

Entwicklungen in der numerischen Modellierung geotechnischer Randwertprobleme

Automatische Parameterkalibrierung, erdbebeninduzierte Verflüssigung und Auszieh widerstand von Verpressankern

In diesem Aufsatz werden neue Entwicklungen im Rahmen des Finite-Elemente-Programms numgeo vorgestellt und deren Anwendbarkeit und Robustheit durch Simulation eines erdbebenbeanspruchten wassergesättigten Damms und das Herausziehen von (Verpress-)Ankern gezeigt. Die Simulation von seismisch belasteten wassergesättigten Böschungen stellt hohe Anforderungen an die verfügbaren Elementformulierungen und Stoffmodelle, für welche numgeo speziell entwickelt wurde. Die Robustheit und Anwendbarkeit der Letztgenannten wird durch die automatische Kalibrierungssoftware numgeo-ACT erheblich verbessert. Für die Simulation des Auszieh widerstands von Ankern spielt das Kontaktverhalten zwischen Verpressgut und umliegendem Boden eine entscheidende Rolle. In diesem Beitrag wird durch die Nachrechnung von Modellversuchen demonstriert, dass ein einfaches Coulombsches Reibmodell für die Beschreibung des Kontaktverhaltens nicht ausreicht, um den Auszieh widerstand adäquat zu bestimmen. Mithilfe des in numgeo implementierten hypoplastischen Reibmodells können wesentlich bessere Prognosen erzielt werden.

Stichworte Anker; automatische Kalibrierung; Boden-Bauwerk-Interaktion; Finite-Elemente-Methode; Kontaktreibung; Verflüssigung

1 Einleitung

Durch die Öffnung des EC7 für die Bemessung geotechnischer Strukturen mithilfe numerischer Methoden wie der Finite-Elemente-Methode ist von einer steigenden Bedeutung neuer Entwicklungen und Neubewertungen bestehender Ansätze/Methoden auszugehen. Häufig entstehen diese Arbeiten im Rahmen von Forschungsprojekten und erfordern einen uneingeschränkten Zugang zum Quelltext der Software, innerhalb derer die Neuerungen oder Überprüfungen vorgenommen werden. In der geotechnischen Praxis verwendete Programmsysteme bieten nur sehr begrenzte Möglichkeiten, den Funktionsumfang zu erweitern. Deutlich mehr Möglichkeiten der Erweiterung bieten allgemeinere Programmsysteme wie Abaqus oder Ansys. Uneingeschränkter Zugang ermöglichen Forschungscode wie OpenSees oder numgeo (www.numgeo.de, [1–4]), Letzterer ist Gegenstand dieses Beitrags.

Die numerische Modellierung von Verflüssigung wassergesättigter Böschungen ist weltweit (auch in Deutschland

Contributions to numerical modelling of geotechnical boundary value problems – automatic parameter calibration, earthquake-induced liquefaction and pull-out resistance of grouted anchors

In this paper, new developments within the finite element program numgeo are presented and their applicability and robustness are shown by simulating an embankment subjected to earthquake loading and the pull-out of (grouted) anchors. The simulation of water-saturated embankments subjected to seismic loading places high demands on the available element formulations and constitutive models, for which numgeo was specially developed. The robustness and applicability of the latter is considerably improved by the automatic calibration software numgeo-ACT. For the simulation of the pull-out resistance of grouted anchors, the contact behaviour between grouted material and surrounding soil plays a decisive role. In this paper, it is demonstrated through the back-calculation of model tests that a simple Coulomb friction model for the description of the contact behaviour is not sufficient to adequately determine the pull-out resistance. With the help of the hypoplastic contact model implemented in numgeo, much better predictions can be achieved.

Keywords anchors; automatic calibration; finite element method; interface friction; liquefaction; soil-structure interaction

[5,6]) ein wichtiges Instrument, um die Anfälligkeit von Erdbauwerken gegenüber seismischen Aktivitäten und Grundwasserbewegungen zu bewerten [7,8]. Sie kann als Grundlage für technische Verfahren dienen, um die Risiken im Zusammenhang mit der Entwicklung von Infrastruktur oder der Stabilisierung von Hängen zu verringern. Das Thema gewinnt zunehmend an Bedeutung, da extreme Wetterereignisse und seismische Aktivitäten immer häufiger auftreten und daher wirksame Planungs- und Risikominderungsstrategien sowohl in städtischen als auch in ländlichen Gebieten erforderlich sind. Hierbei stellt die Simulation des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Böden unter undrainierter zyklischer Belastung hohe Anforderungen an die eingesetzten numerischen Methoden und erfordert den Einsatz fortgeschrittener Stoffmodelle. Die manuelle Kalibrierung der von diesen Modellen benötigten Parameter ist häufig zeitaufwendig und erfordert eine fundierte Kenntnis des zu kalibrierenden Modells. Viele der Parameter müssen oft in einem iterativen Prozess kalibriert werden, indem Ergebnisse aus Laborversuchen rückgerechnet werden, da die Parameter

nicht immer durch spezifische Experimente oder empirische Gleichungen bestimmt werden können. Um den Kalibrierungsprozess zu vereinfachen und zu beschleunigen sowie die Zugänglichkeit von fortgeschrittenen Stoffmodellen der Bodenmechanik für weniger erfahrene Benutzer zu erhöhen, wurde das automatische Kalibrierungstool numgeo-ACT [9,10] entwickelt. numgeo-ACT ermöglicht die Kalibrierung einer Vielzahl fortgeschrittener Stoffmodelle (z.B. Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung [11,12] oder Intergranular Strain Anisotropy [13], Sanisand-04 [14] oder Sanisand-MSf [15]) auf Basis von Laborversuchen mit monotoner oder zyklischer Belastung und übersteigt somit den Funktionsumfang ähnlicher Entwicklungen wie ExCalibre [16,17] oder GA-cal [18,19]. Daneben werden in diesem Aufsatz auch neue Ansätze zur Simulation von Verpressankern vorgestellt. Verpressanker können entweder durch das Reißen des Stahlzugglieds oder das Herausziehen des Verpresskörpers versagen. Für den Nachweis des Herausziehens muss die Grenzmantelreibung bestimmt werden. Dies kann u. a. mithilfe der Diagramme von Ostermayer erfolgen (bspw. in DC-Baugrube implementiert). Für eine endgültige Aussage über die Mantelreibung müssen aber im Regelfall Feld- oder Laborversuche durchgeführt werden [20]. Um ein tiefergehendes Verständnis über das Versagen des Verpresskörpers durch Überschreiten der maximalen Mantelreibung zu erlangen, können numerische Untersuchungen angestellt werden, welche anhand von Modellversuchen validiert worden sind. Die Simulationsergebnisse hängen maßgeblich von dem eingesetzten Reibmodell ab. Wie in diesem Aufsatz gezeigt wird, ist ein einfaches Coulombsches Reibmodell für die Simulation von Verpressankern nur bedingt geeignet.

2 Automatische Parameterkalibrierung

2.1 Grundlegendes

Um das Bodenverhalten unter zyklischer Belastung in numerischen Simulationen möglichst gut wiedergeben zu können, ist neben der Prognosefähigkeit des konstitutiven Modells eine präzise Kalibrierung der Modellparameter entscheidend. Allerdings kann der Kalibrierungsprozess insbesondere für fortgeschrittene Stoffmodelle zeitaufwendig sein und erfordert eine hohe Fachkenntnis. Um diesen Herausforderungen zu begegnen und somit die Anwendungshürden fortgeschrittener Stoffmodelle zu reduzieren, wurde an der Technischen Universität Darmstadt die Software numgeo-ACT zur automatischen Parameterkalibrierung entwickelt [9,10]. Die Grundlage für die automatische Kalibrierung bildet eine Datenbank aller für das zu kalibrierende Material vorhandenen Versuche. Hierbei können verschiedene Versuchstypen (z. B. Ödometerversuche, drainierte/undrainierte monotone/zyklische Triaxialversuche oder Einfachscherversuche) berücksichtigt werden. Zu Beginn des Kalibrierungsprozesses werden Elementtestsimulationen aller in der Datenbank gespeicherten Versuche unter Verwendung eines geschätzten Satzes von Parametern durchgeführt. Anschließend werden die Ergebnisse

der Simulationen ausgewertet und mit den Ergebnissen der Experimente verglichen. Die Diskrepanz zwischen den Ergebnissen der Simulationen und der Experimente wird durch eine diskrete Fréchet-Distanz [21,22] quantifiziert, welche sich in vorangegangenen Studien als robust erwiesen hat [9]. Um sicherzustellen, dass alle Variablen ζ den gleichen Einfluss auf die Optimierung haben, wird ein Vergleich in skalierten Spannungs- und Dehnungsebenen $\tilde{\zeta}^{\sqcup}$ gemäß dem in [9] dokumentierten Vorgehen durchgeführt (Gl. (1)):

$$\tilde{\zeta}^{\sqcup} = \frac{\zeta^{\sqcup}}{\max(\max(\zeta^{\text{sim}}), \max(\zeta^{\text{exp}}))} \quad (1)$$

wobei:

$$\begin{aligned} \sqcup & \{ \text{exp, sim} \} \\ \zeta & \{ p, q, \eta, \varepsilon_{\text{ax}}, \varepsilon_{\text{v}} \} \end{aligned}$$

Hierbei ist p die mittlere effektive Spannung, q die Deviatorspannung, $\eta = q/p$ das Spannungsverhältnis, ε_{ax} ist die axiale und ε_{v} die volumetrische Dehnung. Auf der Grundlage der Anzahl der berücksichtigten Versuche wird ein gewichteter Fehler ϵ berechnet, welcher in Abschn. 2.2 genauer definiert wird, und mit einem Toleranzwert TOL verglichen. Ein Optimierungsalgorithmus verbessert nun iterativ die geschätzten Materialparameter innerhalb vorgegebener Grenzen mit dem Ziel, den Fehler ϵ zu minimieren. (Anm.: Eine Übersicht über alle verfügbaren Optimierungsalgorithmen sowie eine beispielhafte Vergleichsstudie zur Qualität des erzielten Kalibrierungsergebnisses und der Reproduzierbarkeit sind unter <https://j-machacek.github.io/numgeo-ACT> gegeben.) Der Kalibrierungsprozess wird beendet, wenn eine vordefinierte maximale Anzahl an Iterationen MAXITER erreicht ist oder ein Toleranzkriterium erfüllt wird.

