

Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen

Martin Achmus, Khalid Abdel-Rahman, Proserpine Peralta

1 Einleitung

Die vor Deutschlands Küste geplanten Offshore-Windparks in Nord- und Ostsee sollen in Wassertiefen von etwa 15 bis 40 m errichtet werden. Mittels geeigneter Gründungskonstruktionen gilt es, die insbesondere aus Wind- und Wellenbelastungen resultierenden großen Horizontalkräfte und Biegemomente sicher und wirtschaftlich in den Baugrund abzuleiten. Hierfür kommen unter anderem Monopilegründungen in Frage.

Beim Monopile handelt es sich im Prinzip um eine Verlängerung des Turmschafts in den Baugrund unter dem Meeresboden (Bild 1). Diese Gründungsvariante ist bei den bisher in Nord- und Ostsee in Wassertiefen von weniger als rd. 10 m errichteten Windenergieanlagen überwiegend ausgeführt worden und lässt Anwendungsmöglichkeiten für Wassertiefen von bis zu rd. 25 bis 30 m erwarten. Die Durchmesser von solchen Monopiles werden zwischen rd. 6 und 8 m liegen.

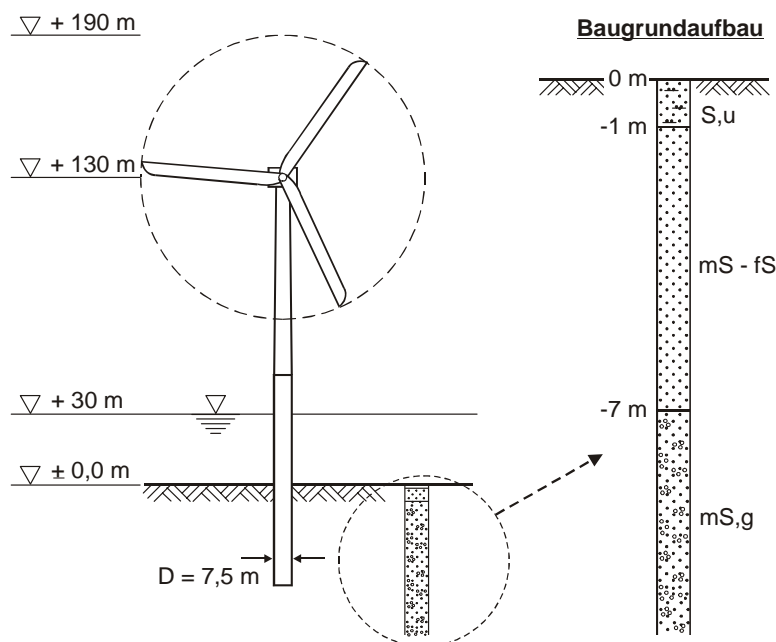


Bild 1 Monopilegründung (exemplarisch)

Da Windenergieanlagen relativ empfindlich auf Verformungen – insbesondere Schiefstellungen – der Gründungskonstruktion reagieren, gilt es, diese möglichst genau abzuschätzen. Dabei ist vor allem auch der zyklische Charakter der angreifenden Lasten zu berücksichtigen. Hier stellt sich das Problem, dass für Pfähle der genannten großen Durchmesser kein abgesichertes Berechnungsverfahren existiert.

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse numerischer Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles unter statischer Belastung dargestellt. Außerdem werden Ansätze zur Abschätzung des Einflusses zyklischer Lasten dargestellt und diskutiert.

2 Stand des Wissens zur Berechnung von Monopilegründungen

Den Stand des Wissens bezüglich der Bemessung horizontal beanspruchter Pfähle von Offshore-Gründungen spiegelt die Richtlinie RP2A-WSD des American Petroleum Institute (API 2000) wider. Die Berechnung erfolgt hiernach mit einem Bettungsmodulverfahren unter Ansatz tiefen-, bodenart- und durchmesserabhängiger Federkennlinien („p-y-Kurven“). In der in Deutschland für die Bemessung von Offshore-Windenergieanlagen maßgebenden Richtlinie des Germanischen Lloyd (GL 1999) wird auf das API-Verfahren Bezug genommen, indem festgestellt wird, dass das Verfahren mit p-y-Kurven eine allgemein akzeptierte Berechnungsmethode ist.

API (2000) enthält Angaben zur Konstruktion von p-y-Kurven für weiche und steife Tone sowie für Sandböden. Für Sandböden können die p-y-Kurven demnach 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:

$$p_{us} = (c_1 z + c_2 D) \gamma' z \quad (1.1)$$

$$p_{ud} = c_3 D \gamma' z \quad (1.2)$$

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. Bild 2 links).

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

$$p = A p_u \tanh\left(\frac{k z}{A p_u} y\right) \quad (2)$$

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 (Bild 2 rechts).

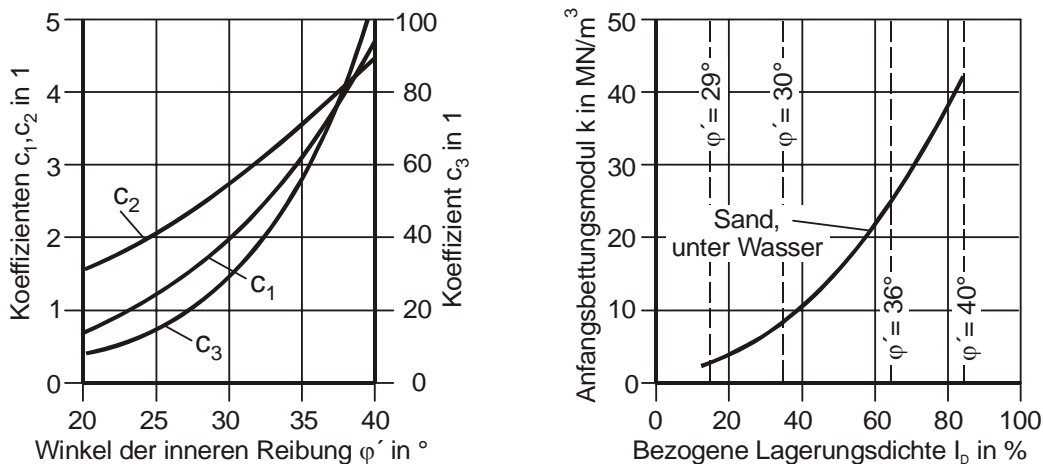


Bild 2 Koeffizienten c_1 , c_2 , c_3 und Anfangsbettungsmodul k gemäß API (2000)

Die Gleichungen (1) und (2) basieren auf Untersuchungen von Reese und Cox (Reese et al. 1974, Cox et al. 1974), die Versuche an 21 m langen Stahlrohrpfählen mit 61 cm Durchmesser ausgewertet haben. Das Lastniveau wurde dabei variiert, wobei für zyklische Tests jeweils maximal 100 Lastzyklen realisiert wurden. Die Vorfaktoren A gemäß Gleichung (2) wurden empirisch zwecks Anpassung des theoretischen Ansatzes an die Messergebnisse festgelegt.

Die Anwendung dieses Ansatzes hat sich in der Offshore-Praxis über viele Jahre bewährt, wobei die gesammelten Erfahrungen sich allerdings nicht auf Pfähle mit Durchmessern von mehr als 3 m beziehen. Das API-Verfahren kann daher keinesfalls ohne Weiteres auf Monopiles großer Durchmesser übertragen werden (Achmus & Abdel-Rahman 2004, Lesny et al. 2002). Nach Lesny & Wiemann (2004) wird die Bettungssteifigkeit für Pfähle

großen Durchmessers beim API-Ansatz überschätzt. Sie schlagen daher unter anderem eine durchmesserabhängige Korrektur des Anfangsbettungsmoduls k vor.

Solange keine abgesicherten vereinfachten Verfahren für die Berechnung von Monopiles vorliegen, ist die Untersuchung des Tragverhaltens unter Anwendung numerischer Methoden unverzichtbar. Nachfolgend werden die Ergebnisse numerischer Untersuchungen dargestellt.

3 Numerische Modellierung des Tragverhaltens unter statischer Belastung

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Monopiles großer Durchmesser wurden dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Programmsystem Abaqus (2003) durchgeführt. Sowohl der Pfahl als auch der Boden wurden mit Volumenelementen diskretisiert. Es wurden Pfähle mit einem Durchmesser von $D = 7,5$ m sowie Einbettungslängen in den Seeboden von $L = 20$ m und $L = 30$ m untersucht.

