 \triangleq 0,0$
- Max. $RHO_PR = 2,06 \text{ g/cm}^3 \triangleq 1,0$

2.6 Zielgröße(n); Output

Für dieses Beispiel wurde die Proctordichte als Zielgröße gewählt. Es sollte gezeigt werden, ob RHO_PR aus den Daten der anderen Parameter sicher abgeschätzt werden kann. Außerdem sollte untersucht werden, welche Parameter die Vorhersagegenauigkeit maßgeblich beeinflussen. In einem weiteren Schritt (hier nicht behandelt) könnte auch der zugehörige optimale Wassergehalt ermittelt werden.

In »Orange Data Mining« kann über das *Widget Select Columns* (drittes *Widget* von links in Abbildung 2-1,) ausgewählt werden, welche Parameter verwendet oder ignoriert werden sollen. Außerdem werden hier die Zielgrößen festgelegt.

2.7 Teilung der Daten

Mit »Orange Data Mining« können die Daten über das *Widget Select Rows* (siehe *Data Split* in Abbildung 2-1) in Trainings- und Validierungsdaten unterteilt werden.

In der Regel werden ca. 80% der verfügbaren Daten für das Training und der Rest für die Validierung verwendet, siehe z. B. [2]. Um dieses Beispiel zu trainieren, wurden jedoch die Daten aus den Regionen A und B zusammengefasst (236 Proben \triangleq 73%). Die Daten der Region Z (88 Proben \triangleq 27%) wurden zur Validierung verwendet. Da sich die Böden in den Regionen zum Teil stark unterscheiden, kann auf diese Weise überprüft werden, wie gut sich das Prognosemodell bei (stark) abweichenden, dem System unbekanntem Daten verhält.

2.8 Bewertung der Prognosegüte

Im Idealfall lassen sich die Vorhersage- und Validierungsdaten durch Gleichung (2) darstellen.

$$y = a \cdot x + b \quad (2)$$

mit:

- $a = 1,0$
- $b = 0,0$

Die Abweichung von Gleichung (2) bzw. die Prognosegüte wird durch den *Root Mean Square Error* ($RMSE$) beschrieben:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - y_i)^2}{n}} \quad (3)$$

Im Gegensatz zum mittleren prozentualen Fehler (*Mean Absolute Error* oder MAE) werden beim $RMSE$ sehr kleine Wertabweichungen durch die Quadrierung noch kleiner und große Abweichungen noch größer. Während kleine Abweichungen durch den $RMSE$ weitgehend ignoriert werden, erhalten große Fehler eine größere Bedeutung, was sich in einem größeren $RMSE$ ausdrückt [4]. Damit wird der $RMSE$ dem Charakter der Proctordichte bzw. der geforderten Genauigkeit der Prognosewerte besser gerecht als das MAE .

2.9 Künstliches Neuronales Netz (KNN)

Für das hier betrachtete Problem ist ein extrem kleines KNN ausreichend (*Widget* mittig in Abbildung 2-1).

Ein KNN [3,2] mit zwei *Hidden Layer* in Form eines MLP könnte beispielsweise wie folgt aussehen:

- Input: $FC, fSa, mSa, cSa, \dots, U, C, \text{etc.}$
- 1. Layer mit 3 Neuronen
- 2. Layer mit 2 Neuronen
- Output: RHO_PR

Werden die Daten durch ein unangemessenes, d. h. zu großes bzw. zu komplexes, KNN trainiert, führt dies zu einer deutlichen Verschlechterung der Ergebnisse, vgl. Abbildung 2-5.

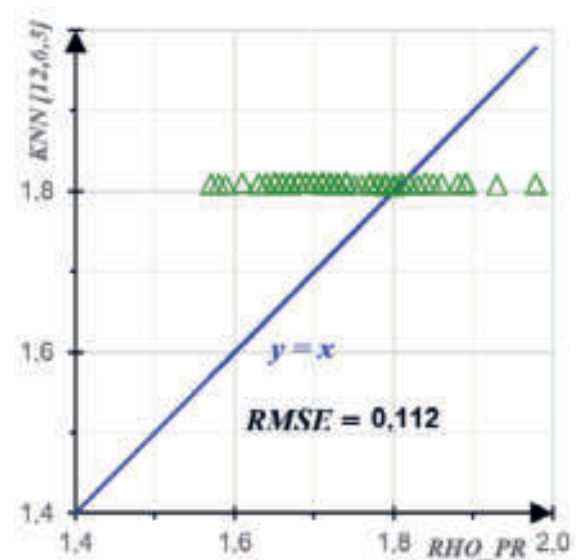


Abbildung 2-5: Validierung der Prognose durch ein KNN [12,6,3].



3 Ausgewählte Ergebnisse

Der aus den Trainingsdaten (Regionen A und B) ermittelte Zusammenhang (*Training Prediction*) wurde mit den Daten der Region Z getestet (*Validation Predictions*), *Widget* rechts in Abbildung 2-1.

3.1 Analysetools

In »Orange Data Mining« können Datenpaare mit dem *Widget Scatter Plot* dargestellt werden. Dazu muss das *Widget Predictions* zwischengeschaltet werden. Das *Widget* kombiniert den Trainingsdatensatz und mit einem (oder mehreren) Prädiktoren [7].

3.1.1 Lineare Regression (MLR)

Abbildung 3-1 zeigt die Wertepaare von tatsächlicher (*RHO_PR*) und vorhergesagter Proctordichte (*Lin. Reg.*) bei Anwendung einer MLR. Die mittlere Abweichung beträgt 0,078 g/cm³.

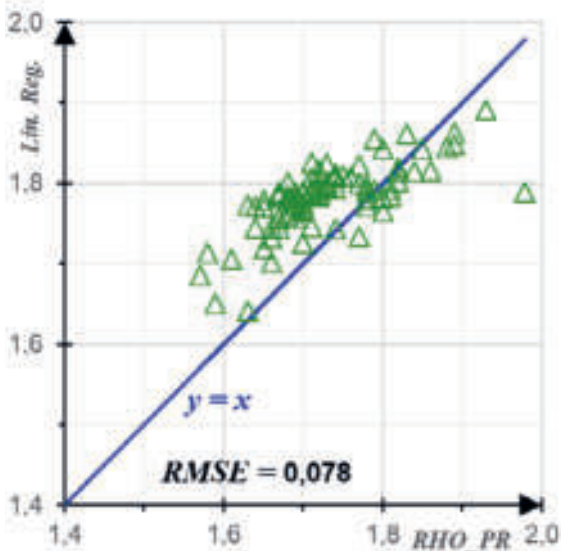


Abbildung 3-1: Validierung der Prognose durch lineare Regression.

3.1.2 Multi-Layer-Perceptron (MLP)

Die Prognosegüte konnte durch die Anwendung eines KNN deutlich verbessert werden (Tabelle 3-1). Mit nur einem *hidden Layer* konnte der *RMSE* auf 61% des Wertes der linearen Regressionsvorhersage reduziert werden.

Je nach Größe und Anzahl der *Hidden Layer* kann sich der *RMSE* auch verschlechtern, z. B. auf $\mu = 144\%$ für KNN [12,6,3]. Hier zeigt sich deutlich der Effekt des *Overfitting*, vgl. dazu Abbildung 2-5.

Tabelle 3-1: Prognosefehler ausgewählter MLP-Analysen im Vergleich zur MLR-Vorhersage.

KNN	RMSE in g/cm ³	$\mu = \frac{RMSE_{MLP}}{RMSE_{Lin.Reg.}}$
[3,2]	0,060	0,77
[4,2]	0,064	0,82
[6]	0,082	1,05
[6,3]	0,062	0,80
[8]	0,047	0,61
[8,4]	0,050	0,65
[10]	0,052	0,67
[12,6,3]	0,112	1,44

3.2 Einfluss der Features

Die Bedeutung des sogenannten »Expertenwissens« wird deutlich, wenn dessen Einfluss auf die Ergebnisse ausgewertet wird. Dazu kann in »Orange Data Mining« das *Widget Feature Importance* (oben rechts in Abbildung 2-1) verwendet werden.

3.2.1 Alle Features

Während der Einfluss von *U* und *C* auf die Ergebnisse aus der linearen Regression eher gering ist (Abbildung 3-2), hat das »Expertenwissen« unterschiedliche Auswirkungen auf die KNN-Prognosen. Dies ist beispielhaft für das KNN [8] in Abbildung 3-3 dargestellt. Entscheidend für die »Gewichtung« der Daten ist bei einem KNN vor allem dessen Komplexität.

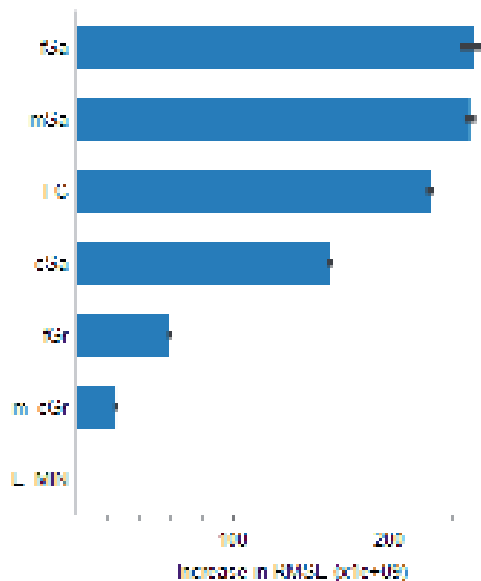


Abbildung 3-2: Einfluss der Parameter auf die Ergebnisse der linearen Regression.

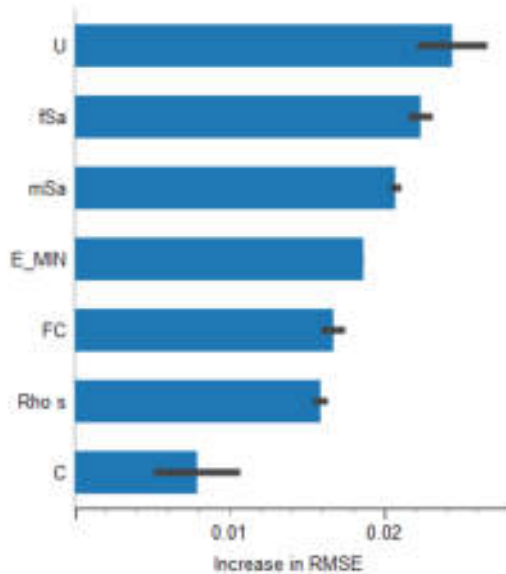


Abbildung 3-3: Einfluss der Parameter auf die »Gewichtung« eines KNN [8].

