

Numerische Untersuchung zum Tragverhalten horizontal belasteter Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen

M. Achmus¹⁾, K. Abdel-Rahman²⁾

^{1) 2)}Universität Hannover, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau

1 Einführung

Durch den Ausbau der Windenergienutzung in Deutschland soll der Anteil der erneuerbaren Energien weiter erhöht werden. In Zukunft sollen hier in Nord- und Ostsee installierte Offshore-Windenergieanlagen (WEA) einen wesentlichen Beitrag leisten.

Offshore-WEA wurden bereits in Dänemark und Schweden (Abb. 1) sowie an jeweils einem Standort in Holland und Großbritannien errichtet, dies aber überwiegend in geringem Abstand von der Küste sowie bei moderaten Wassertiefen unter rd. 10 m (Mitzlaff & Uecker 2002). Hierbei handelt es sich um Anlagen mit Nennleistungen von maximal 2 MW. Die Planungen in Deutschland sehen wesentlich größere Anlagen mit Nennleistungen von 3 bis 5 MW vor, die zum Teil mehr als 30 km vor der Küste bei Wassertiefen zwischen rd. 20 und 50 m errichtet werden sollen.



Abb. 1: Windpark Utgrunden, Schweden (www.bsh.de)

Für die geplanten Anlagen sind Nabenhöhen von rd. 100 m und Rotordurchmesser von rd. 120 m zu erwarten. Aufgrund dieser Höhen sowie der großen Wassertiefen entstehen enorme Gründungslasten infolge Wind- und Wellenbeanspruchungen. Von der Wirtschaftlichkeit der Gründungskonstruktion hängt daher die Realisierbarkeit einer wirtschaftlichen Offshore-Windnutzung in besonderem Maße ab.

Als Gründungskonstruktionen kommen Schwergewichts-, Tripod-, Jacket- und Monopilegründungen in Frage (s. z. B. Quast 2003, Lesny et al. 2002). Die bislang errichteten Offshore-WEA haben überwiegend Monopilegründungen (Abb. 2). Monopiles stellen auf den ersten Blick eine sehr elegante Lösung dar. Sie werden auch gegenüber Tripod- und Jacketkonstruktionen als günstiger bezüglich des Schadenspotenzials bei Schiffskollision eingeschätzt. Bei den vorgesehenen Anlagengrößen und Wassertiefen betritt man allerdings mit Monopiles insofern Neuland, als keine Erfahrungen über das Tragverhalten horizontal beanspruchter Pfähle mit Durchmessern von mehr als 6 m vorliegen.

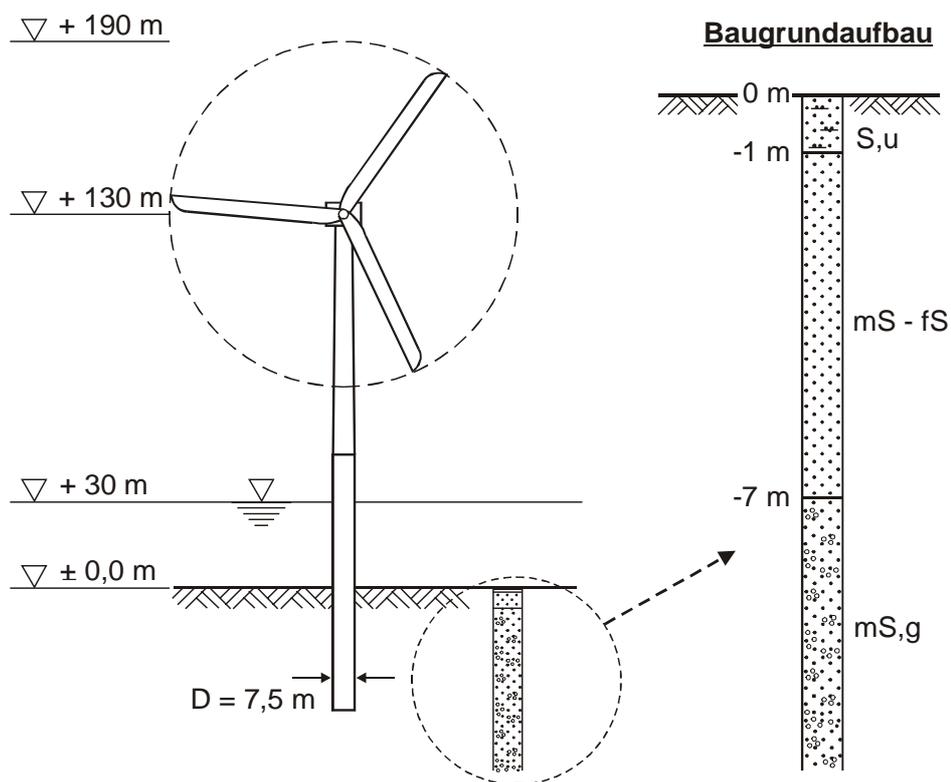


Abb. 2: Monopilegründung einer Windenergieanlage (exemplarisch)

Den Stand des Wissens bezüglich der Bemessung horizontal beanspruchter Pfähle von Offshore-Gründungen spiegelt die Richtlinie RP2A-WD des American Petroleum Institute (API 2000) wider. Die Berechnung erfolgt hiernach mit einem Bettungsmodulverfahren unter Ansatz tiefen-, boden- und durchmesserabhängiger Federkennlinien („p-y-Kurven“). Die Ansätze zur

Berechnung der Federkennlinien gelten jedoch nur für Pfähle mit Durchmessern von bis zu rd. 3 m als empirisch abgesichert.

