Zur Interaktion von Jack-up Vorgängen vor Spundwänden

G. Qiu, C. Drauschke, J. Grabe, O. Jost

Kurzfassung: Die großen Komponenten der Windenergieanlagen werden über Offshore-Basishafen verschifft. Um mit dem bordeigenen Schwerlastkran die großformatigen und schwergewichtigen Bauteile selbst aufladen zu können, müssen sich die Errichterschiffe sehr nah an der Kaikonstruktion positionieren. In diesem Beitrag wird eine numerische Simulation vorgestellt, welche die Interaktion von Errichterschiffen mit Spundwänden untersucht. Die numerischen Ergebnisse geben einen guten Einblick in die Mechanismen, die während der Penetration eines Spudcans auftreten. Weiterhin wird eine Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss des Abstands zwischen Spudcan und Spundwand zu untersuchen.

Abstract: The large components of the wind turbines will be shipped directly from offshore base port. In order to charge the large components by using the crane on board, the installation vessels have to be very close to the quay wall structure. In this paper, numerical analyses are presented to investigate the interaction of the installation vessels with quay wall structures. The numerical results reveal the mechanisms during the penetration of a spudcan near to a quay wall structure. Furthermore, a parametric study is performed to investigate the influence of the distance between spudcan and sheet piling.

1 Einleitung

Für die Energiewende und den geplanten Atomausstieg spielt die Offshore-Windenergie eine wichtige Rolle. Die Windparks in Nord- und Ostsee sollen einen Beitrag zur Stromerzeugung regenerativer Energien leisten. Das Errichten der Windparks im Meer geschieht mit Hilfe von Offshore-Errichterschiffen, welche zuvor im Hafen mit den großen Komponenten der Windenergieanlagen beladen werden. Während des Beladens der Errichterschiffe ist das Aufjacken im Hafen notwendig, um eine ausreichende Schiffsstabilität zu erzielen. Dabei dringen die Beine mit den Spudcans in den Untergrund ein. Dieses Eindringen der Spudcans in den Untergrund führt zu Belastung der Kaianlage. Von besonderem Interesse dabei ist der Abstand zwischen Spudcan und Kaianlage, bei dem das Be- und Entladen mit dem bordeigenen Kran noch möglich ist und gleichzeitig die Auswirkungen auf die Kaianlage gering sind.

Bisher sind wenige Untersuchungen zur Spudcan-Kaianlagen-Interaktion durchgeführt worden. Kellenzi und Kudsk (2011) haben die Auswirkungen von Spudcans auf Kaianlagen in Dänemark mit dem Programm Plaxis untersucht. Zurückgegriffen werden kann außerdem auf Studien der Ölindustrie, welche die Auswirkungen von Hubplattformen auf benachbarte Pfähle untersucht haben. Die Auswirkungen der Spudcans auf Pfähle wurden mit Zentifugenver-

suchen u.a. von Siciliano et al. (1990); Craig (1998); Stewart (2005); Xie (2009) und Xie et al. (2012) untersucht. Auch die numerischen Simulationen von Lyons und Willson (1985), Chow (1987), Tan et al. (2006) und Tho et al. (2013) liefern grundlegende Erkenntnisse. Wenn der Abstand zwischen der Mitte des Spudcan und der Außenkante des Pfahls bei einer Penetration in einen bindigen Boden von $1{,}5D$ auf $1D$ reduziert wird, erhöht sich das maximale Biegemoment im Pfahl um 100%.

Um die Auswirkungen des Jack-up Vorgangs auf die Kaianlage bestimmen zu können, wurde das Aufjacken der Errichterschiffe mit dem numerischen Programm ABAQUS simuliert. Zunächst wurden Benchmarkuntersuchungen durchgeführt, um das Modell zu validieren. Dazu wurde der Penetrationsvorgang eines Spudcans in Sand mit den Modellversuchen von White et al. (2008) verglichen.

Oftmals wird in der Praxis, um tiefe Beineindringen im Nahbereich der Kaianlagen zu verhindern, Maßnahmen wie Bodenaustausch oder Bodenertüchtigung mit „Elefantenfüßen“ (Qiu et al., 2013), ergriffen. In diesem Fall ist von einer geringen Beineindringung auszugehen und eine großräumige Störung des Baugrundes durch den Ziehvorgang ist auszuschließen. In diesem Beitrag wird nur der Eindringvorgang und dessen Einfluss auf der Spundwand untersucht, der Ziehvorgang wird zunächst vernachlässigt. Nach dem Eindringen der Spudcans vor der Spundwand wurden die Änderungen des aktiven und passiven Erddrucks an der Spundwand ausgewertet und die Verformungen der Spundwand ausgelesen. Dabei wurde der Abstand zwischen Spudcan und Spundwand variiert, um Aussagen über den Einflussbereich des Spudcans treffen zu können.

2 Numerisches Modell

Die numerische Simulationen erfolgt mit der gekoppelten Euler-Lagrange-Methode (CEL) (Benson, 1992; Qiu et al, 2011). Das numerische Modell ist in der Abbildung 1 dargestellt. Der Spudcan hat einen Durchmesser D von 6,1 m und wird als ein Starrkörper simuliert. Der Abstand zwischen Spudcan und Spundwand x beträgt 6,1 m, bzw. $x = 1D$, wenn nichts abweichendes angegeben wird. Der Boden wird aufgrund der großen Verformungen während des Penetrationsvorgangs als Eulergebiet definiert. Das Eulergebiet wird mit den Kontinuumselementen des Typs EC3D8R mit acht Knoten und reduzierter Integration vernetzt. An der Geländeoberkannte werden zusätzlich leere Zellen („void“-Bereich) angeordnet, welche den während der Spudcan-Penetration nach oben verdrängten Boden aufnehmen können. Die Eindringtiefe d des Spudcans ist definiert als der Abstand zwischen Geländeoberkante und der maximalen Grundfläche des Spudcans, siehe Abbildung 1.

Die Spundwand des Typs AZ-36-700N mit einem Systemmaß von 1,40 m wird zur Verringerung des Rechenaufwands als ein rechteckiger Vollquerschnitt mit einer Breite von 2,24 m angesetzt. Bei der Berechnung der Abmessungen des Ersatzquerschnittes werden folgende Bedingungen beachtet:

$$(EA)_{real} = (EA)_{ersatz} \tag{1}$$

$$(EI)_{real} = (EI)_{ersatz} \tag{2}$$

Daher muss der E-Modul der Spundwand angepasst werden. Die Querschnittswerte der Spundwand sind in der Tabelle 1 angegeben.

Tabelle 1: Querschnittswerte des Real- und Ersatzquerschnitts
Table 1: Profile data of the real and alternative profile of the piling wall

	Realquerschnitt Profil AZ-36-700N	**Ersatzquerschnitt** Rechteck mit d=2,24m
E-Modul E [kN/m²]	2,1 x 10^8	2,02 x 10^5
Dehnsteifigkeit EA [kN] pro lfd. Meter	4,54 x 10^6	4,54 x 10^6
Biegesteifigkeit EI [kNm²] pro lfd. Meter	1,9 x 10^5	1,9 x 10^5

Die 25 m tiefe Spundwand wird mit linearen 8-Knoten Kontinuumselementen mit reduzierter Integration (Typ C3D8R) diskretisiert.