4 Empfehlungen für die zukünftige Erfassung geotechnischer Labordaten

Je mehr Parameter ein Modell hat, desto mehr Daten werden benötigt, um ein robustes Modell zu trainieren. Da der Datenbedarf mit abnehmender Akzeptanz von Fehlerabweichungen zunimmt, ist eine entsprechend große Datenmenge erforderlich.

Hier standen ca. 320 Proben zur Verfügung. Eine mindestens dreifache Probenmenge wäre wünschenswert. Für eine robuste Anwendung von KI-Methoden wäre dies vermutlich immer noch zu wenig. Aus Sicht der Autoren werden ca. 4.000 Datenpunkte (Zeilen) als Untergrenze für eine sinnvolle KI-Anwendung angesehen. Bei deutlich größeren Datenmengen wäre es auch möglich, komplexere KI-Methoden zu erproben, die derzeit in anderen Bereichen eingesetzt werden.

Die Komplexität der Daten kann durch Hinzufügen weiterer Parameter erhöht werden. Dazu eignen sich in erster Linie Zwischenwerte der KV, d. h. Siebe der Größen 0,125 mm, 1,0 mm und 4,0 mm, die standardmäßig nicht verwendet werden. Von den Parametern eines Proctorversuchs könnten neben den Werten für die maximale Proctordichte (und den korrespondierenden optimalen Wassergehalt) auch die Zwischenwerte in die Daten aufgenommen werden. Für die Beurteilung von feinkörnigen (bindigen) Böden sind zusätzliche Informationen zur Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenze sowie zur Tonmineralogie denkbar.

Je nach Aufgabenstellung kann sich die Datenvielfalt positiv oder negativ auf die Ergebnisse auswirken.

Danksagung

Die Autoren danken an dieser Stelle der GMB GmbH Senftenberg für die Bereitstellung der Daten. Für die Unterstützung und den fachlichen Austausch danken wir insbesondere Frau Dr. Antje Schreyer und Herrn Dipl.-Ing. (FH) Gunter Reichel.

Literaturverzeichnis

- [1] Aust H. (2021) *Das Zeitalter der Daten*. Springer Berlin, Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-62336-7>
- [2] Bagińska, M. & Srokosz, P. E. (2018) *The Optimal ANN Model for Predicting Bearing Capacity of Shallow Foundations trained on Scarce Data*. KSCE Journal of Civil Engineering, 23(1), S. 130–137.
- [3] Burrichter, B.; Quirnbach, M.; Oelmann, M.; Niemann, A. (2021) *Künstliche Intelligenz in der Wasserwirtschaft*, KA Korrespondenz Abwasser, Abfall Jg. 68, Nr. 2, S. 94–101.
- [4] <https://www.brainstobytes.com/mean-absolute-error-vs-root-mean-square-error> (abgerufen am 04.06.2023).
- [5] Khatti, J. & Grover, K. S. (2021) *Prediction of Index Properties of Soil using AI Approaches*, In: Proceedings of International Conference on Advancements in Computer Applications. Kottam, S. et al. (Ed.), S. 8–14.
- [6] Oboni, F.; Angelino, C.; Moreno, J. (2007) *Using artificial intelligence in an integrated risk management programme for a large alpine landslide*. In: Landslides and Climate Change. McInnes, Jakeways, Fairbank & Mathie (Ed.), S. 143–148.
- [7] Orange Data Mining (2023) *Widget Catalog*. <https://orangedatamining.com/widget-catalog> (abgerufen am 04.06.2023).
- [8] Reichel, G. (1995) *Die laborative Bestimmung des Rundungskoeffizienten rolliger Lockergesteine*. Geotechnik, 18, Nr. 4, S. 181–184.
- [9] Scikit (2023) *Neural network models (supervised)*. https://scikit-learn.org/stable/modules/neural_networks_supervised.html (abgerufen am 04.06.2023).
- [10] Simpson, B. & Tatsuoka, F. (2008). *Geotechnics: the next 60 years*. Géotechnique 58, No. 5, S. 357–368.
- [11] Wedel, F. & Marx, S. (2020) *Prognose von Messdaten beim Bauwerksmonitoring mithilfe von Machine Learning*. Bautechnik 97, Heft 12, S. 836–845.
- [12] Zhang, W., Li, H., Li, Y. et al. (2021) *Application of deep learning algorithms in geotechnical engineering: A short critical review*. Artif Intell Rev 54, 5633–5673.



Statistische Analysen der Scherfestigkeit, Index- und Kompressibilitätseigenschaften glazilimnischer Sedimente in Norddeutschland

Dr.-Ing. J. Sorgatz & Dr.-Ing. M. Pohl,
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Hamburg

Die Möglichkeit nach neuem Eurocode 7 (EC 7) zukünftig charakteristische Kennwerte mittels statistischer Methode zu ermitteln, fordert indirekt auch Kenntnis über die lokale Variabilität des Baugrundes ein. In diesem Beitrag wird die Variabilität glazilimnischer Sedimente in Norddeutschland anhand von Bestandsdaten der BAW beleuchtet. Am Beispiel einer frei gelagerten, einfach gestützten Spundwand werden anschließend die Gleichungen des EC 7 angewendet, um unterschiedliche Annahmen zur Variabilität sowie den Einfluss des Stichprobenumfangs zu illustrieren. Die Untersuchungen zur lokalen Variabilität der glazilimnischen Sedimente zeigen eine weitgehende Übereinstimmung mit Literaturangaben. Wenn möglich, sollten jedoch lokale Angaben bei der Bestimmung des charakteristischen Kennwertes herangezogen werden. Eine Erhöhung des Stichprobenumfangs hat einen deutlich positiven Effekt auf das Bemessungsergebnis.

1 Einleitung

Boden weist als natürliches Baumaterial eine inhärente Variabilität auf. Baugrundaufschlüsse liefern lediglich Informationen beschränkt auf den Beprobungsort. Auch sind bei geotechnischen Projekten die verfügbaren lokalen Daten oft begrenzt. In der Vergangenheit wurden daher weltweit Daten gesammelt, um Bereiche für den Variationskoeffizienten der inhärenten Variabilität für verschiedene Bodenarten anzugeben, z. B. Lumb (1966), Lacasse & Nadim (1996) oder TC 304 (2021).

Betrachtet man diese Daten, fällt jedoch auf, dass kaum regionaltypische Daten für (Nord-)Deutschland vorliegen. Inwieweit internationale Quellen die Variabilität typischer „deutscher“ Böden abbilden, wurde bisher nicht untersucht. Der neue Eurocode 7 (EC 7, erscheint vrsl. 2024) rückt dieses Defizit stärker in den Fokus, da er statistische Methoden zur Ermittlung repräsentativer Bodenkennwerte zulässt und somit indirekt auch Kenntnis über die lokale Variabilität einfordert.

In diesem Beitrag werden, aufbauend auf einer Vorstudie zur Differenzierung von norddeutschen glazilimnischen Sedimenten nach ihrem eiszeitlichen Ursprung (Sorgatz & Pohl, 2022), Streubreiten des Varianzkoeffizienten V_x für die Scherfestigkeit sowie Index- und Kompressioneigenschaften anhand von Untersuchungen an verschiedenen Lokationen und innerhalb verschiedener Teildatenmengen angegeben. Mit einem einfachen Bemessungsbeispiel wird der Mehrwert lokaler Informationen veranschaulicht.

2 Daten und Methoden

2.1 Glazilimnische Sedimente in Norddeutschland

Neben Meereston und Geschiebemergel sind glazilimnische Sedimente typische bindige Böden in Norddeutschland. Diese Sedimente wurden in Seen abgelagert, die durch glaziale Erosion oder Ablagerung während der Vereisungsperioden (Elster-, Saale- und Weichseleiszeit) entstanden. Nach der Korngrößenanalyse werden sie als schwach sandige bis sandige Tone oder Schluffe charakterisiert. Anhand ihres Plastizitätsindex I_p und der Fließgrenze w_L ergeben sich Einordnungen in UL, UM, UA, TL, TM oder TA. Mit einem w_L von 20 % bis 90 % (im Durchschnitt 46 %) reicht die Plastizität von Ton und Schluff von niedrig bis hoch. Aufgrund lokaler Braunkohlestreifen und -linsen sind glazilimnische Sedimente schwach bis mäßig organisch; es werden Glühverluste zwischen 1 % und 18 % (im Durchschnitt 4 %) und Kalkgehalte zwischen 1 % und 51 % (im Durchschnitt 18 %) festgestellt. Mit Konsistenzzahlen I_c zwischen 0,71 und 5,86 (im Durchschnitt 1,63) werden sie als überwiegend fest eingestuft.

2.2 Statistische Analysen

Als Datenbasis stehen Ergebnisse aus Projekten der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung an 13 Standorten in Norddeutschland zur Verfügung. Die Daten (u. a. Konsistenz, Kornverteilung, Kalkgehalt, Glühverlust, Scherfestigkeiten aus Triaxialversuchen, effektiver Reibungswinkel φ' und effektive Kohäsion c' , und Steifemodul der Wiederbelastung aus

Ödometerversuchen, $E_{s,r}$) wurden über einen Zeitraum von ca. 25 Jahren erhoben. Alle Versuche wurden nach den zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gültigen DIN-Standards durchgeführt.

Mit Hilfe eines Clustering-Verfahrens wurden in Soratz & Pohl (2022) zwei Bodengruppen (C1: Sedimente der Weichsel- und Saaleeiszeit und C2: Sedimente der Elstereiszeit) mit unterschiedlichen Materialeigenschaften identifiziert. Darauf aufbauend wird nun die Variabilität verschiedener Bodeneigenschaften in der Gesamtdatenmenge, in den einzelnen Clustern sowie standortspezifisch untersucht.

Bei Steifemodul und Scherparametern handelt es sich um tiefenabhängige bzw. voneinander abhängige Parameter. Für $E_{s,r}$ wird daher zunächst eine lineare Regression mit der Methode der kleinsten Quadrate durchgeführt, um den spannungsabhängigen $E_{s,r}$ in Abhängigkeit von der mittleren Bodenspannung σ_m zu bestimmen. Anschließend erfolgt eine Trendreduktion unter Verwendung der Regressionsresiduen. Die statistischen Kennwerte werden für die trendbereinigten Daten ermittelt.

Bei den Scherfestigkeitsparametern ergibt die lineare Regression mit dem erweiterten Scherdiagramm (p'-q - Diagramm) für alle untersuchten Datengruppen negative Werte für c' . In dieser Arbeit wird daher die Variabilität von ϕ' und c' getrennt voneinander betrachtet. Dazu wird jede Versuchsreihe, die in der Regel aus jeweils drei Teilversuchen besteht, ausgewertet. Anschließend werden ϕ' und c' in den Teildatenmengen statistisch beschrieben.

