

# Zur Prognose der Bettungssteifigkeit und Pfahlinstallation von Monopiles

Dr.-Ing. J. Wiemann, Fichtner Water & Transportation GmbH, Hamburg  
Dipl.-Ing. J. Fischer, Fichtner Water & Transportation GmbH, Hamburg  
J. Schütte, M.Sc., Fichtner Water & Transportation GmbH, Hamburg

*Zur Prognose einer ausschließlich mit Vibrationshammer durchgeführten Installation sowie zur Abschätzung der Bettungssteifigkeit eines lateral beanspruchten Monopiles sind von der Fichtner Water & Transportation GmbH (FWT) zwei Berechnungsvorschläge für nichtbindige Böden entwickelt. Auf der Grundlage von Modellversuchen, Messdaten von mittels Vibrationsrammung installierter Monopiles und deren Nachrechnung werden Hinweise und Vorschläge für Simulationsprognosen gegeben. In Kombination mit einem bereits existierenden Berechnungsansatz erfolgt die Berechnung der Bettungssteifigkeit auf der Grundlage von seismischen Bohrlochmessungen.*

## 1. Einleitung

Einzelpfahlgründungen oder Monopiles sind derzeit das mit großem Abstand am häufigsten gewählte Gründungssystem für Offshore-Windenergieanlagen. Die stetige Steigerung der Turbinengröße und Standorte mit größeren Wassertiefen führen zu einer kontinuierlichen Vergrößerung des Pfahldurchmessers. Abbildung 1 zeigt für die vergangenen rd. fünf Jahre die generelle Entwicklung des Monopiledurchmessers für Projekte in der vorwiegend aus sandigem Boden bestehenden Deutschen Bucht.

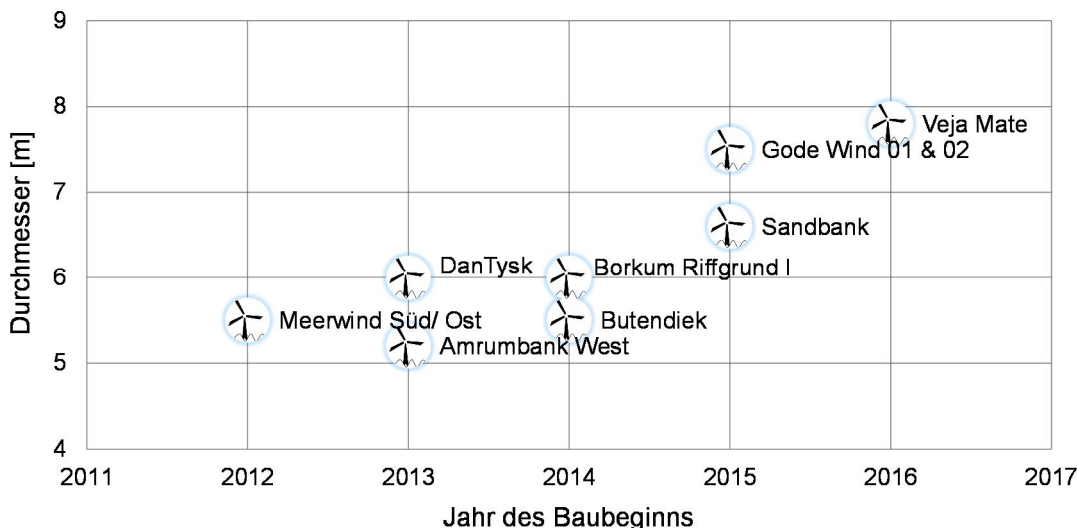


Abbildung 1: Entwicklung der Monopiledurchmesser

Zwei Entwicklungsfelder für zukünftige Monopile-Fundamente im Bereich Offshore-Wind sind die ausschließliche Installation von Großrohrpfählen mittels Vibrationshammer und die zutreffende Prognose der resultierenden Bettungssteifigkeit bei lateraler Beanspruchung. Für ausschließlich nichtbindigen Baugrund (u.a. Deutsche Bucht) werden in diesem Beitrag Herangehensweisen für beide Entwicklungsfelder beschrieben.

Neben der korrekten Eingabe von Pfahl- und Hammerdaten ist eine möglichst genaue Abbildung des bodenmechanischen Verhaltens während der Rammung Grundvoraussetzung für eine aussagekräftige Prognoseberechnung einer Vibrationsrammung. Im Beitrag wird auf Basis von Modellversuchen ein Vorschlag für die initialen Pfahlwiderstände vibriert installierter Pfähle gegeben. Diese Bodenwiderstände bilden den Ausgangszustand für Simulationsberechnungen. Empfehlungen zu der sich im Verlauf einer Vibrationsrammung einstellenden Ermüdung des Bodens werden auf Basis von Messdaten (Beschleunigung, Dehnung) bereits installierter Großrohrpfähle abgeleitet.

Im vorgestellten, durch die FWT entwickelten Berechnungsvorschlag zur Bettungssteifigkeit eines lateral beanspruchten Monopiles werden die Ergebnisse seismischer Bohrloch-Messungen genutzt. Er basiert auf der gemessenen Scherwellengeschwindigkeit sowie dem bestehenden Ansatz nach Sørensen & Augustesen (2016). Eine Anpassung des Schubmoduls in Abhängigkeit der auftretenden Schubverzerrung erfolgt in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunddynamik (2002). Zur Messung der Scherwellengeschwindigkeit in-situ eignen sich z. B. SCPT oder PS-Logging. Der Berechnungsvorschlag ermöglicht die zusätzliche Plausibilisierung von Berechnungsmodellen, die bislang überwiegend anhand der gemessenen Eigenfrequenzen vorgenommen wurde.