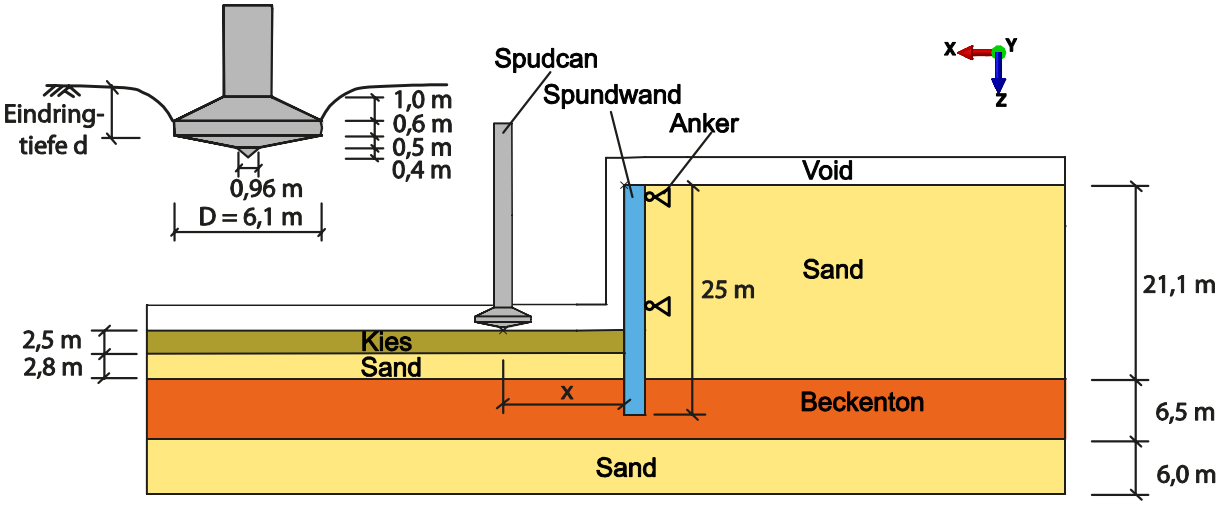

Abbildung 1: Geometrie des numerischen Modells
Figure 1: Geometry of the numerical model

Das hypoplastische Modell von von Wolffersdorff (1996) wird verwendet, um das Verhalten von Sand und Kies zu modellieren. Das Stoffmodell kann das nichtlineare und anelastische Verhalten des Sandes, wie Barotropie, Pyknotropie, Dilatanz sowie unterschiedliche Steifigkeiten für Be- und Entlastung, beschreiben. Die Bodenparameter sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Hypoplastische Stoffparameter für Sand (Qiu und Grabe, 2012) und Kies (Schünemann, 2006)
Table 2: Hypoplastic parameters for sand (Qiu and Grabe, 2012) and gravel (Schünemann, 2006)

Parameter	**Sand**	**Kies**
Kritischer Reibungswinkel φ_c [°]	30	50
Granulathärte h_s [kPa]	5.370.000	150.000
Exponent n	0,26	0,4
Minimale Porenzahl e_{d0}	0,49	0,6
Kritische Porenzahl e_{c0}	0,76	0,9
Maximale Porenzahl e_{i0}	0,87	1,05
Exponent α	0,3	0,05
Exponent β	0,5	4

Das Mohr-Coulomb-Modell wird verwendet, um die Eigenschaften des Beckentons zu beschreiben. Tabelle 3 zeigt die verwendeten Bodenparameter.

Tabelle 3: Bodenparameter des Beckentons
Table 3: Parameters of basin clay

Parameter	**Beckenton**
Effektive Wichte γ' [kN/m³]	10
Undränierte Kohäsion c_u [kN/m²]	140
E-Modul E [kN/m²]	25.000
Poissonsche Zahl ν [-]	0,49
Reibungswinkel φ [°]	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	0

Die Simulation der Interaktion zwischen dem Bauwerk und dem Boden erfolgt mit dem allgemeinen Kontaktalgorithmus („general contact“). Der Kontaktalgorithmus erlaubt beliebige Bewegungen zwischen zwei Oberflächen. Daher ist der Kontaktalgorithmus besonders für Simulationen mit großen Verformungen geeignet (Dassault Systèmes, 2012). Das Reibungsverhalten zwischen dem Bauwerk und dem Boden wird mit dem linear elastischen, ideal plastischen Reibungsgesetz nach Coulomb beschrieben. Der Reibungsbeiwert μ ist mit

$$\mu = \tan \delta \tag{3}$$

vorgegeben, wobei δ der Reibungswinkel der Kontaktoberfläche ist. Für den Reibungswinkel δ zwischen Spundwand und Boden wird $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ angesetzt. SNAME (2008) empfiehlt einen Reibungskoeffizienten α von 0,5 für die Interaktion von Sand und Spudcan. Für den Reibungskoeffizienten α gilt (Houlsby und Martin, 2003):

$$\alpha = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi_c} \tag{4}$$

Mit:

δ: Reibungswinkel zwischen Spudcan und Sand oder Kies [°]
φ_c Kritischer Reibungswinkel des Sandes oder des Kieses [°]

Daher ergibt sich $\mu = 0{,}6$ für den Kontakt zwischen Spudcan und Kies.

3 Validierung

Um den numerischen Vorgang der Beineindringung allgemein zu validieren, werden die numerischen Ergebnisse zunächst mit Ergebnissen aus Zentrifugenversuchen verglichen. Bisher wurden keine Zentrifugentest zur Untersuchung der Interaktion zwischen Spudcan und Spundwand publiziert. Die numerischen Ergebnisse werden daher an den Zentrifugenversuchen von White et al. (2008) validiert, bei denen ein Spudcan mit einem Öffnungswinkel von 150° und einen Durchmesser von 4,8 m in Superfine-Silica Sand eingedrückt wurde, um die Tragfähigkeit eines Spudcan auf Sand zu untersuchen. Auch in der numerischen Simulation wird daher der Spudcan mit einem Durchmesser von 4,8 m modelliert und als Starrkörper definiert. Das Modell hat eine Tiefe von 28,5 m. Der Radius beträgt 25 m. Die Bodenparame-

ter des Sandes sind in Tabelle 2 dargestellt. Da es sich bei diesem Modell um ein achsensymmetrisches Problem handelt, wird nur ein Viertel des Bodens abgebildet, um so die Rechenzeit zu minimieren. Entsprechend der gekoppelten Euler-Lagrange-Methode wird der Bodenkörper aufgrund der großen Verformungen als Euler-Gebiet definiert.