In dem vorliegenden Aufsatz wird mittels numerischer Untersuchungen der Frage nachgegangen, ob die vorhandenen Ansätze für p-y-Kurven auf einen Monopile großen Durchmessers in nichtbindigem Baugrund übertragen werden können bzw. ob diese zu modifizieren sind. Dabei wird nur eine einmalige monotone Belastung untersucht, d. h. die Auswirkungen der zyklischen Beanspruchungen auf die Pfahlverschiebungen sowie gegebenenfalls auf die Bodeneigenschaften werden hier nicht betrachtet.

Hinzuweisen ist schließlich darauf, dass die Herstellung von Monopiles mit den hier betrachteten Durchmessern noch nicht Stand der Technik ist. Derzeit ist der realisierbare (d. h. rambbare) Pfahldurchmesser auf rd. 5 m begrenzt (Quast 2003), die Entwicklung von Geräten für größere Durchmesser ist aber absehbar.

3 Randbedingungen in Nord- und Ostsee

Für die geplanten Standorte von Offshore-Windparks sind Wassertiefen von rd. 20 bis 40 m in der Ostsee und von rd. 30 bis 50 m in der Nordsee zu erwarten.

Der Baugrund in Nord- und Ostsee wird durch quartäre Ablagerungen des Pleistozäns und des Holozäns gebildet. Die pleistozänen Böden sind eiszeitlich stark vorbelastet und entsprechend stark überkonsolidiert (Geschiebeböden, Lauenburger Ton) oder dicht gelagert (Sande, Kiese). Die darüber in stark differierender Mächtigkeit anstehenden holozänen Böden bestehen überwiegend aus locker bis mitteldicht gelagerten Sanden mit Schluff- und Toneinlagerungen sowie teilweise Mudde- oder Torfschichten (Lesny et al. 2002, Stahlmann & Schallert 2003).

Ein möglicher Baugrundaufbau ist in Abb. 2 angegeben. Unter einer rd. 1 m mächtigen Deckschicht aus schluffigem Feinsand (Schlicksand) stehen nichtbindige pleistozäne Böden von mitteldichter bis dichter sowie ab rd. 7 m unter Meeresboden von dichter Lagerung an. Es handelt sich hier um einen Aufbau, der sowohl nach Lesny et al. (2002) als auch nach Stahlmann & Schallert (2003) typischerweise in der Nordsee angetroffen werden könnte.

Aufgrund des großen Küstenabstands und der großen Wassertiefen liegen insbesondere in der Nordsee rauhe Umweltbedingungen vor. Die Entwurfswellenhöhen können hier bis zu rd. 25 m betragen (Mitzlaff & Uecker 2002). Für das in Abb. 2 dargestellte System mit 30 m Wassertiefe ergibt sich nach einer

überschlägigen Berechnung unter Ansatz einer 50-Jahres-Wellenhöhe von 14,5 m eine Belastung des Monopiles durch eine Horizontalkraft von rd. 8 MN und ein Biegemoment in Höhe des Seebodens von rd. 240 MNm. Für Belastungen in dieser Größenordnung wäre der Monopile somit zu bemessen.

2 Berechnungsverfahren für Monopiles

Betrachtet wird hier nur die bei Windenergieanlagen in jedem Fall bemessungsrelevante Beanspruchung eines Monopiles durch Horizontalkräfte und Biegemomente. Den Stand der Technik für die Bemessung von Pfählen für Offshore-Bauwerke stellt diesbezüglich die Berechnung mit einem Bettungsmodulverfahren unter Ansatz nichtlinearer Federkennlinien, der p-y-Kurven, dar. Diese p-y-Kurven werden abhängig vom Pfahldurchmesser, der Bodenart und ihren Eigenschaften (Scherfestigkeit) sowie der Tiefe des betrachteten Punktes unter Seeboden ermittelt.

In der in Deutschland maßgebenden Richtlinie des Germanischen Lloyd (GL 1998) wird lediglich festgestellt, dass das Verfahren mit p-y-Kurven eine allgemein akzeptierte Berechnungsmethode ist. Angaben zur Konstruktion solcher Kurven für weiche und steife Tone sowie für Sandböden enthält die Richtlinie RP 2A-WSD des American Petroleum Institutes (API 2000). Die gleichen Angaben sind auch in der norwegischen Richtlinie (DNV 1992) enthalten.

Für Sandböden können die p-y-Kurven gemäß API (2000) wie folgt konstruiert werden:

Die maximal mobilisierbare Bodenreaktionskraft pro laufenden Pfahlmeter p_u ist von der betrachteten Tiefe unter Seeboden z und der Wichte des Bodens γ' , vom Pfahldurchmesser D und vom inneren Reibungswinkel φ' (mithin von der Lagerungsdichte) des Sandes abhängig:

$$p_{us} = (c_1 z + c_2 D) \gamma' z \quad (1)$$

$$p_{ud} = c_3 D \gamma' z \quad (2)$$

Die erstgenannte Gleichung gilt für geringe Tiefen (p_{us}) und die zweite Gleichung für größere Tiefen (p_{ud}), der jeweils kleinere der beiden Werte ist maßgebend. Der Einfluss des inneren Reibungswinkels wird durch die Faktoren c_1 , c_2 und c_3 erfasst (s. Abb. 3 links).