## **2. Pfahlinstallation durch Vibrationsrammung**

### **2.1 Installationsverfahren**

In der Vergangenheit wurden Gründungspfähle für Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) vorwiegend schlagend installiert. Für dieses Installationsverfahren existieren zahlreiche analytische Berechnungsansätze, beispielsweise zur Ermittlung der im Verlauf der Pfahlrammung auftretenden Pfahlwiderstände. Unter Verwendung dieser Berechnungsmodelle kann im Rahmen von Rammstudien abgeschätzt werden, mit welchem Hammer und unter welchem Schädigungsgrad ein OWEA-Gründungspfahl bis zur geplanten Einbindetiefe installiert werden kann. Durch eine systematische Datenauswertung bei der FWT (Vergleich der Prognosewerte mit den Ist-Daten, Auswerten, Verwenden für Folgeprojekte) kann die Schlagrammung eines OWEA-Gründungspfahles heutzutage gut abgeschätzt werden. In der letzten Zeit ist das Interesse den Gründungspfahl ausschließlich vibrierend zu installieren deutlich angestiegen und Thema mehrerer Forschungsvorhaben. Die Vorteile eines ausschließlich vibriert installierten Pfahles liegen im Vergleich zur Schlagrammung beispielsweise in der geringeren Emission des Hydroschalls (BSH Grenzwerte), einer in Abhängigkeit des Bodens kürzeren Installationszeit (Kostenvorteil) oder einer verminderten Materialermüdung als wichtige Kenngröße im Rahmen des Pfahldesigns. Im Vergleich zur Schlagrammung existieren jedoch nur wenige, kaum abgesicherte Modelle zur Abschätzung der während einer Vibrationsrammung auftretenden Bodenwiderstände. Ergebnisse aus Prognoseberechnungen weichen daher oftmals deutlich von den während der Vibrationsrammung aufgezeichneten in-situ Messdaten ab.

### **2.2 Simulationsberechnung**

Neben den konstanten Kenngrößen "dynamische Dämpfung", elastische Grenzverschiebung (Quake) und Pfahlspitzenwiderstand werden üblicherweise die initialen bzw. maximalen Bodenwiderstände am Pfahlmantel als Widerstandskenngrößen in die Simulationssoftware eingelesen. Die initialen Pfahlwiderstände (Mantel) sind hierbei

gleichbedeutend mit den Mantelreibungswiderständen, die beim ersten Kontakt des Pfahlmantels mit dem Bodenelement auftreten. Im weiteren Verlauf der Pfahlinstallation (Schlag- oder Vibrationsrammung) reduzieren sich die Mantelreibungswiderstände bis zu einem Minimal- bzw. Residualwert. Der hier beschriebene Prozess wird in der Literatur auch als Pfahllängeneffekt, Friction Fatigue oder Soil Fatigue beschrieben und tritt sowohl bei der Schlag- als auch bei der Vibrationsrammung auf.

## 2.2 Initiale Pfahlwiderstände

Für die Schlagrammung existiert eine Vielzahl an Ansätzen zur Berechnung der initialen Pfahlwiderstände. Ein erprobter Vorschlag zur Berechnung der residualen Pfahlwiderstände und der Abnahme der Pfahlwiderstände im Verlauf der Rammung wurde beispielsweise von Alm & Hamre (2001) entwickelt.

Die für die Simulation einer Schlagrammung verwendeten, initialen Pfahlwiderstände werden in den meisten Fällen auch bei der Simulation einer Vibrationsrammung angesetzt. Einen Vorschlag zur Reduktion der Pfahlmantelreibungswiderstände im Verlauf der Rammung liefert z. B. Jonker (1987), wobei die initialen Pfahlwiderstände über einen von der Bodenart abhängigen Reduktionsfaktor (*b*-Wert) abgemindert werden:

$$f_{s,res,vib} = f_{s,ini,vib} \cdot \beta \quad \text{Gl. 1}$$

mit: *b* = Reduktionsfaktor für vibrierte Großrohrpfähle,  $f_{s,ini,vib}$  = initiale Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Großrohrpfahls,  $f_{s,res,vib}$  = residuale Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Großrohrpfahls.

Veröffentlichungen von z. B. Fischer et al. (2013) oder White & Lehane (2004) zeigen jedoch, dass die initiale Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Rohrfahles deutlich kleiner ist im Vergleich zu einem schlagend gerammten Pfahl.

$$f_{s,ini,vib} \ll f_{s,ini,schlag} \quad \text{Gl. 2}$$

Das von Jonker (1987) empfohlene Vorgehen ist somit ausschließlich für die von ihm gewählte Vorgehensweise bei der Berechnung der initialen Pfahlwiderstände gültig. Die deutlich geringere, initiale Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Rohrfahles wird bei Verwendung des vorgeschlagenen *b*-Wertes mit dem Pfahllängeneffekt verschmiert. Bodenmechanisch ist diese Vorgehensweise nicht korrekt. Zur richtigen Abbildung der bodenmechanischen Prozesse bei einer Vibrationsrammung sollte in einem ersten Schritt die im Vergleich zur Schlagrammung deutlich geringere initiale Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Pfahles in die Simulationssoftware eingelesen werden. Zur Berücksichtigung des Pfahllängeneffektes muss die initiale Pfahlmantelreibung dann zusätzlich reduziert werden. Hierbei ist zu klären, ob die Reduktion der initialen Pfahlwiderstände auf die residualen Pfahlwiderstände vergleichbar zum Vorschlag von Heerema (1978) asymptotisch über eine *e*-Funktion oder in Anlehnung an Jonker (1987) bereits unmittelbar nach Kontakt zwischen Pfahl und betrachtetem Bodenelement erfolgt.

Erste Ergebnisse zur der von FWT vorgeschlagenen Vorgehensweise liefert Schütte (2017). Der Vergleich von Messergebnissen aus Forschungsvorhaben, in denen Rohrfähle vibriert und geschlagen installiert wurden, zeigt für die initiale Pfahlmantelreibung den folgenden Zusammenhang:

$$f_{s,ini,vib} = \frac{f_{s,ini,schlag}}{1,5 \text{ bis } 3,5} \quad \text{Gl. 3}$$

wobei die initiale Pfahlmantelreibung eines geschlagen installierten Pfahles mit zunehmender Tiefe schneller ansteigt als die initiale Pfahlmantelreibung eines vibriert

installierten Pfahles. In Schütte (2017) wird daher vorgeschlagen, das Verhältnis tiefenabhängig über eine e-Funktion zu beschreiben. Die auf der Grundlage von Modellversuchen entwickelte e-Funktion müsste jedoch noch anhand von Messergebnissen aus großmaßstäblichen Versuchen und für größere Einbindetiefen bestätigt werden. Vorerst wird vorgeschlagen die initiale Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Pfahles nach Jardine & Chow (1996) zu berechnen und im Mittel etwa durch 2,5 zu dividieren.