2.3 Charakteristische Kennwerte

Nach prEN 1997-1 handelt es sich beim charakteristischen Kennwert einer Baugrundeigenschaft um eine mittels statistischer Methoden ermittelte Kenngröße. Der repräsentative Kennwert (vormals charakteristischer Kennwert) ergibt sich aus einem Konversionsfaktor η multipliziert mit dem charakteristischen oder nominalen, aus Erfahrungswissen abgeleiteten Kennwert. Der Konversionsfaktor soll verschiedene Umwelteinflüsse berücksichtigen. Werden diese Einflüsse bereits an anderer Stelle berücksichtigt, kann $\eta=1$ gesetzt werden.

Für unabhängige Parameter ergibt sich der charakteristische Kennwert X_k wie folgt:

$$X_k = X_{mean} [1 \mp k_n V_X] \quad (1)$$

wobei V_X der Variationskoeffizient der Bodeneigenschaft [(Standardabweichung) / (Mittelwert)] ist und k_n ein Koeffizient ist, der von der Stichprobengröße n , vom Kenntnisstand über V_X und von der Art der Schätzung (Mittelwert, 5 % bzw. 95 % Fraktile) abhängt.

Hinsichtlich des Kenntnisstandes über den Wert von V_X werden in prEN 1997-1, Anhang A drei Fälle unterschieden. Entweder ist V_X bekannt, V_X wird angenommen oder V_X ist unbekannt. Kenntnis über die Variabilität der Baugrundeigenschaft für „ V_X bekannt“ und „ V_X angenommen“ kann aus Vorwissen, vorangegangenen Untersuchungen in vergleichbaren Bemessungssituationen und Literaturwerten abgeleitet werden. Hierbei obliegt es der Ingenieurin bzw. dem Ingenieur zu entscheiden, welche Bemessungssituationen als „vergleichbar“ bewertet werden. Für „ V_X unbekannt“ ist eine Schätzung anhand der Tabellenwerte in prEN 1997-1 vorzunehmen.

Für „ V_X bekannt“ und „ V_X angenommen“ kann k_n zur Bestimmung eines vorsichtig geschätzten Mittelwerts (5 % Fraktile des Mittelwerts) nach Gleichung (2) und für den „ V_X unbekannt“ nach Gleichung (3) ermittelt:

$$k_n = N_{95} \sqrt{\frac{1}{n}} \quad (2)$$

$$k_n = t_{95,n-1} \sqrt{\frac{1}{n}} \quad (3)$$

wobei n die Anzahl der Stichproben ist, N_{95} den kritischen Wert der Normalverteilung für ein Konfidenzniveau von 95 % und unendliche Freiheitsgrade darstellt und $t_{95,n-1}$ der kritische Wert der Student-t – Verteilung für ein Konfidenzniveau von 95 % und $(n-1)$ Freiheitsgrade ist.

Es ist zu beachten, dass mit Gleichung (2) und Gleichung (3) nur eine vorsichtige Schätzung des Mittelwerts bestimmt wird. In Bemessungssituationen, in denen das 5 % oder 95 % Fraktile einer Verteilung zu ermitteln ist, sind andere Gleichungen zu verwenden. Gleichung (2) und Gleichung (3) gelten zudem für unabhängige und normalverteilte Kenngrößen. Eine den EC 7 begleitende Guideline (TG C1, n.d.) gibt Hinweise zum Umgang mit Baugrundeigenschaften, auf die diese Annahmen nicht zutreffen. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird mit Standardannahmen gerechnet.

3 Ergebnisse und Bewertung der statistischen Analysen

3.1 Ergebnisse

In Tabelle 3-1 – 3-5 sind der Mittelwert X_{mean} , die Standardabweichung der Stichprobe s_X und der Varianzkoeffizient V_X für das Wiederbelastungsmodul $E_{s,r}$ (trendbereinigt), die Indizeigenschaften I_P und I_C sowie die effektive Scherfestigkeit ϕ' und c' angegeben. Es werden statistische Kennwerte für den gesamten Datensatz, Weichsel-/Saalesedimente (C1), Elstersedimente (C2) sowie für ausgewählte Lokation (L1 – L3) ermittelt. Um eine unautorisierte Verwendung der Kennwerte zu vermeiden, werden die



einzelnen Lokation anonymisiert. Lagen für eine Teildatenmenge weniger als drei Ergebnisse vor, wurde keine statistische Auswertung vorgenommen.

Tabelle 3-1: Statistische Kennwerte für das Wiederbelastungsmodul $E_{s,r}$ (trendbereinigt) in MPa

	total	C1	C2	L1 (C1)	L2 (C1)	L3 (C2)
n	62	34	28	14	11	24
X_{mean}	34,9	41,4	25,3	24,3	42,7	25,7
s_x	19,0	20,1	14,2	8,8	23,4	15,1
V_x in %	54	49	56	36	55	59

Tabelle 3-2: Statistische Kennwerte für die Plastizitätszahl I_P

	total	C1	C2	L1 (C1)	L2 (C1)	L3 (C2)
n	31	16	15	8	3	13
X_{mean}	0,33	0,18	0,49	0,15	0,22	0,24
s_x	0,17	0,10	0,05	0,10	0,08	0,03
V_x in %	53	57	11	66	36	11

Tabelle 3-3: Statistische Kennwerte für die Konsistenzzahl I_c

	total	C1	C2	L1 (C1)	L2 (C1)	L3 (C2)
n	31	16	15	8	3	13
X_{mean}	1,79	2,24	1,32	3,24	0,94	1,37
s_x	1,20	1,52	0,28	1,50	0,05	0,27
V_x in %	67	68	21	46	6	20

Tabelle 3-4: Statistische Kennwerte für den effektiven Reibungswinkel ϕ' in °

	total	C1	C2	L1 (C1)	L3 (C2)
n	25	13	12	6	10
X_{mean}	26,7	29,9	23,3	32,5	23,3
s_x	8,3	8,5	6,5	7,0	6,5
V_x in %	31	28	28	22	28

Tabelle 3-5: Statistische Kennwerte für die effektive Kohäsion c' in kPa

	total	C1	C2	L1 (C1)	L3 (C2)
n	22	12	9	6	8
X_{mean}	15,2	17,7	8,3	4,8	6,6
s_x	21,4	25,7	8,2	5,7	7,2
V_x in %	141	145	99	117	108

Die Stichprobenanzahl der Teildatenmengen liegt für die einzelnen Lokationen überwiegend zwischen sechs und zwölf und lässt somit belastbare Schlüsse über die statistischen Kenngrößen zu. Sowohl X_{mean} , s_x als auch V_x variieren zwischen den einzelnen Gruppen. Die geringste Streuweite zwischen den Gruppen wird bei ϕ' beobachtet. V_x sinkt, wenn lokale Datengruppen betrachtet werden. Bei den Konsistenzgrenzen (I_P und I_c) ist dieser Trend auch zu beobachten, wird jedoch stets von einem Ausreißer mit besonders hohem V_x -Wert unterbrochen. Die Werte für $E_{s,r}$ streuen ohne erkennbaren Trend. Eine mögliche

Ursache hierfür ist die insgesamt große Streuung bzw. Unsicherheit innerhalb des Versuchs (vgl. Sorgatz & Pohl, 2022).

3.2 Vergleich mit Literaturangaben

Zur Einordnung und Bewertung werden die erzielten Ergebnisse mit Literaturwerten verglichen. Es wird sich auf Standardwerke beschränkt, da diese im Allgemeinen verschiedene Einzelveröffentlichungen zusammenfassen und oftmals für eine projektbezogene Kennwertermittlung herangezogen werden. I_P und I_c werden nicht berücksichtigt, da unzureichend Vergleichswerte vorliegen. Beim Steifemodul wurde nicht in Erst- und Wiederbelastung unterschieden.

Es wurde versucht, möglichst ähnliche Böden miteinander zu vergleichen. Dies ist insofern eine Herausforderung, als dass vor allem die Standardwerke oft nur eine grobe Unterteilung in Bodengruppen vornehmen. So wird in prEN 1997-1 und JCSS (2006) beispielsweise gar keine Unterscheidung nach der Bodenart vorgenommen; TC 304 (2021) unterscheidet primär in bindige und nichtbindige Böden. In der deutschen Literatur finden sich bis dato keine Informationen zur Variabilität einzelner Baugrundeigenschaften. Gängige Empfehlungen wie EAU (2020) und EAB (2021) sowie regionale Veröffentlichungen (Kausch, 2010) beschränken sich auf die Angabe von unteren und oberen Grenz- sowie Mittelwerten.

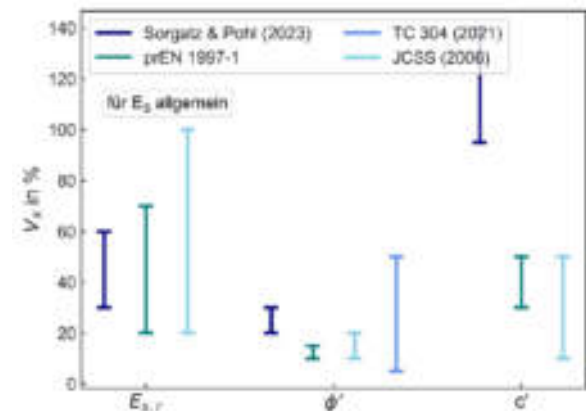


Abbildung 3-1: Vergleich der ermittelten Varianzkoeffizienten ($E_{s,r}$, ϕ' und c') mit Literaturangaben

In Abbildung 3-1 sind die ermittelten Varianzkoeffizienten im Vergleich zu Literaturwerten dargestellt. Es ist erkennbar, dass die ermittelten Werte mehrheitlich im Bereich der Literaturangaben liegen. Dabei weisen die lokalspezifischen Angaben zu V_x in der Regel eine kleinere Streubreite auf als die Literaturangaben. Für die Abweichungen bei c' können verschiedene Erklärungen gefunden werden. Einerseits handelt es sich bei Beckensedimenten um teilweise schluffige, teilweise tonige Materialien (mit einem geringen Sandanteil). Dadurch ergibt sich

grundsätzlich eine größere Variabilität innerhalb der untersuchten Proben. In der Literatur finden sich im Allgemeinen nur Angaben zu reinen Tonen oder Sanden. Auch kann wie in 2.2 beschrieben, die statistische Auswertung der Scherfestigkeitsparameter unterschiedlich erfolgen. Auch hieraus können Unterschiede bei den ermittelten V_x -Werten resultieren. In der Gesamtschau liefern die ermittelten Werte jedoch ein stimmiges Bild. Sie können als gute Ergänzung zur internationaler Literatur betrachtet werden.