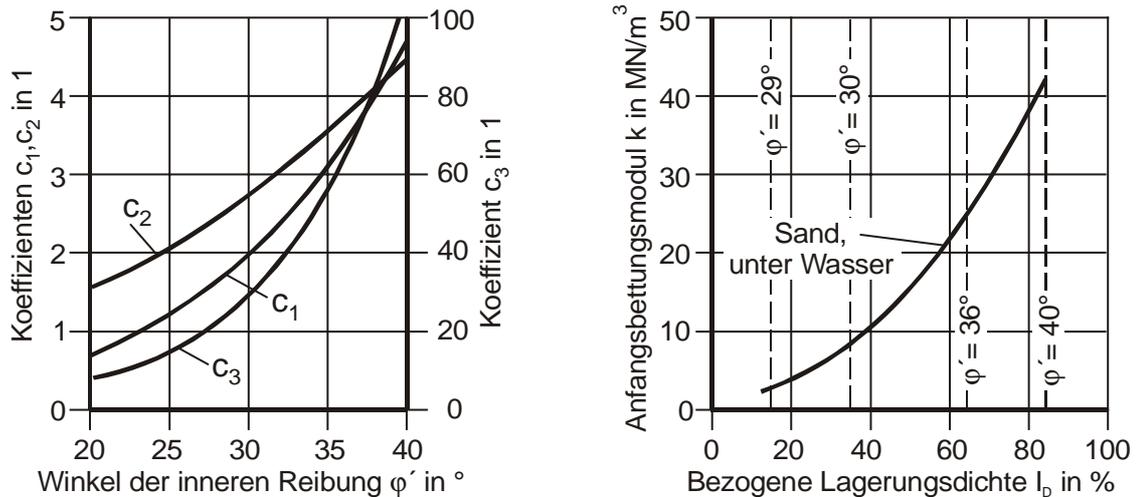


Abb. 3: Parameter c_1, c_2, c_3 (links) sowie k gemäß API (2000)

Die p-y-Kurve wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$p = A p_u \tanh\left(\frac{k z}{A p_u} y\right) \leq p_u \quad (3)$$

mit $A = 3,0 - 0,8 z/D \geq 0,9$ für statische Belastung bzw. $A = 0,9$ für zyklische Belastung.

Hierin ist p die Bodenreaktionskraft pro laufenden Meter Pfahl und y die zugehörige Horizontalverschiebung. Der Parameter k bezeichnet den Anfangsbettungsmodul und wird abhängig von der bezogenen Lagerungsdichte I_D bzw. vom inneren Reibungswinkel angesetzt (Abb. 3 rechts).

Für die Bemessung von horizontal belasteten Pfählen ist in Deutschland ein Bettungsmodulverfahren üblich, bei dem die Federsteifigkeit abhängig vom Steifemodul des Bodens E_S und vom Pfahldurchmesser D mit $k_s = E_S / D$ angesetzt wird. Die maximale Bettungsreaktion wird zudem durch den vor dem Pfahl mobilisierbaren Erdwiderstand begrenzt. Hieraus ergeben sich bilineare Federkennlinien, wobei der Grenzwert der Federkraft tiefenabhängig ist. Sofern der Steifemodul auflastspannungsabhängig angesetzt wird, ist auch die Federsteifigkeit wie beim API-Verfahren tiefenabhängig. Die Anwendung dieses Verfahrens ist nach DIN 1054:2003-01 allerdings nur für die Ermittlung von Schnittgrößen, nicht von Verschiebungen eines Pfahls zulässig und unterliegt darüber hinaus weiteren Restriktionen. Dennoch wird das Verfahren hier zu Vergleichszwecken herangezogen. Der maximale Erdwiderstand in einer Tiefe wird dabei nach dem Ansatz der DIN 4085:1987-02 für den räumlichen Fall ermittelt.

4 Numerische Untersuchung

4.1 Betrachtete Systeme

Es wird hier das Tragverhalten von horizontal belasteten Pfählen in nichtbindigem Baugrund untersucht. Als Vereinfachung des in Abb. 2 dargestellten realistischen Bodenprofils wird dabei ein homogener Baugrundaufbau aus mitteldichtem Sandboden betrachtet. Im Sinne der eingangs dargestellten Zielsetzung werden im Rahmen der nachfolgend dargestellten numerischen Untersuchungen zwei Systeme untersucht:

- Ein Pfahl mit einem Außendurchmesser von $D = 2$ m, einer Wanddicke von $t = 3$ cm und einer Einbindelänge in homogenen, mitteldicht gelagerten Sanduntergrund von $L = 18$ m.
- Ein Pfahl mit einem Durchmesser von $D = 7,5$ m, einer Wanddicke von $t = 9$ cm und einer Einbindelänge von $L = 30$ m, ebenfalls in homogenem, mitteldicht gelagerten Sanduntergrund.

Diese Systeme werden jeweils für am Pfahlkopf angreifende Horizontalkräfte bzw. Biegemomente mit den unter Ziff. 2 beschriebenen Verfahren nach API (zum Einsatz kam hier das Programm LPILE) und dem Bettungsmodulverfahren (BMV) sowie mit einem dreidimensionalen Finite Elemente-Modell (s. Ziff. 4.2) berechnet. Durch den Vergleich der Ergebnisse für diese beiden Systeme soll – zunächst exemplarisch – beurteilt werden, ob das API-Verfahren auf Pfähle großen Durchmessers übertragen werden kann.

4.2 Finite Elemente-Modellierung

Die numerische Modellierung des Problems erfolgte mit einem dreidimensionalen Finite Elemente-Modell unter Verwendung des Programmsystems Abaqus. Als wesentliche Aspekte der Modellierung sind zu nennen:

- Es wurde ein halbzylinderförmiges Modellgebiet mit einem Durchmesser vom 12-fachen des Pfahldurchmessers (d. h. 24 m bzw. 90 m) diskretisiert. Unterhalb des Pfahlfußes wurden Abstände zum Modellrand von 12 m (Pfähldurchmesser 2 m) bzw. 15 m (Pfähldurchmesser 7,5 m) gewählt. Eine Ansicht des diskretisierten Modellgebiets zeigt Abb. 4.
- Boden und Pfahl wurden mit 8-knotigen Kontinuumselementen modelliert. Das Interaktionsverhalten in der Grenzfläche zwischen Pfahl und Boden wurde über Kontaktbedingungen simuliert. Relativverschie-

bungen treten auf, wenn das Verhältnis zwischen Scher- und Normalspannung einen definierten Grenzwert (hier $\mu = 0,40$) überschreitet.