Nach Schütte (2017) und abgeleitet aus Modellversuchen von Stahlmann & Fischer (2013) wird zur Berechnung des Pfahlspitzendrucks die nachfolgende, vom Sondierspitzendruck der CPT-Sonde abhängige Formulierung vorgeschlagen:

$$q_{b,vib} = 0.25 \cdot q_c \quad \text{Gl. 4}$$

## 2.2 Pfahllängeneffekt

Wie bereits im vorherigen Abschnitt angemerkt, führt die zyklische Scherbeanspruchung zwischen Pfahlmantel und betrachtetem Bodenelement zu einer deutlichen Verringerung der initialen Pfahlmantelreibung und nähert den Widerstand durch die sehr große Anzahl an Scherzyklen bei einer Vibrationsrammung schnell dem Minimalwert der Pfahlmantelreibung an. Das Verhältnis zwischen initialer und residualer Pfahlmantelreibung wird über den Reduktionsfaktor  $b$  beschrieben.

Zur Ermittlung des Reduktionsfaktors  $b$  wurden Messergebnisse von zwei unterschiedlichen Forschungsprojekten nachgerechnet, bei denen Großrohrpfähle mit einem Durchmesser von rd. 4,0 m etwa 15 m bis 20 m einvibriert wurden. Die Pfähle wurden ausschließlich in Sande einvibriert. Während der Vibrationsrammung wurden die Dehnung und die Beschleunigung des Pfahlkopfes hochfrequent erfasst. Das folgende einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung (Signal Matching) ähnliche Schema wurde für die Ermittlung des Reduktionsfaktors  $b$  gewählt:

- Verwendung der Simulationssoftware Allwave-PDP (Version 3.3.0)
- Implementierung von Hammer, Pfahl, Baugrundaufbau
- Berechnung der initialen Pfahlmantelreibung nach Jardine & Chow (1996)
- Reduktion der berechneten initialen Pfahlmantelreibung für eine Schlagrammung nach Gleichung 3 und einlesen in die Simulationssoftware
- Berechnung des Pfahlspitzendrucks nach Gleichung 4 und einlesen in die Software
- Wahl der elastischen Grenzverschiebung (Quake) in Anlehnung an z. B. Smith (1960) zu 2,5 mm sowohl für den Pfahlmantel als auch für die Pfahlspitze
- Ermittlung des Dämpfungsbeiwertes für den Mantel und den Fuß nach Gleichung 5 und Gleichung 6.

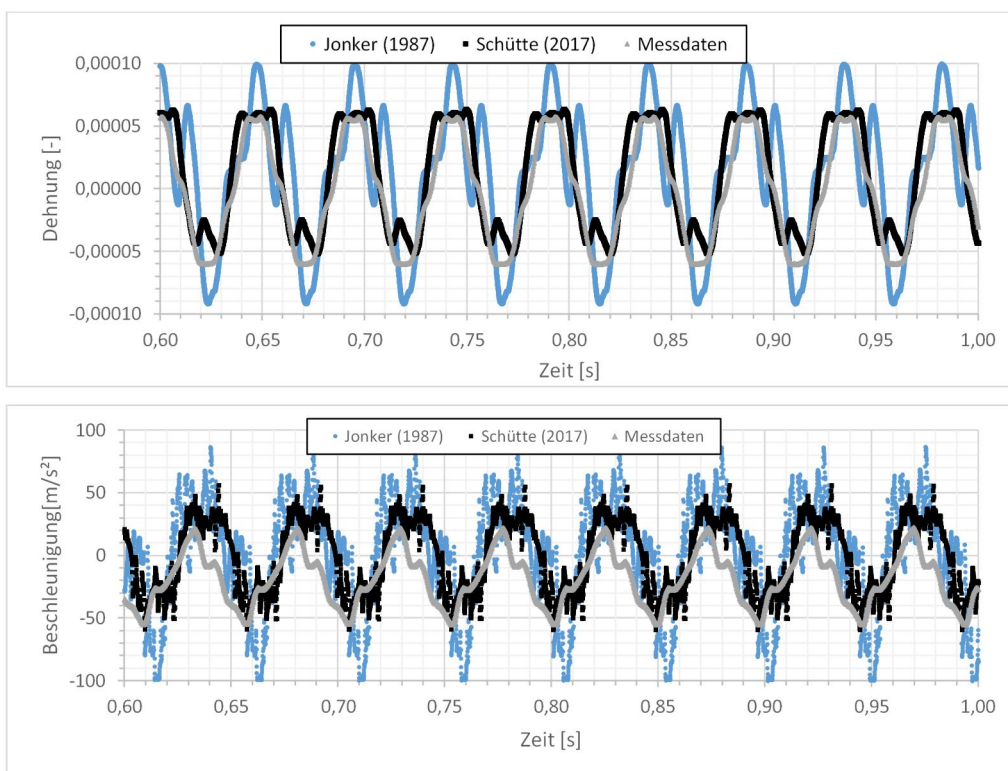
$$C_s = \sqrt{G \cdot \rho} \quad \text{Gl. 5}$$

$$C_t = 1.08 \cdot \frac{\sqrt{G \cdot \rho}}{(1 - \nu)} \quad \text{Gl. 6}$$

- Simulationsberechnung für eine gewählte Einbindetiefe des Pfahles bei Verwendung der in den Vibrationsprotokollen angegebenen Hammereigenschaften wie z. B. Frequenz, Moment oder dynamische Masse.
- Vergleich zwischen der simulierten und der gemessenen Dehnung und Beschleunigung

- Anpassung (Reduktion) der initialen Pfahlmantelreibung, sodass die gemessene Dehnung und Beschleunigung möglichst gut mit der berechneten Dehnung und Beschleunigung übereinstimmten.

Das Ergebnis der Simulationsberechnungen zeigt Abbildung 2 für einen Reduktionsfaktor  $b = 0,2$ . Neben den in-situ aufgezeichneten Messdaten eines in dicht gelagerten, wassergesättigten Sand einvibrierten Rohrpfahles (Durchmesser rd. 5 m) zeigt die Grafik die simulierten Pfahldehnungen und -beschleunigungen. Zusätzlich werden die Ergebnisse mit dem von Jonker (1987) gegebenen Vorschlag zur Reduktion der initialen Pfahlwiderstände verglichen. Das in diesem Beitrag beschriebene Vorgehen zeigt eine deutlich bessere Übereinstimmung der Simulationsergebnisse mit den während der Installation der Großrohrpfähle aufgezeichneten Messdaten.