Nach Generierung des Ruhedruckzustands als Initialspannungszustand sowie Aufbringung einer Vertikallast zur Berücksichtigung des Eigengewichts der Windenergieanlage wurde im Modell eine Horizontalbelastung stufenweise aufgebracht. Dabei wurden verschiedene Angriffshöhen h der Belastung über Seeboden und damit Kombinationen von Horizontalkraft H und Biegemoment $M = H \cdot h$ realisiert.

Eine Ansicht des Finite-Elemente-Netzes und ein Ergebnisbeispiel sind in Bild 3 dargestellt. Der Boden wurde bis zu einem Abstand von der Pfahlachse von mindestens dem 6-fachen Pfahldurchmesser sowie bis zu einer Tiefe unter Pfahlfuß von mindestens dem 2-fachen Pfahldurchmesser diskretisiert, um Randeinflüsse aus den Modellrändern zu minimieren.

Das Reibungsverhalten in der Grenzfläche Pfahl/Boden wurde durch Kontaktelemente modelliert, wobei der Wandreibungswinkel mit $\delta = 0,67 \varphi'$ angesetzt wurde.

Von entscheidender Bedeutung für die Qualität der Ergebnisse numerischer Berechnungen von Boden-Bauwerks-Interaktionen ist die Modellierung des Stoffverhaltens des Bodens. Es gilt dabei insbesondere für Parameterstudien, ein der Aufgabenstellung angepasstes möglichst einfaches, aber die wesentlichen Effekte des Materialverhaltens erfassendes Stoffgesetz zu wählen.

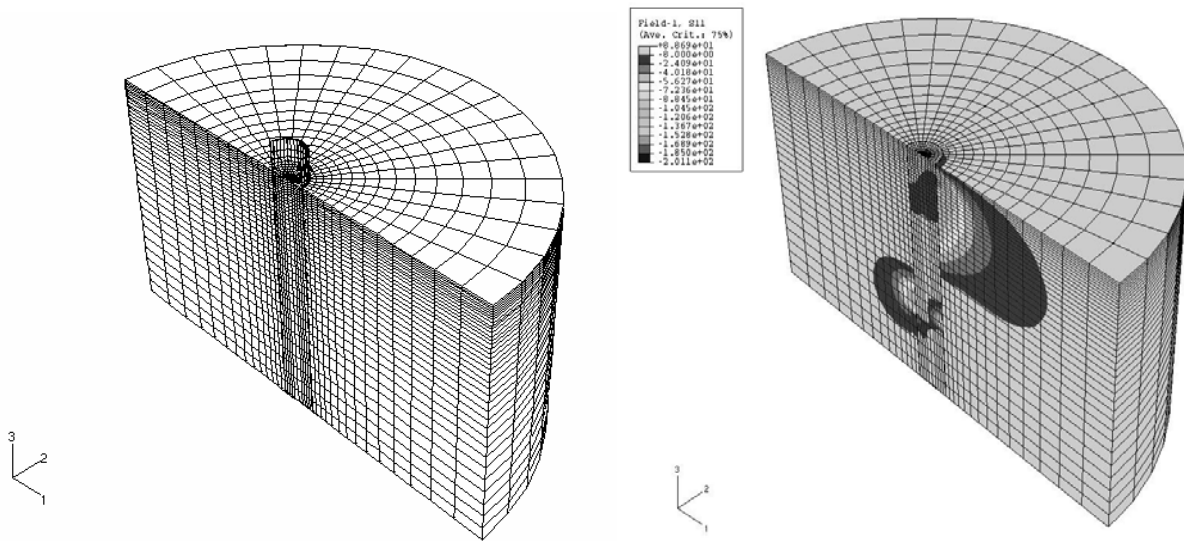


Bild 3 Ansicht des Finite-Elemente-Netzes und Ergebnisbeispiel (Bettungspressungen in der Symmetrieachse für Monopile $D = 7,5$ m, $L = 30$ m in dichtem Sand, $H = 8$ MN, $h/L = 1$)

Für die behandelte Aufgabenstellung ist zum Einen die Erfassung von Bruchzuständen im Boden und zum Anderen die Berücksichtigung des im Allgemeinen nichtlinearen Spannungs-Verformungsverhaltens von Boden wesentlich. Es wurde das vom Abaqus-Programm bereitgestellte elastoplastische Materialgesetz mit Mohr-Coulomb'schem Bruchkriterium verwendet. Dieses originär im elastischen Bereich mit linearer Elastizität arbeitende Stoffgesetz wurde erweitert durch einen spannungsabhängigen Ansatz des Steifemoduls gemäß folgender Gleichung:

$$E_S = \kappa \sigma_{at} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda \quad (3)$$

Hierin ist $\sigma_{at} = 100$ kN/m² eine Referenzspannung und σ_m ist die aktuelle mittlere Hauptspannung im betrachteten Bodenelement. Die Parameter κ und λ sind Bodenkennwerte, Anhaltswerte für diese Parameter sind z. B. in EAU (2004) angegeben. Dieses Stoffgesetz hat den Vorteil, dass es allgemein sowohl für nichtbindige als auch für bindige Böden verwendet werden kann. Die im Rahmen der hier dargestellten Berechnungen angesetzten Stoffparameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Die Elemente des Monopiles wurden als linear elastisch mit einem Elastizitätsmodul von $E = 2,1 \cdot 10^5$ MN/m² und einer Querdehnzahl von $\nu = 0,2$ modelliert.

Material	Wichte γ in kN/m^3	Steifigkeit		Querdehn- zahl ν in 1	Scherfestigkeit		
		κ in 1	λ in 1		ϕ' in $^\circ$	c' in kN/m^2	ψ in $^\circ$
Sand, mitteldicht	11	400	0,60	0,25	35	0,1	5
Sand, dicht	11	600	0,55	0,25	37,5	0,1	7,5
Geschiebemergel, halbfest	11	40	0,90	0,25	32,5	15	2,5
Schlicksand	10	$E_s = 24 \text{ MN/m}^2$		0,25	27,5	1	0

Tabelle 1 In den numerischen Berechnungen angesetzte Stoffparameter

In Bild 4 sind die numerisch ermittelten Biegelinien für Pfähle zweier Durchmesser ($D = 2 \text{ m}$, $D = 7,5 \text{ m}$) in homogenem dichten Sand den nach dem API-Verfahren berechneten Ergebnissen gegenübergestellt. Für den Pfahl mit 2 m Durchmesser ergibt sich für eine Horizontalkraft von 3 MN eine recht gute Übereinstimmung bei hoher Momentenbelastung ($h/L = 1$), wohingegen die Verformungen nach API-Verfahren bei $h/L = 0$ deutlich kleiner sind. Für den Pfahl mit 7,5 m Durchmesser ergeben sich in beiden Fällen relativ große Abweichungen. Darüber hinaus ist das Maß der Übereinstimmung bzw. Abweichung auch vom Lastniveau abhängig (s. Achmus & Abdel-Rahman 2004).

Es bestätigt sich damit, dass das API-Verfahren im Allgemeinen nicht ohne Weiteres auf Monopiles großer Durchmesser mit kombinierter Horizontalkraft- und Momentenbelastung übertragen werden kann.