- In der schrittweisen Berechnung wird zunächst der Initialspannungszustand für homogenen Sandboden generiert, danach werden die Bodenelemente im Bereich des Pfahls durch Pfahlelemente ersetzt. Abschließend erfolgt die Lastaufbringung am Pfahlkopf, wobei ein Biegemoment durch unterschiedliche Vertikalbelastung der einzelnen Pfahlelemente erzeugt werden kann.

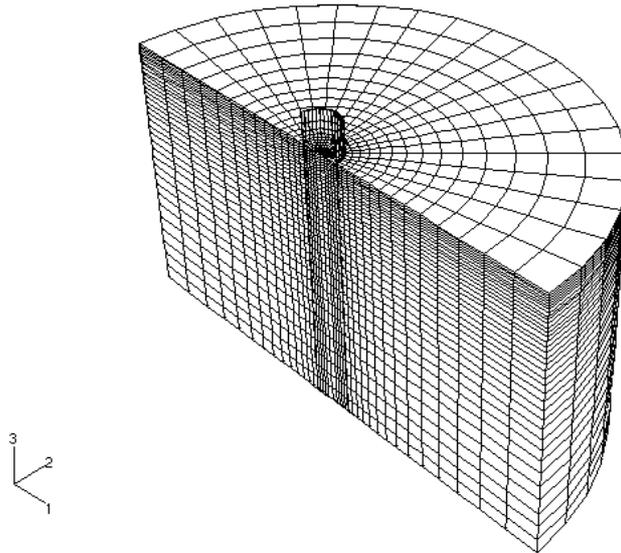


Abb. 4: Dreidimensionales Finite Elemente-Modell

Die Modellierung des Stoffverhaltens des Bodens ist für die Qualität der Berechnungsergebnisse natürlich von entscheidender Bedeutung. Die Berechnungen wurden jeweils mit zwei Stoffgesetzen ausgeführt. Zum Einen wurde als relativ einfaches Stoffgesetz ein linear elastisch – ideal plastischer Ansatz mit Fließbedingung nach Mohr-Coulomb verwendet. Dies ist hier zulässig, da es vorliegend nicht um die möglichst genaue Beschreibung des Tragverhaltens, sondern um die vergleichende Bewertung der Qualität des API-Verfahrens bei kleinem und großem Durchmesser geht. Zum Anderen wurden ergänzend Berechnungen unter Ansatz hypoplastischen Materialverhaltens des Sandes durchgeführt. Für Einzelheiten bezüglich dieses Stoffgesetzes wird auf Herle (1997) verwiesen.

Die verwendeten Stoffparameter sind in Tab. 1 zusammengestellt. Die Wichte des Bodens wurde jeweils mit $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ angesetzt.

Stoffgesetz	Stoffparameter
FEM, MC	$E_S = 80 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0,25$ $\varphi' = 33^\circ$, $\psi = 10^\circ$, $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
FEM, hypopl.	$\varphi_c = 30^\circ$, $h_s = 5800 \text{ MN/m}^2$, $e_{d0} = 0,53$, $e_{c0} = 0,84$, $e_{i0} = 1,0$, $n = 0,25$, $\alpha = 0,13$, $\beta = 1,05$

Tab. 1: Verwendete Stoffparameter

4.3 Ergebnisse

Die Berechnungsergebnisse für den Pfahl mit 2 m Durchmesser sind in den Abb. 5 und 6 wiedergegeben. In Abb. 5 sind die Biegelinien für zwei unterschiedliche Belastungsniveaus dargestellt. Es zeigt sich hier eine recht gute Übereinstimmung der Ergebnisse nach API (API/LPILE) mit denen der Finite Elemente-Berechnung mit Mohr-Coulomb'scher Fließbedingung (FEM, MC). Wesentlich größere Verschiebungen ergeben sich dagegen mit dem hypoplastischen Stoffgesetz (FEM, hypopl.).

Aus den numerischen Berechnungsergebnissen wurden für verschiedene Tiefenlagen p-y-Kurven rückgerechnet. In Abb. 6 sind diese Kurven denen nach API und nach dem Bettungsmodulverfahren (BMV) gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass sich mit dem hypoplastischen Stoffgesetz in allen Tiefen deutlich geringere Steifigkeiten ergeben als nach API. Hieraus resultieren auch die etwa um den Faktor 3 größeren Pfahlkopfverschiebungen. Mit dem Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb'scher Fließbedingung ergeben sich in geringen Tiefen größere Steifigkeiten als nach API, während in größerer Tiefe geringere Steifigkeiten ermittelt werden. Der Grund hierfür ist der vereinfachte Ansatz eines konstanten, d. h. nicht tiefenabhängigen Steifemoduls in diesem Stoffgesetz.