**Abbildung 2: Simulation und Messwerte zur Vibrationsrammung**

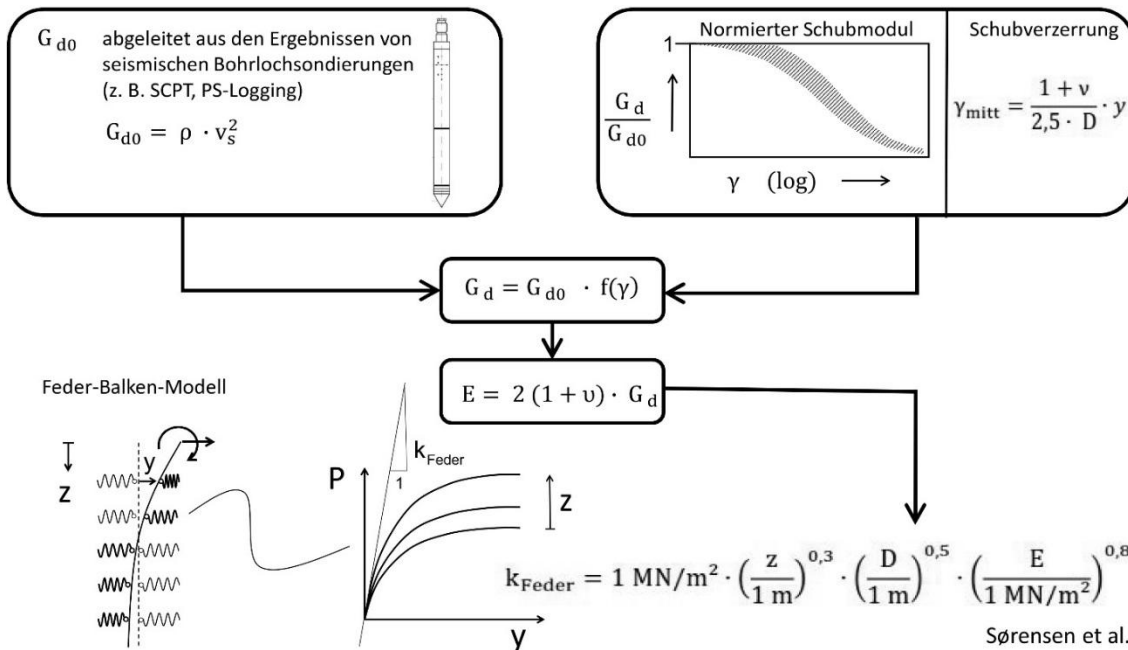
Die gesamten bisher durchgeführten und auf dem o. g. Vorgehen basierenden Untersuchungen der FWT ergaben für mitteldicht bis sehr dicht gelagerte Sande einen  $b$ -Wert für den Pfahlmantel im Bereich zwischen 0,1 und 0,2. Die über den Reduktionsfaktor  $b$  berechnete, minimale Pfahlmantelreibung  $f_{s,res,vib}$  wurde im Rahmen der Simulationsberechnungen direkt angesetzt. Der nach Gleichung 4 berechnete Pfahlspitzenruck blieb in den Simulationsberechnungen unverändert.

### 3. Bettungssteifigkeit

Die Pfahl-Boden-Interaktion ist für die Pfahlbemessung und für die Berechnung der Turbinenlasten von zentraler Bedeutung. Angesichts der Vielzahl der Lastfälle und Standorte wird für einen praxisgerechten Aufwand zur Modellierung der Bauwerkssteifigkeit und zur Berechnung von Schnittgrößen und Bettungsspannungen das Modell des elastisch gebetteten Balkens verwendet. Für Monopiles sind zu Beginn der Entwicklung Federmodelle, die für idealisierte Bodenarten den nichtlinearen Verlauf der lateralen Bettungsreaktion  $p$  (Kraft je Einheitslänge des Pfahls) in Abhängigkeit der Pfahlverschiebung  $y$  beschreiben, aus Empfehlungen für die Planung von Offshore-Plattformen direkt angewendet worden, siehe z. B. API RP 2GEO (2014). Frühere Forschungsergebnisse am Beispiel nichtbindiger Böden zeigten, dass diese Modelle die Bettungsreaktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit zwar ausreichend genau abschätzen, jedoch die Bettungssteifigkeit von Monopiles ohne Modifikation nicht zutreffend beschrieben wird, siehe z. B. Wiemann et al. (2004). Mit zunehmender Entwicklung der Offshore-Windenergie sind die Bettungssteifigkeit verstärkt untersucht und Messwerte bestehender Anlagen zur Modifikation bestehender Modelle genutzt worden. Für nichtbindige Böden bestehen heute weitere verbesserte Vorschläge zur Modifikation der ursprünglichen Federmodelle. Ein Überblick ist z. B. in Thieken et al. (2015) enthalten.

Die möglichst zutreffende Prognose der Eigenfrequenz ist für die Auslegung von Windturbinen u. a. zur Vermeidung von Resonanzeffekten wichtig. Die Prognosemodelle zur Bettungssteifigkeit können anhand der Systemeigenschaft „Eigenfrequenz“ durch einen Vergleich mit Messwerten überprüft werden. Die gemessene Eigenfrequenz als Systemeigenschaft des Gesamtsystems lässt jedoch nur bedingt Rückschlüsse auf die im Einzelnen vorhandene tiefenabhängige Verteilung der lateralen Bettungssteifigkeit zu. In diesem Beitrag wird eine Möglichkeit zur Beschreibung der Bettungssteifigkeit von Monopiles vorgeschlagen, die auf bohrlochseismischen Messungen basiert. Sie bietet die Möglichkeit die tiefenabhängige Verteilung der Bettungssteifigkeit anhand von Messwerten zu überprüfen. Die Bohrlochseismik kann z. B. nach dem Crosshole-Verfahren, bei dem die Erregerquelle und die Aufnehmer in unterschiedlichen Bohrlöchern angeordnet sind oder nach dem Downhole-Verfahren, bei dem die Wellen an der Bodenoberfläche erzeugt und durch Aufnehmer im Bohrloch empfangen werden, durchgeführt werden. Das Downhole-Verfahren erfordert gegenüber dem Crosshole-Verfahren einen geringeren Aufwand in der Versuchsdurchführung und es können mit der speziellen Seismiksonde ebenfalls die Mantelreibung und der Spitzendruck gemessen werden. Für die Baugrunderkundung eines Offshore-Windparks sollte das im Einzelfall am besten geeignete geophysikalische Verfahren unter Berücksichtigung des Aufwands und der bei den zu erwartenden Baugrundverhältnissen erzielbaren Messgenauigkeit gewählt werden.