Um den Einfluss des Reibungskoeffizienten auf die Simulationsergebnisse zu untersuchen, werden Berechnungen mit einem Reibungskoeffizienten zwischen Sand und Spudcan von $\alpha = 0$ (reibungsfrei) bis $\alpha = 1$ (rau) durchgeführt. Die Last-Verschiebungs-Kurven sind in der Abbildung 2 im Vergleich zu den Ergebnissen von White et al. (2008) dargestellt. Die numerischen Ergebnisse ($\alpha = 0{,}5$) zeigen einen ähnlichen Verlauf wie die Ergebnisse aus dem Zentrifugenversuch. Neben dem Einfluss des Reibungskoeffizienten α ist ebenfalls die für dicht gelagerten Sand typische Entfestigung nach Überschreiten des Peaks zu sehen. Diese ist in den numerischen Ergebnissen jedoch viel weniger ausgeprägt als im Ergebnis des Zentrifugenversuches.

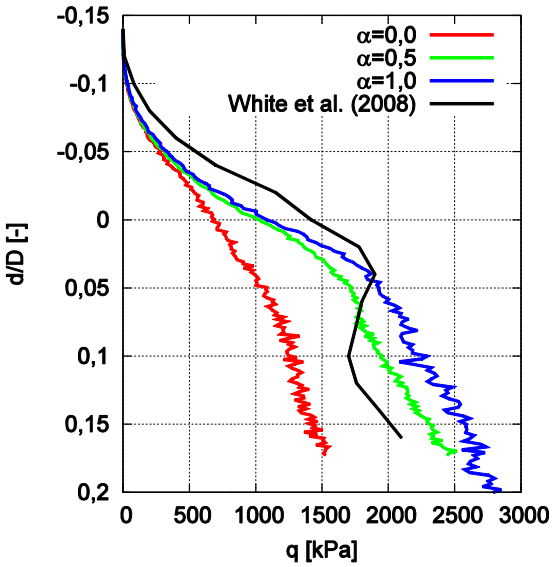

Abbildung 2: Eindringwiderstand eines Spudcan in Sand; Vergleich der numerischen Ergebnisse mit dem Ergebnissen aus dem Zentrifugenversuch

Figure 2: Resistance of a spudcan by penetrating into sand; comparision oft he numerical results with the results from centrifuge test

4 Spudcaneindringung in bindigen und nicht bindigen Böden

Der Einfluss der Spudcanpenetration auf benachbarte Bauwerke kann abgeschätzt werden, indem die Änderung der Spannung und der Verformungsgeschwindigkeit des Bodens vor und nach der Penetration verglichen werden. In diesem Abschnitt wird der Jack-Up Vorgang (Sand oder Ton) zunächst ohne Berücksichtigung eines benachbarten Bauwerks simuliert. Die Änderung der radiale Verformungsgeschwindigkeit und der Spannung im Boden werden in verschiedenen Abständen vom Spudcan untersucht. Die Bodenparameter für Sand und steifen Beckenton sind in Tabelle 2 und 3 dargestellt. Der Sand hat eine bezogenen Lagerungsdichte von $I_D = 0{,}85$, der Beckenton eine Festigkeit von $c_u = 140$ kN/m².

In Abbildung 3 ist das Geschwindigkeitsfeld nach der Eindringung eines Spudcans in homogenen Ton und Sand dargestellt. Im Ton kommt es zum Flow Failure. Das bedeutet, dass der

Ton den Spudcan engräumig umfließt. Dieser Prozess ist während der Penetration des Spudcans in Sand nicht zu beobachten. Hier kommt es zu einem sogenannten Wall Failure, wobei die entstehende Wand kollabiert und der Sand oberhalb der Spudcans auf die Oberfläche des Spudcans rutscht.

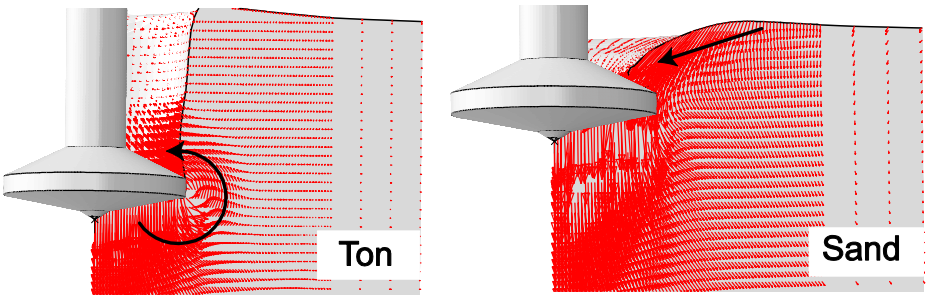

Abbildung 3: Versagensmechanismen in Ton (Flow Failure) und Sand (Wall Failure)
Figure 3: Failure mechanism in Clay (Flow Failure) and Sand (Wall Failure)

Die radiale Verformungsgeschwindigkeit des Bodens ist eine Messgröße für die Bewegung des Bodens und nimmt mit zunehmender Entfernung des Spudcans zur Spundwand ab (s. Abbildung 4). Bei einer beispielhaften Beineindringung von d = 4,1 m und einer Eindringgeschwindigkeit von 0,5 m/s liegt das Verhältnis von $v_{radial}/v_{spudcan}$ bei einem Abstand von $1D$ bei etwa 0,1 (Sand) und 0,11 (Ton). In einem Abstand von $2D$ reduziert sich dieser Wert sowohl im Sand, als auch im Ton, auf etwa $v_{radial}/v_{spudcan}$ = 0,05.

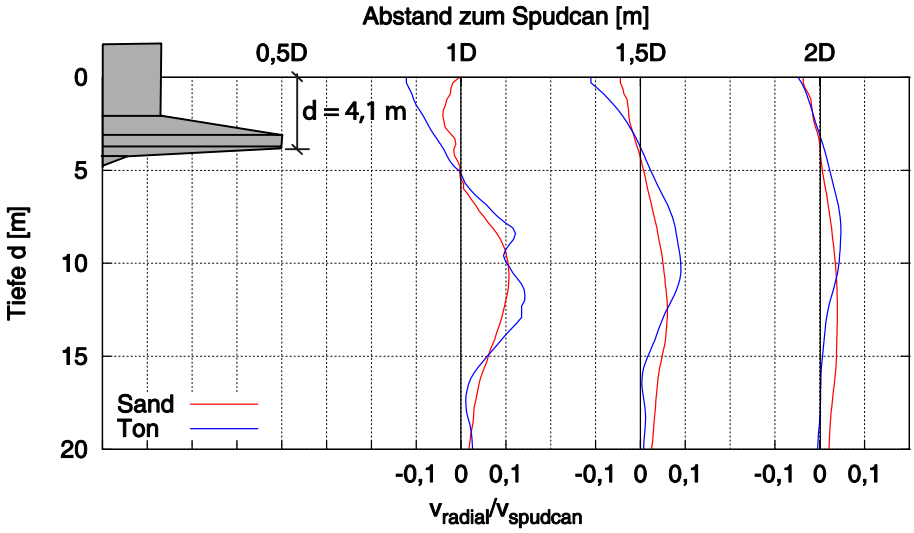

Abbildung 4: Radiale Geschwindigkeit in Sand und Ton bei einer Penetrationstiefe von 4,1 m
Figure 4: Radial velocity in sand and clay after 4.1 m spudcan penetration

Auch die radiale Spannungsänderung im Sand und Ton ist vom Abstand zum Spudcan abhängig (s. Abbildung 5). Sie bezieht sich auf den Anfangsspannungszustand vor der Spudcanpenetration. Grundsätzlich sind die Spannungsänderungen im Sand aufgrund der größeren Steifigkeit wesentlich größer als im Ton. Bei der Zunahme des Abstands um $1D$ verringert sich die Spannungsänderung um etwa 50%. Die maximale Änderung der Verformungsgeschwindigkeit und der Spannung liegt ca. $1D$ unterhalb des Spudcans.