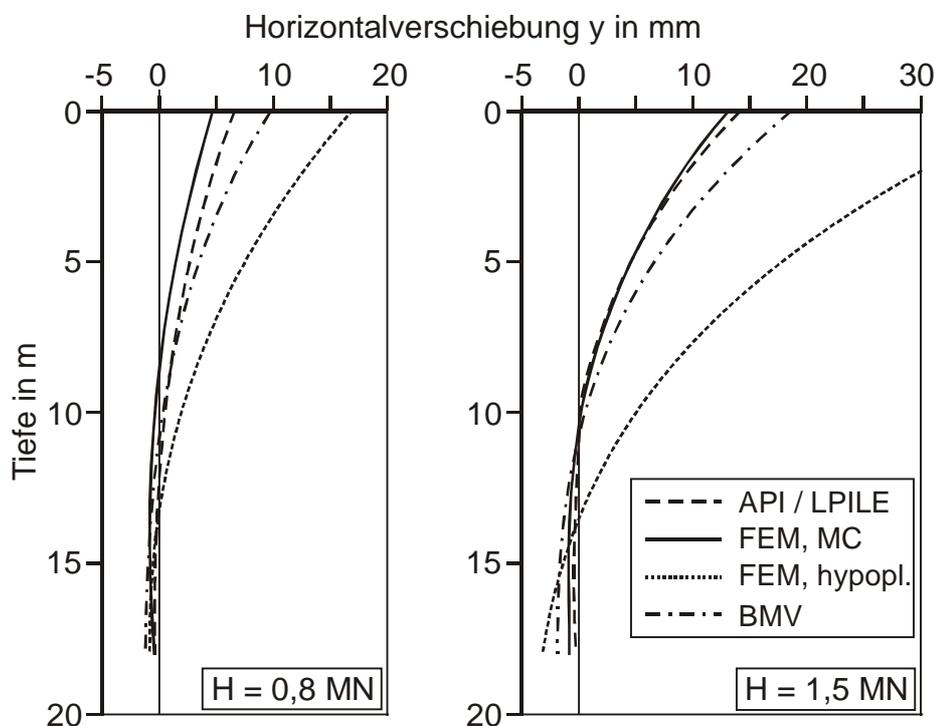


Abb. 5: Berechnete Verschiebungen für den Pfahl mit 2 m Durchmesser

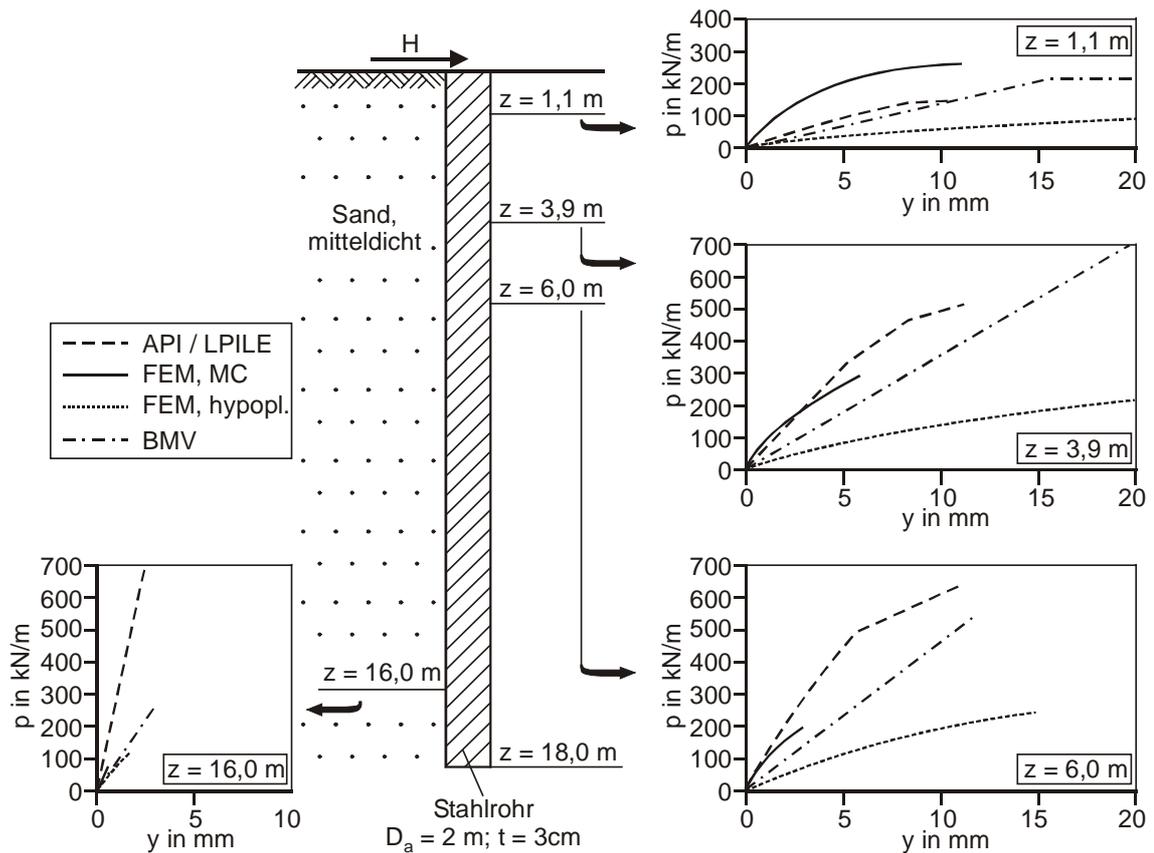


Abb. 6: Vergleich von p-y-Kurven für den Pfahl mit 2 m Durchmesser

In Abb. 7 sind die mit zwei unterschiedlichen Horizontalkraftbelastungen rechnerisch ermittelten Pfahlverschiebungen für einen Pfahl mit 7,5 m Durchmesser und 30 m Länge dargestellt. Auch hier ergeben sich nach dem API-Ansatz Verschiebungen in ähnlicher Größe wie nach dem Finite Elemente-Modell FEM MC, und wiederum ergeben sich mit dem hypoplastischen Stoffgesetz erheblich größere Pfahlverschiebungen. Das Bettungsmodulverfahren (BMV) liefert hier ebenfalls deutlich zu große Verschiebungen, während für den Pfahl mit 2 m Durchmesser noch relativ gute Übereinstimmung festzustellen ist.

In den Abb. 8 und 9 sind schließlich die Pfahlverschiebungen und die rückgerechneten p-y-Kurven des Pfahls mit 7,5 m Durchmesser für eine gleichzeitige Belastung durch Horizontalkraft und Biegemoment wiedergegeben.

Unter der Belastung in der Größenordnung einer Bemessungslast für 30 m Wassertiefe ($H = 8 \text{ MN}$, $M = 240 \text{ MNm}$) ergeben sich nach API und nach FEM MC Verschiebungen am Seeboden von rd. 35 mm, in Höhe des mittleren Wasserspiegels wären damit grob geschätzt etwa doppelt so große Verschiebungen zu erwarten.