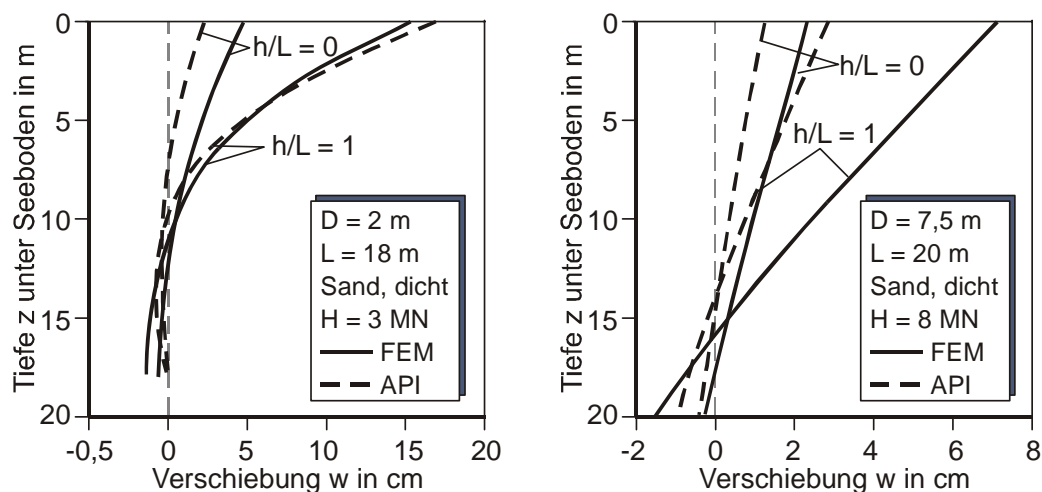


Bild 4 Exemplarischer Vergleich der Pfahlverschiebungen nach API und nach numerischer Berechnung für Pfähle in dichtem Sand

In Parameterstudien wurden in den numerischen Berechnungen unterschiedliche Pfahldurchmesser D , Pfahllängen L und Lastangriffspunkthöhen h simuliert und die Last-Verformungslinien für die Pfahlverschiebung w und die Pfahlverdrehung ϕ in Höhe des Seebodens ermittelt. Betrachtet wurden dabei drei unterschiedliche, in Bild 5 angegebene Baugrundprofile, durch welche mögliche Baugrundverhältnisse in der Nordsee idealisiert werden.

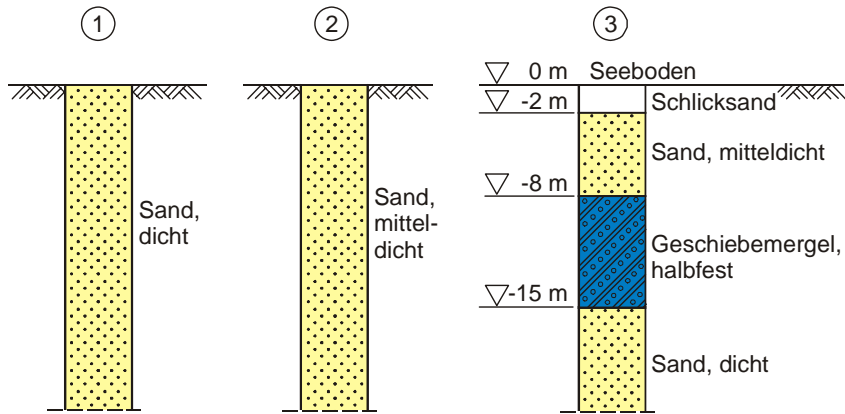


Bild 5 Idealisierte Baugrundprofile

Für jede Kombination von Pfahlgeometrie und Baugrundaufbau ergeben sich damit zwei Ergebnisdiagramme (H - w - sowie H - ϕ -Kurven). Diese Diagramme sind in den Bildern 6, 7 und 8 dargestellt. Sofern ein vergleichbarer Baugrundaufbau vorliegt, kann anhand solcher Diagramme eine Vordimensionierung einer Monopilegründung für statische Bemessungslast vorgenommen werden.

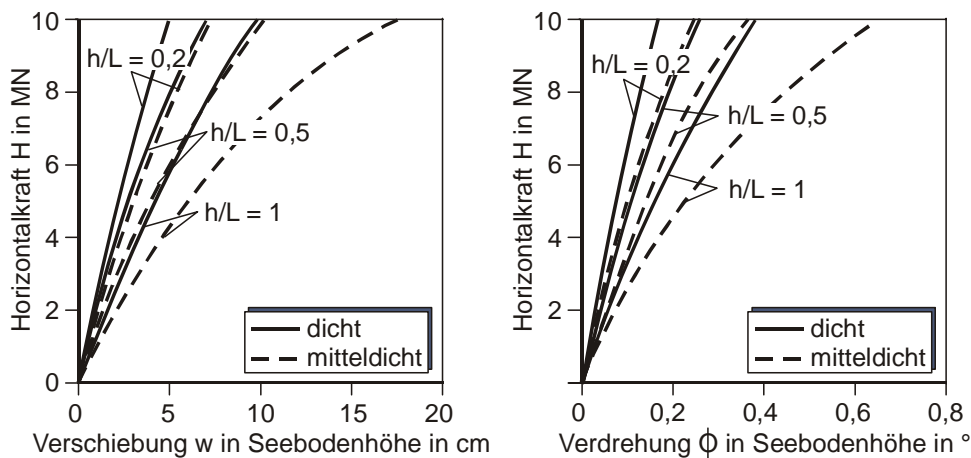


Bild 6 Last-Verformungskurven für Monopiles $D = 7,5$ m, $L = 20$ m in mitteldichtem und dichtem Sand (Baugrundprofile 1 und 2 gemäß Bild 5)

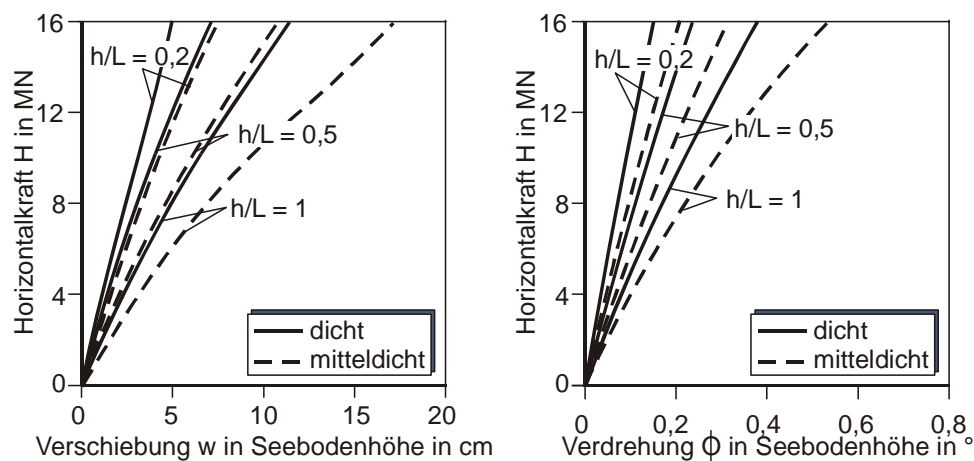


Bild 7 Last-Verformungskurven für Monopiles $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ in mitteldichtem und dichtem Sand (Baugrundprofile 1 und 2 gemäß Bild 5)

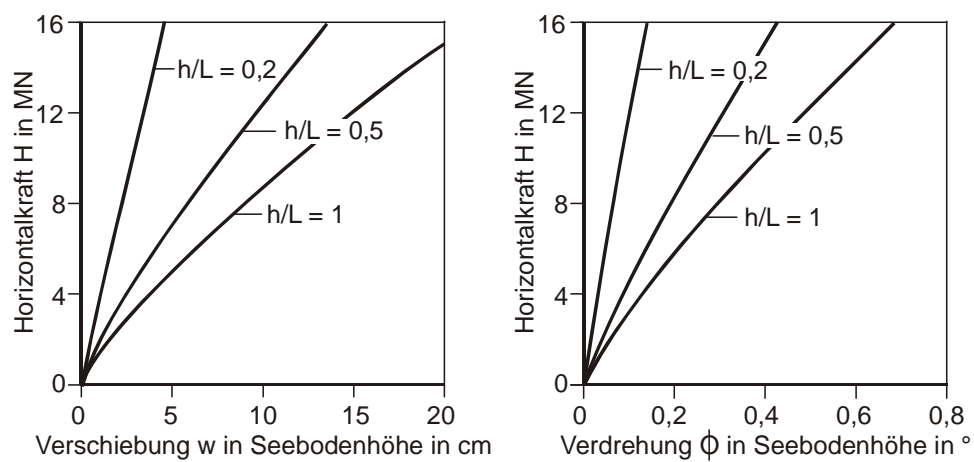


Bild 8 Last-Verformungskurven für Monopiles $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ in geschichtetem Baugrund (Baugrundprofil 3 gemäß Bild 5)

Außerdem stellen die Last-Verformungskurven für statische Last die Grundlage einer Abschätzung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen dar, wie nachfolgend dargestellt wird.