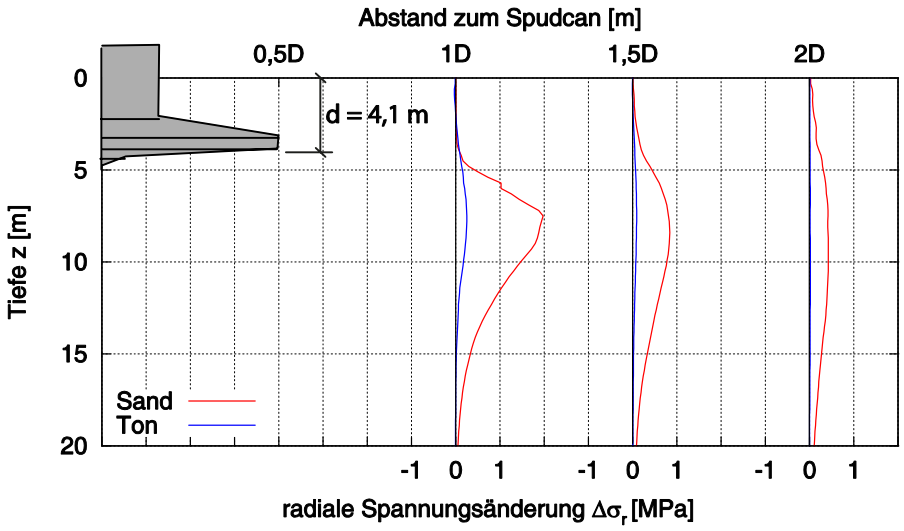

Abbildung 5: Radiale Spannungsänderung in Sand und Ton bei einer Penetrationstiefe von 4,1 m

Figure 5: Change of radial stress in sand and clay after 4.1 m spudcan penetration

Bei der Penetrationstiefe von 4,1 m hat der Spudcan einen wesentlich größeren Widerstand im Sand ($q_{spudcan}$ = 9,86 MPa) als im Beckenton ($q_{spudcan}$ = 1,14 MPa). In Abbildung 6 wird die normalisierte Spannungsänderung dargestellt. Die beiden Kurven zeigen ähnliche Verläufe. Die Lastausbereitung ist weder von Versagensmechanismen noch von der Steifigkeit des Bodens wesentlich beeinflusst.

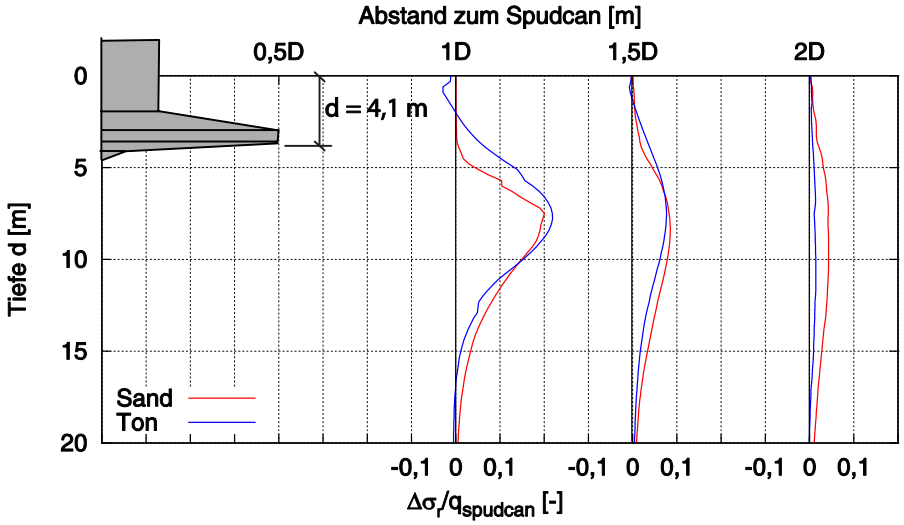

Abbildung 6: Normierte Radiale Spannungsänderung in Sand und Ton bei einer Penetrationstiefe von 4,1 m

Figure 6: Change of radial stress in sand and clay after 4.1 m spudcan penetration

5 Jack-up Vorgang vor 2-fach gestützter Spundwand

Um die Interaktion zwischen Spudcan und Spundwand zu untersuchen, wird der Jack-up Vorgang vor einer 2-fach gestützten Spundwand simuliert. Zur Auswertung des Einflusses des Jack-Up Vorganges auf die Spundwand wurden die Änderungen des Erddrucks sowie der

Verformungen der Spundwand herangezogen. Vertikallastkomponten und hieraus resultierende negative Mantelreibung wurden nicht gesondert betrachtet.

5.1 Eindringung eines Spudcans im Abstand von $x = 1D$

Für die numerische Simulation werden folgende drei Zustände zugrunde gelegt (s. Abbildung 7):

- Ausgangszustand (K_0-Zustand)
- Auffüllung des Sandes hinter der Spundwand (Hinterfüllung)
- Penetrationsvorgang eines Spudcans

Im K_0-Zustand wird die Spundwand mit der „wished in place“ Methode in den Boden eingesetzt. Der Boden links und rechts der Wand steht in Gleichgewichtzustand. Der Erdruhedruckbeiwert K_0 ergibt sich nach Jaky (1948) zu:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \tag{5}$$

Als Reibungswinkel wird der kritische Reibungswinkel verwendet. Als nächstes wird der Sand hinter der Wand aufgefüllt, indem das Gewicht der Hinterfüllung in diesem Zustand aktiviert wird. Damit wird der aktive Erddruck hinter der Wand mobilisiert. Danach wird der Penetrationsvorgang simuliert. Der Spudcan wird weggesteuert in den Boden eingedrückt.