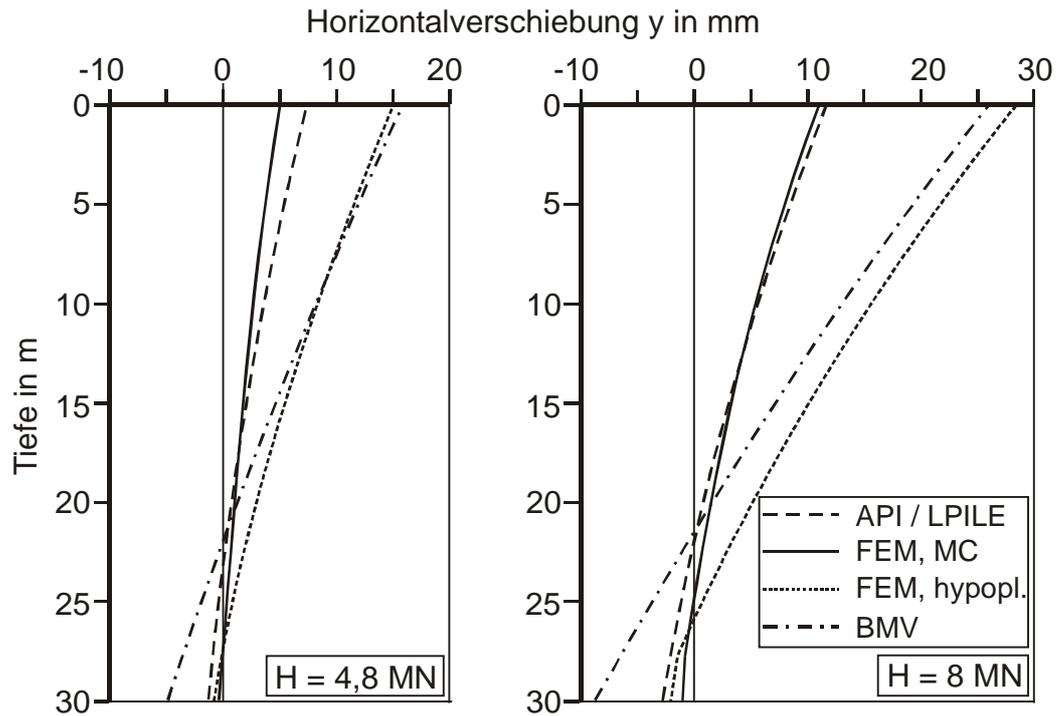


Abb. 7: Berechnete Verschiebungen für den Pfahl mit 7,5 m Durchmesser unter Horizontalbelastung

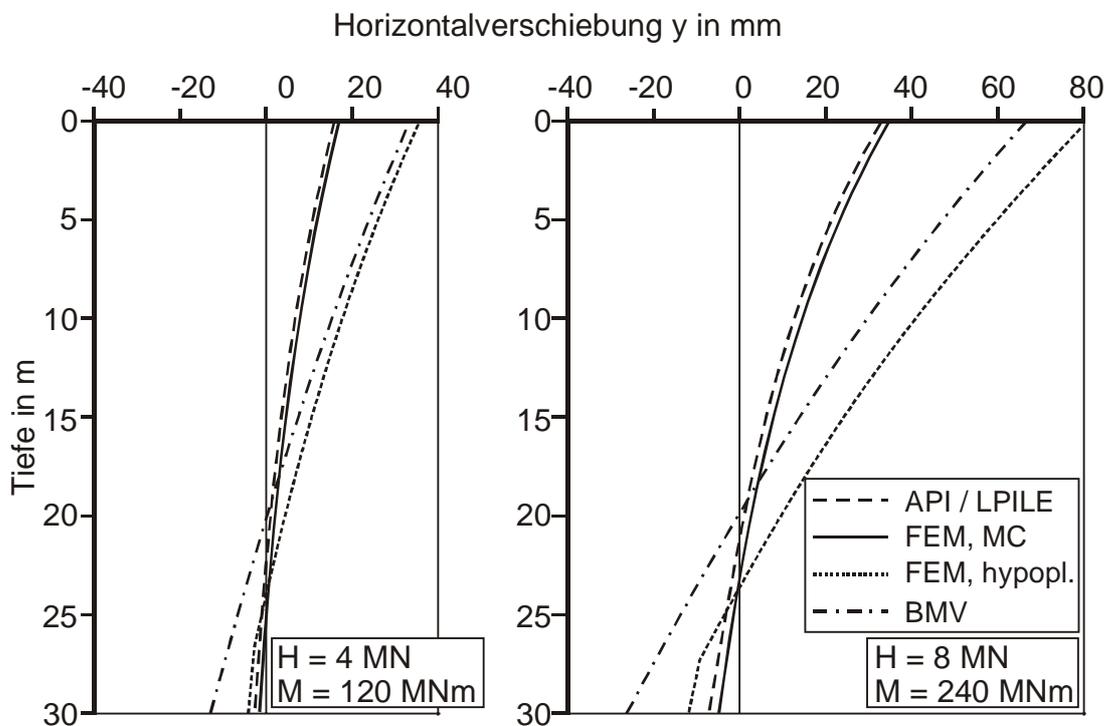


Abb. 8: Berechnete Verschiebungen für den Pfahl mit 7,5 m Durchmesser unter Horizontal- und Momentenbelastung