4 Einfluss zyklischer Lasteinwirkungen

4.1 Charakteristik der Belastung von Monopilegründungen

Monopilegründungen von Offshore-Windenergieanlagen werden hauptsächlich durch Wellen- und Windlasten beansprucht, wobei beide Anteile generell von etwa gleich großer

Bedeutung sind (Mittendorf & Zielke 2004). Hierbei handelt es sich um hochgradig zyklische Belastungen mit mehreren Millionen Lastzyklen wechselnder Größe und Richtung pro Jahr. Bei der Bemessung einer solchen Anlage ist daher der Nachweis gegen Materialermüdung unter zyklischer Belastung von besonderer Bedeutung. In gleicher Weise muss die Gründungsstruktur nicht nur für die Maximalbelastung bemessen werden, sondern der Einfluss aus zyklischer Lasteinwirkung muss berücksichtigt werden (GL 1999).

Die Kombination von Wellen- und Windbelastung ist hochkomplex und derzeit Gegenstand der Forschung. Da es hier zunächst nur um die grundsätzliche Charakterisierung der Beanspruchung von Offshore-Monopilegründungen gehen soll, wird nachfolgend stellvertretend eine ausschließliche Wellenbeanspruchung betrachtet.

Die resultierende Horizontalbelastung eines Pfahls H infolge Wellenbeanspruchung wird üblicherweise über die „Morison-Formel“ ermittelt:

$$H = C_D \frac{1}{2} \rho D u |u| + C_M \rho \pi \frac{D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4)$$

Hierin sind C_D und C_M Beiwerte (beim senkrechten Monopile $C_D = 0,7$ und $C_M = 2,0$), ρ ist die Dichte des Wassers, D der Pfahldurchmesser und u die tiefen- und zeitabhängige Orbitalgeschwindigkeit des Wassers.

Das Ergebnis dieser Lastermittlung hängt somit von der Wellenhöhe und der Wellenperiode ab. Letztere korreliert wiederum mit der Wellenhöhe. Die Perioden der meisten Wellen liegen zwischen rd. 5 und rd. 10 s, wobei große Wellenperioden tendenziell zu hohen Wellen gehören. Außerdem hängt das Ergebnis der Morison-Formel von der angesetzten Wellentheorie ab (s. auch Mittendorf et al. 2002).

In der Tabelle 2 sind die resultierenden Belastungen auf einen Monopile $D = 7,5$ m gemäß Morison-Formel und deren Angriffspunkthöhen h über Seeboden für Wassertiefen von 20 und 30 m und verschiedene Wellenhöhen und –perioden angegeben. Die Berechnung erfolgte mit dem Programm Waveloads (2002) unter Ansatz der Sobey-Fourier-Wellentheorie.

Wassertiefe	Wellenparameter		Pfahlbelastung	
	Wellenhöhe	Wellenperiode	H in MN	h in m
20 m	3 m	5 s	1,326	14,5
	6 m	7 s	2,524	12,4
	10 m	9 s	3,947	14,4
	14 m	10 s	5,449	19,0
30 m	3 m	5 s	1,350	24,0
	6 m	7 s	2,661	20,3
	10 m	9 s	4,147	19,6
	14 m	10 s	5,750	22,1
	17 m	12 s	7,238	24,4
	18,5 m	14 s	8,130	25,3

Tabelle 2 Resultierende Wellenbelastungen von Monopiles $D = 7,5$ m

Für einen Standort in der Nordsee bei Borkum mit einer Wassertiefe von rd. 34 m wurde vom Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen (ISEB) der Universität Hannover für einen 12-Jahreszeitraum eine Simulation der Wellenereignisse durchgeführt (Mittendorf et al. 2004a, ISEB 2005). Ermittelt wurden die Häufigkeiten signifikanter Wellenhöhen H_s und deren Wellenperioden und -richtungen. Fasst man die Ergebnisse für vier Richtungssegmente entsprechend Bild 9 zusammen, so zeigt sich eine deutlich ausgeprägte Hauptwellenrichtung, in der nahezu die Hälfte aller Wellen und insbesondere der Großteil der höchsten Wellen wirkt.

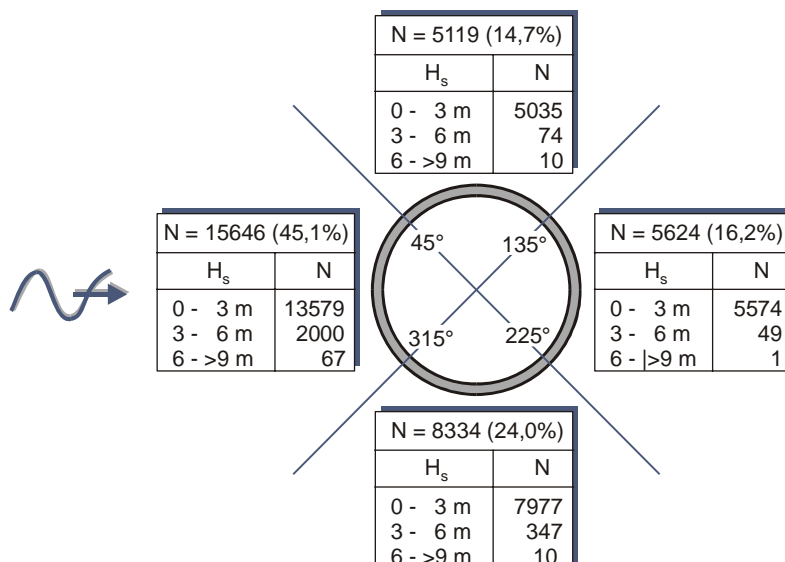


Bild 9 Verteilung der Wellen auf vier Richtungssegmente (ermittelt aus den Ergebnissen der Wellensimulation von ISEB 2005)

Die signifikante Wellenhöhe H_s ist definiert als der Mittelwert der ein Drittel höchsten Wellen eines Beobachtungszeitraums. Der Bild 9 zugrundeliegende Beobachtungszeitraum beträgt 3 Stunden. Die Anzahl der tatsächlich auftretenden Wellen und Wellenhöhen wurde von Mittendorf et al. ebenfalls ermittelt und ist in Bild 10 wiedergegeben. Für den betrachteten 12-Jahreszeitraum ergibt sich entsprechend eine maximale Wellenhöhe (Bemessungswelle) von 18,5 m.

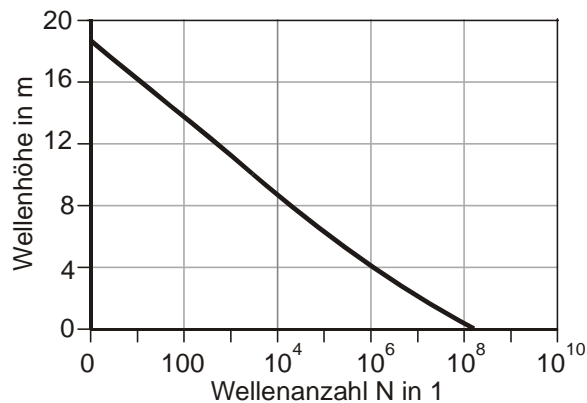


Bild 10 Verteilung der Wellenhöhen im 12-Jahreszeitraum (Summenkurve, Mittendorf et al. 2004a)

4.2 Verhalten von Pfählen unter zyklischer Horizontalbelastung

Bei der zyklischen Beanspruchung eines Bodens entstehen generell sowohl reversible zyklische als auch permanente Dehnungen. Dieses Verhalten lässt sich zum Beispiel in zyklischen Ödometerversuchen beobachten (Bild 11), in denen eine Bodenprobe ausgehend von einem festgelegten Anfangsspannungszustand zyklisch beansprucht wird. Entsprechend erfahren geotechnische Bauwerke abhängig von der Anzahl der Lastwechsel zunehmende Verformungen.

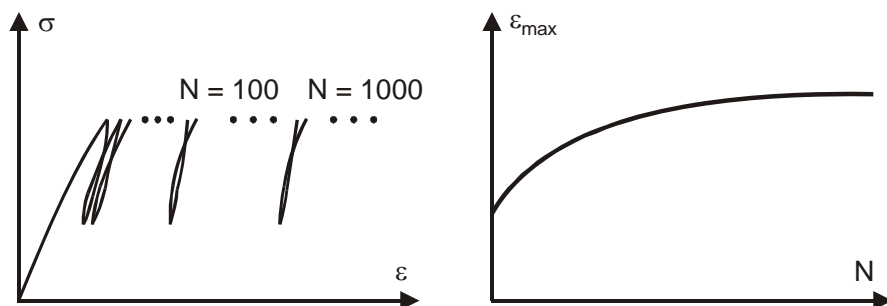


Bild 11 Verhalten einer Bodenprobe im zyklischen Ödometerversuch (Prinzipiskizze)

Für die Monopilegründung bedeutet dies, dass sowohl die Verschiebung als auch die Verdrehung der Gründungskonstruktion bei gleicher Belastung mit zunehmender Betriebsdauer zunimmt. Da insbesondere die Verdrehung ein kritischer Parameter bezüglich des Betriebs der Windenergieanlage ist, müssen die maximal zu erwartenden Verformungen der Gründungskonstruktion möglichst zuverlässig bestimmt werden.