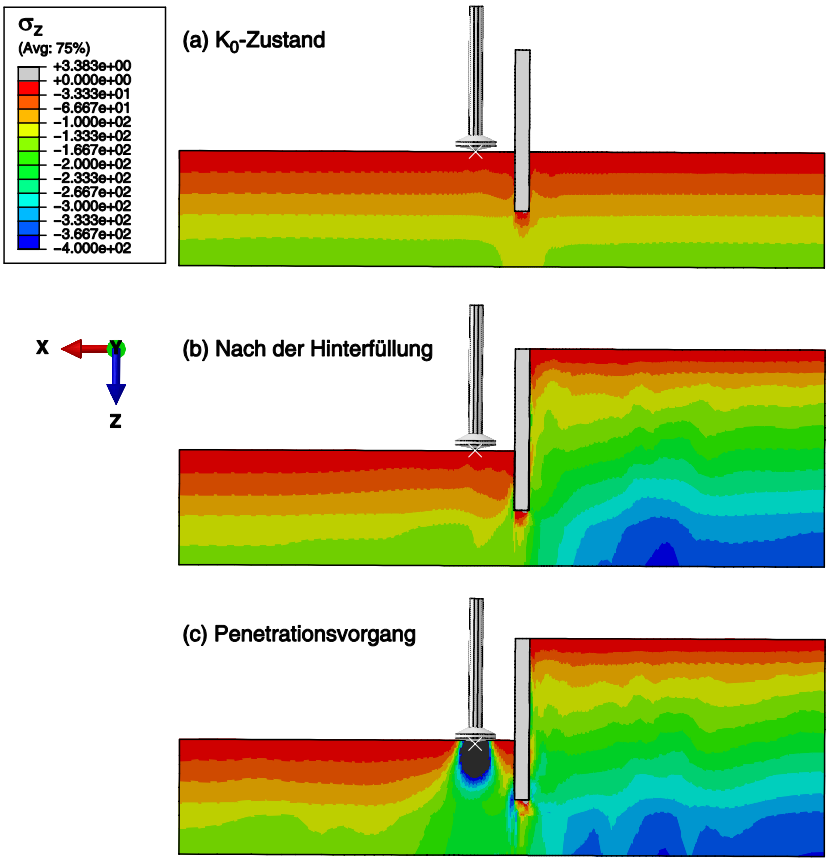

Abbildung 7: Vertikale Spannungen (a) des Anfangszustands, (b) nach der Sandauffüllung sowie (c) nach der Penetration des Spudcans

Figure 7: Vertical stresses of (a) initial state, (b) after back-filling and (c) after the spudcan penetration

Die simulierten Erddruckverteilungen der drei Zustände sind in Abbildung 8 dargestellt. Die auf der linken und rechten Seite wirkenden horizontalen Erddrücke sind hydrostatisch verteilt und entgegengesetzt. Nach der Hinterfüllung, bzw. Erhöhung des Geländes auf der rechten Seite auf +15,8 m, werden der aktive Erddruck auf der rechten Seite sowie der passive Erddruck auf der linken Seite aktiviert. Ein erhöhter aktiver Erddruck im Bereich der Anker der Spundwand ist zu beobachten. Ein passiver Erddruck von 230 kPa wird für den Fußbereich berechnet. Nach dem Eindringen des Spudcans um 0,3 m wird der aktive Erddruck im Bereich der Anker deutlich reduziert. Auf der passiven Seite wird der Erddruck deutlich erhöht. Ein Spitzenwert von 860 kPa ist bei der Schichtgrenze zwischen Sand und Beckenton zu sehen.

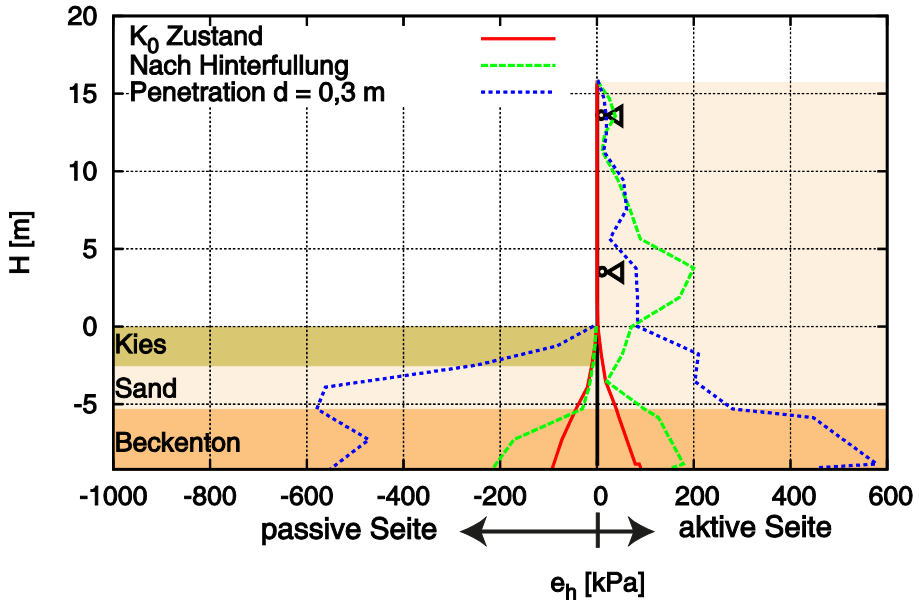

Abbildung 8: Horizontaler Erddruck e_h auf die Spundwand, Abstand $x = 1D$
Figure 8: Horizontal earth pressure e_h acting on the sheet piling wall with a distance $x = 1D$

Die Verformungen der Spundwand infolge der Hinterfüllung und Penetration eines Spudcans sind in Abbildung 9 dargestellt. Infolge der Hinterfüllung verformt sich die Spundwand, wobei eine maximale Verschiebung von 0,12 m am Wandfuß erreicht wird. Nach dem Eindringen des Spudcans um 0,1 m wird der untere Bereich der Wand zurück geschoben.. Aufgrund des Eindringen der Spudcans kommt es zu keiner weiteren Verformungen der Wand zwischen den Ankern.

In Abbildung 10 sind die Verformungsprozesse, die während der Penetration in geschichteten Baugrund auftreten, dargestellt. Anhand dieser Darstellung wird deutlich, dass infolge des Eindringens des Spudcans ein Pfropfen (bestehend aus Kies und Sand) unterhalb des Spudcans in die bindige Schicht gedrückt wird. Dieser Mechanismus ist aus Zentrifugenversuchen von Teh et al. (2008) und den numerischen Simulationen von Qiu und Grabe (2012) ebenfalls bekannt. Der Pfropfen dringt in der Beckentonschicht ein. Ein Eindringen des Beckentons in die untere Sandschicht ist hier nicht zu beobachten. Daher wird der Ton zur Seite verschoben.

