

Tragverhalten von Monopile- und Bucketgründungen

Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Dr.-Ing. Khalid Abdel-Rahman

Universität Hannover
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau
Appelstraße 9A, D-30167 Hannover

Tel.: ++49-511-762-3370, Fax: ++49-511-762-5105
E-Mail: achmus@igbe.uni-hannover.de

Tragverhalten von Monopile- und Bucketgründungen

M. Achmus, K. Abdel-Rahman
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover

1 Einleitung

Monopiles sind eine recht elegante und vergleichsweise einfach herzustellende Gründungsvariante für Offshore-Windenergieanlagen. Die meisten der in der Nordsee bereits installierten Windenergieanlagen sind auf Monopiles gegründet. Diese Gründungsart kommt auch für die in der deutschen Nord- und Ostsee geplanten Windparks in Frage, allerdings wird hier bei erforderlichen Pfahldurchmessern von rd. 6 bis 8 m sowie bei im Vergleich zu den bisher ausgeführten Monopilegründungen großen Wassertiefen Neuland beschritten.

Entwickelt und für kleinere Abmessungen bereits erprobt wurde in jüngster Zeit auch die sogenannte Bucket-Gründung (s. Ibsen et al. 2004, Feld 2001). Hierbei handelt es sich um einen oben geschlossenen Stahlzylinder großen Durchmessers, welcher mittels Unterdruck in den Baugrund eingebracht wird. Dieses Einbringverfahren wurde zwar für Offshorebauwerke bereits eingesetzt („suction caissons“), für Offshore-Windenergieanlagen muss aber auch hier Neuland betreten werden, was die erforderlichen großen Abmessungen des Buckets angeht.

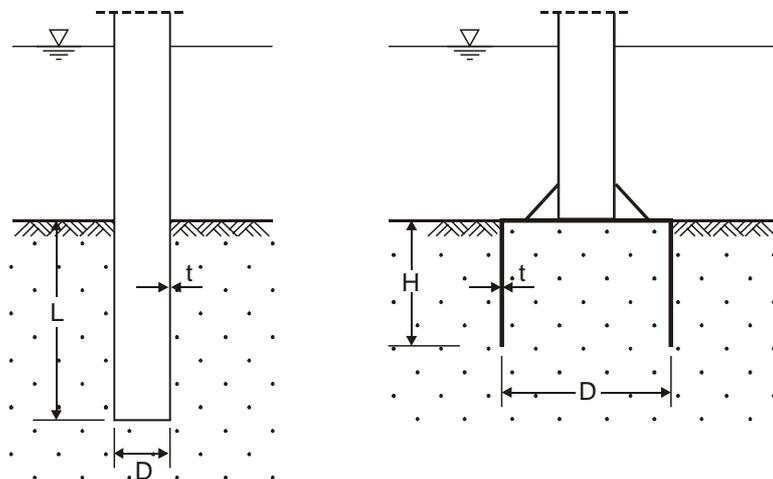


Bild 1.1 Schematische Darstellung von Monopile- (links) und Bucketgründung (rechts).

2 Zum Tragverhalten von Monopiles

Die Bemessung von Monopiles erfordert zum Einen die Betrachtung des Tragverhaltens unter einer statischen Bemessungslast sowie zum Anderen die Erfassung des Einflusses zyklischer Lasteinwirkungen.

2.1 Tragverhalten unter statischer Belastung

Bezüglich des Tragverhaltens unter statischer Bemessungslast wird in der Fachwelt vor allem die Frage diskutiert, ob das für horizontal belastete Offshorepfähle übliche Berechnungsverfahren gemäß einer Richtlinie des American Petroleum Institute (API 2000), auf das auch in GL (1999) und DNV (2004) Bezug genommen wird, für die großen Durchmesser von Monopiles geeignet ist. Bei dem API-Verfahren handelt es sich um ein spezielles Bettungsmodulverfahren mit nichtlinearen sowie bodenart- und tiefenabhängigen Federcharakteristiken.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Monopiles großer Durchmesser und zwecks Bewertung des API-Verfahrens wurden aufwendige Finite Elemente- Berechnungen durchgeführt. Das System Monopile und umgebender Baugrund wurde hierbei dreidimensional modelliert, für den Boden kam ein elastoplastisches Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb'scher Bruchbedingung zum Einsatz. Von besonderer Wichtigkeit für die vorliegende Problemstellung ist die realistische Modellierung der Baugrundsteifigkeit. Es wurde deshalb eine Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls berücksichtigt. Details der numerischen Modellierung können Achmus et al. (2005) entnommen werden.