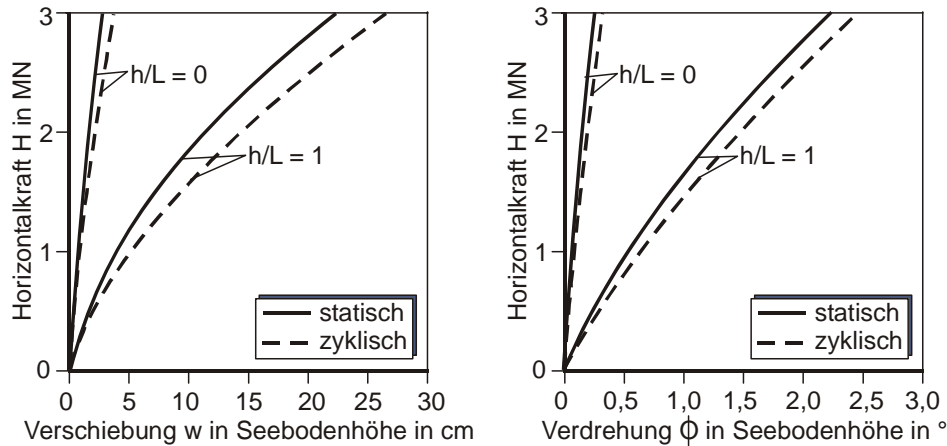
Im Ansatz gemäß API (2000) für Pfähle in Sandboden wird der Effekt aus zyklischer Lasteinwirkung durch eine Abminderung der $A(z)$ -Funktion (s. Kap. 2) und damit eine Reduktion der oberflächennahen Bettungswiderstände erfasst. Diese Abminderung ist unabhängig von der Anzahl der Lastzyklen. Für zwei Pfahldurchmesser sowie zwei verschiedene Lastangriffshöhen sind die nach dem API-Verfahren ermittelten statischen und zyklischen Last-Verschiebungskurven in Bild 12 einander gegenübergestellt.

Für einen Pfahl von 2 m Durchmesser ergeben sich Erhöhungen der Verformungen in Seebodenhöhe gegenüber dem statischen Fall unter einer Belastung von $H = 3$ MN von maximal rd. 36% bei Horizontalbelastung in Höhe des Seebodens ($h/L = 0$) und von maximal rd. 19% für Horizontalkraft- und Momentenbelastung mit $h/L = 1$. Für einen Pfahl mit 7,5 m Durchmesser ergeben sich für $h/L = 0$ deutlich kleinere Erhöhungen von max. rd. 8% bei einer Belastung von 16 MN. Für kombinierte Horizontalkraft- und Momentenbelastung ($h/L = 1$) sind die Erhöhungen dagegen mit max. rd. 34% deutlich größer.

Wie bereits in Kap. 2 ausgeführt, basiert das API-Verfahren auf der Auswertung von Probelastungen mit Pfählen kleinerer Durchmesser durch Reese et al. (1974). In diesen Probelastungen wurden maximal 100, meist deutlich weniger Belastungszyklen pro Laststufe realisiert.

Long & Vanneste (1994) haben die Ergebnisse von insgesamt 34 in der Literatur dokumentierten zyklischen horizontalen Probelastungen von Pfählen in Sand ausgewertet. Die meisten Versuche wurden mit weniger als 50 Zyklen durchgeführt. In wenigen dieser Tests wurden mehr als 100 Belastungszyklen aufgebracht, die maximale Zyklenanzahl betrug in drei Belastungsversuchen $N = 500$.

a) $D = 2 \text{ m}$, $L = 20 \text{ m}$



b) $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$

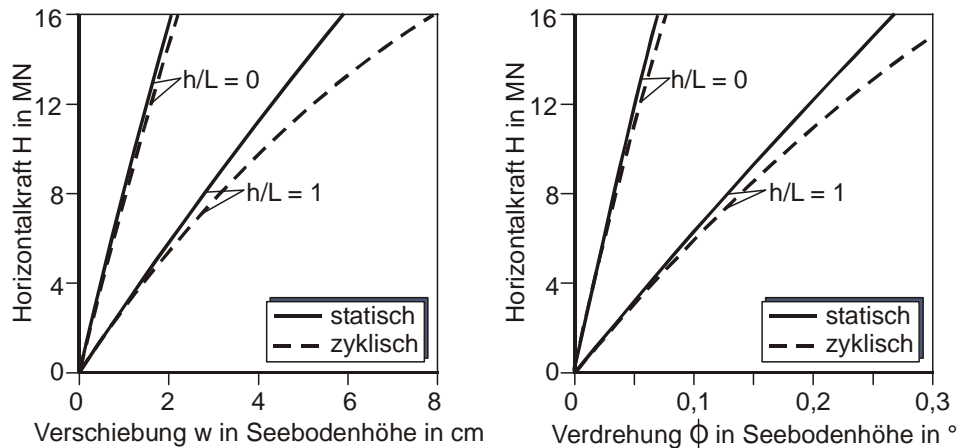


Bild 12 Gegenüberstellung statischer und zyklischer Last-Verschiebungskurven gemäß API für Pfähle in mitteldichtem Sandboden

Anlass der Untersuchungen von Long & Vanneste war, dass sich aus einer selbst ausgewerteten Probelastung mit maximal 50 Zyklen deutlich größere Verschiebungen als nach dem API-Ansatz ergaben. Anhand der Auswertung der 34 Belastungsversuche entwickelten sie einen eigenen Berechnungsansatz. Dieser besteht in einer von der Anzahl der Lastzyklen N abhängigen Reduktion der Bettungssteifigkeit. Ausgangspunkt ist ein Bettungsmodulverfahren mit linear mit der Tiefe zunehmendem Bettungsmodul. Dieser Bettungsmodulverlauf wird wie folgt abhängig von der Zyklenanzahl N ermittelt:

$$k_s(z) = N^{-t} n_{h,1} z \quad (5)$$

Der Parameter t hängt von der Pfahlherstellungsart, der Lastart (Schwell- oder Wechsellast) und der Lagerungsdichte des Sandes ab, größenordnungsmäßig liegt er für Schwelllast zwischen 0,15 und 0,25.

Für einen Rammpfahl unter Schwelllast in mitteldichtem Sand empfehlen Long & Vanneste den Ansatz von $t = 0,17$. Für einen 30 m langen Monopile $D = 7,5$ m sind die daraus resultierenden Ergebnisse in Bild 13 dargestellt. Der Faktor $n_{h,l}$ wurde dabei entsprechend dem Parameter k des API-Verfahrens, der die Anfangsneigung der p-y-Kurve beschreibt, gewählt.