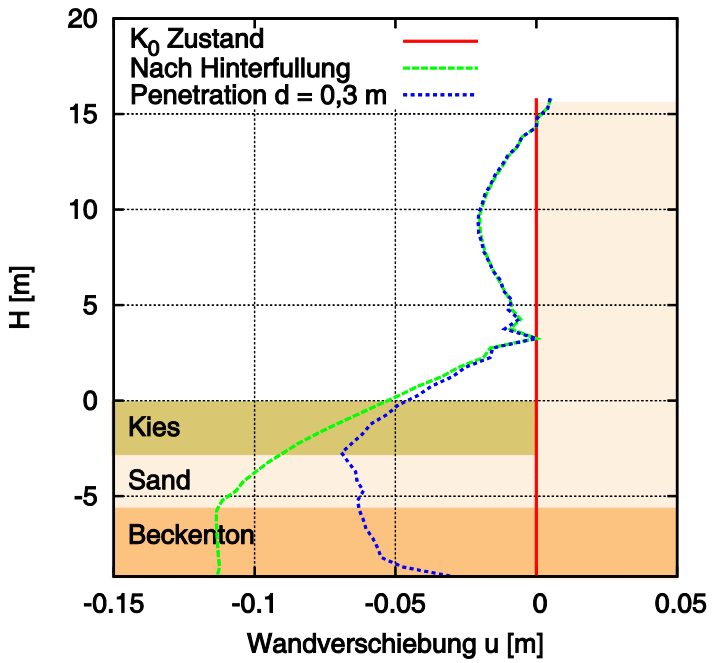

Abbildung 9: Verformungen der Spundwand infolge der Hinterfüllung und des Eindringens eines Spudcans um $d = 0{,}3$ m
Figure 9: Deformation of the sheet piling due to the back filling and penetration of a spudcan of $d = 0.3$ m

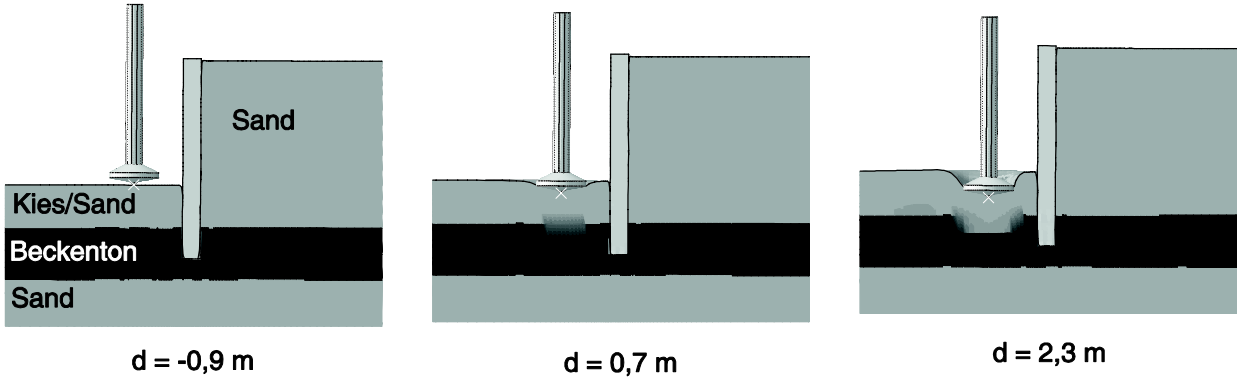

Abbildung 10: Verteilung der Materialien für verschiedene Eindringtiefen des Spudcans
Figure 10: Distribution of the material for different spudcan penetration depth

In Abbildung 11 ist das Geschwindigkeitsfeld bei einer Eindringtiefe von 0,3 m dargestellt. Hier ist ebenfalls ein Pfropfen aus Kies und Sand zu beobachten. Zwischen den Pfropfen und der Spundwand bewegt sich der Beckenton aufwärts (s. Abbildung 11).

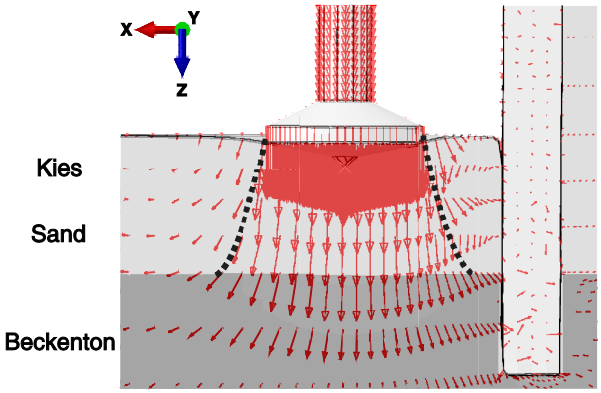

Abbildung 11: Geschwindigkeitsfeld im Boden infolge Spudcaneindringung von d = 0,3 m
Figure 11: Contour plot of the velocity of the soil due to spudcan penetration by d = 0.3 m

Die Spannungsverteilung nach dem Eindringen eines Spudcans um 0,3 m ist in Abbildung 12 dargestellt. Die Last breitet sich mit einen Winkel von ca. 45° nach außen aus. Es resultiert ein Einflussbereich auf die Spundwand von ca. 6,7 m x 12,6 m. Außerdem ist eine Erhöhung der horizontalen Spannung in der Beckentonschicht zu sehen. Sie wird durch das Eindringen des Pfropfens in die Beckentonschicht verursacht.

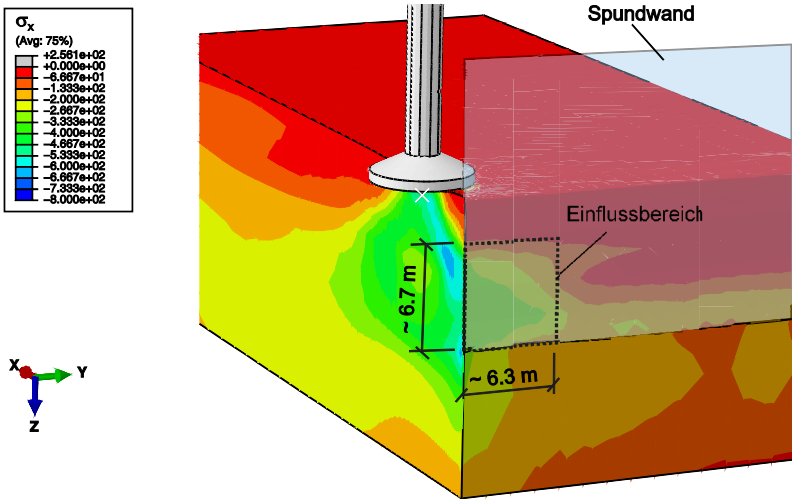

Abbildung 12: Horizontale Spannungsverteilung nach Eindringen des Spudcans auf d = 0,3m in einem Abstand von $x = 1D$
Figure 12: Distribution of horizontal stress due to spudcan penetration by d = 0.3 m in a distance of $x = 1D$

5.2 Parameterstudie

Weitere numerische Simulationen mit dem Abstand zwischen Spudcan und Spundwand von $x = 9{,}15$ und 12,2 m (entspricht $x = 1{,}5D$ und $2D$) werden durchgeführt, um die Interaktion zwischen Spudcan und Spundwand zu untersuchen. In Abbildung 13 werden die Eindringwiderstände über die Tiefe aus den numerischen Simulationen verglichen. Die Ergebnisse zeigen einen ähnlichen Verlauf. Der Widerstand eines Spudcan wird bei einem Abstand von $x > 1D$ kaum von der Spundwand beeinflusst. Der Widerstand steigt sehr schnell nach

der Penetration an. Nachdem der Kegel des Spudcans vollständig in den Boden eingedrückt ist ($d = 0$ m) nimmt der Widerstand nur langsam zu.