Für die nachfolgend vorgestellte Kalibrierung des Sanisand-04-Modells [14] wurde der metaheuristische Optimierungsalgorithmus Quantum-behaved Particle Multi-Swarm Optimization (QPMSO) verwendet. (Anm.: Der QPMSO Algorithmus ist Bestandteil der Python-Bibliothek Q-OPT (<https://j-machacek.github.io/Q-OPT>); der Quellcode von Q-OPT kann auf Nachfrage erhalten werden.) Der eigens entwickelte Algorithmus hat sich in internen Studien insbesondere für die Kalibrierung der Parameter, welche das Stoffverhalten in zyklischen Versuchen beeinflussen, mit einer schnellen Reduzierung des Fehlers ϵ und einer guten Reproduzierbarkeit ausgezeichnet. Die maximale Anzahl erlaubter Iterationen wurde zu MAXITER = 200 gewählt, mit der Möglichkeit eines früheren Abbruchs der Kalibration, wenn die Änderung des Fehlers $\Delta\epsilon = \epsilon_i - \epsilon_{i-1}$ in 50 aufeinanderfolgenden Iterationen i geringer ist als eine Toleranz von TOL = 10^{-4} .

2.2 Kalibrierung der Parameter des Sanisand-04-Modells für Ottawa Sand

Zur Demonstration der Leistungsfähigkeit von numgeo-ACT wird eine beispielhafte Kalibrierung der Parameter des Stoffmodells Sanisand-04 [14] für den Modellversuchssand Nevada Sand gezeigt, welcher ebenfalls für die in Abschn. 3 nachgerechneten Zentrifugenversuche verwendet wurde. Die der Kalibrierung zugrunde gelegten Versuche wurden [23] entnommen und umfassen vier drainierte monotone Triaxialversuche (TCD) mit konstanter mittlerer effektiver Spannung, vier undrainierte monotone Triaxialversuche (TCU) und zwei undrainierte zyklische Triaxialversuche (TCUcyc). Für die Berechnung des Fehlers ϵ wurde eine gleichmäßige Gewichtung der Prognosequalität des Stoffmodells unter monotoner und zyklischer Belastung gewählt (Gl. (2)):

$$\epsilon = \frac{1}{4} (\epsilon^{\text{TCD}} + \epsilon^{\text{TCU}}) + \frac{1}{2} \epsilon^{\text{TCUcyc}} \quad (2)$$

wobei:

$$\epsilon^{\sqcup} = \frac{1}{nT} \sum_{iT=1}^{nT} \epsilon_{iT}^{\sqcup}$$

$\sqcup \in \{\text{TCD}, \text{TCU}, \text{TCUcyc}\}$

wobei nT die Anzahl aller für die Kalibrierung berücksichtigten Versuche eines Versuchstyps ist (z.B. $nT = 4$ für TCD). Für die drainierten monotonen Triaxialversuche (Fehler ϵ^{TCD}) wurde die Abweichung der Simulationsergebnisse von den experimentellen Daten zu gleichen Teilen in den Ebenen $\tilde{\epsilon}_{\text{ax}} - \tilde{q}$ und $\tilde{\epsilon}_{\text{ax}} - \tilde{\epsilon}_v$ ermittelt. Für die undrainierten monotonen Triaxialversuche wurde der Fehler ϵ^{TCU} zu gleichen Teilen aus dem Vergleich der Simulationsergebnisse mit den Experimenten in den Ebenen $\tilde{\epsilon}_{\text{ax}} - \tilde{q}$ und $\tilde{\eta} - \left(\tilde{p}/\tilde{p}_0\right)$ bestimmt. Für die Berechnung des Fehlers der undrainierten zyklischen Triaxialversuche ϵ^{TCUcyc} wurden zu gleichen Teilen die Ebenen $\tilde{N} - \tilde{\epsilon}_{\text{ax}}$ und $\tilde{p} - \tilde{q}$ berücksichtigt. Für die in dieser Arbeit vorgestellte Kalibrierung wurden die Parameter des kritischen Zustands M_c , M_e , e_0 , λ_c und χ aus [24] übernommen. Weiter wurden die Werte $p^{\text{atm}} = 100 \text{ kPa}$, $m = 0,01$ und $\nu = 0,05$ übernommen. Bei der Optimierung mittels metaheuristischer Optimierungsalgorithmen ist es notwendig, den Suchraum möglicher Parameter durch die Festlegung von Grenzen und/oder Zwangsbedingungen zu begrenzen. Das Ergebnis der automatischen Kalibrierung sowie die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Grenzen sind in Tab. 1 zusammengefasst.

Ein Vergleich der experimentellen Daten und der Ergebnisse der Kalibrierung ist in Bild 1 für die drainierten monotonen Triaxialversuche, in Bild 2 für die undrainierten monotonen Triaxialversuche und in Bild 3 für die undrainierten zyklischen Triaxialversuche dargestellt. Der Vergleich der Simulationsergebnisse mit den experimentellen Daten zeigt, dass die mit numgeo-ACT kalibrierten Parameter eine gute Prognose des Materialverhalts mit dem Sa-

Tab. 1 Ergebnis der automatischen Parameterkalibrierung des Sanisand-04-Modells sowie Parametergrenzen für die Optimierung
Result of the automatic parameter calibration of the Sanisand-04 model as well as parameter bounds for the optimization

Parameter	Wert	Oberer Grenze	Untere Grenze
G_0	102,5	200,0	50,0
ν	0,05	–	–
M_c	1,24	–	–
M_e	0,93	–	–
λ_c	0,027	–	–
e_0	0,83	–	–
χ	0,45	–	–
M	0,01	–	–
h_0	18,65	20,0	1,0
c_h	1,09	1,1	0,3
n_b	1,02	2,5	0,6
A_0	0,698	1,4	0,2
n_d	3,1	4,0	0,5
z_{max}	24,3	25,0	5,0
c_z	10^4	$5,0 \cdot 10^4$	50,0

nisand-04-Stoffmodell erzielen. Insbesondere für die monotonen drainierten Triaxialversuche wird eine gute Übereinstimmung in der Ebene $\epsilon_{\text{ax}} - q$ und eine sehr gute Übereinstimmung in der Ebene $\epsilon_{\text{ax}} - \epsilon_v$ festgestellt. Eine ebenso gute Übereinstimmung wird für die Entwicklung des Spannungsverhältnisses in den undrainierten monotonen Triaxialversuchen beobachtet (Ebene $\eta - p/p_0$ (Bild 2)). Größere Abweichungen werden in den undrainierten zyklischen Triaxialversuchen festgestellt. Während die Anzahl der Lastzyklen bis zur Verflüssigung ($p = 0 \text{ kPa}$) für den Versuch mit $I_{D0} = 0,4$ gut durch das Sanisand-04-Modell reproduziert wird, wird diese für den anisotrop konsolidierten Versuch mit $I_{D0} = 0,6$ unterschätzt. Dies ist auf die Limitationen des Sanisand-04-Modells, den Einfluss der Anfangslagerungsdichte und der Anfangsspannung auf das Verflüssigungsverhalten abzubilden, zurückzuführen. Ähnliche Beobachtungen sind bspw. in [25] dokumentiert. Eine bessere Übereinstimmung ist mit Weiterentwicklungen des Modells, wie z.B. dem Sanisand-Modell mit Memory-Surface und semifluidisiertem Zustand (Sanisand-MSf) [15], zu erwarten. Insgesamt wird die Übereinstimmung zwischen den Simulationsergebnissen und den experimentellen Daten als sehr zufriedenstellend bewertet, was die Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit der automatischen Kalibrierungssoftware numgeo-ACT bestätigt. Die Robustheit der so kalibrierten Parameter wird anhand der Rückrechnung eines Zentrifugenversuchs in Abschn. 3 untersucht.

3 Erdbebenbeanspruchte Böschung

Die Zentrifugenversuche wurden im Rahmen des VELACS-Projekts (VERification of LIquefaction Analyses by Centrifuge Studies) durchgeführt und u. a. in [26] doku-