4 Anwendungsbeispiel

4.1 Berechnungsmodell Spundwand

Zur Illustration, welchen Effekt die Variabilität von ϕ' und c' sowie die daraus resultierende Annahme des charakteristischen Kennwerts auf eine Bemessung haben können, wird der Nachweis der Einbindtiefe für eine einfach gestützte, frei gelagerte Spundwand an einer Wasserstraße gerechnet (s. Abbildung 4-1).

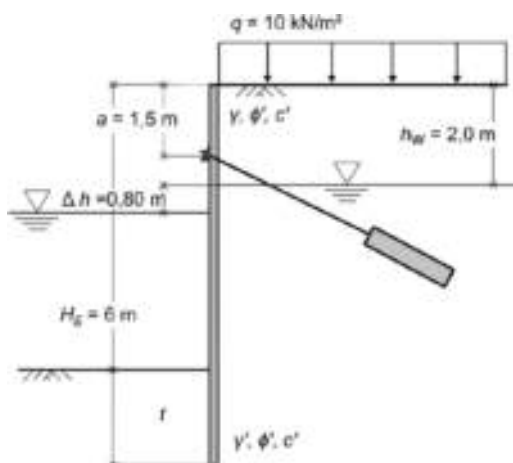


Abbildung 4-1: Systemskizze „Frei gelagerte, einfach gestützte Spundwand“ (Abbildung nicht maßstäblich)

Das Modell wurde in Anlehnung an die EAU (2020) konzipiert. Die Wasserspiegeldifferenz zwischen Ufer und Kanal beträgt 0,80 m. Auf das Ufer wirkt eine veränderliche Last von 10 kN/m². Der Erddruckneigungswinkel δ wird unter Annahme einer rauen Spundwand ($\delta_a = \frac{2}{3} \phi'$; $\delta_p = -\frac{2}{3} \phi'$) festgelegt. Mit einer Ankerlage a zwischen $0,2 < a \leq 0,3 H_E$, wobei H_E die Höhe des Erddruckumlagerungsbereichs oberhalb der Sohle ist, wird eine Erddruckumlagerungsfigur gemäß Abbildung 8.33, Fall 3 der EAU (2020) angesetzt. Beim aktiven Erddruck wird im oberen Bereich der Spundwand mit Mindesterddruck gerechnet. Die theoretische Einbindtiefe der Spundwand wird für steife, bindige Böden zu $t^* = 0,5 t$ angenommen. Auf einen Nachweis der Vertikal-komponenten des Erdwiderstands zur Überprüfung des verwendeten passiven Erddruckneigungswinkels wird vereinfacht verzichtet. Zur Ermittlung der

mindestens erforderlichen Einbindtiefe erfolgt eine Variation der Einbindtiefe in Schritten von 10 cm. Die Teilsicherheitsbeiwerte beziehen sich auf GEO-2 (BS-P, $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$; $\gamma_R = 1,4$).

4.2 Berechnungsannahmen charakteristische Kennwerte

Die charakteristischen Kennwerte für ϕ' und c' werden entsprechend der Ansätze in prEN 1997-1 ermittelt (vgl. Abschnitt 2.3). Da beim Nachweis der Einbindtiefe davon ausgegangen werden kann, dass das im Grenzzustand der Tragfähigkeit betroffene Bodenvolumen groß und der Grenzzustand somit weniger empfindlich gegenüber der räumlichen Variabilität der Bodeneigenschaften ist, wird ein vorsichtig geschätzte Mittelwert verwendet (vgl. prEN 1997-1; TG C1, n.d.). Es wird darauf hingewiesen, dass es sich hierbei um eine (vereinfachte) Modellannahme handelt, die keine Empfehlung darstellt. In Abhängigkeit von den Spundwanddimensionen und der räumlichen Korrelation der Baugrundeigenschaften ist es möglich, dass die räumliche Variabilität einen Einfluss auf das Nachweisergebnis hat. In diesen Fällen sollte der charakteristische Kennwert als Zwischenwert zwischen dem unteren bzw. oberen Fraktile und dem Mittelwert gewählt werden verwendet (vgl. prEN 1997-1; TG C1, n.d.).

Für eine Parameterstudie werden $X_{mean,\phi'} = 30^\circ$ und $X_{mean,c'} = 15 \text{ kPa}$ angesetzt. Die charakteristische Wichte des Bodens wird konstant $\gamma_k / \gamma_{k'} = 19/11 \text{ kN/m}^3$ gesetzt. Variiert werden der Ansatz zur Ermittlung von k_n („ V_x bekannt“, „ V_x unbekannt“), der Varianzkoeffizient V_x und die Anzahl der Stichproben n (s. Tabelle 4-1). Die Werte für die Variabilität der Baugrundeigenschaften werden in Anlehnung an Literatur (JCSS, 2006; TC 304, 2021; prEN 1997-1) sowie der in dieser Veröffentlichung erzielten Ergebnisse festgelegt. Es wird vereinfacht von normalverteilten, unkorrelierten Eigenschaften ausgegangen.

Tabelle 4-1: Untersuchte Parameterkombination zur Ermittlung der charakteristischen Kennwerte

Gleichung	$V_{\phi'}$ in %	$V_{c'}$ in %	n
„ V_x bekannt“	10, 20, 30	50, 100, 150	3, 5, 12
„ V_x unbekannt“	10, 20, 30	50, 100, 150	3, 5, 12

Zunächst werden ϕ' und c' einzeln untersucht. Hierfür werden entweder $\phi' = 27,5^\circ$ oder $c' = 10 \text{ kPa}$ als vorsichtig geschätzte Mittelwerte (nominale Kennwerte) festgelegt, während der jeweils andere Wert als charakteristischer Kennwert ermittelt wird. Anschließend werden sowohl ϕ' als auch c' als charakteristische Kennwerte verwendet.



4.3 Ergebnisse

Die Effekte von zunehmender Variabilität und Stichprobengröße sind in Abbildung 4.2 – 4.4 dargestellt. Als Maß zur Bewertung wird allein die rechnerisch erforderliche Einbindetiefe der Spundwand t betrachtet; ebenso könnte man das maximale Biegemoment oder die erforderlichen Ankerwiderstände auswerten. Die unterschiedlichen Stichprobengrößen sind durch die schattierten Bereiche gekennzeichnet.

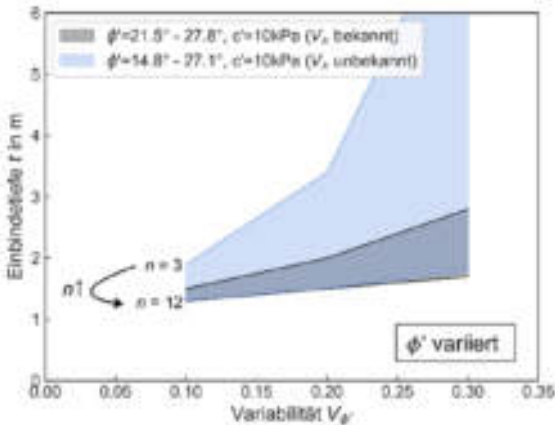


Abbildung 4-2: Rechnerisch erforderliche Einbindetiefen t bei zunehmender Variabilität von ϕ'

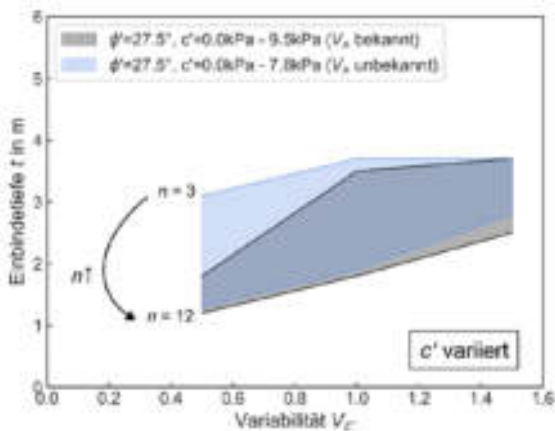


Abbildung 4-3: Rechnerisch erforderliche Einbindetiefen t bei zunehmender Variabilität von c'

Aus den drei Abbildungen geht hervor, dass die Verwendung von „ V_x unbekannt“ zu deutlich größeren Einbindetiefen führt als die Verwendung von „ V_x bekannt“. Bei ϕ' ist im Falle der untersuchten Parameterkombinationen dieser Effekt besonders stark bei kleinen Stichprobengrößen ausgeprägt. Bei c' wird innerhalb der untersuchten Parameterkombinationen ein weniger stark ausgeprägter Effekt beobachtet. Dies ist dadurch zu begründen, dass bei einer großen Variabilität negative Werte für c' ermittelt werden, welche im Berechnungsmodell vereinfacht $c' = 0 \text{ kPa}$ gesetzt werden. Dadurch ergibt sich ein Plateau für $V_{c'} \geq 1,0$ bei „ V_x unbekannt“ in Abbildung 4-3. Wird für ϕ' und c' der charakteristische

Kennwert ermittelt (Abbildung 4-4), ergeben sich auch bei bekanntem V_x schnell große Einbindetiefen. In diesen Fällen führt eine Erhöhung des Stichprobenumfangs zu geringeren Einbindelängen.

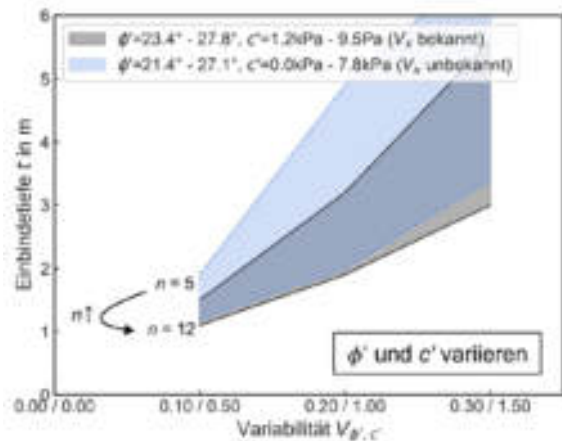


Abbildung 4-4: Rechnerisch erforderliche Einbindetiefen t bei zunehmender Variabilität von ϕ' und c' .

Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass der Stichprobenumfang zur Bestimmung des charakteristischen Kennwertes einen ähnlich großen Einfluss auf das Ergebnis haben kann, wie die Entscheidung für eine der beiden Gleichungen und einen V_x – Wert. Je kleiner die Stichprobe, desto größer die erforderliche Einbindetiefe. Je größer die Stichprobe, desto weniger Unsicherheit muss im charakteristischen Kennwert berücksichtigt werden. Es ergeben sich kleinere Einbindetiefen. Die statistische Ermittlung des charakteristischen Kennwertes verdeutlicht damit den Mehrwert eines größeren Stichprobenumfangs.