Das Prinzip des vorgeschlagenen Berechnungsablaufs ist in Abbildung 3 dargestellt. Aus der Bohrlochseismik wird zunächst der Schubmodul abgeleitet. Der Schubmodul, und damit die Bettungssteifigkeit des Pfahls, nehmen bei wachsender Schubverzerrung des Bodens ab. Es wird deshalb im Modell die Schubverzerrung des den Pfahl umgebenden Bodens berechnet und über einen Korrekturfaktor die Abhängigkeit des Schubmoduls von der Schubverzerrung berücksichtigt. Nach Konvertierung des Schubmoduls in den Elastizitätsmodul kann die somit berechnete Steifigkeit z. B. für nichtbindige Böden im Bettungsansatz nach Sørensen & Augustesen (2016) berücksichtigt werden.



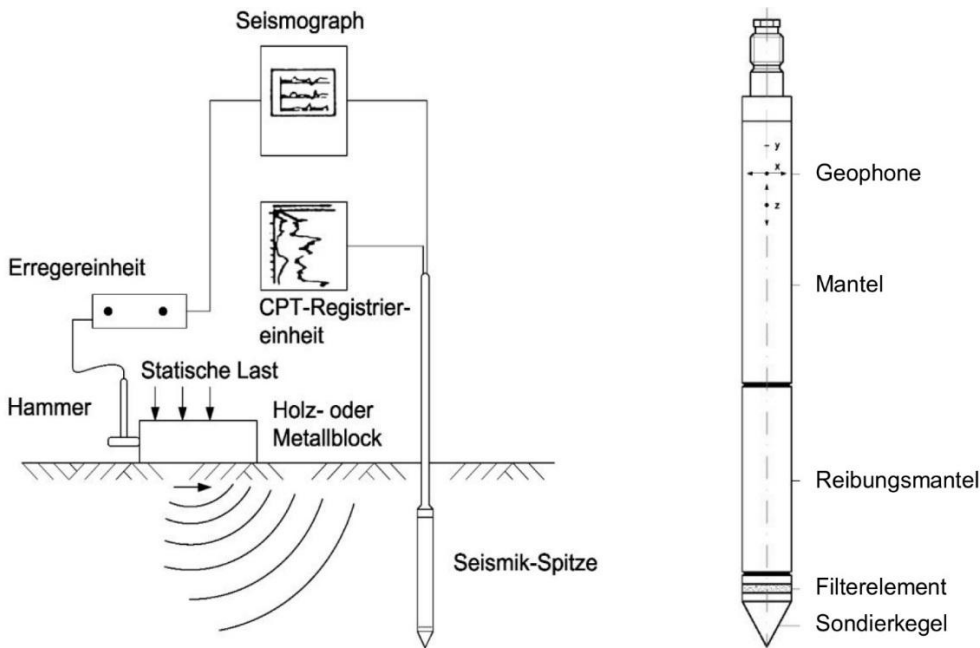
**Abbildung 3: Ablaufschema zur Berechnung der Bettungssteifigkeit**

Für nichtbindige Böden wird die Bettungsreaktion  $p$  in Abhängigkeit der Horizontalverschiebung  $y$  ausgehend vom Modell nach API RP 2GEO (2014) beschrieben. Dieses Modell enthält bereits die Bettungsreaktion im Grenzzustand der Tragfähigkeit und den in Abbildung 3 dargestellten nichtlinearen Verlauf der Federkennlinie in Form des Tangens Hyperbolicus. Im Modell nach API RP 2GEO (2014) wird eine linear mit der Tiefe  $z$  zunehmende Anfangs-Federsteifigkeit angenommen. Die lineare Zunahme der Anfangs-Federsteifigkeit wird nach API RP 2GEO (2014) in Abhängigkeit des Reibungswinkels beschrieben und durch den Faktor  $k$  ( $\text{MN/m}^3$ ) berücksichtigt. Der Einfluss des Pfahldurchmessers auf die Bettungssteifigkeit und eine über die Tiefe nichtlinear verlaufende Anfangs-Federsteifigkeit sind im Modell nach API RP 2GEO (2014) nicht enthalten. Statt der im Modell nach API RP 2GEO (2014) vorhandenen Anfangs-Federsteifigkeit  $z$  (m) \*  $k$  ( $\text{MN/m}^3$ ) wird im vorgeschlagenen Berechnungsablauf der Ansatz nach Sørensen & Augustesen (2016)

$$k_{Feder} = 1 \text{ MN/m}^2 \cdot \left(\frac{z}{1 \text{ m}}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{D}{1 \text{ m}}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{E}{1 \text{ MN/m}^2}\right)^{0,8} \quad \text{Gl. 7}$$

verwendet. Hierbei bezeichnet  $z$  = Tiefe unter Baugrundoberfläche (m),  $D$  = Pfahldurchmesser (m),  $E$  = Elastizitätsmodul des Baugrunds ( $\text{MN/m}^2$ )

Die Federsteifigkeit  $k_{Feder}$  ( $\text{MN/m}^2$ ) des elastisch gebetteten Balkens ist in Abbildung 3 eingetragen. Als Erweiterung des Modells nach Sørensen & Augustesen (2016) wird der Elastizitätsmodul des Baugrunds aus den Ergebnissen von z. B. SCPT unter Berücksichtigung des Einflusses der Schubverzerrung berechnet. Das Funktionsprinzip der Seismiksonde ist in Abbildung 4 dargestellt. Die Seismiksonde enthält mehrere Geophone, die in einem definierten Abstand voneinander installiert sind. Die an der Oberfläche erzeugten Wellen breiten sich im Baugrund aus und erreichen die Geophone zu unterschiedlichen Zeiten. Aus der Laufzeitdifferenz der Scherwellen wird die gemittelte Scherwellengeschwindigkeit abgeleitet. Der Schubmodul des Baugrunds  $G_{d0}$  wird aus der Dichte des Bodens und der Scherwellengeschwindigkeit berechnet zu



Darstellung aus Datenblatt der Fugro Consult GmbH, Berlin

**Abbildung 4: Seismiksonde, SCPT**

$$G_{d0} = \rho \cdot v_s^2 \quad \text{Gl. 8}$$

mit  $\rho$  = Dichte des Baugrunds ( $\text{kg/m}^3$ ),  $v_s$  = Scherwellengeschwindigkeit (m/s).