Wichtige Bemessungsgrößen sind die Verschiebung und die Verdrehung des Monopiles in Höhe des Seebodens. Diese Verformungsgrößen sind für ein Beispiel abhängig von der resultierenden Horizontalkraft H und der Höhe des Lastangriffspunkts h über Seeboden in Bild 2.1 dargestellt. Es zeigt sich, dass nach dem API-Verfahren kleinere Verschiebungen prognostiziert werden. Entscheidender Parameter für die API-Ergebnisse ist dabei der Anfangsbettungsmodul k , welcher abhängig vom inneren Reibungswinkel des Bodens festgelegt ist. Durch eine Abminderung dieses Bettungsmoduls könnte zwar für das betrachtete Beispiel eine bessere Übereinstimmung der Ergebnisse erzielt werden, die Allgemeingültigkeit eines solchen Ansatzes wäre aber nicht gegeben. Vergleichsberechnungen zeigen auf, dass die Tiefenabhängigkeit der Bettungssteifigkeit beim API-Verfahren nicht korrekt erfasst wird, wobei insbesondere die Steifigkeit in großen Tiefen deutlich überschätzt wird.

Insgesamt ergibt sich, dass das API-Verfahren für Monopiles großer Durchmesser nicht ohne Weiteres angewandt werden sollte. Zu diesem Ergebnis kommen auch Wiemann et al. (2004) und Grabe et al. (2005). Für eine Prognose des Tragverhaltens von Monopilegründungen sollten derzeit Finite-Elemente- Berechnungen eingesetzt werden.

Die Last-Verformungskurven der Monopiles mit Einbindelängen größer 20 m in Sand verlaufen für die untersuchten Lasten bis $H = 8$ bzw. 12 MN nur geringfügig nichtlinear, vgl. Bild 2.1. Jede Kurve kann daher näherungsweise durch ihre Steigung H/w bzw. H/ϕ beschrieben werden. Diese Größen werden hier als „integrale Steifigkeiten“ definiert:

$$C_w = \frac{H}{w} \quad ; \quad C_\phi = \frac{H}{\phi} \quad (2.1)$$

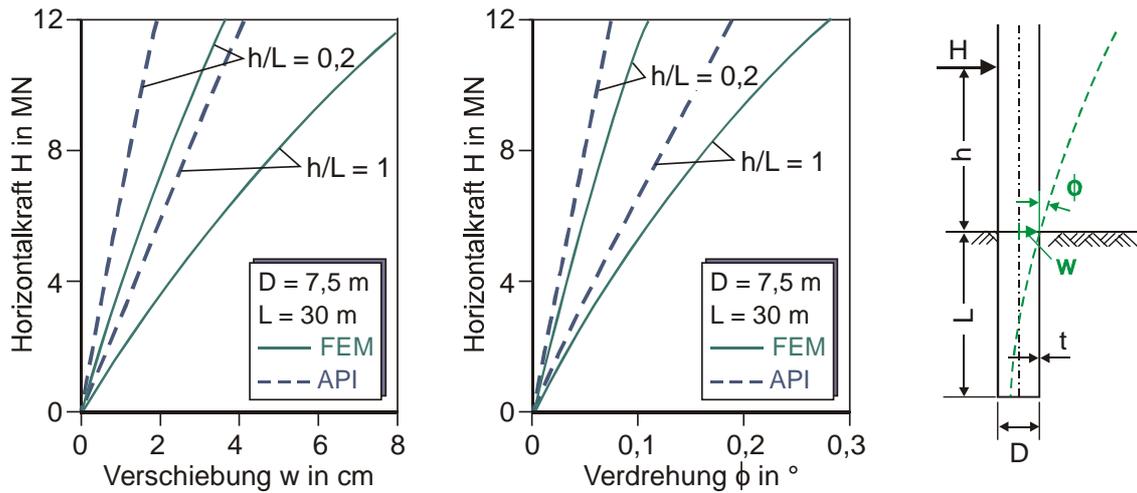


Bild 2.1 Mittels FEM und nach API ($\varphi' = 35^\circ$, $k = 22 \text{ MN/m}^3$) ermittelte Last-Verschiebungskurven für einen Monopile in dichtem Sand.

Diese Steifigkeitswerte erlauben einen recht einfachen Vergleich des Tragverhaltens von Monopiles unterschiedlicher Abmessungen. In Bild 2.2 sind die anhand einer Parameterstudie mit dem numerischen Modell ermittelten Steifigkeiten für verschiedene Monopilegeometrien abhängig von der Höhe des Lastangriffspunktes für mitteldichten und dichten Sandboden dargestellt. Es ergibt sich unter anderem, dass eine Verlängerung eines Monopiles von 20 m (im Boden eingebettete Länge) auf 30 m sich ähnlich auswirkt wie eine Erhöhung des Pfahldurchmessers von 5 auf 7,5 m, nämlich größenordnungsmäßig mit einer Verdopplung der integralen Steifigkeiten und damit einer Halbierung der zu erwartenden Verschiebungen und Verdrehungen in Höhe des Seebodens.

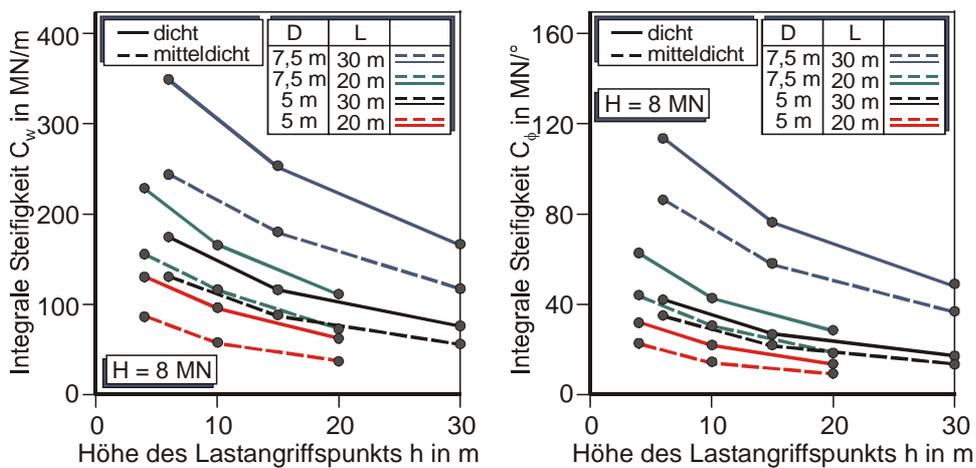


Bild 2.2 Integrale Steifigkeiten von Monopiles unterschiedlicher Abmessungen in Sandboden.

2.2 Tragverhalten von Monopiles unter zyklischer Belastung

Die Belastung von Monopiles ist hochgradig zyklischer Natur. Über die Lebensdauer einer Windenergieanlage treten z. B. Hunderte von Millionen Wellenlasten auf (Mittendorf et al. 2004). Die maximalen Horizontalkräfte infolge Wind und Wellen liegen überdies in der gleichen Größenordnung wie die Vertikalkraft aus Eigengewicht der Struktur.