5 Diskussion

Die in-situ beobachtete Variabilität des Baugrunds setzt sich aus der räumlichen Variabilität, der statistischen Unsicherheit aus dem Stichprobenumfang, Messunsicherheiten sowie der Transformationsunsicherheit (z. B. Ableitung von ϕ' and c') zusammen. Die hier dargestellten Analysen unternehmen keine Trennung zwischen diesen Unsicherheiten. Es wird vereinfacht und wie in prEN 1997-1 verlangt, die Gesamtvariabilität betrachtet. In weiterführender Literatur (z. B. TG C3, n.d.) werden Ansätze für eine getrennte Berücksichtigung der Unsicherheitsquellen gezeigt. Zukünftige Arbeiten sollten hier anknüpfen.

Auch wurden alle Berechnungen unter der Annahme normalverteilter Eigenschaften durchgeführt. Für erste Betrachtungen zur Anwendung der Gleichungen nach prEN 1997-1 ist diese Näherung ausreichend; auch, weil bei der regulären Projektbearbeitung oftmals keine genaueren Hinweise zur Art der Verteilung vorliegen. Insbesondere bei großen V_x



kann diese Annahme jedoch zu unplausiblen Kennwerten führen (vgl. Abschnitt 4.3). In diesen Fällen ist zu prüfen, ob eine Lognormalverteilung mit entsprechend korrigiertem V_x -Wert verwendet werden kann.

Für die verwendeten Daten der Triaxialversuche lassen sich statistische Kennwerte für ϕ' und c' nur ableiten, wenn die einzelnen Versuchsergebnisse, in der Regel ermittelt aus drei Teilversuche, herangezogen werden; ϕ' und c' werden also als voneinander unabhängige Größen betrachtet. Dies ist eine gängige Modellannahme, welche auch in vergleichbaren Untersuchungen getroffen wurde (vgl. Lumb, 1966; Lacasse & Nadim, 1996 und TC 304, 2021). Zukünftige Analysen sollten jedoch die Variabilität für abhängige ϕ' - und c' - Werte bestimmen oder mindestens eine Korrelation dieser Parameter berücksichtigen. Derzeit ist der Fall „ V_x angenommen“ die einzige Möglichkeit, um charakteristische Kennwerte für abhängige Bodeneigenschaften zu ermitteln.

Das Berechnungsbeispiel verdeutlicht den Effekt verschiedener Annahmen zur Variabilität von ϕ' , c' sowie des Stichprobenumfangs. Die Relevanz der NOTE 3 in prEN 1997-1, Anhang A.4 (8) zur Auswahl des V_x -Wertes für den Fall „ V_x unbekannt“, wird herausgestellt. Diese besagt, dass es in der Praxis oft vorzuziehen ist, den Fall „ V_x angenommen“ mit einem konservativen oberen Schätzwert für V_x anzunehmen, anstatt „ V_x unbekannt“ zu verwenden.

In dieser Veröffentlichung wurde nur ein Nachweis mit einer begrenzten Anzahl an Parametervariationen mit einem einfachen Modell untersucht. Auch wurden nur ϕ' - und c' als charakteristische Kennwerte mittels statistischer Methoden nach prEN 1997-1 ermittelt. Weitere Eingangswerte wie z. B. die Wichte des Bodens und der Wasserstand wurden als nominale Kennwerte auf Basis von Erfahrungswissen geschätzt. Diese Vorgehensweise ist unter Berücksichtigung der Zielstellung dieser Veröffentlichung vertretbar. Für weitergehende Schlussfolgerungen sollten jedoch zusätzliche Fallstudien und Parametervariationen erfolgen.

6 Schlussfolgerungen

Aus den Untersuchungen kann abgeleitet werden, dass die ermittelte Variabilität für glazilimnische Sedimente in Norddeutschland weitgehend mit internationalen Literaturangaben für vergleichbare Boden Gruppen übereinstimmt. Für zuverlässigere Schätzungen im Rahmen einer Nachweisführung sollten jedoch, wenn möglich, lokale Angaben unterstützend herangezogen werden. Neben der Wahl des Ansatzes zur Ermittlung von k_n („ V_x bekannt“, „ V_x angenommen“, „ V_x unbekannt“) kann auch eine Erhöhung des Stichprobenumfangs eine präzisere Schätzung des

charakteristischen Kennwertes ermöglichen. Sind wenig Stichproben vorhanden, sollte geprüft werden, ob die Bayes'sche Statistik unter Verwendung von Vorwissen ein geeigneteres Instrumentarium zur Kennwertschätzung darstellt.

Nicht zuletzt zeigen die Ergebnisse, dass statistische Methoden das Urteilsvermögen der Ingenieurin bzw. des Ingenieurs nicht ersetzen. Sie können jedoch bei der Beschreibung des Baugrunds unterstützen. So könnte ein Vergleich des statistisch ermittelten, charakteristischen Kennwertes mit dem nominalen, auf Erfahrungswissen basierenden Kennwert helfen, Unstimmigkeiten bei der Festlegung der repräsentativen Kennwerte zu identifizieren und bestehende Annahmen zum Baugrund zu plausibilisieren.

Literaturverzeichnis

EAB (2021). *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB)*. Berlin: Ernst & Sohn.

EAU (2020). *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU 2020*. Berlin: Ernst & Sohn.

JCSS (2006). *JCSS Probabilistic Model Code. Section 3.7: Soil Properties*.

Kausch, F. (2010). *Geotechnische Charakterisierung des Hamburger Baugrundes*. <https://epub.sub.uni-hamburg.de/epub/volltexte/2010/4247/>.

Lacasse, S. & Nadim, F. (1996). *Uncertainties in Characterising Soil Properties*. Shackelford, N. et al., *Uncertainty in the geologic environment*, S. 49-75.

Lumb, P. (1966). *The Variability of Natural Soils*. Canadian Geotechnical Journal 3(2):74–97.

prEN 1997-1 (03/2023). *Draft: Eurocode 7: Geotechnical design — Part 1: General rules*. CEN/TC 250.

Sorgatz, J., & Pohl, M. (2022). *Prior knowledge on Shear Strength and Compressibility of Glaciolacustrine sediments in Northern Germany*. Huang et al., *Proceedings of the 8th International Symposium for Geotechnical Safety & Risk (ISGSR 2022)*. Newcastle, Australia.

TC 304 (2021). *State-of-the-art review of inherent variability and uncertainty in geotechnical properties and models*. Ching, J.; Schweckendiek, T., ISSMGE Technical Committee 304.

TG C1 (n.d.). *From derived to design values. Guideline document for the next-generation Eurocodes*. Working draft TC250/SC7/TG-C1 (unveröffentlicht).

TG C3 (n.d.). *Reliability-based methods for geotechnical design and assessment. Guideline document for the next-generation Eurocodes*. Working draft TC250/SC7/TG-C3 (unveröffentlicht).



Standortbezogene Transformationsmodelle zur Ableitung geotechnischer Kennwerte mittels Bayesscher Inferenz

Sigrid Wilhelm, Dr. Patrick Arnold, Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Bei der indirekten Ableitung von Berechnungskennwerten zur Bemessung geotechnischer Bauwerke, z.B. aus Drucksondierungen mittels empirischer Korrelationen, müssen die durch das Transformationsmodell induzierten Unsicherheiten berücksichtigt werden. In diesem Beitrag wird aufgezeigt, welche Unsicherheiten hierbei auftreten, wie diese quantifiziert werden können und wie ein vorhandenes Transformationsmodell (à-priori Information) mit lokalen Messdaten (Beobachtungen) unter Nutzung der Bayesschen Inferenz an den jeweils betrachteten Standort angepasst (à-posteriori Information) werden kann. Hierbei wird in die Unsicherheiten im Erwartungswert der Regressionsgleichung (Mittelwert) und die Unsicherheit in der Vorhersage unterschieden. Vergleichend wird an einem generischen Beispiel aufgezeigt, wie zusätzliche Informationen vom betrachteten Standort auch bei begrenztem Stichprobenumfang die Qualität der Ergebnisse, d.h. die Unsicherheit in der Transformation, signifikant beeinflussen können. Dieser quantitative Modellansatz wird anhand eines Beispiels zur Bemessung einer Pfahlgründung veranschaulicht. Ergebnisse von Feld- und Laboruntersuchungen werden verwendet, um eine bestehende empirische Korrelation zu aktualisieren, um diese dann zur Ableitung standortspezifischer Bodeneigenschaftswerte aus Feldversuchen anzuwenden. Anschließend wird die Pfahlgründung auf Grundlage dieser posterioren Daten bemessen. Die Ergebnisse von Sensitivitätsanalysen zeigen, dass eine Verwendung der standortbezogenen Daten basierend auf den geläufigen frequentistischen Ansätzen nahezu keinen zusätzlichen Informationsgewinn liefert, wohingegen bei Anwendung der Bayesschen Inferenz die Unsicherheiten z.T. maßgeblich reduziert werden und somit fundiertere Entscheidungen für das Design der Pfahlgründung ermöglichen.

1 Einleitung

Ein wesentlicher Bestandteil des Berufsbilds eines Geotechnikers oder einer Geotechnikerin betrifft den Umgang mit Unsicherheiten bei der Bestimmung der Baugrund beschreibenden Kennwerte auf Basis begrenzter Informationen. Der im aktuellen EC 7-1 (DIN EN 1997-1, 2014) festgelegte Bemessungsansatz basiert auf dem Teilsicherheitskonzept. Um Unsicherheiten abzudecken, werden vorsichtige Schätzwerte (charakteristische Werte) für Lasten und Widerstände mit Teilsicherheitsbeiwerten zu sogenannten Bemessungswerten kombiniert. Bei Unsicherheiten in der Geotechnik kann prinzipiell in die inhärente Variabilität, Messunsicherheit, statistische Unsicherheit und Transformationsunsicherheit unterschieden werden (Phoon & Kulhawy, 1999).

Dieser Beitrag behandelt die Unsicherheit in der Anwendung empirischer Korrelationen, d.h. in den Transformationsmodellen, die in der Regel auf einer Vielzahl von Datenpunkten aus direkten (z.B. Laborversuchsergebnissen) und indirekten Messungen (z.B. Drucksondierungen) beruhen und durch die statistische Unsicherheit aufgrund begrenzter Anzahl an Daten beeinflusst sind.