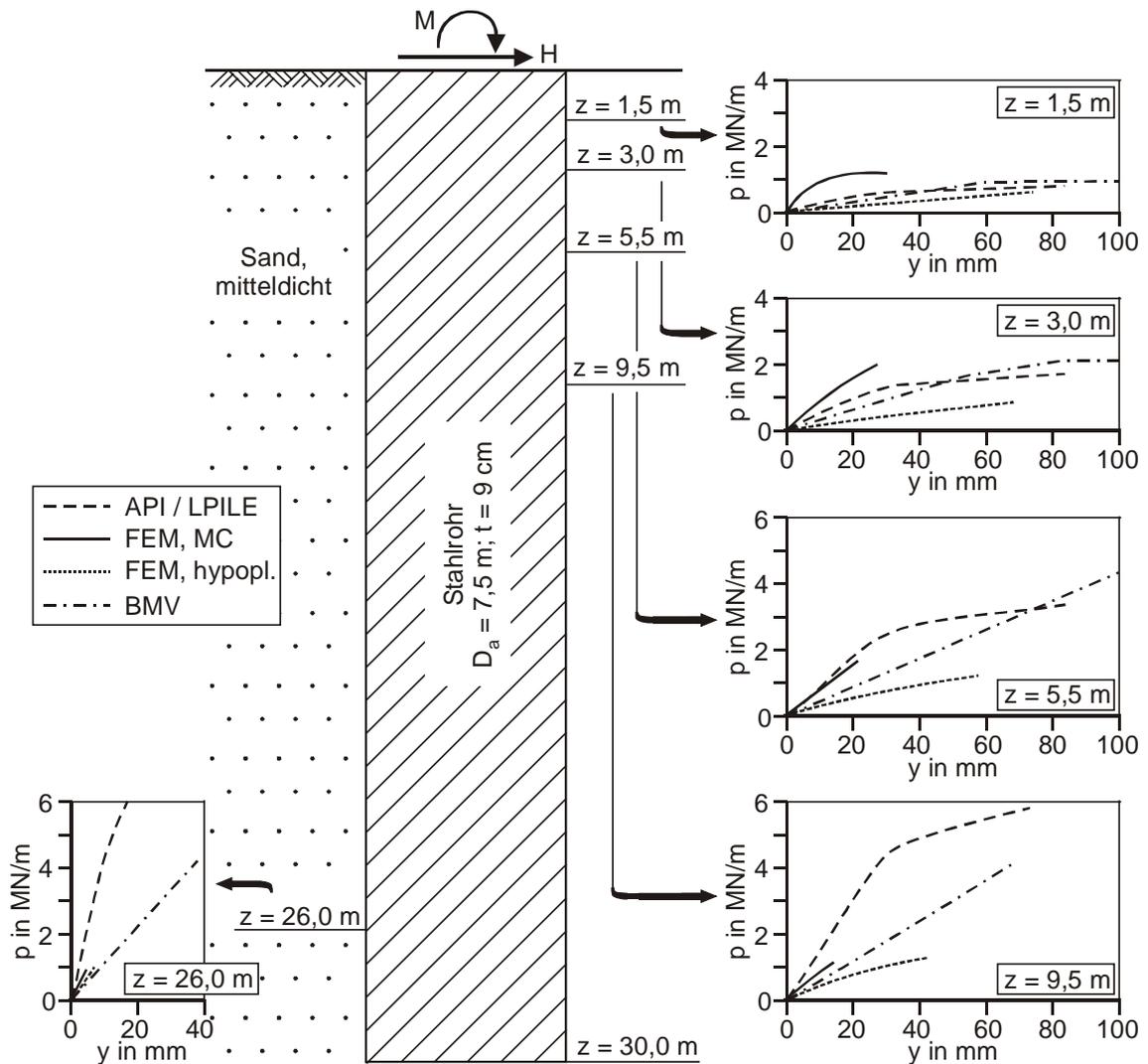


Abb. 9: Vergleich von p-y-Kurven für den Pfahl mit 7,5 m Durchmesser

Im Vergleich zum Pfahl mit 2 m Durchmesser ergeben sich für den 7,5 m-Pfahl qualitativ ganz ähnliche p-y-Kurven (Abb. 9). Mit dem hypoplastischen Stoffgesetz ergeben sich für alle Tiefen deutlich geringere Steifigkeiten als nach API-Ansatz, was auch hier zu wesentlich höheren Pfahlverschiebungen führt. Das Stoffgesetz mit Fließbedingung nach Mohr-Coulomb überschätzt dagegen die Bodensteifigkeit in geringen Tiefen und unterschätzt diese in größeren Tiefen im Vergleich mit dem API-Ansatz.

4.4 Bewertung

Bei den Ergebnissen der Finite Elemente-Berechnungen fällt auf, dass mit dem einfachen linear elastisch-ideal plastischen Ansatz des Stoffgesetzes FEM MC eine recht gute Übereinstimmung mit dem API-Verfahren erzielt wird, während mit dem komplexen hypoplastischen Stoffmodell deutlich zu große Verschiebungen erhalten werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich auch für

das erstgenannte Stoffgesetz größere Verschiebungen ergeben würden, wenn statt eines konstanten ein tiefenabhängiger Steifemodul in realistischer Größe angesetzt würde. Dass der für kleinere Durchmesser ja empirisch abgesicherte API-Ansatz kleinere Verformungen ergibt, dürfte unter anderem mit im numerischen Modell nicht berücksichtigten Verspannungen im Boden infolge der Pfahlherstellung zusammenhängen.

Das hier zum Vergleich herangezogene Bettungsmodulverfahren mit $k_s = E_s/D$ liefert bei kleinem Pfahldurchmesser relativ gute Übereinstimmung mit dem API-Verfahren, bei großem Durchmesser dagegen nicht. In DIN 1054:2003-01 ist festgelegt, dass bei Pfahldurchmessern $D > 1$ m der Bettungsmodul mit $D = 1$ m zu ermitteln ist. Diese Korrektur führt bei dem Pfahldurchmesser von $D = 2$ m zu relativ guter Übereinstimmung mit dem API-Ansatz, für den Pfahl mit 7,5 m Durchmesser wird die Steifigkeit aber deutlich überschätzt. Für die Berechnung von Monopiles mit großen Durchmessern ist das Verfahren in der hier dargestellten Form somit nicht geeignet.