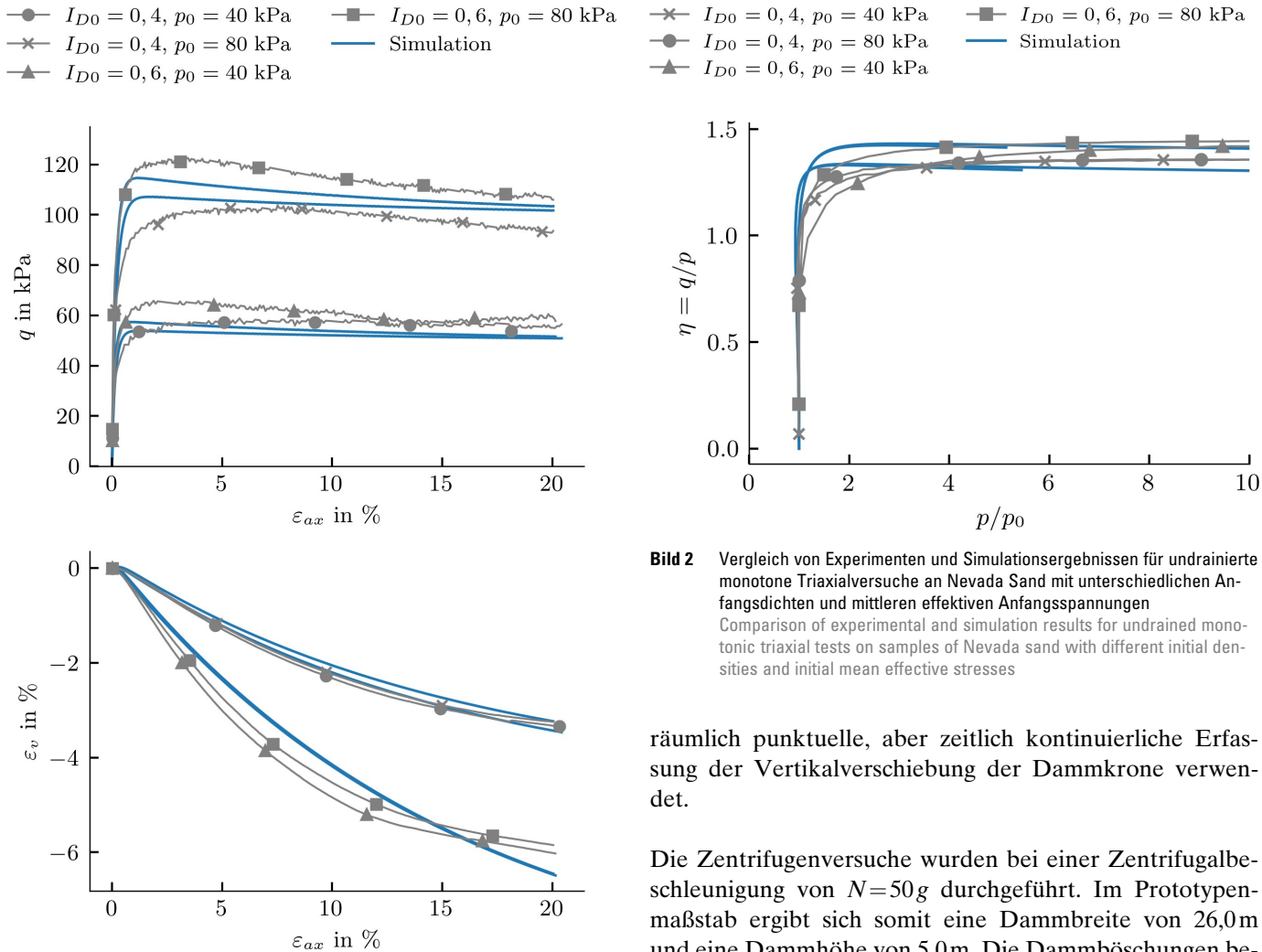


Bild 1 Vergleich von Experimenten und Simulationsergebnissen für drainierte monotone Triaxialversuche an Proben aus Nevada Sand mit unterschiedlichen Anfangsdichten und mittleren effektiven Anfangsspannungen
Comparison of experimental and simulation results for drained monotonic triaxial tests on samples of Nevada sand with different initial densities and initial mean effective stresses

Bild 2 Vergleich von Experimenten und Simulationsergebnissen für undrainierte monotone Triaxialversuche an Nevada Sand mit unterschiedlichen Anfangsdichten und mittleren effektiven Anfangsspannungen
Comparison of experimental and simulation results for undrained monotonic triaxial tests on samples of Nevada sand with different initial densities and initial mean effective stresses

mentiert. In den Zentrifugenversuchen wurde das Verformungsverhalten des in Bild 4 dargestellten Dammquerschnitts unter Erdbebenbeanspruchung untersucht. Die messtechnische Instrumentierung des Modells umfasste sechs Porenwasserdruckgeber (PPT), acht Beschleunigungsaufnehmer (ACC) und einen linear variablen Differenzial-Transformator (LVDT). Letzterer wurde für die

räumlich punktuelle, aber zeitlich kontinuierliche Erfassung der Vertikalverschiebung der Dammkrone verwendet.

Die Zentrifugenversuche wurden bei einer Zentrifugalbeschleunigung von $N=50g$ durchgeführt. Im Prototypenmaßstab ergibt sich somit eine Dammbreite von 26,0m und eine Dammhöhe von 5,0m. Die Dammböschungen besitzen eine Neigung von ca. $18,5^\circ$ und ca. $29,5^\circ$. Der Wasserspiegel liegt bei 5,5m und überragt die Dammkrone somit um 0,5m. Der Modellbehälter war breiter als der Damm, sodass eine unbehinderte Bewegung des Dammfußes in beide Richtungen möglich war. Während des Versuchs war die Wasseroberfläche frei (keine Beschränkung durch einen Deckel). Der Modellbehälter wird, unter der gegebenen Belastung, als starr angenommen. Um einen möglichst guten Verbund zwischen Sand und Modellbehälter zu gewährleisten, wurde der Boden des Modellbehälters mit Sandpapier beklebt.

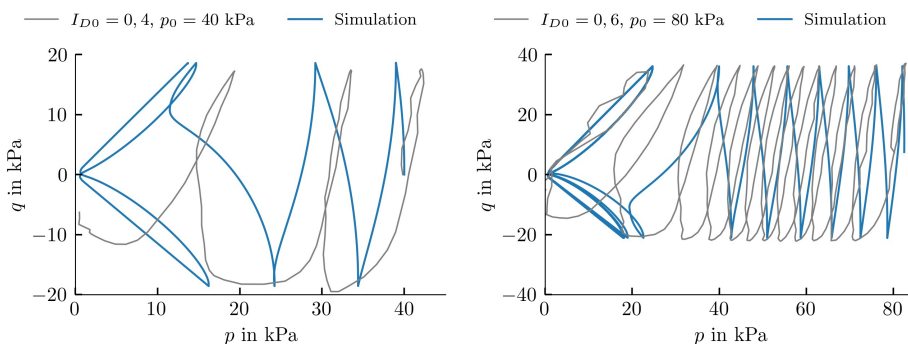


Bild 3 Vergleich von Experimenten und Simulationsergebnissen für undrainierte zyklische Triaxialversuche an Nevada Sand mit unterschiedlichen Anfangsdichten und mittleren effektiven Anfangsspannungen
Comparison of experimental and simulation results for undrained cyclic triaxial tests on samples of Nevada sand with different initial densities and initial mean effective stresses

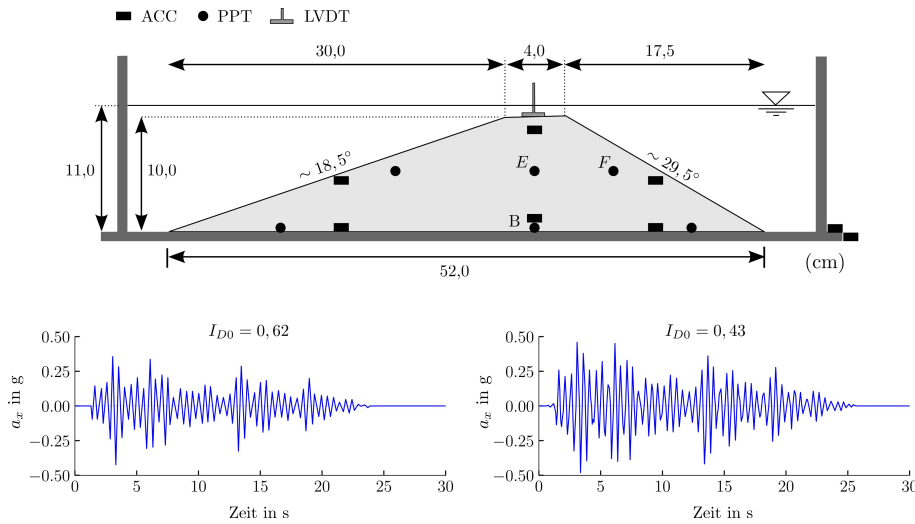


Bild 4 a) Zentrifugenmodell mit Lage der Beschleunigungsmesser (Rechtecke) und der Porendrucksensoren (Kreise); Abmessungen im Modellmaßstab, b) Eingangsbeschleunigung skaliert mit der wirkenden Gravitationskraft g
 a) Centrifuge model with position of accelerometers (rectangles) and pore pressure transducers (circles); dimensions to model scale, b) input acceleration scaled with the acting gravitational force g

Es wurden zwei Versuche mit unterschiedlicher Lagerungsdichte ($I_{D0} = 0,43$ und $I_{D0} = 0,62$) durchgeführt. In allen Versuchen wurde Nevada Sand als Versuchsmaterial verwendet, ein gleichförmiger Quarzsand mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,15$ mm. Die Modelle wurden durch lagenweise Aufschüttung von ofentrockenem Material erbaut. Nach der Errichtung des Damms wurde das Modell mit entlüftetem Wasser gesättigt. Anschließend wurde die Zentrifuge auf $50g$ beschleunigt und die Erdbebenbeanspruchung durch horizontale Anregung der Modellbehälterbasis aufgebracht. Die am Beschleunigungsaufnehmer ACC-1 aufgezeichneten Beschleunigungssignale der zwei Modellversuche sind in Bild 4 dargestellt.

3.1 Numerisches Modell

Das Finite-Elemente- (FE-)Modell bildet den Zentrifugenversuch im Modellmaßstab ab, d.h., die Berechnungen werden unter N -fach erhöhter Schwerkraft durchgeführt. Für das FE-Modell wurde ausschließlich der Dammkörper diskretisiert, der Modellbehälter wurde in der FE-Simulation nicht berücksichtigt. Die Diskretisierung des Dammkörpers erfolgte mit sechsknotigen u - p -Dreieckselementen. Diese folgen der Taylor-Hood-Formulierung und diskretisieren somit die Verschiebungen (u) an allen sechs Knoten des Elements und die Porenwasserdrücke (p) an den Eckknoten des Elements. Der mittlere Knotenabstand wurde zu $\Delta x \approx 3$ mm (ca. 15 cm im Prototypmaßstab) gewählt. Zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Versuchssands wird das Stoffmodell Sanisand-04 mit den im vorangegangenen Abschn. 2.2 kalibrierten Parametern gewählt. Die in den Simulationen auftretenden Verzerrungen übersteigen in überwiegenden Bereichen des Damms 10%. Daher wird eine geometrisch nichtlineare Berechnung durchgeführt (Updated Lagrangian). Hierbei wird die objektive Spannungsrate nach Jaumann-

Zaremba mit dem Hughes-Winget-Algorithmus [27] verwendet.