Die gebräuchlichsten Transformationsmodelle in der Geotechnik sind linear sowie eindimensional und wurden in der Regel durch lineare Regression mit-

hilfe der klassischen frequentistischen Inferenz abgeleitet. Ein anderer, eher selten genutzter Ansatz der statistischen Inferenz ist die Bayessche Inferenz. Prinzipiell werden beide Ansätze zuverlässiger je mehr Daten vorliegen, jedoch kann der Bayessche Ansatz durch das Einbeziehen von Vorwissen bereits bei einer geringeren Anzahl an Datenpunkten zu einer belastbaren Quantifizierung der Unsicherheiten führen.

In diesem Beitrag wird ein Überblick über die vorgenannten Ansätze gegeben und diese im Hinblick auf eine Anwendung in der Geotechnik bewertet. Anschließend werden die Erkenntnisse an einem Beispiel zur Monopfablbemessung angewendet.

2 Frequentistischer Ansatz

Mithilfe der linearen Regression wird eine Geradengleichung zur Abbildung der linearen Beziehung zwischen der unabhängigen Variablen x , (z.B. logarithmierte und normierte Messung des Sondierspitzenwiderstands q_t) und der abhängigen, interessierenden Variablen y (z.B. dem Reibungswinkel φ') bestimmt, die im Kontext der Wahrscheinlichkeitsrechnung als Zufallsvariablen behandelt werden. Das lineare Regressionsmodell in Matrixschreibweise lautet (Fahrmeir, et al., 2009):

$$\mathbf{y} = \mathbf{X}\boldsymbol{\beta} + \boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 \\ 1 & x_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} \quad (1)$$

mit x und y , den Beobachtungsdaten, X , der Designmatrix, β , den Regressionskoeffizienten und ε , der normalverteilten Störgröße $\varepsilon \sim N(\mathbf{0}, \sigma^2 I)$ mit Varianz σ^2 und Einheitsmatrix I .

Sofern hinreichend Datenpunkte vorhanden sind, kann die Unsicherheit mithilfe der Normalverteilung $N(X\beta, \sigma^2 I)$ und zugehöriger Quantilwerte angegeben werden. Dabei weist der Mittelwert keine Unsicherheit auf und die Daten unterliegen nur der zufälligen Streuung. Bei einer geringen Anzahl an Daten muss jedoch die statistische Unsicherheit einbezogen werden. Bei der mit dem Transformationsmodell verbundenen Unsicherheit wird in die Unsicherheit des Mittelwerts (Lage der Regressionsgeraden) und die der Vorhersage unterschieden. Im frequentistischen Ansatz wird die Unsicherheit des Mittelwerts mithilfe eines Konfidenzintervalls für den Mittelwert angegeben. Das Vorhersageintervall gibt an, in welchem Bereich ein zukünftiger Wert erwartet wird. Für $n \rightarrow \infty$ nähert sich das Vorhersageintervall den Quantilwerten der Normalverteilung an.

3 Bayessche Methode

3.1 Bayessche Inferenz

Im Rahmen der statistischen Inferenz soll von Beobachtungen, welche eine Information über die Grundgesamtheit darstellen, auf diese Grundgesamtheit rückgeschlossen werden. Es wird unterstellt, dass die Grundgesamtheit durch eine Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung modelliert werden kann, welche durch die Modellparameter θ charakterisiert wird (z.B. $\varphi' \sim N(\theta_1, \sqrt{\theta_2}) = N(\mu_{\varphi'}, \sigma_{\varphi'}^2)$).

Im Gegensatz zur frequentistischen Methode werden die Modellparameter θ nicht als konstant sondern als Zufallsvariablen behandelt und die Beobachtungen x_i, y_i können mit Vorwissen kombiniert werden, um auf die unbekanntenen Modellparameter θ zu schließen. Hierfür wird der Satz von Bayes genutzt, der aus drei Teilen besteht (Fahrmeir, et al., 2009):

- Priori-Verteilung $f(\theta)$ - Beschreibt das Vorwissen über den Modellparametervektor θ , bevor Beobachtungen gemacht wurden.
- Likelihood $f(x|\theta) = L(\theta)$ - Repräsentiert die Beobachtungen in Form der angenommenen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion.
- Posteriori-Verteilung $f(\theta|x)$ - Das Ergebnis.

Für kontinuierliche Zufallsvariablen lautet der Satz von Bayes:

$$f(\theta|x) = \frac{f(x|\theta) \cdot f(\theta)}{f(x)} \quad (2)$$

mit $f(x) = \int f(x|\theta) \cdot f(\theta) d\theta$ als Normierungskonstante.

Ein häufiges Missverständnis liegt in der Definition des Vorwissens (Juang & Zhang, 2017), da nicht di-

rekt Vorwissen über die interessierende Zufallsvariable (z.B. den Reibungswinkel φ') notwendig ist, sondern Vorwissen über die Modellparameter wie z.B. bei einer Normalverteilung über den Mittelwert des Reibungswinkels $\mu_{\varphi'} = \theta_1 \sim N(\mu_{\mu}, \sigma_{\mu}^2)$ und die Varianz des Reibungswinkels $\sigma_{\varphi'} = \theta_2 \sim N(\mu_{\sigma}, \sigma_{\sigma}^2)$.

In diesem Beitrag wird die Priori-Verteilung in informativ (Vorwissen vorhanden) und nicht-informativ/diffus (kein Vorwissen vorhanden) unterteilt.

3.2 Bayessche lineare Regression mit konjugierten Prioren

Komplexe Bayessche Modelle werden in der Regel numerisch (z.B. Markov Chain Monte Carlo) berechnet, jedoch gibt es für bestimmte Modelle auch analytische Lösungen. Diese beruhen auf sogenannten konjugierten Prioren, bei denen die Kombination aus Likelihood und Priori-Verteilung eine Posteriori-Verteilung bildet, die zur gleichen Familie gehört wie die Priori-Verteilung. Für die klassische lineare Regression zeigen Fahrmeir, et al. (2009) und Klauenberg, et al. (2015) solche analytischen Lösungen.

Die Modellparameter für die Bayessche lineare Regression sind der Regressionsparametervektor β und die Varianz der Zufallsfehler σ^2 (siehe Gleichung (1)). Die gemeinsame konjugierte Priori-Verteilungsfamilie ist in diesem Fall die Normal-Invers-Gamma-Verteilung (NIG) wobei die abhängige Variable y einer Normalverteilung folgt.

$$\text{Likelihood: } y | \beta, \sigma^2 \sim N(X\beta, \sigma^2 I) \quad (3)$$

$$\text{Priori: } (\beta, \sigma^2) \sim \text{NIG}(\beta_0, \mathbf{V}_0, a_0, b_0) \quad (4)$$

$$\text{Posteriori: } (\beta, \sigma^2 | y) \sim \text{NIG}(\beta_1, \mathbf{V}_1, a_1, b_1) \quad (5)$$

Auch hier kann die Unsicherheit für den Mittelwert und für eine Vorhersage einer weiteren Beobachtung berechnet werden. Dies ist auf der Grundlage der Posteriori-Verteilungen möglich (s. Wilhelm, et al., 2023). Hierbei wird jedoch nicht nur ein Intervall, sondern auch die zugehörige Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion selbst berechnet (Fahrmeir, et al., 2009).

Die angegebenen Intervallgrenzen sind Quantilwerte dieser Dichtefunktion, wodurch explizit eine Wahrscheinlichkeit für jeden Wert innerhalb des Intervalls angegeben werden kann.

4 Ermittlung von charakteristischen Bodenkennwerten

Während man in anderen Disziplinen des Bauwesens auf große Stichprobenumfänge zur Feststellung der Unsicherheit in den Eigenschaften der Materialien zurückgreifen kann, wird für geotechnische Bemessungen in der Regel die Unsicherheit der Bodeneigenschaften für jedes Projektgebiet einzeln auf Grundlage einer kleinen Stichprobengröße bewertet. In der Regel werden dabei bestmöglich verschiedene



Randbedingungen berücksichtigt: Vorinformationen aus Projekten in der Umgebung bzw. in ähnlichem Baugrund, Unsicherheiten aufgrund begrenzter Proben, unterschiedliche Qualität und Lage der Feld- und Laborversuche, der betrachtete Grenzzustand und die vom Grenzzustand betroffene Bodenzone. Auch hinsichtlich der Nutzung statistischer Methoden zur Festlegung charakteristischer Werte x_k , gibt es Angaben in DIN EN 1997-1 (2014), 2.4.5.2(11). Darin werden zwei Fälle definiert, die zwischen den im Grenzzustand betroffenen Bodenvolumina unterscheiden und die statistische Unsicherheit aufgrund kleiner Stichprobenumfänge einbeziehen:

- (1) örtliches Versagen ist für den Grenzzustand nicht maßgebend (große Bodenvolumina)
 → x_k : 95 % Konfidenzintervall der Punktschätzung des Mittelwerts
- (2) örtliches Versagen ist für den Grenzzustand maßgebend (kleine Bodenvolumina)
 → x_k : 5 % Fraktile der unbekanntes Grundgesamtheit (Verwendung Vorhersageintervall)

5 Studie zum Vergleich der Regressionsansätze und Priori-Verteilungen

Im Bauwesen und speziell der Geotechnik werden häufig Transformationsmodelle verwendet, die in der Regel mithilfe der frequentistischen linearen Regression abgeleitet wurden. Nach Kulhawy & Mayne (1990) sollten, sofern verfügbar, zusätzliche standortspezifische Daten zur Überprüfung bestehender Modelle oder sogar zur Erzeugung lokaler Beziehungen verwendet werden. Das übliche Problem hierbei ist die begrenzte Stichprobengröße, die insbesondere bei der Berechnung von statistischen Intervallen zu einer Überschätzung der Varianz und damit zu einem unwirtschaftlichen Design führen kann.

Zhang, et al. (2004) und Ching, et al. (2016) haben gezeigt, dass globale Daten (Ergebnisse einer Region oder anderer Baufelder) als Vorwissen für zusätzliche lokale Daten (untersuchtes Baufeld) zu einer Reduktion der Unsicherheit führen können.

Nachfolgend sollen die vorgestellten Ansätze vergleichend an einem generischen Beispiel betrachtet werden, bei dem ein existierendes Modell durch lokale, standortspezifische Daten angepasst wird.