Die aus dem Feldversuch abgeleiteten Werte des Schubmoduls  $G_{d0}$  sind gültig für den im Versuch vorhandenen Bereich kleinster Schubverzerrungen, der für SCPT zwischen rund  $g = 10^{-7}$  und  $g = 10^{-5}$  beträgt. Zur Anwendung im Modell nach Sørensen & Augustesen (2016) ist der Schubmodul in den Elastizitätsmodul mit Hilfe der Querdehnzahl zu konvertieren. Die Querdehnzahl kann beispielsweise bei Messung der Druckwellengeschwindigkeit aus dem Verhältnis von Druckwellen- und Scherwellengeschwindigkeit berechnet werden.

$$v = \frac{v_p^2 - 2 v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad \text{Gl. 9}$$

mit  $n$  = Querdehnzahl (-),  $v_s$  = Scherwellengeschwindigkeit (m/s),  $v_p$  = Druckwellengeschwindigkeit (m/s).

Der Einfluss der Schubverzerrung auf die Größe des Schubmoduls wird nach den Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 „Baugrunddynamik“ (2002) berücksichtigt. Die entlang der Pfahlachse auftretende mittlere Schubverzerrung kann nach Kagawa & Kraft (1980) in Abhängigkeit der jeweiligen Pfahlverschiebung abgeschätzt werden durch

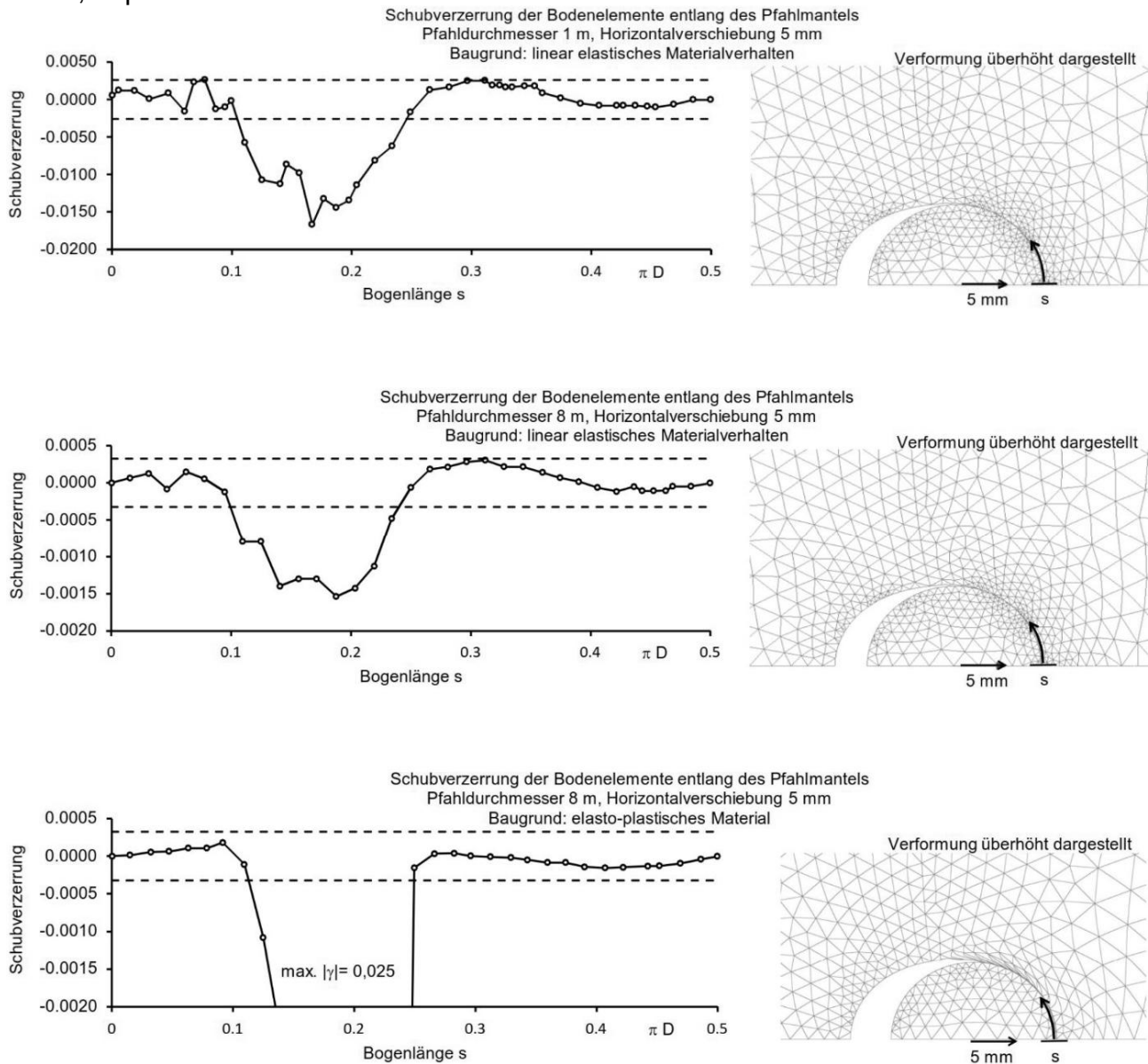
$$\gamma_{\text{mitt}} = \frac{1 + v}{2,5 \cdot D} \cdot y \quad \text{Gl. 10}$$

mit  $n$  = Querdehnzahl (-),  $D$  = Pfahldurchmesser (m),  $y$  = Horizontalverschiebung (m).