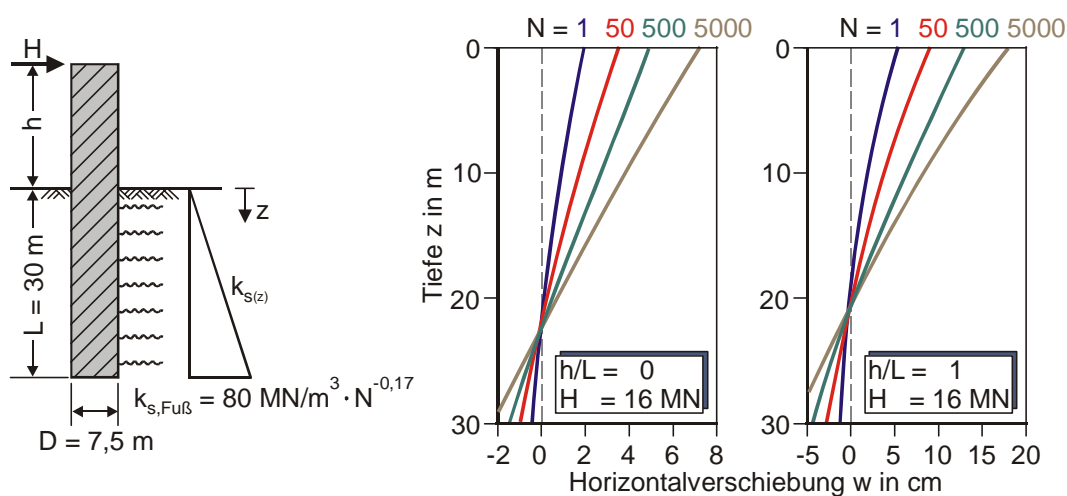


Bild 13 Einfluss zyklischer Schwellbelastung nach dem Verfahren von Long & Vanneste (1994) für einen Monopile $D = 7,5$ m in mitteldichtem Sand

Die elastische Länge eines Pfahls mit linear zunehmender Bettungssteifigkeit wird ermittelt aus

$$L_0 = 5 \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (6)$$

Für „lange“ Pfähle mit $L/L_0 > 3$ für alle betrachteten Zyklen lässt sich die Reduktion des Bettungsmoduls gemäß Gleichung (5) in folgende Gleichungen für die Erhöhung der Kopfverschiebung des Pfahls überführen:

$$w_N = w_1 N^{0,6t} \quad (\text{reine H-Last}) \quad \text{bzw.} \quad w_N = w_1 N^{0,4t} \quad (\text{reine M-Last}) \quad (7)$$

Für 500 Belastungszyklen ergeben sich hieraus Erhöhungsfaktoren zwischen 1,53 (reine M-Last) und 1,88 (reine H-Last) und für 5000 Zyklen zwischen 1,78 und 2,38.

Aus der in Bild 13 wiedergegebenen Berechnung ergeben sich je nach Belastungsart und -größe Erhöhungsfaktoren für die Verformungsgrößen zwischen rd. 1,65 ($h/L = 1$) und 1,77 ($h/L = 0$) für 50 Belastungszyklen, zwischen rd. 2,28 und 2,52 für 500 Belastungszyklen und zwischen sogar rd. 3,21 und 3,62 für 5000 Zyklen. Der Grund dafür, dass hier größere Erhöhungsfaktoren als gemäß Gleichung (7) berechnet erhalten werden ist, dass das Verhältnis L/L_0 hier kleiner 3 ist und sich mit der zyklusabhängigen Verringerung des Bettungsmoduls ändert, sodass sich überproportionale Verschiebungszuwächse ergeben.

Die für große Lastzyklenzahlen prognostizierten Verschiebungszunahmen sind, wie nachfolgend noch gezeigt wird, unrealistisch groß. Hier ist wiederum anzumerken, dass der Ansatz anhand von Belastungstests mit überwiegend weniger als 50 Zyklen abgeleitet wurde. Außerdem erscheint es als unrealistisch, eine tiefenunabhängige Abminderung des Bettungsmoduls vorzunehmen, da die zyklischen Dehnungen im Bereich des Pfahlkopfes weit größer sind als im Pfahlfußbereich. Bereits Poulos (1981) hatte einen ähnlichen Ansatz wie Long & Vanneste vorgeschlagen, in dem allerdings der Parameter t abhängig von einer zyklischen Dehnungsrate und damit von der Tiefe anzusetzen ist.

Hettler (1981) hat in Modellversuchen zyklisch horizontalbelastete Pfähle mit bis zu 20000 Belastungszyklen untersucht. Sofern der Ausgangsspannungszustand im Boden der Ruhedruckzustand ist, kann die Entwicklung der Pfahlkopfverschiebung nach seinen Untersuchungen für Schwelllast durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$w_N = w_1 (1 + C_N \ln N) \quad (8)$$

Der Parameter C_N kann zu etwa $C_N = 0,20$ abgeschätzt werden. Daraus ergeben sich für große Zyklenanzahl deutlich kleinere – und auch experimentell belegte – Erhöhungsfaktoren als nach dem Ansatz von Long & Vanneste, für $N = 5000$ gilt beispielsweise $w_{5000} = 2,70 w_1$. Bei geramten Pfählen, bei denen der Ruhedruckzustand im Zuge der Pfahlherstellung verändert wurde, ist dieser Wert nach Hettler überdies als ein oberer Grenzwert anzusehen.

Die vorstehend beschriebenen Ansätze gelten für eine zyklische Schwelllast von jeweils gleicher Größe bzw. Amplitude. Sofern wie im Falle von wellenbelasteten Monopiles Schwelllasten unterschiedlicher Größe zu betrachten sind, schlägt Hettler (1981) vor, die nach Gleichung (8) ermittelten Verschiebungen für jeweils konstante Lastamplituden zu

summieren, um einen oberen Grenzwert der zu erwartenden Gesamtverschiebung zu erhalten:

$$w_{Ges} = \sum_{(i)} w_1(F_i)(1 + C_N \ln N_i) \quad (9)$$

Allerdings weist Hettler darauf hin, dass im Allgemeinen keine Fehlerschranke für diese Abschätzung angegeben werden kann und dass sich erheblich (im Vergleich mit einem Versuch rd. 80%) zu große Verschiebungen ergeben können. Tatsächlich ist dieser Ansatz für ein kontinuierliches Belastungsspektrum wie bei der hier betrachteten Wellenbelastung nicht anwendbar, da die Größe der Gesamtverschiebung nach Gleichung 9 von der Anzahl der für eine konkrete Berechnung gewählten „Belastungsklassen“, d. h. von der Anzahl der Summanden, abhängt.

Lin & Liao (1999) schlagen für die Berechnung der Pfahlverschiebungen unter zyklischen Lasten wechselnder Größe das von Stewart (1986) entwickelte Dehnungssuperpositionsverfahren vor. Für die Gesamtverschiebung eines Pfahls unter n unterschiedlichen Belastungen B_i mit jeweils N_i Zyklen ergibt sich danach folgende Gleichung:

$$w_{Ges} = w_{1,1} \left[1 + t \ln \left(N_1 + \sum_{k=2}^n N_k^* \right) \right] \quad (10.1)$$

$$\text{mit } N_k^* = e^{\frac{1}{t} \left(\frac{w_{1,k}}{w_{1,1}} (1 + t \ln N_k) - 1 \right)} \quad (10.2)$$

Hierin ist $w_{1,i}$ die (statische) Pfahlverschiebung infolge einmaliger ($N = 1$) Belastung B_i . Diese Werte können wie in Kap. 3 beschrieben anhand der Berechnung der statischen Last-Verformungskurven erhalten werden.

Beispielhaft ist eine Abschätzung für einen 30 m langen Monopile $D = 7,5$ m in dichtem Sand vorgenommen worden (Bild 14). Es wurden grob vereinfacht alle Wellen des 12-Jahreszeitraums gemäß Bild 10 als in einer Hauptrichtung wirkend angenommen. Da tatsächlich nur rd. 45% aller Wellen, dafür allerdings ein größerer Anteil der hohen Wellen, auf die Hauptbelastungsrichtung entfällt (vgl. Bild 9), wird durch diese Berechnung ein deutlich größerer Zeitraum als 12 Jahre abgebildet. Es wurden 7 Belastungsklassen mit mittleren Wellenhöhen gebildet, die zugehörigen Lasten wurden nach der Morison-Formel berechnet.