5.1 Transformationsmodell und generische lokale Daten

Ein häufig genutztes Transformationsmodell nach Kulhawy & Mayne (1990) leitet für nichtbindige Böden den effektiven Reibungswinkel φ' aus dem korrigierten Spitzendruck q_t unter Berücksichtigung der vertikalen effektiven Spannung σ'_{v0} und dem atmosphärischen Druck p_a ab. In Ermangelung des originalen Datensatzes wird diese Beziehung hier mithilfe des Datensatzes SAND/7/2794 (Chen & Ching, 2021) bestehend aus 376 Datenpunkten aus 176

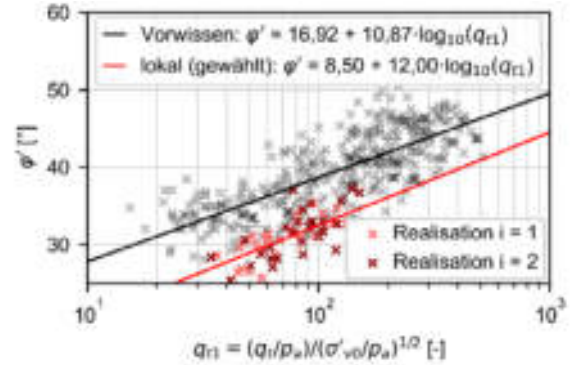


Abbildung 5-1: Transformationsmodell: global = Vorwissen (schwarz), lokal, hier gewählt (rot), Realisationen mit $n = 30$ lokalen Daten = Baufeld (rot).

Studien (Baufeldern) angenähert (s. Abbildung 5-1, schwarz). Das Transformationsmodell ergibt sich zu:

$$\varphi' = 16,92 + 10,87 \cdot \log_{10} \left((q_t/p_a) / (\sigma'_{v0}/p_a)^{0,5} \right) \quad (6)$$

Dieses Modell soll als Vorwissen für künstlich generierte lokale Daten dienen. Die lokalen Daten werden aus einer gewählten, „wahren“ lokalen Geraden (Abbildung 5-1, rot) zufällig gesampelt (Realisationen).

5.2 Modell und Analysen Set-Up

Um den Einfluss von Vorwissen und Stichprobenumfang zu bewerten, werden Analysen für die drei in Tabelle 5-1 dargestellten Ansätze (A, B, C) durchgeführt. Für jede Stichprobengröße $n = [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 20, 30, 50, 100, 500, 1.000, 10.000, 100.000]$ werden 5.000 Datensätze (Realisationen) künstlich generiert und berechnet.

Tabelle 5-1: Auflistung der untersuchten Ansätze.

	Priori-Verteilung	berücksichtigte Daten
A	frequentistisch	nur standortspezifische Daten (kein Vorwissen)
B	frequentistisch	globale und standortspezifische Datenpunkte werden ungewichtet zu einem Datensatz kombiniert
C	informativ, Priori-Verteilung 1, 2, 3	globaler Datensatz als informative Priori-Verteilung genutzt (Informationsgehalt variiert mit 1,2,3)

Für Ansatz C wird eine konjugierte NIG-Priori-Verteilungen verwendet (s. Abs. 3.2), wofür die Formulierung von Klauenberg et al. (2015) in ein Python-Skript implementiert wurde. In einem ersten Schritt wird eine lineare Bayessche Regression mit einer nicht-informativen Priori-Verteilung für die globalen Datenpunkte durchgeführt, um Verteilungen für die Regressionsparameter zu erhalten. Im nächsten Schritt wird die Posteriori-Verteilung (Ergebnis) als Priori-Verteilung für die standortspezifischen Daten verwendet.

Die verwendeten Parameter sind:

$$\beta_0 = [16,9211 \quad 10,8728]^T \quad (7)$$

$$V_0 = v^2 \cdot \begin{bmatrix} 0,0985 & 0 \\ 0 & 0,0222 \end{bmatrix}, v \in [1, 5, 10] \quad (8)$$

$$a_0 = 183,0 \quad (9); \quad b_0 = 1836,8516 \quad (10)$$

Um den Einfluss des Informationsgehalts der Priori-Verteilung zu bewerten, werden drei Fälle betrachtet, die sich in der Größe der Varianz der Regressionsparameter (die Unsicherheit des Vorwissens), gesteuert durch den Parameter v , unterscheiden. In Abbildung 5-2 sind beispielhaft die Priori-Verteilungen des y-Achsenabschnitts β_0 für $q_{t1} = 100$ dargestellt. Für $v = 1$ (Priori 1) beträgt die Standardabweichung 1° , diese Verteilung umfasst jedoch nur einen Bruchteil der roten Funktion, mit der die Datenpunkte generiert werden. Mit den Prioris 2 und 3 wird dem Vorwissen ein geringerer Informationsgehalt (größere Unsicherheit) zugewiesen. Hierbei wird die gesamte rote Funktion abgedeckt.

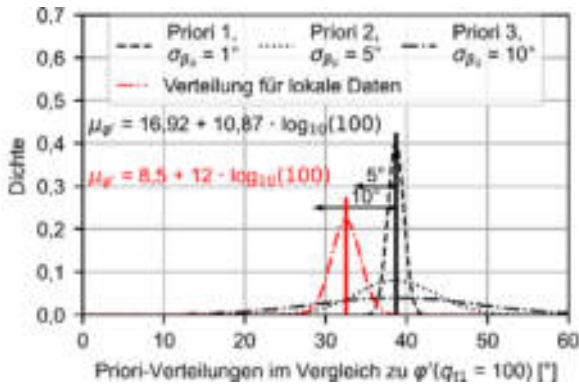


Abbildung 5-2: Priori (schwarz) des y-Achsenabschnitts im Vergleich zu der den lokalen Daten zugrundeliegenden Verteilung (rot) bei $q_{t1} = 100$.

5.3 Ergebnisse

In dieser Studie soll die Unsicherheit bei der Ermittlung der Regressionsgeraden (das Vertrauen in den Mittelwert) betrachtet werden. Diese vorsichtige Schätzung des Mittelwerts ist repräsentativ für die statistische Ableitung eines charakteristischen Werts für große Bodenvolumina (s. Abs. 4). Die Vorhersageunsicherheit (das Vertrauensintervall für zukünftige Werte) wird aus Platzgründen nicht betrachtet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5-3 dargestellt. Die x-Achse gibt die Stichprobengröße auf einer lognormierten Skala an, während auf der y-Achse ein normierter Reibungswinkel abgebildet ist. Die ϕ' -Werte werden normiert, indem sie durch den erwarteten „wahren“ ϕ' -Wert (berechnet aus der gewählten Geraden, s. rote Linie in Abbildung 5-1) dividiert werden, sodass der Zielwert 1,0 beträgt:

- ⇒ Werte $\leq 1,0$: sichere Seite
- ⇒ Werte $> 1,0$: unsichere Seite

In jeder Unterabbildung sind die Ergebnisse für drei q_{t1} -Werte dargestellt.

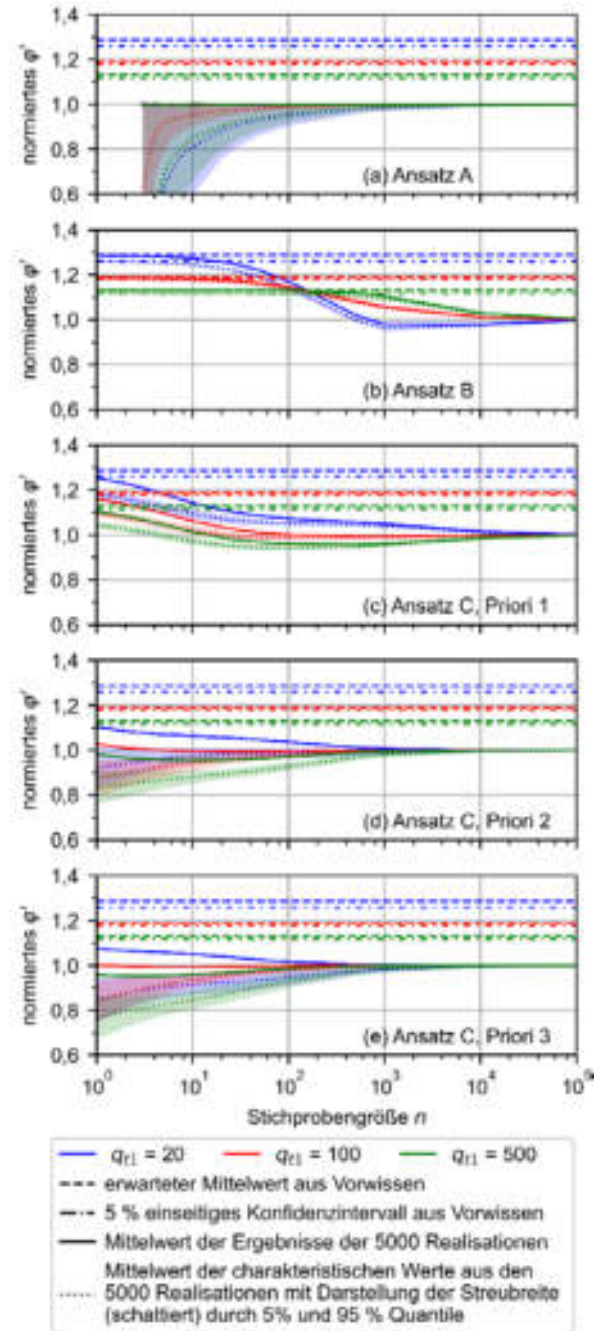


Abbildung 5-3: Untersuchung des Einflusses der Stichprobengröße und Vergleich der Streubreiten der verschiedenen Ansätze.

Die Linienstile sind durch die schwarzen Legendeneinträge erklärt und gelten für alle drei q_{t1} -Werte.

Unter Verwendung des Bayesschen Ansatzes und informativer Priori-Verteilungen (Ansatz C) können bereits Ergebnisse für $n = 1$ erzielt werden, während im frequentistischen Ansatz mindestens drei Stichproben benötigt werden, um die Störgröße und folglich das Konfidenzintervall zu berechnen.

Sofern ϕ' nur aus dem Vorwissen (globaler Datensatz, s. Abbildung 5-1) bestimmt wird, ergeben sich die als gestrichelte Linien dargestellten Mittelwerte



und die als Strich-Punkt-Linien dargestellten charakteristischen Werte (5%-Konfidenzgrenzen).

Für jede Stichprobengröße der lokalen Daten wird der Mittelwert der 5000 Ergebnisse berechnet (durchgezogene Linie) sowie der charakteristische Wert (gepunktete Linie). Zudem ist die Streubreite des charakteristischen Werts durch die gefärbten Flächen dargestellt. In diese Bereiche fallen 90% der Werte. Für die Ableitung des charakteristischen Werts in dieser Studie (lokale Werte liegen unter der Regressionsgeraden) ist festzustellen:

- Ansatz A liegt auf der sicheren Seite (Werte $\leq 1,0$). Für $n \leq 10$ ist eine sehr konservative Schätzung zu erwarten.
- Ansatz B liegt auf der unsicheren Seite. Die lokalen Daten werden erst ab einer Stichprobengröße von ca. 200 relevant, vorher dominiert das Vorwissen. Hier ist Ansatz A deutlich besser.
- Auch Ansatz C, Priori 1 unterliegt dem starken Einfluss des Vorwissens und liegt auf der unsicheren Seite. Die Funktion des Vorwissens ist hier sehr informativ gewählt und umfasst nur minimal die lokalen Daten (vgl. Abbildung 5-2) und beschränkt folglich die Regression zu stark.
- Für Ansatz C, Priori 2 und 3 liegen 95 % der charakteristischen Werte bereits bei kleinen Stichprobengrößen im Nahbereich unterhalb des Zielwerts. Entsprechend sind sie weniger konservativ als Ansatz A.