Über den Sättigungsgrad vor der Erdbebenbelastung liegen nur wenige Informationen vor. Dies führt zu unterschiedlichen Annahmen für den Sättigungsgrad in der Literatur, die von $S = 1,0$ [26] bis $0,96 \leq S \leq 0,98$ [1, 28–30] reichen, was einer Variation des Kompressionsmoduls der Fluidphase von $2 \text{ MPa} \leq K^w \leq 2,2 \text{ GPa}$ entspricht. Numerische Untersuchungen in [30], welche auf Basis einer erweiterten Theorie poröser Medien einen druck- und sättigungsgradabhängigen Kompressionsmodul berücksichtigen, zeigen, dass der Kompressionsmodul während des Erdbebens zwischen ca. 5 MPa und 10 MPa variiert. Für die Simulationen dieses Beitrags wurde deshalb ein konstanter Kompressionsmodul der Fluidphase von $K^w = 7,5 \text{ MPa}$ gewählt.

Die Simulation wurde in insgesamt drei Phasen unterteilt:

- *Geostatic*: In der ersten Berechnungsphase werden die Zustandsvariablen des Modells initialisiert. Dies umfasst das Einstellen des Gleichgewichts zwischen externen Lasten und internen Spannungen (geostatischer Anfangsspannungszustand) sowie die Initialisierung der Potenzahlen und weiterer stoffmodellabhängiger Zustandsvariablen wie z. B. den Startwert des Back-Stress-Tensors. Dies erfolgt unter der tatsächlichen Erdbeschleunigung von $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Hierfür wird der Damm als bereits gesättigt angenommen. Der normal auf die Dammoberfläche wirkende Wasserdruck wird als externe Last berücksichtigt. Zusätzlich wurde auf die freie Oberfläche des Damms eine künstliche stabilisierend wirkende Kraft von 0,5 kPa normal zur Oberfläche aufgebracht. Die Verschiebungen an der Dammunterseite sind in horizontaler und vertikaler Richtung behindert. Da der Spannungszustand in dem gegebenen geböschten System a priori nicht eindeutig bestimmt werden kann, wurden die initialen Spannungen wie folgt approximiert:

$\sigma_{yy} = \bar{y}(x)\gamma'$ und $\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = K_0\sigma_{yy}$. Hierbei bezeichnet $\bar{y}(x)$ die räumlich variierende Überlagerungshöhe, K_0 den Erdruchdruckbeiwert und γ' die Auftriebswichte. Dieser Spannungszustand steht nicht im Gleichgewicht mit den externen Lasten. Dieses wird erst durch eine Spannungsverteilung erzielt. Die hierbei entstehenden Verformungen werden am Ende des Geostatic-Rechenschritts zurückgesetzt. Die Porenzahl wurde entsprechend den in [26] angegebenen Porenzahlen für die Modelle mit $I_{D0} = 0,62$ ($e_0 = 0,65$) und $I_{D0} = 0,43$ ($e_0 = 0,73$) initialisiert.

- **Spin-up:** In der zweiten Berechnungsphase wird die Beschleunigung der Zentrifuge auf das N -fach erhöhte Schwerfeld simuliert. Hierfür wird die wirkende Erdbeschleunigung schrittweise linear von $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ auf $g = 490,5 \text{ m/s}^2$ erhöht. Dies führt zu einem Anstieg der effektiven Spannungen entsprechend der Zunahme der Gravitationskraft. Die Verschiebungen an der Dammunterseite sind weiterhin in horizontaler und vertikaler Richtung behindert.
- **Erdbebenbelastung:** In der letzten Phase der Berechnung wird die Belastung des Damms durch das Erdbeben in einer dynamischen Analyse berechnet. Die Erdbebenbelastung wurde durch die Vorgabe des horizontalen Beschleunigungssignals an den Knoten des unteren Modellrands als Dirichlet-Randbedingung realisiert. Das aufgebrachte Signal ist in Bild 4 dargestellt. Die Porenwasserdruckänderung an der freien Oberfläche des Damms ist null. Das verwendete Zeitintegrationsschema in der dynamischen Analyse entspricht dem Hilber-Hughes-Taylor- (HHT-) Zeitintegrationsschema mit einem numerischen Dämpfungswert von $\alpha = -0,05$. Das Zeitinkrement betrug $\Delta t = 5 \cdot 10^{-5} \text{ s}$ und wurde konstant gehalten. Die Gesamtdauer der dynamischen Belastung entspricht 0,6s.

Die mit dem Sanisand-04-Modell berechneten Setzungen der Dammkrone sind den in den Versuchen gemessenen Setzungen in Bild 5 gegenübergestellt. Für den Versuch an dem Damm mit dichter Anfangslagerungsdichte wird eine sehr gute Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Setzungen der Dammkrone festgestellt. Eine ähnlich gute Übereinstimmung ergibt sich für den mitteldicht gelagerten Versuch.

Ein Vergleich der für den Versuch mit einer Anfangslagerungsdichte von $I_{D0} = 0,62$ berechneten und gemessenen Porenwasserüberdrücke ist in Bild 6 für die Porenwasserdruckgeber PPT-B, PPT-E und PPT-F dargestellt. Die numerischen Berechnungen zeigen im Mittel eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten für PPT-B und PPT-E und eine akzeptable Übereinstimmung für PPT-F. Insbesondere die Akkumulation des Porenwasserüberdrucks in PPT-B und PPT-E wird gut wiedergegeben. Diese wird durch das numerische Modell ebenfalls für PPT-F prognostiziert. Die Messergebnisse zeigen jedoch, trotz großer Oszillationen, lediglich eine geringe Akkumulation von Porenwasserüberdrücken. Ursache für die großen Oszillationen ist das Dilatanzverhalten des dicht gelagerten Sands. Der Zeitpunkt der Konsolidierung (Dissipation des

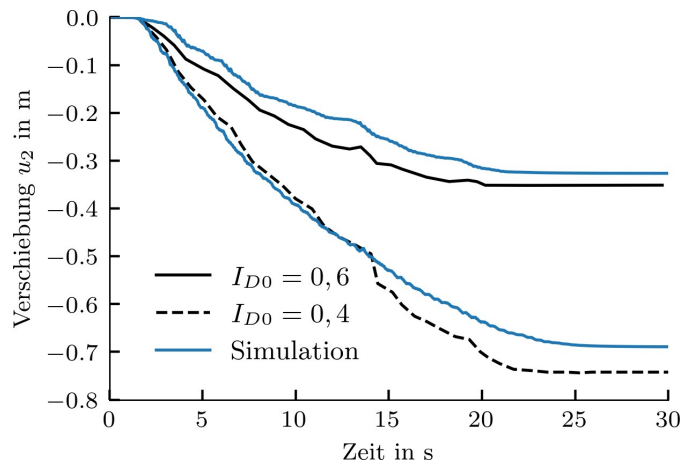


Bild 5 Berechnete und gemessene Setzungen der Dammkrone während und nach der dynamischen Anregung für das Modell mit 62% relativer Anfangslagerungsdichte (durchgezogen) und 43% relativer Anfangslagerungsdichte (gestrichelt)
 Calculated and measured settlements of the dam crest during and after dynamic excitation for the model with 62% initial relative density (solid) and 43% relative initial relative density (dashed)

Porenwasserüberdrucks) findet in den Simulationen etwa zeitgleich zu den Messungen statt. Der Porenwasserüberdruck zu diesem Zeitpunkt ist im Vergleich zum Experiment jedoch zu groß. Diesbezüglich kann eine bessere Übereinstimmung mit den Messungen durch eine Verwendung eines nicht konstanten Kompressionsmoduls des Fluids sowie einer veränderlichen Durchlässigkeit erzielt werden [1,31]. Der im Vergleich zum Experiment leicht verzögerte Einsatz der Porenwasserüberdruckentwicklung ist für die Nachrechnung des Versuchs mit mitteldichter Lagerung nicht zu beobachten (Bild 6b). Ursächlich hierfür ist das durch das Stoffmodell zu steif prognostizierte Bodenverhalten unter der gegebenen Belastung. Dieses ist im Versuch mit dichter Lagerung insbesondere während der ersten Zyklen geringer als im Versuch mit mitteldichter Lagerung (s. Bild 5). Insgesamt zeigen die FE-Berechnungen auf Basis der mittels numgeo-ACT automatisch ermittelten Stoffmodellparameter eine gute Prognosequalität und Robustheit bei Anwendung auf ein numerisch anspruchsvolles Randwertproblem.

4 Zugbeanspruchte (Verpress-)Anker

Im folgenden Abschnitt wird die Simulation von Modellversuchen an auf Zug beanspruchten (Verpress-)Ankern vorgestellt. Da für die Simulation der Kontakt zwischen Verpresskörper und Boden von großer Bedeutung ist, werden zunächst die hierfür verwendeten Algorithmen der Kontaktmechanik vorgestellt.