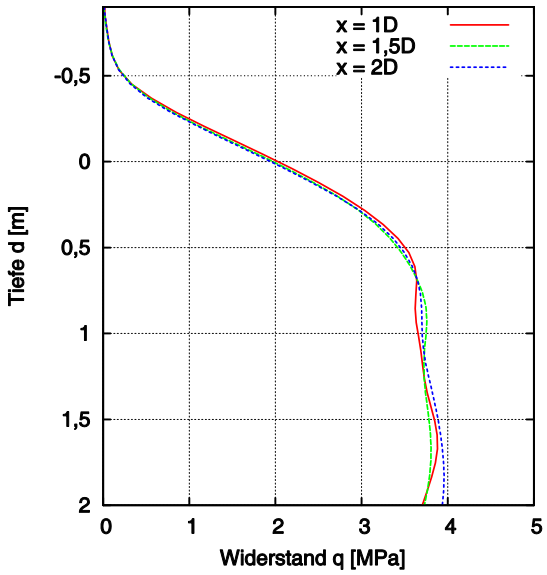

Abbildung 13: Eindringwiderstand eines Spudcans mit verschiedenen Abständen zwischen Spudcan und Spundwand

Figure 13: Bearing capacity of a spudcan for different spudcan-sheet piling distance

Die berechneten horizontalen Spannungen auf die Spundwand für verschiedene Abstände x sind in Abbildung 14 dargestellt. Die Penetration eines Spudcans mit einem Abstand von nur $1D$ führt zu einer signifikanten Erhöhung des Erddrucks auf die Spundwand. Bei einem größeren Abstand ist ein deutlich geringes Anwachsen des Erddruckes zu beobachten.

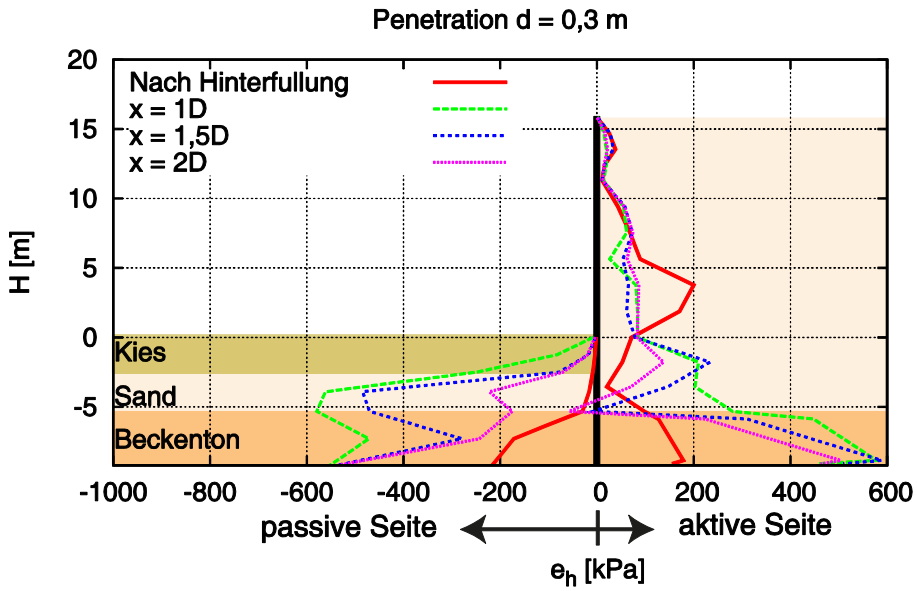

Abbildung 14: Horizontaler Erddrucker e_h auf die Spundwand für verschiedene Abstände zwischen Spudcan und Spundwand

Figure 14: Horizontal earth pressure on the wand for different spudcan-sheet piling distance

Die berechneten Verformungen der Spundwand für verschiedene Abstände *x* sind in Abbildung 15 dargestellt. Nach der Auffüllung ist eine maximale Wandverschiebung von 0,12 m berechnet worden, welche für die folgenden Betrachtungen als Nullzustand angesehen wird. Durch die zusätzlichen Einwirkungen bei der Beineindringung entstehen am Spundwandfuß theoretisch rückstellende „landseitige“ Verschiebungen. Bei einer Penetration des Spudcans mit einem Abstand von 1*D* beträgt die rechnerisch maximale Fußverformung 0,08 m, bei 1,5*D* 0,06 m und bei 2*D* 0,04 m.

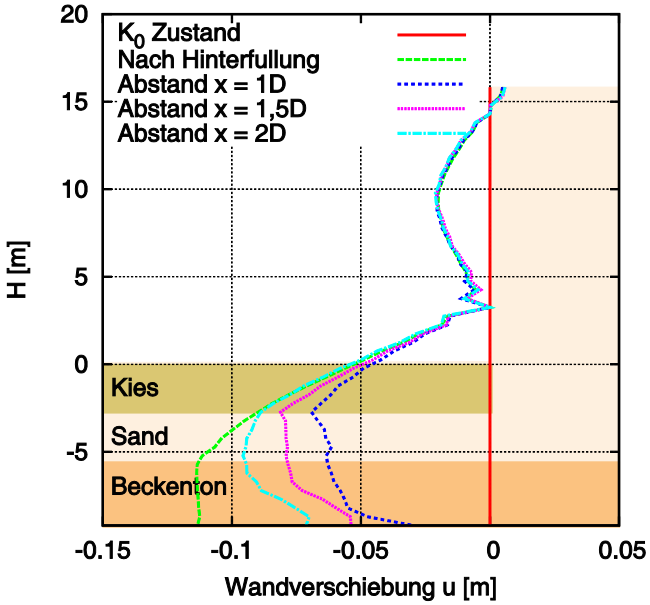

Abbildung 15: Verformungen der Spundwand infolge der Hinterfüllung und der Penetration eines Spudcans um *d* = 0,3 m; der Abstand zwischen Spudcan und Spundwand wird variiert.
Figure 15: Deformation of the sheet piling due to spudcan penetration with d=0.3 m, the spudcan-sheet piling distance is varied

6 Zusammenfassung

Es wurde mit Hilfe von CEL Analysen das Eindringen eines Spudcans vor einer Spundwand untersucht, um Erkenntnisse über die Interaktion zwischen Spudcan und Kaikonstruktion bedingt durch den Eindringvorgang zu gewinnen. Das Herausziehen der Spudcans wurde nicht betrachtet.

In einem ersten Schritt wurde ein numerisches Modell anhand eines Zentrifugenversuches validiert und das Eindringverhalten in homogenem Baugrund untersucht. Anhand der Auswertung der Simulationsergebnisse in homogenem Sand oder Ton ist deutlich zu erkennen, dass das Eindringen eines Spudcans zu einer Änderung des Spannungszustands im Boden führt. Bei der Zunahme des Abstands nimmt die radiale Spannung exponentiell ab. Der Maximalwert der Spannungszunahme liegt ca. 1*D* unterhalb des Spudcans.