6 Beispiel: Auswirkungen Transformationsunsicherheit am Monopfahl

In diversen Bemessungsansätzen wird über die Kopfverformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ein Kriterium für die Bemessungslänge eines Monopfahls abgeleitet. In diesem Beispiel soll die Länge für einen Monopfahl in einem nichtbindigen Boden unter lateraler Belastung bestimmt werden. Die Ermittlung der Länge erfolgt mit einem deterministischen Bemessungsansatz unter Berücksichtigung der Transformationsunsicherheit im charakteristischen Wert. Dies beinhaltet die Anpassung eines bestehenden globalen Transformationsmodells mit lokalen Daten aus standortspezifischen Untersuchungen.

6.1 Modell

Die horizontale Verformung wird mithilfe eines gebetteten Balkens und tiefenabhängigen Last-Verformungs-Kurven (p - y -Kurven) berechnet (s. Arnold, et al., 2019). Im hier genutzten Modell hängen diese für nichtbindige Böden von dem effektiven Reibungswinkel φ' und der effektiven Wichte γ' ab. Die Modellrandbedingungen sind in Abbildung 6-1 dargestellt. Als Ergebnis der Analyse wird eine Bemessungslänge $L_{10\%}$ berechnet, die die Länge kennzeichnet, bei der der Pfahl eine Kopfverformung aufweist, die 10% größer ist als die eines unendlich langen Pfahls.

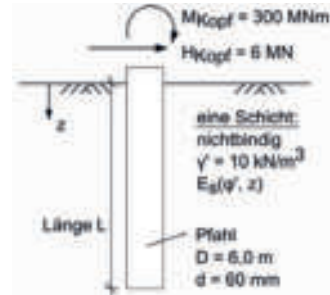


Abbildung 6-1: Modell für Monopfahlbemessung.

Um den Einfluss der Transformationsunsicherheit unter Einbeziehung lokaler Versuchsdaten besser beurteilen zu können, wird in diesem Beispiel vereinfachend eine durchgehende nichtbindige Schicht betrachtet. Es wird angenommen, dass die vertikale Korrelationslänge gering ist, sodass von einer Mittelung der Bodeneigenschaften ausgegangen werden kann und nur die Unsicherheit des Mittelwerts relevant ist.

Es werden γ' und φ' als konstant über die Tiefe angesetzt. Daraus folgt, dass auch der normierte CPT-Spitzenwiderstand konstant über die Tiefe ist. Dieser wird hier zu $q_{t1} = 200$ gewählt.

Für dieses Beispiel wurden lokale Daten zweier Sandböden (Abbildung 6-2) aus einem realen Offshore-Projekt (RVO, 2022) extrahiert, bei dem standortspezifische φ' für nichtbindige Böden mittels Triaxialversuchen ermittelt und mit lokalen Drucksondierergebnissen korreliert wurden. Das Transformationsmodell aus Gleichung (6) dient als Vorwissen und soll für diese Böden angepasst werden.

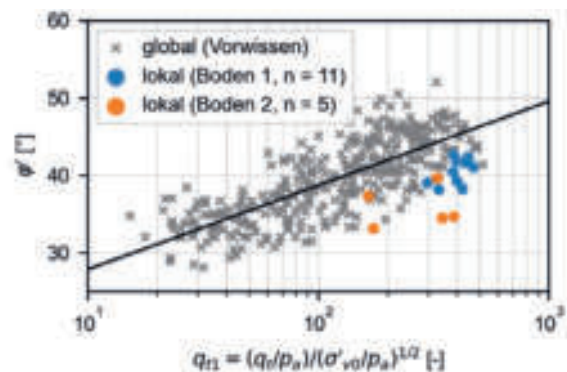


Abbildung 6-2: Vergleich globaler Daten (Vorwissen) mit lokalen Datenpunkten (Baufeld) für Boden 1 und Boden 2.

6.2 Ergebnisse

Die in Abschnitt 5 vorgestellten Ansätze werden auf die vorliegenden Daten angewendet. Für beide Böden sind die Ergebnisse für den charakteristischen Wert und die Bemessungspfahllänge in Abbildung 6-3 dargestellt. Die alleinige Verwendung der globalen Beziehung (Vorwissen) führt zu dem als Strichlinie gekennzeichneten Wert.

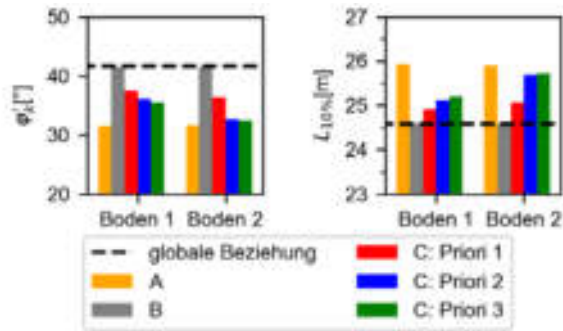


Abbildung 6-3: Darstellung charakteristischer Wert φ_k' (links), Bemessungspfahlänge $L_{10\%}$ (rechts).

Wie schon in Abbildung 6-2 zu sehen ist, liegen die standortspezifischen Werte unterhalb der Geraden aus der Literatur. Daher liegt die Verwendung des globalen Modells ohne Anpassung voraussichtlich deutlich auf der unsicheren Seite. Ansatz B (grau) führt nahezu zu demselben Ergebnis, da wie im vorigen Abschnitt die Anzahl der globalen Daten deutlich höher ist und diese somit dominieren.

Die Priori 1 (rot) ist für dieses Beispiel als nicht geeignet anzusehen, da die lokalen Daten nicht abgedeckt werden (vgl. Abs. 5, Abbildung 5-2) und somit die Ergebnisse auf der unsicheren Seite liegen. Ansatz A (gelb) führt zu den geringsten charakteristischen Werten bzw. zu den längsten Pfählen. Dies wird voraussichtlich auf der sicheren Seite liegen, basierend auf den Ergebnissen von Abs. 5 sind diese jedoch auch als konservativ einzustufen. Für Boden 1 führen die Priori 2 und 3 (Ansatz C, blau, grün) zu ca. 75 cm kürzeren Pfählen als für Ansatz A. Für Boden 2 hingegen ist die Differenz zu Ansatz A gering. Mithilfe des Bayesschen Ansatzes kann nachvollziehbar und nachprüfbar das Transformationsmodell lokal angepasst und die Unsicherheit bei kleinen Stichproben reduziert werden. Das Ergebnis ist eine Wahrscheinlichkeitsverteilung, die auch in probabilistischen Berechnungen verwendet werden kann. Allerdings ist bei der Wahl der Priori-Verteilung abzuschätzen, ob diese zu restriktiv sein könnte.

7 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden die Auswirkungen der Einbeziehung standortspezifischer Daten auf die empirische Korrelation zwischen normiertem Spitzenwiderstand q_{t1} und effektivem Reibungswinkel φ' (Kulhawy & Mayne, 1990) auf der Grundlage frequentistischer und Bayesscher Inferenz untersucht und hinsichtlich der Transformationsunsicherheit verglichen.

Sofern nur standortspezifische Daten verwendet werden, ist eine hohe Stichprobengröße notwendig, um zuverlässige Korrelationen abzuleiten. Eine einfache (ungewichtete) Kombination von globalen und standortspezifischen Daten zu einem neuen Datensatz führt zu dem geringsten Erkenntnisgewinn.

Mit abnehmendem Stichprobenumfang wird die Anwendung des Bayesschen Ansatzes relevanter, um die fehlenden Daten mit Vorwissen auszugleichen. Hierbei darf das Vorwissen jedoch nicht überschätzt werden. Es zeigt sich im Beispiel zur Monopfählbemessung, bei dem reale Daten eines Offshore-Standorts verwendet wurden, dass ohne die explizite und gewichtete Einbeziehung standortspezifischer Daten ein unkonservativer Entwurf zu erwarten wäre. Der vorgestellte Bayessche Ansatz kann zur Bestimmung charakteristischer Werte in deterministischen und zuverlässigkeitsbasierten Bemessungen unter Berücksichtigung standortspezifischer Daten angewendet werden.

Literaturverzeichnis

- Arnold, P., Kirsch, F. & Zorzi, G., 2019. *A Reliability-Based Design and Optimization Procedure for Offshore Monopile Foundations*. European Safety and Reliability Conference - ESREL 2019, Hannover, S. 4263–4270.
- Chen, J.-R. & Ching, J., 2021. *SAND/7/2794 Partially multivariate*, <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0318>: TC304 database, Zugriff: 25.02.2022.
- Ching, J., Phoon, K.-K. & Wu, S. H., 2016. Impact of Statistical Uncertainty on Geotechnical Reliability Estimation. *Journal of Engineering Mechanics*, 142(6), S. 04016027.
- DIN EN 1997-1, 2014. *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013*.
- Fahrmeir, L., Kneib, T. & Lang, S., 2009. *Regression Modelle, Methoden und Anwendungen*. 2. Aufl., Berlin Heidelberg: Springer-Verlag.
- Juang, C. H. & Zhang, J., 2017. Bayesian Methods for Geotechnical Applications - A Practical Guide. *Geotechnical Safety and Reliability GSP 286*, S. 215-246.
- Klaunberg, K. et al., 2015. A tutorial on Bayesian Normal linear regression. *Metrologia*, 52(6), 878-892.
- Kulhawy, F. H. & Mayne, P. W., 1990. *Manual on estimating soil properties for foundation design*: Electric Power Research Institute, Inc.
- Phoon, K.-K. & Kulhawy, F. H., 1999. Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), S. 612-624.
- RVO, 2022. *Ten noorden van de Waddeneilanden Wind Farm Zone Geotechnical Interpretation Report. Technical Report. Doc.no. WO2200196*, <https://offshorewind.rvo.nl/files/view/9a5485ba-e867-4e88-a381-c69746179069>, Zugriff: 29.11.2022
- Zhang, L., Tang, W. H., Zhang, L. & Zheng, J., 2004. Reducing Uncertainty of Prediction from Empirical Correlations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(5), S. 526–534.
- Wilhelm, S., et al., 2023. Bayesian estimation of parameters for monopile design with transformation uncertainty (eingereichtes Manuskript)