4.1 Kontaktalgorithmen in numgeo

Numerische Kontaktmechanik lässt sich grob in Kontaktdiskretisierung und konstitutive Kontaktbeschreibung (Tribologie) unterteilen. Während die Diskretisierung Kontaktbeiträge erkennt, berechnet und integriert, liefert

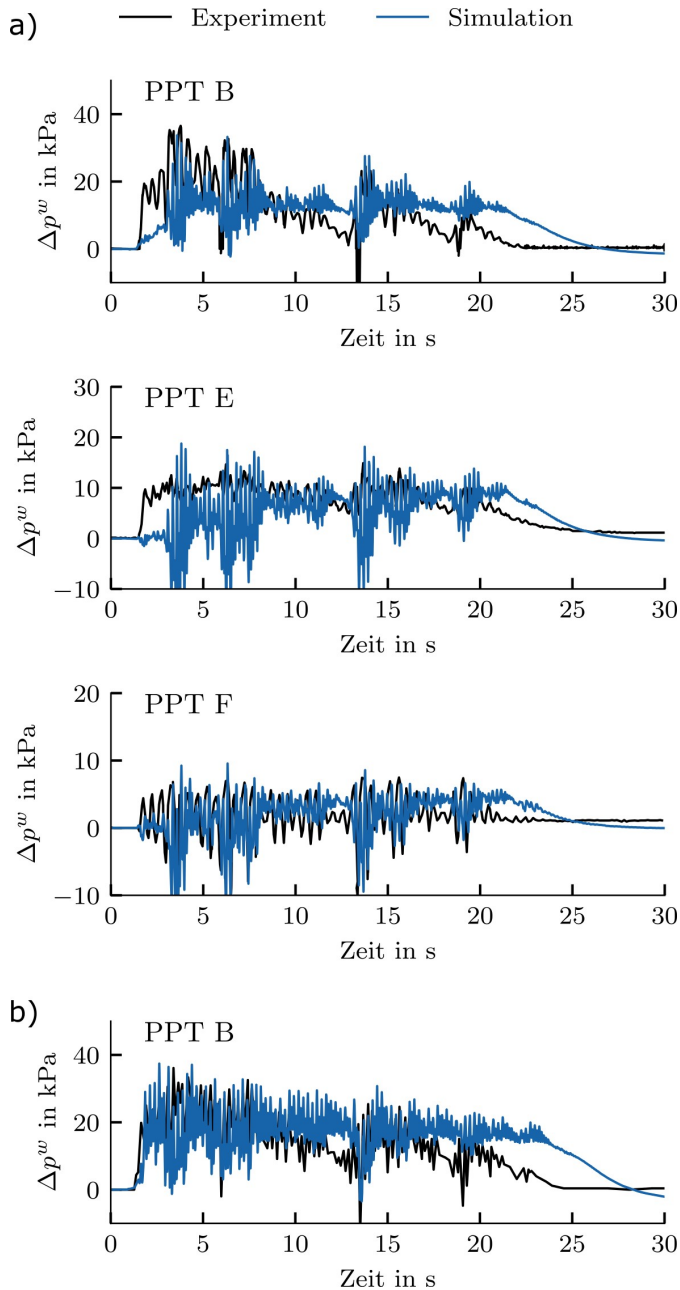


Bild 6 a) Berechnete und gemessene Porenwasserüberdrücke Δp^w während und nach der Erdbebenbelastung für die Porenwasserdruckgeber PPT-B, PPT-E und PPT-F des Modells mit 62 % relativer Anfangslagerungsdichte, b) für den Porenwasserdruckgeber PPT-B des Modells mit 43 % relativer Anfangslagerungsdichte
 a) Calculated and measured excess pore water pressures Δp^w during and after earthquake loading for the pore water pressure transducers PPT-B, PPT-E and PPT-F of the model with 62 % initial relative density, b) for the pore water pressure transducer PPT-B of the model with 43 % initial relative density

die konstitutive Kontaktbeschreibung die Beziehung zwischen Kontaktabstand und Kontaktspannung. Die numerische Behandlung von Kontakten ist heutzutage ein eigener Forschungszweig in der Festkörpermechanik und auch für die Geomechanik von großer Bedeutung, da eine Boden-Bauwerk-Interaktion in vielen Randwertproblemen berücksichtigt werden muss.

Die Modellierung von Kontakten mittels Einführung diskreter Interface-Elemente entspricht nicht mehr dem Stand der Technik. Moderne Programmsysteme (Abaqus,

Ansys, LS-DYNA) verwenden Node-to-Segment- oder Mortar-Kontaktalgorithmen, bei denen die Kontaktabstände über Projektionsalgorithmen ermittelt werden. Gegenüber diskreten Interface-Elementen bestehen keine Beschränkungen hinsichtlich der relativen tangentialen Bewegung des Kontaktpaars. In manchen Programmsystemen, wie z.B. Plaxis, wird ein Node-to-Node-Kontakt verwendet, welcher allerdings nur für infinitesimale Verschiebungen und konforme Vernetzungen geeignet ist. Es kann schon für einfache Benchmark-Simulationen wie das Hertzsche Kontaktproblem gezeigt werden, dass die Verwendung von Node-to-Node-Kontakten zu erheblichen Fehlern bei der Einforderung der Kontaktbedingungen führt.

4.1.1 Kontaktdiskretisierung

Vergleichsweise neue Methoden zur Diskretisierung von Kontakten sind die sog. Mortar-Methoden, welche im Gegensatz zu den geläufigen Node-to-Node- bzw. Node-to-Surface-Diskretisierungen, unabhängig von der Vernetzung der im Kontakt stehenden Oberflächen, numerisch stabile Ergebnisse liefern und eine exakte Integration der Oberflächenspannungen erlauben [32]. Auch große relative Bewegungen des Kontaktpaars können problemlos abgebildet werden. Die Einforderung der Kontaktbedingungen erfolgt im Gegensatz zu den einfacheren Verfahren nicht punktweise, sondern berücksichtigt die nichtlineare Geometrie der Kontaktoberflächen (Bild 7). Im Rahmen der Mortar-Methode werden Segmente definiert, welche in Bild 7 dargestellt sind. Im Gegensatz zur Modellierung von Kontakten mit diskreten Interface-Elementen sind diese Segmente nicht permanent und werden in jeder Iteration neu gebildet. In Abhängigkeit von der Bewegung des Kontaktpaars ändert sich in jeder Iteration auch die Geometrie des Segments. Innerhalb des Segments werden die Kontaktabstände und weitere Variablen in einer großen Anzahl an Stützstellen ermittelt, um die nichtlineare Verteilung der Abstände möglichst exakt abzubilden. An diesen Stützstellen werden die Kontaktspannungen berechnet und integriert. Die Berechnung der Kontaktspannungen auf Basis der Kontaktabstände wird im nächsten Abschnitt behandelt. In numgeo wurden zwei Varianten der Mortar-Methoden implementiert und validiert. Details

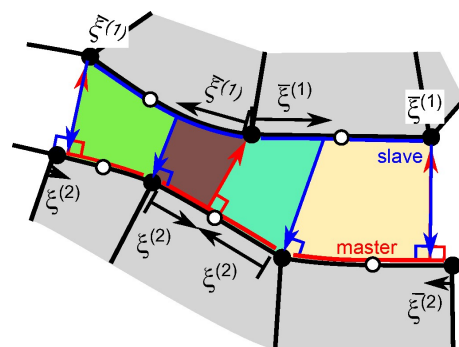


Bild 7 Unterteilung eines Kontaktpaars in Segmente mithilfe der Projektion der kürzesten Abstände zwischen Knoten und Elementkanten
 Projection of shortest distances between nodes and element edges

zu den Algorithmen und die programmiertechnische Umsetzung können [2,4,33] entnommen werden.

4.1.2 Konstitutives Kontaktverhalten

In fast allen geotechnischen Simulationen wird das Coulombsche Reibmodell für die Berücksichtigung von Reibung zwischen Boden und Struktur eingesetzt. Allerdings eignet sich dieses Modell nur für eine sehr begrenzte Anzahl geotechnischer Problemstellungen, welche den Limitationen des Mohr-Coulombschen Modells für die Modellierung des Kontinuums entsprechen [34]. Das Verhalten von granularen Böden im Bereich einer Kontaktoberfläche ist dem Verhalten des Kontinuums sehr ähnlich. Wie in Bild 8 dargestellt ist, hängt das Scherverhalten maßgebend von der Oberflächenrauigkeit ab. Insbesondere für raue Oberflächen lassen sich die typischen Charakteristika des Scherverhaltens dichter granularer Böden erkennen. Es liegt daher nahe, konstitutive Modelle, welche ursprünglich für die Beschreibung des Kontinuums entwickelt worden sind, auch für die Modellierung der Kontaktreibung zu verwenden. Die Idee, die als kontinuumsmechanisches Stoffmodell vorgeschlagene Hypoplastizität von [11] auch als konstitutives Kontaktmodell zu verwenden, geht auf [35] zurück. Gegenüber einem Coulombschen Reibmodell können mit diesem Modell sowohl die Pyknotropie als auch die fortschreitende Entfestigung von granularen Medien bei Scherung berücksichtigt werden. [36] erweiterte den Ansatz von [35] und leitete für den Fall einer einzigen Normalspannungskomponente Gleichungen zur Berücksichtigung der Beschaffenheit der Kontaktoberfläche her.

Um bereits bestehende komplexere kontinuumsmechanische Stoffmodelle als konstitutive Kontaktmodelle verwenden zu können, muss der Spannungszustand im Kontakt bekannt sein. Allerdings verwenden kontinuumsmechanische Stoffmodelle Tensoren, während im Kontakt nur der Spannungsvektor bestehend aus einer einzigen Normalspannung und maximal zwei tangentialen Komponenten bekannt ist. Für die Verwendung der kontinuumsmechanischen Stoffmodelle im Rahmen der Mortar-Me-

thode ist in numgeo ein neuer Ansatz implementiert worden, bei dem der Spannungszustand aus den angrenzenden Kontinuums-elementen auch im Interface verwendet wird. Bisherige Ansätze zur Verwendung komplexerer konstitutiver Kontaktmodelle basieren zumeist auf vereinfachten Annahmen für den Spannungszustand im Interface, wobei diese aus Sicht des statischen Gleichgewichts zwischen Kontinuum und Interface nicht immer korrekt sind [33,37]. Bei dem in numgeo implementierten Ansatz ist sichergestellt, dass keine Spannungssprünge zwischen Kontinuum und Kontakt bestehen. Details des Ansatzes können [2,4,33] entnommen werden. In diesem Beitrag wird er erstmals auf die Simulation von Verpressankern angewendet.