Die Größenordnung der mit Kagawa & Kraft (1980) abgeschätzten mittleren Schubverzerrung wird durch Finite-Elemente-Berechnungen plausibilisiert. Als Beispiel sind in Abbildung 5 die mit linear elastischem Material berechneten Schubverzerrungen für Pfahldurchmesser 1 m und 8 m dargestellt. Zum Vergleich ist die mit Kagawa & Kraft (1980) abgeschätzte



positive und negative Schubverzerrung eingetragen. Die Querdehnzahl ist nach Erfahrungswerten mit 0,3 angesetzt. Für (näherungsweise) linear elastisches Materialverhalten des Baugrunds ermöglicht die Formel eine insgesamt plausible Abschätzung der Schubverzerrung. In Simulationen mit nichtlinearem Materialverhalten des Baugrunds konnte zwischen der Symmetrieachse bis zur Bogenlänge von ca. 0,125  $\pi D$  eine geringere Schubverzerrung berechnet werden, als nach der näherungsweise Abschätzung (s. unterer Teil Abbildung 5). Demgegenüber nimmt die Schubverzerrung im Bogenlängenbereich zwischen 0,125  $\pi D$  und 0,25  $\pi D$  sehr stark zu.

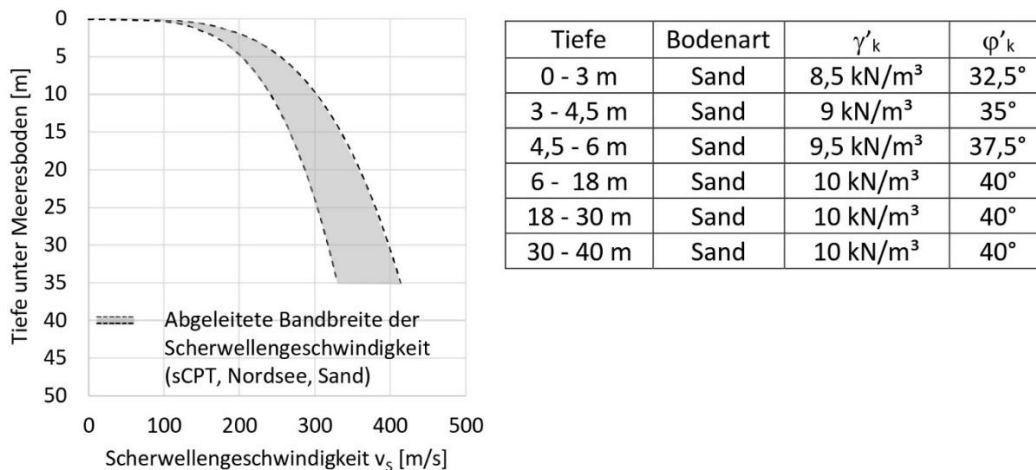


**Abbildung 5: Schubverzerrung aus finite-Elemente-Berechnung**

Grundsätzlich ist es möglich die Reduktion des Schubmoduls infolge der Schubverzerrung („normierter Schubmodul“, s. Abbildung 3) in Verbindung mit der Näherungsformel nach Kagawa & Kraft (1980) in einer geschlossenen Formulierung der nichtlinearen Federkennlinien zu verwenden. Hierdurch entfällt die ansonsten nötige iterative Berechnung der Federsteifigkeit in Abhängigkeit der Pfahlverschiebung bzw. der daraus abgeschätzten Schubverzerrung. Der nichtlineare Verlauf der Federkennlinie wird dann durch den Verlauf

des normierten Schubmoduls anstatt durch den Tangens Hyperbolicus bestimmt. Die Näherungsformel nach Kagawa & Kraft (1980) ist jedoch mit einigen Annahmen verbunden. Zur verbesserten Prognose insbesondere bei größeren Pfahlverschiebungen, bei denen der Baugrund nicht mehr a priori als linear elastisch idealisiert werden kann, sollten diese Annahmen mit weiteren Modellberechnungen überprüft werden.

Die mit dem vorgeschlagenen Berechnungsablauf hergeleitete Anfangs-Federsteifigkeit wird mit den Ergebnissen der Modelle nach API RP 2 GEO (2014) und nach Kallehave et al. (2012) verglichen. Als Randbedingungen werden die Baugrundverhältnisse eines Standorts in der Deutschen Bucht verwendet. Die aus SCPT in der Deutschen Bucht abgeleitete Scherwellengeschwindigkeit ist in Abbildung 6 dargestellt. In der angegebenen Bandbreite sind ausschließlich Messergebnisse aus Sanden berücksichtigt. Die untersuchten Sand-schichten sind vorwiegend dicht und sehr dicht gelagert. In Abbildung 6 ist zudem ein abstrahierter Baugrundaufbau angegeben, der den grundsätzlichen Standortbedingungen entspricht.



**Abbildung 6: Randbedingungen für abstrahierten Standort in der Deutschen Bucht**

Nach Kallehave et al. (2012) beträgt die anfängliche Federsteifigkeit  $k_{\text{Feder}}$  (MN/m<sup>2</sup>) der nicht-linearen Bodenfeder, die ansonsten nach dem oben genannten Modell des API RP 2GEO (2014) aufgestellt wird

$$k_{\text{Feder}} = k \cdot 2,5 \text{ m} \cdot \left(\frac{z}{2,5 \text{ m}}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{D}{0,61 \text{ m}}\right)^{0,5} \quad \text{Gl. 11}$$

Der Beiwert  $k$  (MN/m<sup>3</sup>) wird gemäß API RP 2GEO in Abhängigkeit des Reibungswinkels berechnet. Er beträgt näherungsweise  $k$  (MN/m<sup>3</sup>) = 0,008085  $j^{2,45} - 26,09$  wobei der Reibungswinkel in Grad einzusetzen ist. Die Tiefe unter Meeresboden ist mit  $z$  (m) und der Pfahldurchmesser mit  $D$  (m) bezeichnet.

Für den Vergleich der unterschiedlichen Modelle zur Anfangs-Federsteifigkeit wird der Pfahldurchmesser  $D = 8$  m und die Querdehnzahl 0,3 angenommen. In der folgenden Tabelle sind die Anfangs-Federsteifigkeiten gemäß API RP 2GEO, nach Kallehave et al. und nach dem vorgeschlagenen Berechnungsablauf mit SCPT zusammengestellt. Für den vorgeschlagenen Berechnungsablauf mit SCPT ist zusätzlich die Sekanten-Federsteifigkeit für eine geringe Verschiebung von  $y = 1$  mm angegeben.