Auf den Voruntersuchungen aufbauend wurde ein realitätsnahes Modell aufgestellt, welches einen heterogenen Schichtaufbau sowie Interaktion mit einer Kaimauer abbildet. Mit abgebildet wird, dass auf Grund der anstehenden bindigen Böden ein Bodenaustausch unterhalb der Gewässersohle ausgeführt wurde, um ein tiefes Eindringen vor der Kaimauer zu vermeiden.

Bei der Anordnung einer tragfähigen Bodenschicht über einer weichen Schicht besteht die Gefahr des Durchstanzens („Punch-Through“). Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die dem Zahlenbeispiel zugrunde gelegte Mächtigkeit des Bodenaustauschpolsters ausreichend gewählt war, ein Durchstanzen zu verhindern. In diesem Zusammenhang ist festzustellen, dass sich ein Pfropfen (bestehend aus Kies und Sand) unterhalb des Spudcans in die Tonschicht eindrückt. Die darunter liegende Sandschicht verhindert die Bewegung des Tons nach unten. Ein weiteres Eindringen des Spudcans führt zu einer seitlichen Verschiebung des Tons.

In Bezug auf die Spudcan-Kaimauer Interaktion kann festgehalten werden, dass bei den hier betrachteten Randbedingungen und Spudcanabständen Erddruck- und Verformungsänderungen aufgrund des Eindringvorganges auftreten, die statisch verfolgt werden sollten. Einzelfallbezogen sollten stets die resultierenden Bodenverformungen betrachtet werden. Eine pauschale Aussage, dass z.B. bei einem Abstand von 1,5*D* keine signifikanten Auswirkungen auf benachbarte Konstruktionen zu erwarten sind, erscheint nicht haltbar.

Danksagungen

Die vorliegenden Untersuchungen entstanden im Rahmen der Forschungen innerhalb des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Graduiertenkollegs GRK1096 „Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen“. Der DFG sei an dieser Stelle für die finanzielle Unterstützung gedankt.

Literaturverzeichnis

[1] Benson D. (1992): Computational methods in lagrangian and eulerian hydrocodes. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 99, pp. 235–394.

[2] Chow Y.K. (1987): Interaction between jack-up rig foundations and offshore platform-piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11(4):325-344.

[3] Craig W.H. (1998): Spudcan foundations: installation with deep penetration andsubsequent removal. Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering, 131(3):146-151.

[4] Dassault Systèmes: Abaqus user manual version 6.12; 2012.

[5] Jaky J. (1948). Pressure in silos. In Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 1, pages 103–107.

[6] L. Kellenzi und L. Kudsk (2011): Skirted Spudcan – Sheet Pile Wall Interaction during Jack-Up Rig Installation and Removal in a Harbour Area. 13 International Jack-up Conference

[7] Lyons R.H., Willson S. (1985): Effects of spudcans on adjacent piled foundation. The Jack-up Drilling Platform, London: Boswell, pp. 8-22.

[8] Niemunis A, Herle I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Frictional and Cohesive Materials,* 2:279–299.

[9] Qiu und Grabe (2012): Numerical investigation of bearing capacity dur to spudcan penetration in sand overlying clay, Canadian Geotechnical Journal, 49:1393-1407.

[10] Qiu G., Hamann T., Grabe J., Hein C., Howe R. (2013): A case study: construction of bucket foundations for jacpup ships. Proc. of 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Artic Engineering (OMAE) 2013 in Nantes/France, paper No. OMAE2013-10009

[11] Qiu G., Henke S., Grabe J. (2011): Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approch on geomechanical problems involving large deformation. Computers and Geotechnics, 38(1):30-39.

[12] Schünemann A. (2006): Numerische Modelle zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Eisenbahnschotter unter alternierender Beanspruchung, Dissertation, Veröffentlichungen der Universität Karlsruhe, Karlsruhe. 168.

[13] Siciliano R.J., Hamilton J.M., Murff J.D., Phillips R. (1990): Effect of jackup spudcans on piles. Offshore Technology Conference, OTC 6467.

[14] SANME (2008): Site specific assessment of mobile jack-up units. Society of Naval Architects and Marine Engineers, Technical Research Bulletin 5-5A (2008), New Jersey

[15] Stewart D.P. (2005): Influence of jack-up operation adjacent to a piled structure. Proc. Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, pp. 543-549.

[16] Tan X.M., Guo J.Y., Lu C. (2006): Effect of spudcan penetration on neighboring existing pile. Proc. 16th Int. Offshore and Polar Engineering Conf., San Francisco, pp. 516-523.

[17] Tho K.K., Leung C.F., Chow Y.K., Swaddiwudhipong S. (2013): Eulerian finite element simulation of spudcan–pile interaction, Canadian Geotechnical Journal, 2013, 50(6): 595-608.

[18] von Wolffersdorff P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Frictional and Cohesive Materials,* 1:251–271.

[19] White D. J., Teh K. L., Leung C. F., Chow Y. K. (2008): A comparison of the bearing capacity of flat and conical circular foundations on sand. *Géotechnique,* 58(10): 781–792.

[20] Xie, X. (2009): Centrifuge model study on Spudcan-pile interaction. National University of Singapore, Department of civil engineering.

[21] Xie Y, Leung CF, Chow YK. (2012): Centrifuge modelling of spudcan-pile interaction in soft clay. Géotechnique 62(9): 799-810

Autor

Dr.-Ing. Gang Qiu
Technische Universität Hamburg-Harburg
Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Harburger Schloßstraße 20
21079 Hamburg
Tel.: +49 (0) 40 - 42878 / 4055
Fax: +49 (0) 40 - 42878 / 4020
e-mail: grabe@tu-harburg.de
Web: www.tu-harburg.de/gbt

M.Sc. Carolin Drauschke
Fichtner Water & Wind GmbH
Hammerbrookstraße 47b
20097 Hamburg
Tel.: +49 (0) 40 – 300673 / 254
Fax: +49 (0) 40 – 300673 / 110
e-mail: carolin.drauschke@fww.fichtner.de
Web: www.fww.fichtner.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe
Technische Universität Hamburg-Harburg
Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Harburger Schloßstraße 20
21079 Hamburg
Tel.: +49 (0) 40 - 42878 / 3762
Fax: +49 (0) 40 - 42878 / 4020
e-mail: grabe@tu-harburg.de
Web: www.tu-harburg.de/gbt

Dipl.-Ing. (FH) Oliver Jost
Fichtner Water & Wind GmbH
Hammerbrookstraße 47b
20097 Hamburg
Tel.: +49 (0) 40 – 300673 / 301
Fax: +49 (0) 40 – 300673 / 110
e-mail: oliver.jost@fww.fichtner.de
Web: www.fww.fichtner.de