Für die Berechnung von Kontaktspannungen muss das Scherdehnungsincrement $\Delta\gamma$ im Kontakt bekannt sein. Dafür wird die virtuelle Scherfugendicke d_s eingeführt, welche der Dicke des Scherbands entspricht, die sich an der Oberfläche des Kontakts einstellt (Bild 8). Das Scherdehnungsincrement $\Delta\gamma$ in der Grenzfläche kann wie folgt bestimmt werden:

$$\tan \Delta\gamma = \frac{\Delta g_T}{d_s} \tag{3}$$

In Gl. (3) ist Δg_T das Inkrement der relativen tangentialen Verschiebung der sich berührenden Oberflächen und d_s die Dicke des Scherbands. Die Dicke des Scherbands ist eine Funktion des mittleren Korndurchmessers eines Sands und beträgt ungefähr $d_s = 5 - 10 \cdot d_{50}$ [38].

Als Referenz für die Simulationen der Anker wird auch das Coulombsche Reibmodell verwendet. Für das Coulomb-Modell muss eine tangentiale Steifigkeit definiert werden. Diese tangentiale Steifigkeit kann aus Interface-Scherversuchen gewonnen oder mit der Schersteifigkeit G^S des angrenzenden Kontinuums korreliert werden. In numgeo wird die tangentiale Steifigkeit auf der Grundlage der Steifigkeit des angrenzenden Elements definiert. Dieses Vorgehen ist für Geomaterialien sinnvoll, da G^S eine Funktion der Spannung, der Dichte und zusätzlicher Zustands-

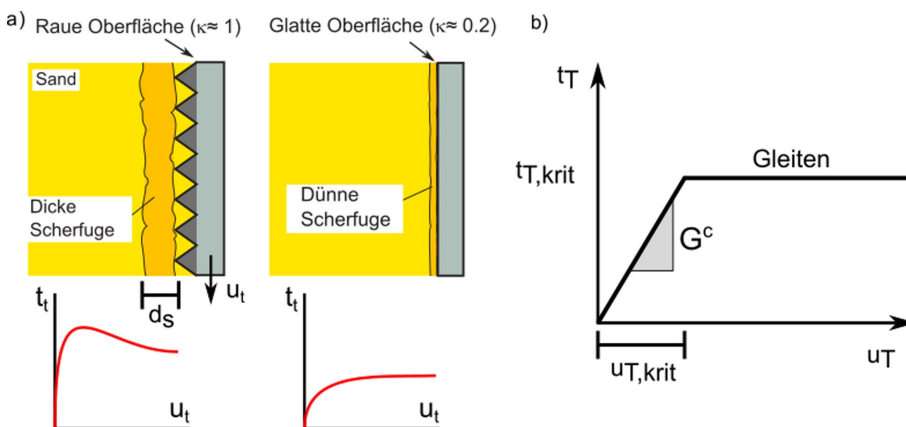


Bild 8 a) Scherverhalten rauher und glatter Oberflächen in der Realität sowie Darstellung der Scherfugendicke d_s , b) Darstellung des Coulombschen Reibmodells mit der Grenzflächen-Schersteifigkeit G_c
 a) Shear behavior of rough and smooth surfaces in reality and representation of the shear band thickness d_s , b) representation of the Coulomb friction model with the interfacial shear stiffness G_c

größen ist. Dazu wird an jedem Kontaktintegrationspunkt die Steifigkeit J des angrenzenden Elements durch Aufruf der Materialroutine bestimmt. Dann wird die Grenzflächen-Schersteifigkeit G^c des Coulombschen Modells mithilfe von Gl. (4) berechnet:

$$G^c = \frac{2 \cdot \lambda}{d_s \cdot (\text{ndim} \cdot 2 - 3)} \sum_{i=4}^{2\text{-ndim}} J_{ii} \quad (4)$$

λ ist ein Skalierungsfaktor, der den Standardwert 1 hat. d_s ist die virtuelle Dicke der Scherzone und hat die Einheit einer Länge. Sie ist auf 5 mm festgelegt. Für einen Skalierungsfaktor von 1 würde bei Ansatz von $d_s = 10 \cdot d_{50}$ also die Annahme getroffen, dass das Material eine mittlere Korngröße von 0,5 mm aufweist. Materialien mit anderen mittleren Korngrößen können über den Skalierungsfaktor berücksichtigt werden.

4.2 Modellversuche zu (Verpress-)Ankern

Im Rahmen einer Voruntersuchung wurden an der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe Versuche zum Auszieh Widerstand von Verpressankern durchgeführt [39], deren Simulation im Folgenden beschrieben wird.

4.2.1 Versuchsstand

Die Versuche wurden in einem kreisförmigen Behälter durchgeführt, der einen Durchmesser von 105,0 cm und eine Höhe von 95,0 cm hat. In diesem Behälter befindet sich in der Mitte ein Schalrohr mit dem Durchmesser von 8,9 cm, welches mit Zementleim gefüllt wird und in dessen Mitte ein Stahlzugglied liegt. Auf der Oberseite des Bodens befinden sich Druckkissen, die eine Auflastspannung von 300 kPa erzeugen. Nach Abbinden des Zements über eine Zeitdauer von 7 d wird die Zugkraft auf das Stahlzugglied schrittweise gesteigert, bis der Anker aus dem Boden gezogen wird. Der grundlegende Versuchsaufbau mit allen Längen ist in Bild 9 dargestellt. Die Korngrößenverteilungskurve des für diesen Versuch verwendeten Bodenmaterials ist ebenfalls in Bild 9 enthalten. Der Boden weist einen mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,2$ mm auf und wurde mit einer sehr dichten initialen Lagerung eingebaut ($I_{D0} \approx 95\%$).

Es wurden insgesamt vier Versuche durchgeführt, davon drei mit einem verpressten und einer mit einem unverpressten Zementkörper.

4.2.2 Simulation der Versuche

Für das numerische Modell (Bild 9) wird die Axialsymmetrie des Versuchsstands ausgenutzt. Der Verpresskörper hat einen Radius von 0,045 m und eine Höhe von 0,4 m. Die Zugkraft wird auf die Zugstange aufgebracht, welche über eine kinematische Zwangsbedingung mit dem Verpresskörper verbunden ist. Der Kontakt zwischen Zement

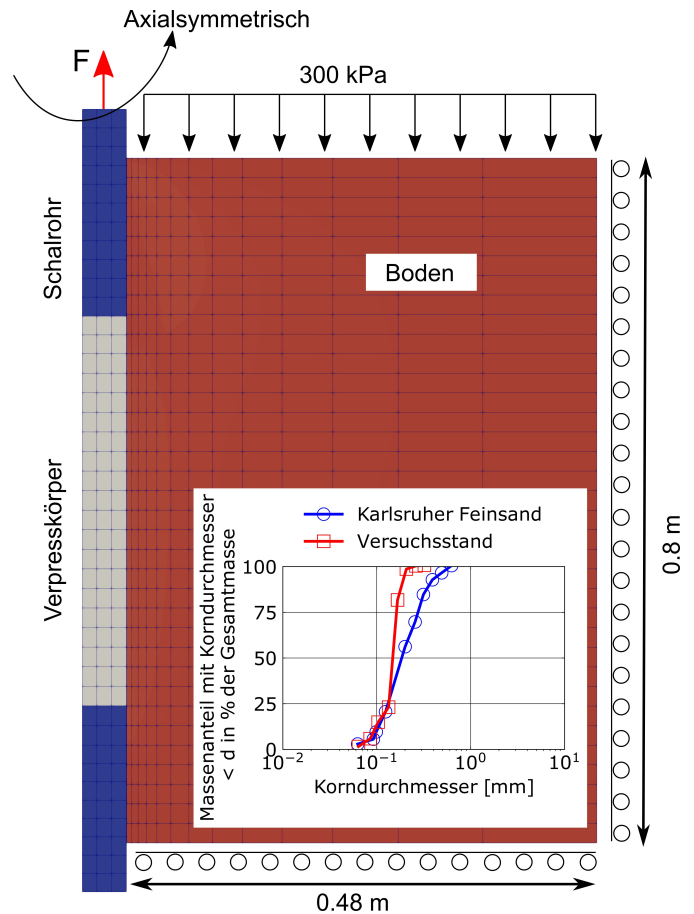


Bild 9 Schematische Darstellung des Versuchsstands sowie des numerischen Modells; zusätzlich sind die Korngrößenverteilungskurven des für diesen Versuch verwendeten Bodenmaterials und des für die Simulation angesetzten Ersatzmaterials (Karlsruher Feinsand) gegeben
Schematic representation of the experimental setup and the numerical model; also shown are the grain size distribution curves of the soil used for this test and of the substitute material used for the simulation (Karlsruhe fine sand)

und Boden wird im Fall der verpressten Versuche perfekt rau modelliert, während für den unverpressten Versuch 75 % des kritischen Reibungswinkels des Bodens als Kontaktreibungswinkel angesetzt werden. Der im verpressten Versuch aufgebrachte Verpressdruck, welcher für das Ausziehen wieder entfernt wurde, wird in der Modellierung nicht berücksichtigt. Der Kontakt zwischen Schalrohr und Boden wird für alle Simulationen mit einem Kontaktreibungswinkel von 1/3 des kritischen Reibungswinkels des Bodens modelliert.

Der Verpresskörper wird linear elastisch modelliert. Das Elastizitätsmodul wird entsprechend der Abbindezeit von 7 d gewählt. Für den Boden wird das hypoplastische Stoffmodell nach von Wolffersdorff verwendet [11]. Da bisher keine Triaxial- oder Ödometerversuche an dem im Versuch verwendeten Sand vorliegen, wurde ein Sand mit ähnlicher Kornverteilung gewählt, für welchen die hypoplastischen Parameter bereits vorliegen. In Bild 9 ist die Korngrößenverteilungskurve des Karlsruher Feinsands dargestellt, welcher näherungsweise derjenigen des im Versuch verwendeten Sands entspricht.