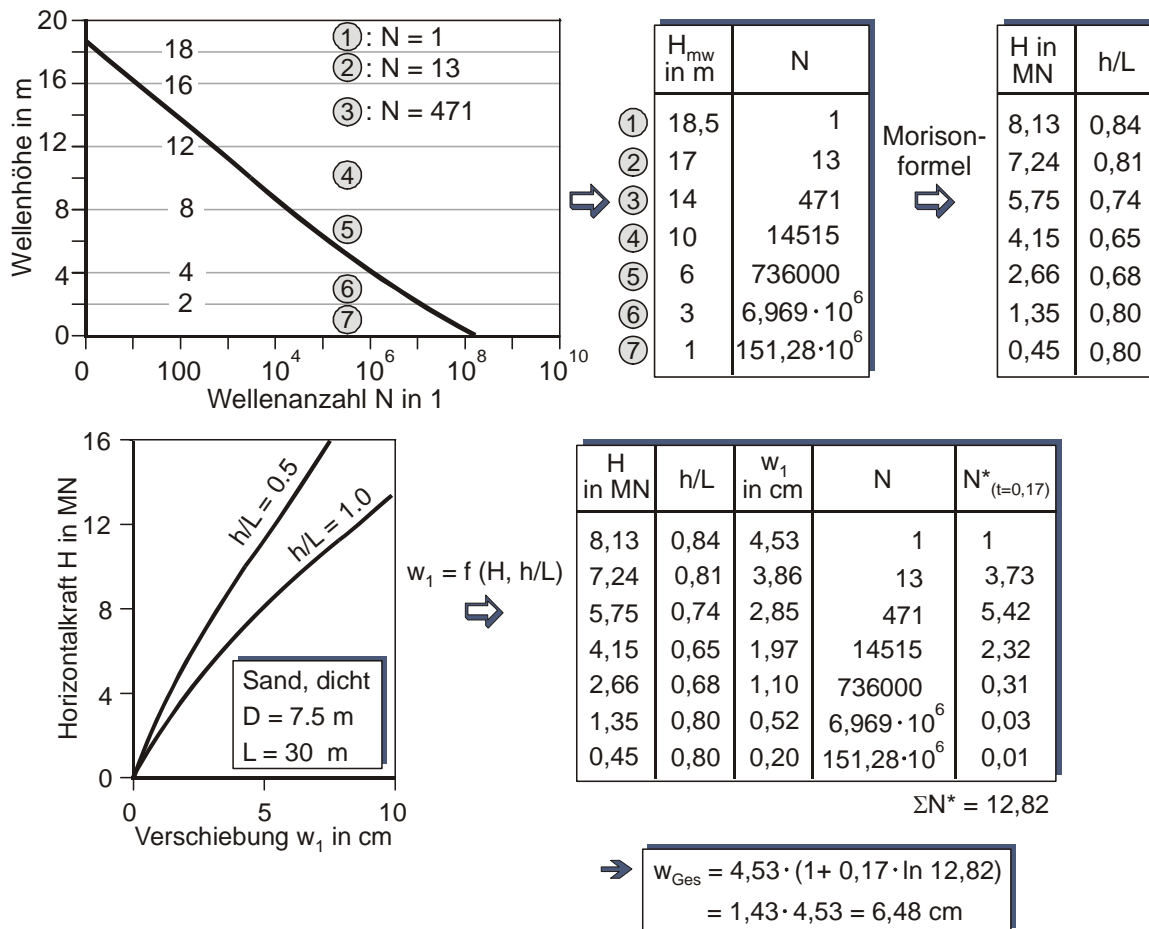


Bild 14 Abschätzung der Pfahlverschiebung unter Berücksichtigung zyklischer Wellenbelastung (Beispiel)

Unter Zugrundelegung der numerisch ermittelten Last-Verschiebungskurven für statische Belastung sowie des Näherungsverfahrens gemäß Gleichung (10) ergibt sich eine Gesamtverschiebung von $w_{Ges} = \text{rd. } 6,50 \text{ cm}$. Die Höhe der Bemessungswelle beträgt für den betrachteten Fall rd. 18,5 m und die zugehörige Kraftereinwirkung $H = \text{rd. } 8,1 \text{ MN}$ mit $h/L = 0,84$. Die zugehörige statische Verschiebung beträgt dann $w_{stat} = \text{rd. } 4,5 \text{ cm}$. Demnach wäre gegenüber der so ermittelten statischen Verschiebung mit einer Erhöhung infolge zyklischer Lasteinwirkungen von rd. 43% zu rechnen. Dies gilt zunächst für einen Zeitraum von deutlich mehr als 12 Jahren, für längere Zeiträume würden sich entsprechend größere zyklische Verschiebungen ergeben, wobei anzumerken ist, dass sich für einen längeren Zeitraum auch die Höhe der Bemessungswelle und damit die statische Verschiebung erhöht.

Dieses Beispiel dient lediglich dazu, Anhaltspunkte bezüglich der Größenordnung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen zu gewinnen. Zum Einen werden die mit dem

Dehnungssuperpositionsansatz berechneten zyklischen Verformungen nach Lin & Liao (1999) für den Fall sehr vieler Lastzyklen überschätzt, und zum Anderen wurde hier mittels zahlreicher Annahmen ein zunächst fiktives Belastungsspektrum gewählt. Es bleibt festzustellen, dass es ein auch für große Lastzyklenzahlen abgesichertes Verfahren zur Berechnung der Verformungen aus zyklischer Lasteinwirkung derzeit nicht gibt.

Während es für Schwelllast aber zumindest die oben dargestellten Berechnungsansätze gibt, stellt die Berücksichtigung zyklischer Lasten in unterschiedlichen Richtungen völliges Neuland dar. In der Literatur, u. a. auch bei Hettler (1981) und Long & Vanneste (1994), werden lediglich auch Wechsellasten, d. h. zyklische Belastung mit Kräften unterschiedlichen Vorzeichens, aber gleicher Richtung betrachtet. Nach Hettler ist eine lastunabhängige Beschreibung des Verschiebungszuwachses bei Wechsellast nicht mehr möglich. Im Vergleich zur Schwelllast ergeben sich bei Wechsellast tendenziell kleinere Verschiebungen. Zum gleichen Ergebnis kommen auch Long & Vanneste (1994). Je nach Charakter der Wechsellast schlagen sie eine Reduktion des t -Wertes (Gl. 5) auf 40 bzw. sogar nur 20% des Wertes für Schwelllast vor.

Gar keine verwertbaren Erkenntnisse liegen bezüglich des Verhaltens von Pfählen unter Schwelllasten allgemein wechselnder Richtungen vor. Dies war Anlass für den Aufbau eines Modellversuchsstandes am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, der nachfolgend kurz beschrieben wird.

4.3 Modellversuchsstand zur Untersuchung des Pfahltragverhaltens unter zyklischen Lasten

Ein Lichtbild des Modellversuchsstands zeigt Bild 15. Der Modellpfahl besteht aus einem Stahlrohr mit einem Außendurchmesser von 60 mm und einer Wandstärke von 3 mm, welches einen nahezu biegestarren Pfahl repräsentiert. Dieses Rohr wird mittels einer speziellen Vorrichtung in einen mit Sand gefüllten Versuchskessel gerammt. Die Belastung erfolgt durch ein Gewicht, welches über eine Umlenkrolle als horizontale Zugkraft auf den Pfahl wirkt. Die zyklische Belastung wird über das zyklische Anheben der Gewichtskraft durch einen motorangetriebenen Hubteller mit Exzentrerscheibe realisiert.

Die Pfahlverformungen werden in zwei Messebenen durch Wegaufnehmer erfasst und digital aufgezeichnet. Damit werden Horizontalverschiebungen und Schiefstellungen des Pfahls erfasst.

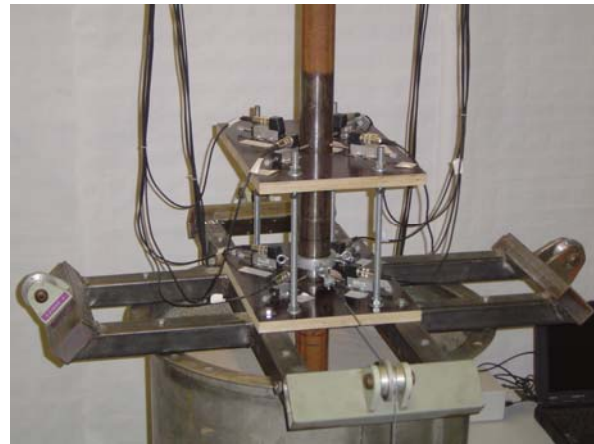


Bild 15 Ansicht des Modellversuchsstandes

Die Belastungseinrichtung ist so konstruiert, dass die Angriffsrichtung stufenlos verändert werden kann. Somit lassen sich beliebige Belastungsgeschichten mit zyklischen Kräften unterschiedlicher Amplituden und Richtungen simulieren.

Derzeit laufen erste Versuche zur Erprobung der Versuchsanlage. In Versuchen mit zyklischer Schwelllast gleicher Amplitude und gleichbleibender Richtung wurde die von Hettler (1981) angegebene und auch dem Ansatz von Lin & Liao (1999) zugrundeliegende Gleichung (8) tendenziell bestätigt.