Eine allgemeingültige Aussage darüber, ob das für Pfahldurchmesser bis rd. 3 m empirisch abgesicherte API-Verfahren zur Berechnung des Pfahltragverhaltens auch auf Monopiles mit deutlich größeren Durchmessern übertragen werden kann, ist natürlich auf Grundlage der hier dargestellten Untersuchungen nicht möglich.

Durch den Vergleich mit den numerischen Untersuchungen, in denen der Durchmesser einfluss zumindest im Rahmen der verwendeten stofflichen Modellierung korrekt erfasst wird, kann jedoch ausgesagt werden, dass die Übereinstimmungen bzw. Abweichungen des API-Verfahrens bei kleinem und großem Durchmesser qualitativ ähnlich sind.

Daraus lässt sich zunächst ableiten, dass eine Übertragung des API-Verfahrens auf Pfähle großer Durchmesser in Sandboden zumindest für eine Näherungsberechnung zulässig erscheint. Dieses Ergebnis gilt es natürlich für andere Parameter und Randbedingungen zu überprüfen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Dem Monopile wird als Gründungsstruktur für Offshore-Windenergieanlagen für Wassertiefen bis rd. 30 m bei günstigen Baugrundbedingungen großes Potenzial zugesprochen (s. auch Dalhoff et al. 2003). Wegen der enorm hohen Horizontalbeanspruchungen sind hier Pfahldurchmesser von 6 m und größer notwendig. Für Pfähle solcher Durchmesser geeignete Herstellungsverfahren

sind noch zu entwickeln. Daneben ist nicht geklärt, welches Tragverhalten solche Pfähle insbesondere unter horizontaler Belastung aufweisen.

In dem vorliegenden Aufsatz wird mittels numerischer Untersuchungen der Frage nachgegangen, ob das für Pfähle mit Durchmessern bis rd. 3 m als empirisch abgesichert geltende Verfahren gemäß API (2000) zumindest näherungsweise auch für Pfähle mit den notwendigen sehr großen Durchmessern angewendet werden kann. Für das exemplarisch untersuchte System eines 30 m langen in mitteldicht gelagertem Sand gebetteten Pfahls mit einem Durchmesser von 7,5 m kann dies – allerdings zunächst unter Vorbehalt – bejaht werden. Die Untersuchungen werden mit Variation der Randbedingungen und auch der stofflichen Modellierungen fortgesetzt.

Zu berücksichtigen ist, dass vorliegend nur eine quasistatische, monotone und einmalige Belastung untersucht wurde. Weiterer Forschungsbedarf für Monopiles besteht unter anderem bezüglich folgender Fragestellungen:

- Verhalten bei zyklischer Lasteinwirkung und wechselnden Belastungsrichtungen. Hierdurch kommt es gegebenenfalls zu Veränderungen der Bodeneigenschaften. In Richtung bevorzugter Wind- und Wellenrichtungen können mit der Zeit zunehmende Schiefstellungen der Monopiles entstehen.
- Größe und Auswirkung im Zuge der zyklischen Beanspruchung entstehender Porenwasserüberdrücke im Boden.

Schließlich bleibt anzumerken, dass aufgrund der Komplexität der zu berücksichtigenden Prozesse eine rein rechnerische Prognose des Tragverhaltens kaum möglich ist. Für die Realisierung wirtschaftlicher und gebrauchstauglicher Monopilegründungen sind Messungen an realisierten Konstruktionen unverzichtbar.

6 Literaturverzeichnis

American Petroleum Institute (API 2000)

Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, API Recommended Practice 2A-WSD (RP2A-WSD), 21st edition, Dallas.

Dalhoff, P.; Steck, M.; Taferner, J. (2003)

Chancen und Grenzen von Monopiles – Erste Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben Opti-Pile. 2. Tagung Offshore WindEnergie, Hamburg.

Det Norske Veritas Classification (DNV 1992)

DNV: Classification Notes No. 30.4, Foundations, Norway.

Germanischer Lloyd (GL 1998)

Rules and Regulations, IV Non-Marine Technology, 2 Offshore Wind Energy Converters, 9 Foundations, Hamburg.

Herle, I. (1997)

Hypoplastizität und Granulometrie von Korngerüsten. Dissertation, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 142.

Lesny, K.; Richwien, W.; Wiemann, J. (2002)

Gründungstechnische Randbedingungen für den Bau von Offshore-Windenergieanlagen in der Deutschen Bucht. Bauingenieur 77, S. 431-438.

Mitzlaff, A.; Uecker, J. (2002)

Gründungsstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 139. Jg., Nr. 11, S. 63-70.

Quast, P. (2003)

Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen. 1. EFUC-Konferenz 2003, Suderburg.

Reese, L.C.; Van Impe, W.F. (2001)

Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.

Richwien, W.; Lesny, K.; Wiemann, J. (2002)

Nachweise und Sicherheitskonzepte für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen in der Deutschen Bucht. 2. Symposium Offshore-Windenergie, Bau- und umwelttechnische Aspekte, 9. September 2002, Hannover.

Stahlmann, J.; Schallert, M. (2003)

Geotechnische Aspekte bei der Gründung von Offshore Windenergieanlagen. Pfahlsymposium Braunschweig, 20./21.02.2003.

Weihrauch, S. (2003)

Geotechnische Untersuchungen für Offshore-Windenergieanlagen in der deutschen Nord- und Ostsee. 2. Tagung Offshore-Windenergie 2003 beim Germanischen Lloyd WindEnergie GmbH, Hamburg.