Die Ergebnisse der Versuche und der Simulationen mit dem hypoplastischen Reibmodell sind in Bild 10 dargestellt. Bild 10 zeigt, dass sowohl die Anfangssteifigkeit als auch die maximale Tragfähigkeit der Experimente streuen. Für die Simulationen sind zunächst die Ergebnisse mit dem hypoplastischen Reibmodell unter Ansatz unterschiedlicher Werte der Scherfugendicke d_s dargestellt. Je kleiner die Scherfugendicke ist, desto ausgeprägter ist der Peak und desto schneller wird der residuale Zustand erreicht. Allerdings zeigt sich, dass auch bei Verwendung von sehr großen Werten für d_s die maximale Zugtragfähigkeit in der Simulation zu früh erreicht wird. Bei Verwendung von $d_s = 2 \text{ mm} = 10 \cdot d_{50}$ entspricht die notwendige Verschiebung zur Mobilisierung der maximalen Zugkraft etwa der Hälfte des in den Experimenten benötigten Werts.

In Bild 11 sind die Ergebnisse für die Simulation mit dem Coulombschen Reibmodell dargestellt. Der Boden für die-

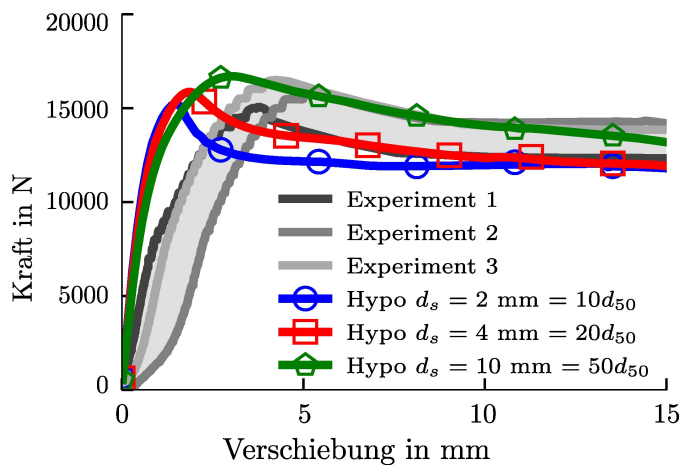


Bild 10 Verschiebung des Zugankers mit zunehmender Zugkraft für unterschiedliche Experimente und Simulationsergebnisse mit dem hypoplastischen Reibmodell mit unterschiedlichen Werten der Scherfugendicke d_s . Displacement of the tension anchor with increasing tensile force for different Experiments and simulation results with the hypoplastic friction model with different values of shear joint thickness d_s .

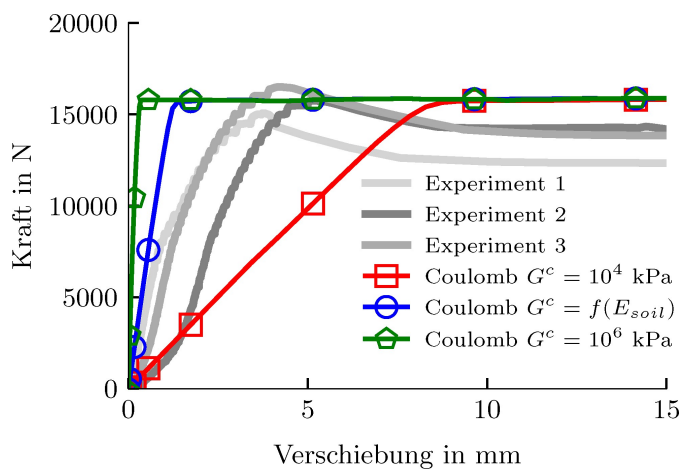


Bild 11 Verschiebung des Zugankers mit zunehmender Zugkraft für unterschiedliche Experimente und Simulationsergebnisse mit dem Coulombschen Reibmodell mit unterschiedlichen Werten der tangentialen Schersteifigkeit G_c . Displacement of the tension anchor with increasing tensile force for different experiments and simulation results using the Coulomb friction model with different values of the tangential shear stiffness G_c .

se Simulationen wurde weiterhin mit dem hypoplastischen Stoffmodell für das Kontinuum abgebildet. In Analogie zu den Simulationen mit dem hypoplastischen Kontaktmodell wurden auch für das Coulombsche Reibmodell Variationsrechnungen der tangentialen Steifigkeit G^c durchgeführt (s. Bild 8). Trotz Verwendung des hypoplastischen Stoffmodells für das Kontinuum können die Simulationen mit dem Coulombschen Reibmodell das im Versuch beobachtete Verhalten nur unzureichend abbilden. Es zeigt sich für alle Simulationen das für das Coulombsche Bruchkriterium typische linear elastisch ideal plastische Verhalten. Die Erfassung der Veränderung des mobilisierten Reibungswinkels gelingt nicht. Weiterhin zeigt sich erwartungsgemäß eine starke Abhängigkeit der Ergebnisse von der tangentialen Steifigkeit G^c . Unter Ansatz des vom Kontinuum abhängigen Werts für G^c entsprechend Gl. (4) zeigt sich eine ähnliche Steifigkeit wie für die Simulationen mit dem hypoplastischen Reibmodell in Bild 10. Da die Scherfugendicke für beide Simulationsvarianten eine ähnliche Größenordnung aufweist und die Bodensteifigkeit im Kontakt bzw. im an den Kontakt angrenzenden Kontinuum ähnlich ist, ergibt dieser Ansatz für die meisten Fälle ähnliche Ergebnisse wie das hypoplastische Reibmodell. Es lässt sich daher darauf schließen, dass der in numgeo implementierte Ansatz sinnvoll erscheint, um die tangentialen Steifigkeit bei Verwendung eines Coulombschen Reibmodells zu bestimmen. Andere Programmsysteme wie z. B. Plaxis verwenden ebenfalls die Steifigkeit des angrenzenden Kontinuums zur Bestimmung der tangentialen Steifigkeit. Das Programm Abaqus definiert dagegen eine kritische relative Verschiebung $u_{T,krit}$ (s. Bild 8), ab der die maximale tangentialen Kontaktspannung erreicht ist und Gleiten auftritt. Dieses Vorgehen ist auch in der Geotechnik sinnvoll, da mit zunehmender Normalspannung automatisch die tangentialen Steifigkeit im Kontakt analog zur Bodensteifigkeit, welche bei größerer Normalspannung ebenfalls größer ist, zunimmt. Der Einfluss der Bodensteifigkeit auf die tangentialen Steifigkeit wird also indirekt erfasst.

Abschließend ist festzustellen, dass für Gebrauchstauglichkeitsanalysen die tangentialen Steifigkeit des Kontakts bzw. die Scherfugendicke eine maßgebende Rolle spielt. Die Verwendung des hypoplastischen Reibmodells ist für Gebrauchstauglichkeitsanalysen zweckmäßig, da zwischen Peak- und residualer Scherfestigkeit innerhalb einer Analyse unterschieden werden kann. Die Anwendung des Coulombschen Reibmodells ist insbesondere dann kritisch zu beurteilen, wenn die tangentialen Steifigkeit unabhängig von der Steifigkeit des angrenzenden Bodens ist.

Zuletzt sind in Bild 12 die Ergebnisse für den unverpressen Anker und die dazu korrespondierende Simulation mit dem hypoplastischen Reibmodell dargestellt. Es sind nur die Ergebnisse des Versuchs mit initial dichter Lagerung gegeben. Auch für diesen Versuch prognostiziert die Simulation eine zu schnelle Mobilisierung des Reibwiderstands. Die Größenordnungen des maximalen und residualen Werts stimmen aber gut mit den Messwerten überein.

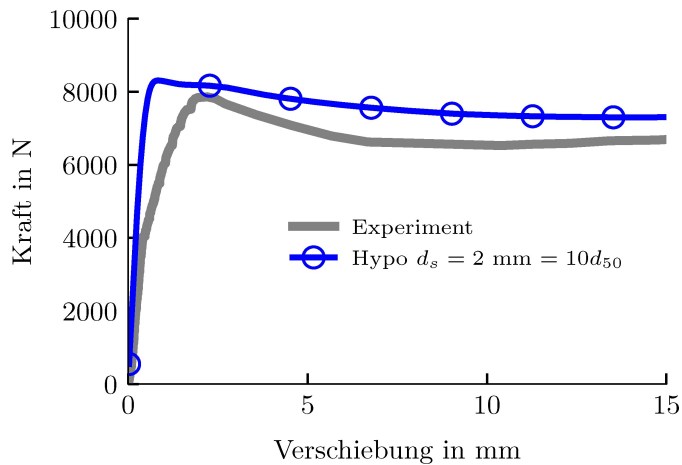


Bild 12 Verschiebung des Zugankers mit zunehmender Zugkraft für das Experiment am unverpressten Anker und Simulationsergebnisse mit dem hypoplastischen Reibmodell
Displacement of the anchor with increasing tensile force for the experiment on the non-grouted anchor and simulation results with the hypoplastic friction model

5 Fazit

Anhand der automatischen Kalibration von Stoffmodellparametern, der Simulation von Böschungen unter Erdbe-