In Bild 16 sind beispielhaft die Ergebnisse eines Versuchs mit Lasten gleicher Amplitude, aber wechselnder Belastungsrichtung wiedergegeben. Die Belastungskonstruktion wurde dabei im Verlauf des Versuchs dreimal um jeweils 90° gedreht. In vier Abschnitten wurden auf diese Weise jeweils 10000 Lastzyklen in 0° -, 90° -, 180° - und 270° -Richtung aufgebracht. Untersucht wurde eine Einbindung von 20 cm in trockenen mitteldichten Sand. Bezogen auf einen Monopile mit 7,5 m Durchmesser entspricht dies einer Einbettungslänge von 25 m bei einem Modellmaßstab von 1/125.

Die in Bild 16 dargestellte Entwicklung der Pfahlverschiebungen in einer Messebene zeigt erwartungsgemäß, dass eine vorhergehende Belastung in Gegenrichtung zu einer „Versteifung“ des Systems führt. Die Versuche sollen fortgeführt werden, um derartige Effekte zu untersuchen und quantifizieren zu können.

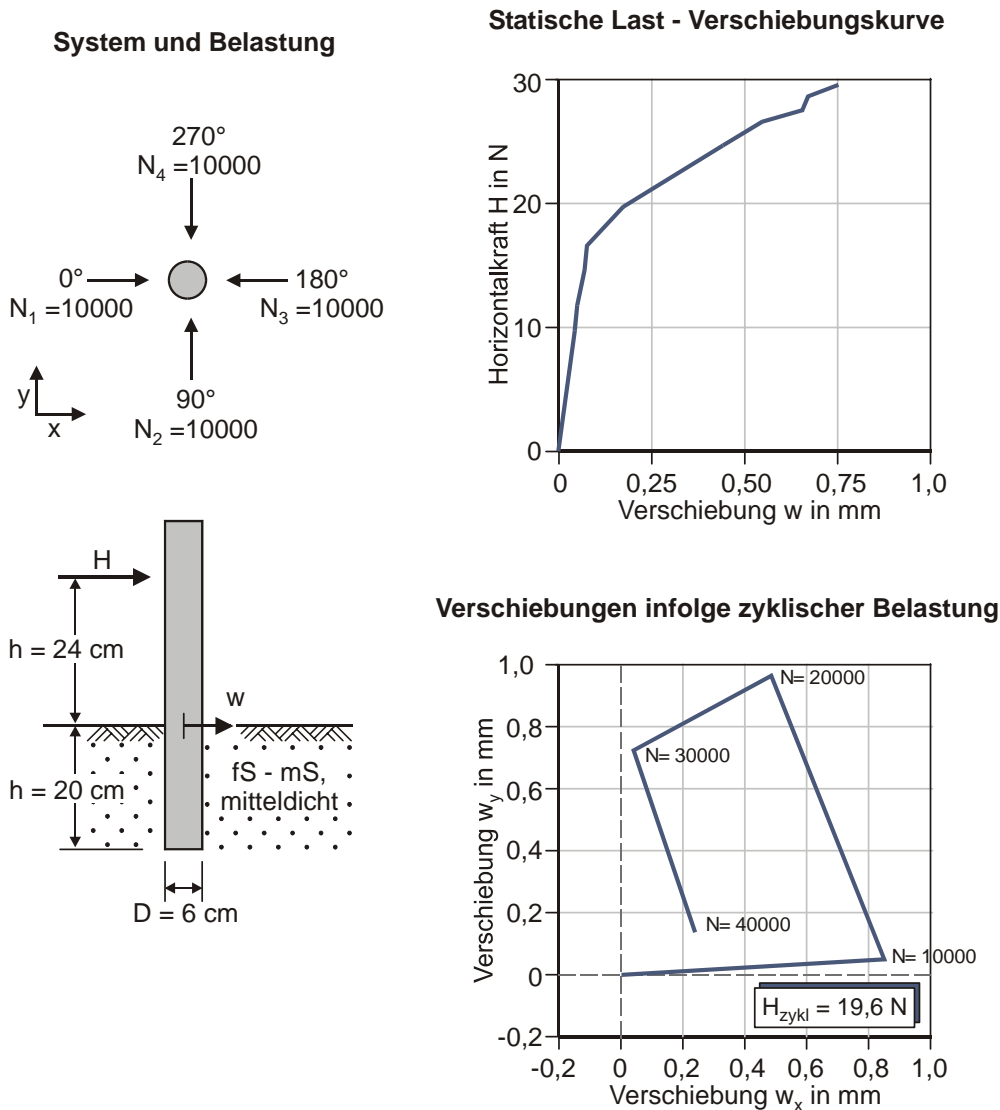


Bild 16 Ergebnisse eines Versuchs mit wechselnden Belastungsrichtungen

5 Schlussfolgerungen

Die Anwendung des API-Verfahrens für die Berechnung der Verformungen von Monopilegründungen für Offshore-Windenergieanlagen kann allgemein nicht empfohlen werden. Dies gilt für die Betrachtung statischer (Bemessungs-) Lasten und insbesondere auch für die Abschätzung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen.

Für statische Lasten empfehlen sich derzeit numerische Untersuchungen, wie sie in dem vorliegenden Beitrag vorgestellt wurden.

Bezüglich der Berücksichtigung zyklischer Lasteinwirkungen unterschiedlicher Amplituden und Richtungen besteht noch erheblicher Forschungsbedarf. Berechnungsansätze werden

in diesem Beitrag dargestellt und diskutiert, die Durchführung von Modellversuchen und natürlich von Bauwerksbeobachtungen ist aber unverzichtbar.

Die hier vorgestellten Ergebnisse wurden im Rahmen der Mitgliedschaft im FORWIND-Zentrum für Windenergieforschung der Universitäten Hannover und Oldenburg erarbeitet.

6 Literatur

Abaqus 2003. *User's Manual*. Version 6.4.

Achmus, M. & Abdel-Rahman, K. 2004. *Numerische Untersuchung zum Tragverhalten horizontal belasteter Monopile-Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen*. 19. Christian Veder Kolloquium, Graz/Österreich.

API 2000. American Petroleum Institute. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms- Working Stress Design*, API Recommended Practice 2A-WSD (RP2A-WSD), 21st edition, Dallas.

Cox, W. R.; Reese, L. C.; Grubbs, B. R. 1974. *Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference. Dallas.

DNV 2004. Det Norske Veritas. *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Offshore Standard, Norway.

EAU 2004. *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" – Häfen und Wasserstraßen*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.

GL 1999. Germanischer Lloyd. *Rules and Regulations, Offshore Wind Energy Converters*. Hamburg, Germany.

Hettler, A. 1981. *Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 90.

ISEB 2005. In Ergänzung zu Mittendorf et al. (2004a) vom Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen (ISEB) der Universität Hannover mitgeteilte Simulationsergebnisse zur Verteilung der Wellenrichtungen.

Lesny, K.; Richwien, W.; Wiemann, J. 2002. *Gründungstechnische Randbedingungen für den Bau von Offshore-Windenergieanlagen in der Deutschen Bucht*. Bauingenieur Band 77, S. 431 –438.

- Lin, S.-S.; Liao, J.-C. 1999. *Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral loads*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, September.
- Long, J. H.; Vanneste, G. 1994. *Effects of cyclic lateral loads on piles in sand*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 1.
- Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Zielke, W. 2002. *Seegang und Seegangsbelastung*. 2. Gigawind-Symposium, Hannover.
- Mittendorf, K.; Zielke, W. 2004. *Extreme Wave Loads on the Support Structure of OWECs*. Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven.
- Mittendorf, K.; Kohlmeier, M.; Zielke, W. 2004a. *A Hind-Cast Data Base for the Design of Offshore Wind Energy Structures in the German Bight*. 29th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Lisbon.
- Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Zielke, W. 2004b. *Seegang und Seegangsbelastung II*. 3. Gigawind-Symposium, Hannover.
- Poulos, H. G. 1982. *Single pile response to cyclic lateral load*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT 3.
- Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. 1974. *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*. Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference. Dallas.
- Reese, L.C.; van Impe, W.F. 2001. *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
- Stewart, H. E. 1986. *Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 6.
- Waveloads 2002. *A computer program to calculate wave loading on vertical and inclined tubes*. User Manual (Authors: K. Mittendorf, B. Nguyen). Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen (ISEB), Universität Hannover.
- Wiemann, J.; Lesny, K. 2004. *Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness*. Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Dr.-Ing. K. Abdel-Rahman, M. Sc. P. Peralta
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover
Appelstraße 9A, 30167 Hannover