**Tabelle 1: Anfangssteifigkeit der Federkennlinie**

Tiefe	Beiwert k nach API (API RP 2GEO)	$k_{\text{Feder}}$ nach API	$k_{\text{Feder}}$ nach Kal- lehave et al.	$k_{\text{Feder}}$ nach Berech- nung mit SCPT	
z	$0,008085 j^{2,45} - 26,09$	$k_{\text{Feder}} = z \cdot k$	siehe Gl. 11	s. Abb. 3, y = 0 m	s. Abb. 3, y = 1 mm
(m)	(MN/m <sup>3</sup> )	(MN/m <sup>2</sup> )	(MN/m <sup>2</sup> )	(MN/m <sup>2</sup> )	(MN/m <sup>2</sup> )
1	14,8	14,8	77,4	77,3	69,8
5	32,0	160,0	439,0	385,3	347,8
10	41,9	419,4	872,4	621,2	560,8
15	41,9	629,2	1112,7	836,0	754,8
25	41,9	1048,6	1511,8	1208,0	1090,5

#### 4. Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse der in Abschnitt 2 beschriebenen Vorgehensweise zeigen, dass auf der Grundlage von Messdaten und deren Nachrechnung ein aussagekräftiges Prognosemodell für die Simulation der Vibrationsrammung eines OWEA-Monopiles ausgearbeitet werden kann. Für nichtbindige Böden in mitteldichter bis sehr dichter Lagerung wird ein Vorschlag zur Berechnung der initialen und residualen Pfahlwiderstände gegeben. Der Berechnungsvorschlag ist derzeit nur für im Küstenbereich installierte Monopiles mit einem Durchmesser von rd. 4 m und einer maximalen Einbindetiefe von rd. 15 m nachgewiesen. Zur Weiterentwicklung des Berechnungsvorschlages sind weitere Messdaten aus Vibrationskampagnen erforderlich. Beispielsweise ist die Bestückung von OWEA-Monopiles mit Messtechnik, das heißt Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungssensoren, für zukünftige Vibrationsrammungen zu empfehlen. Die Messung der Dehnung und Beschleunigung sollte kontinuierlich während der Vibrationsrammung erfolgen. Die Erfassung der auf den Pfahlmantel und den Pfahlfuß wirkenden, effektiven Horizontalspannung würde ebenfalls zur Verbesserung des Berechnungsvorschlages beitragen.

Der vorgeschlagene Berechnungsablauf zur Abschätzung der tiefenabhängigen Bettungssteifigkeit anhand von SCPT (Abschnitt 3) kann neben den gemessenen Eigenfrequenzen zur weitergehenden Plausibilisierung bestehender Berechnungsmodelle genutzt werden. Das Berechnungsergebnis hängt, wie auch die Ergebnisse anderer Modelle, von den darin getroffenen Annahmen sowie der in der Baugrunderkundung erzielbaren Messgenauigkeit ab. Die vorgestellten Ergebnisse weisen für die Anfangs-Federsteifigkeit eine gute Übereinstimmung mit dem Ansatz nach Kallehave et al. (2012) auf. Weitergehende numerische Untersuchungen und Vergleiche mit anderen Berechnungsmodellen können zukünftig zur verbesserten Prognose der Bettungssteifigkeit beitragen. Für die mögliche weitere Entwicklung des Modells sind insbesondere die Abschätzung der Schubverzerrung und die Bandbreite der SCPT-Messergebnisse zu beachten.

## Referenzen

- [1] Alm, T. & Hamre, L. (2001): Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations. Istanbul: Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- [2] API RP 2GEO (2014): ANSI/API recommended practice 2GEO, first edition, April 2011 including addendum 1, October 2014
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises 1.4 "Baugrunddynamik" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 2002
- [4] Fischer, J., Sychla, H., Bakker, J., de Neef, L., Stahlmann, J. (2013): A comparison between impact driven and vibratory driven steel piles. Hamburg: COME 2013, Mitteilungen des Institut für Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg-Harburg.
- [5] Heerema, E. P. (1978): Predicting Pile Driveability: Heather As An Illustration Of The "Friction Fatigue" Theory. London, United Kingdom: European Offshore Petroleum Conference & Exhibition (SPE 8084).
- [6] Jardine, R. & Chow, F. (1996): New Design Methods for Offshore Piles. London, U.K.: MTD Publication 96/103.
- [7] Jonker, G. (1987): Vibratory Pile Driving Hammers for Pile Installations and Soil Improvement Projects, Proc. of Nineteenth Annual Offshore Technology Conf., Huston, USA, OTC 5422, pp. 549-560.
- [8] Kallehave, D., LeBlanc, C., Liingaard, M. A. (2012): Modification of the API P-Y formulation of initial stiffness of sand. In: Integrated Geotechnologies – Present and Future. Proceedings SUT OSIG 2012, London, 465-472.
- [9] Schütte, J. (2017): Prognoseberechnungen zur Installation von Offshore-Gründungsrohren mittels Vibrationshammer, Pfahlsymposium 2017, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig
- [10] Smith, E. A. L. (1960): Pile-driving analysis by the wave equation. New York: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 86, no. SM4.
- [11] Sørensen, S. P. H.; Augustesen, A. H. (2016): Small-displacement soil-structure interaction for horizontally loaded piles in sand. Conference proceedings Nordic Geotechnical Meeting (NGM), Reykjavik
- [12] Stahlmann, J. & Fischer, J. (2013): Abschlussbericht des BMU-Förderprojektes "Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore-Gründungsstrukturen". Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- [13] Thieken, K.; Achmus, M.; Lemke, K. (2015): A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand. Geotechnik 38, Heft 4, 267-288
- [14] White, D. J. & Lehane, B. M. (2004): Friction fatigue on displacement piles in sand. s.l. Géotechnique 54, No. 10.
- [15] Wiemann, J., Lesny, K.; Richwien, W. (2004): Evaluation of pile diameter effects on soil-pile stiffness. Conference proceedings DEWEK