Literatur

- [1] Machaček, J. (2020) *Contributions to the numerical modelling of saturated and unsaturated soils* [Dissertation]. Karlsruher Institut für Technologie (KIT).
- [2] Staubach, P. (2022) *Contributions to the numerical modelling of pile installation processes and high-cyclic loading of soils* [Dissertation]. Ruhr-Universität Bochum.
- [3] Machaček, J.; Staubach, P.; Tafili, M.; Zachert, H.; Wichtmann, T. (2021) *Investigation of three sophisticated constitutive soil models: From numerical formulations to element tests and the analysis of vibratory pile driving tests*. Computers and Geotechnics 138, 104276.
- [4] Staubach, P.; Machaček, J.; Wichtmann, T. (2022) *Mortar contact discretisation methods incorporating interface models based on Hypoplasticity and Sanisand: Application to vibratory pile driving*. Computers and Geotechnics 146, 104677.
- [5] Dahmen, D. (2020) *Geotechnical Aspects in Designing the Permanent Slopes of Future Lakes in Opencast Mines in the Rhenish Lignite Mining Area* in: Triantafyllidis, T. [ed.] *Recent Developments of Soil Mechanics and Geotechnics in Theory and Practice, Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics*. Bd. 91. Cham: Springer International Publishing.
- [6] Machaček, J.; Grandas Tavera, C. E.; Triantafyllidis, T. (2020) *Coupled Numerical Simulations for Seismic Hazard Assessment of Large Opencast Slopes* in: Triantafyllidis, T. [ed.] *Recent Developments of Soil Mechanics and Geotechnics in Theory and Practice, Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics*. Bd. 91. Cham: Springer International Publishing.
- [7] Kramer, S. L. (1996) *Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics*. Upper Saddle River, N. J.: Prentice Hall.
- [8] Byrne, P. M.; Ahusborde, E.; Seid-Karbasi, M. (2006) *Analysis and design of earth structures to resist seismic soil liquefaction* in: Canadian Geotechnical Society [eds.] *Sea to Sky Geotechnique, 2006: 59th Canadian Geotechnical Conference & 7th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conference*. Vancouver, Oct. 1–4, 2006.
- [9] Machaček, J.; Staubach, P.; Tavera, C. E. G.; Wichtmann, T.; Zachert, H. (2022) *On the automatic parameter calibration of a hypoplastic soil model*. Acta Geotechnica 17, No. 11, pp. 5253–5273.
- [10] Machaček, J.; Siegel, S.; Staubach, P.; Zachert, H. (2023) *Automatic Parameter Calibration of Two Advanced Constitutive Models* in: Barla, M.; Di Donna, A.; Sterpi, D.; Insana, A. [eds.] *Challenges and Innovations in Geomechanics, Lecture Notes in Civil Engineering*. Bd. 288. Cham: Springer International Publishing.
- [11] von Wolffersdorff, P.-A. (1996) *A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface*. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 1, No. 3, pp. 251–271.
- [12] Niemunis, A.; Herle, I. (1997) *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 2, No. 4, pp. 279–299.
- [13] Fuentes, W.; Wichtmann, T.; Gil, M.; Lascarro, C. (2020) *ISA-Hypoplasticity accounting for cyclic mobility effects for liquefaction analysis*. Acta Geotechnica 15, No. 6, pp. 1513–1531.
- [14] Dafalias, Y. F.; Manzari, M. T. (2004) *Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects*. Journal of Engineering mechanics 130, No. 6, pp. 622–634.
- [15] Yang, M.; Taiebat, M.; Dafalias, Y. F. (2022) *SANISAND-MSf: a sand plasticity model with memory surface and semifluidised state*. Géotechnique 72, No. 3, pp. 227–246.
- [16] Kadlíček, T.; Janda, T.; Šejnoha, M.; Mašín, D.; Najser, J.; Beneš, Š. (2022) *Automated calibration of advanced soil constitutive models. Part I: hypoplastic sand*. Acta Geotechnica 17, No. 6, pp. 1–24.
- [17] Kadlíček, T.; Janda, T.; Šejnoha, M.; Mašín, D.; Najser, J.; Beneš, Š. (2022) *Automated calibration of advanced soil consti-*

benbeanspruchung und der Simulation des Ausziehwidestands von Verpressankern wurden in diesem Aufsatz Vorteile neuer Entwicklungen in der numerischen Geotechnik demonstriert, welche im Rahmen des frei verfügbaren FE-Codes numgeo implementiert wurden. Die Leistungsfähigkeit einer automatischen Parameterkalibration eines fortgeschrittenen bodenmechanischen Stoffmodells wurde anhand der Nachrechnung verschiedener Laborversuche demonstriert. Die Verwendung dieser Parameter für die Nachrechnung von Zentrifugenversuchen eines erdbebenbeanspruchten, wassergesättigten Damms belegen deren Prognosequalität und die Robustheit der in numgeo implementierten Methoden. Für die Verpressanker wurde gezeigt, dass eine ganzheitliche Abbildung des Ausziehens nur unter Ansatz eines hochwertigen Kontaktmodells möglich ist.

Danksagung

Fabian Heidenreich von der Bundesanstalt für Wasserbau sei herzlich für die Bereitstellung seiner experimentellen Daten zu den Versuchen an den Ankern gedankt.

- tutive models. Part II: hypoplastic clay and modified Cam-Clay.* Acta Geotechnica 17, No. 8, pp. 3439–3462.
- [18] Mendez, F. J.; Pasculli, A.; Mendez, M. A.; Sciarra, N. (2021) *Calibration of a hypoplastic model using genetic algorithms.* Acta Geotechnica 16, No. 7, pp. 2031–2047.
- [19] Mendez, F. J.; Mendez, M. A.; Pasculli, A. (2022) *The GA-cal software for the automatic calibration of soil constitutive laws: a tutorial and a user manual.* arXiv.
- [20] Witt, K. J. [Hrsg.] (2018) *Grundbau-Taschenbuch.* 8. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [21] Eiter, T.; Mannila, H. (1994) *Computing discrete fréchet distance: Citeaser.*
- [22] Fréchet, M. M. (1906) *Sur quelques points du calcul fonctionnel.* Rendiconti del Circolo Matematico di Palermo 22, No. 1, pp. 1–72.
- [23] Arumoli, K.; Muraleetharan, K.; Hosain, M.; Fruth, L. (1992) *Velacs laboratory testing program, soil data report.* Technical report. The Earth Technology Corporation, NSF, Washington, DC.
- [24] Shahir, H.; Pak, A.; Taiebat, M.; Jeremić, B. (2012) *Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading.* Computers and Geotechnics 40, pp. 74–88.
- [25] 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 Dynamics and Earthquake Engineering 124, pp. 172–183.
- [26] Muraleetharan, K.; Deshpande, S.; Adalier, K. (2004) *Dynamic deformations in sand embankments: Centrifuge modeling and blind, fully coupled analyses.* Canadian Geotechnical Journal 41, pp. 48–69.
- [27] Hughes, T. J. R.; Winget, J. (1980) *Finite rotation effects in numerical integration of rate constitutive equations arising in large-deformation analysis.* International Journal for Numerical Methods in Engineering 15, No. 12, pp. 1862–1867.
- [28] Machaček, J.; Triantafyllidis, T.; Staubach, P. (2018) *Fully coupled simulation of an opencast mine subjected to earthquake loading.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering 115, pp. 853–867.
- [29] Hleibieh, J.; Herle, I. (2019) *The performance of a hypoplastic constitutive model in predictions of centrifuge experiments under earthquake conditions.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering 122, pp. 310–317.
- [30] Machaček, J.; Fuentes, W.; Staubach, P.; Zachert, H.; Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T. (2023) *A theory of porous media for unsaturated soils with immobile air.* Computers and Geotechnics 157, 105324.
- [31] 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 – Proceedings, Bd. 53. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Hamburg University of Technology (TUHH).
- [32] Wriggers, P. (2006) *Computational Contact Mechanics.* Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.
- [33] Staubach, P.; Machaček, J.; Wichtmann, T. (2022) *Novel approach to apply existing constitutive soil models to the modeling of interfaces.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 46, No. 7, pp. 1241–1271.
- [34] von Wolffersdorff, P.; Henke, S. (2021) *Möglichkeiten und Grenzen numerischer Methoden in der Geotechnik.* Bautechnik 98, H. 9, S. 687–703. doi.org/10.1002/bate.2020001081
- [35] Herle, I.; Nübel, K. (1999) *Hypoplastic description of the interface behaviour* in: Pande, G. E. et al. [eds.] *Numerical Models in Geomechanics.* 1st ed. London: CRC Press, p. 6.
- [36] Gutjahr, S. (2003) *Optimierte Berechnung von nicht gestützten Baugrubenwänden in Sand* [Dissertation]. Technische Universität Dortmund.
- [37] Stutz, H.; Mašín, D.; Wuttke, F. (2016) *Enhancement of a hypoplastic model for granular soil-structure interface behaviour.* Acta Geotechnica 11, No. 6, pp. 1249–1261.
- [38] DeJong, J. T.; White, D. J.; Randolph, M. F. (2006) *Microscale Observation and Modeling of Soil-Structure Interface Behavior Using Particle Image Velocimetry.* Soils and Foundations 46, No. 1, pp. 15–28.
- [39] Heidenreich, F.; Herten, M. (2020) *Auswirkungen von kalklösender Kohlensäure im Grundwasser auf den Neubau von fünf Schleusen an der Schleusentreppe Rheine* in: Moormann, C.; Vogt-Breyer, C. [Hrsg.] *12. Kolloquium Bauen in Boden und Fels: Fachtagung über aktuelle Herausforderungen der Geotechnik.* Ostfildern, 21./22. Jan. 2020. Tübingen: expert, S. 367–376.

Autor:innen

Dr.-Ing. Jan Machaček (Korrespondenzautor:in)
 jan.machacek@tu-darmstadt.de
 Technische Universität Darmstadt
 Institut für Geotechnik
 Franziska-Braun-Straße 7
 64287 Darmstadt
 und
 Ruhr-Universität Bochum (RUB)
 Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik
 Universitätsstraße 150
 44801 Bochum

Vertr.-Prof. Dr.-Ing. Patrick Staubach
 patrick.staubach@uni-weimar.de
 Bauhaus-Universität Weimar
 Institut für Konstruktiven Ingenieurbau (IKI)
 Professur Geotechnik
 Coudraystraße 11c
 99423 Weimar
 und
 Ruhr-Universität Bochum (RUB)
 Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik
 Universitätsstraße 150
 44801 Bochum

Zitieren Sie diesen Beitrag

Machaček, J.; Staubach, P. (2023) *Entwicklungen in der numerischen Modellierung geotechnischer Randwertprobleme – Automatische Parameterkalibrierung, erdbebeninduzierte Verflüssigung und Auszieh Widerstand von Verpressankern.* Bautechnik 100, H. 9, S. 1–12.
<https://doi.org/10.1002/bate.202300060>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.
 Eingereicht: 18. Mai 2023; angenommen: 11. Juli 2023.