Zyklische Belastungen müssen deshalb beim Entwurf einer Offshore-Windenergieanlage zwingend berücksichtigt werden. Hierbei sind zwei Aspekte zu unterscheiden:

- Unter (quasistatischen) zyklischen Belastungen akkumulieren sich im Boden Dehnungen. Dies führt zu einer Zunahme der Verschiebungen eines Monopiles abhängig von der Belastungsgeschichte (Gebrauchstauglichkeitsproblem).
- Zum Beispiel während einer Sturmperiode können sich im Boden Porenwasserüberdrücke akkumulieren, die zu einer Reduktion der Tragfähigkeit des Bodens führen können (Tragfähigkeitsproblem).

Die Tragfähigkeitsreduktion ist vor allem für bindige Böden von Relevanz, sie kann z. B. mittels zyklischer Triaxialversuche abgeschätzt und berücksichtigt werden. Nachfolgend wird das Gebrauchstauglichkeitsproblem für Monopiles in Sandböden näher betrachtet.

Im Ansatz gemäß API (2000) für Pfähle in Sandboden wird der Effekt aus zyklischer Lasteinwirkung durch eine Abminderung der oberflächennahen Bettungswiderstände erfasst. Diese Abminderung ist unabhängig von der Anzahl der Lastzyklen. Für einen Pfahldurchmesser von 7,5 m mit 30 m Einbindung in Sand sowie zwei verschiedene Lastangriffshöhen sind die nach dem API-Verfahren ermittelten statischen und zyklischen Last-Verschiebungskurven in Bild 2.3 einander gegenübergestellt.

Es ergeben sich Erhöhungen der Verformungen in Seebodenhöhe gegenüber dem statischen Fall unter einer Belastung von $H = 16$ MN von maximal rd. 8% bei Horizontalbelastung in Höhe des Seebodens ($h/L = 0$) und von maximal rd. 34% für Horizontalkraft- und Momentenbelastung mit $h/L = 1$.

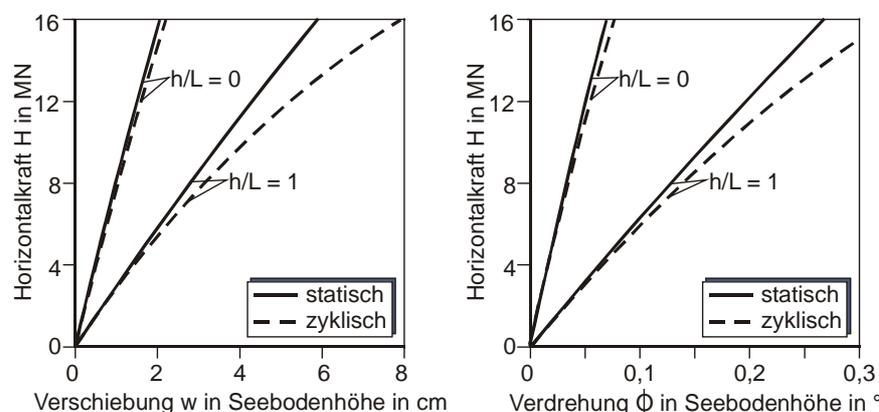


Bild 2.3 Gegenüberstellung statischer und zyklischer Last-Verschiebungskurven gemäß API für Pfähle in Sandboden ($D = 7,5$ m, $L = 30$ m, $\varphi' = 35^\circ$, $k = 22$ MN/m³).

Das API-Verfahren gibt eine Verschiebungserhöhung an, die unabhängig von der Lastzyklenzahl ist. Es basierte ursprünglich auf Untersuchungen, in denen maximal 100, meist deutlich weniger Belastungszyklen pro Laststufe aufgebracht wurden.

Ein Verfahren, bei dem die Anzahl der Lastzyklen und auch die Belastungsart (Schwell- oder Wechsellast) berücksichtigt wird, wurde von Long & Vanneste (1994) vorgeschlagen. Ausgangspunkt ist ein Bettungsmodulverfahren mit linear zunehmender Bettungssteifigkeit $k_{s0} = n_{h,1} \cdot z$. Abhängig von der Lastzyklenzahl N und einem Parameter t wird der Bettungsmodul wie folgt ermittelt:

$$k_s(z) = N^{-t} n_{h,1} z \quad (2.2)$$

Der Parameter t erfasst die Belastungsart, die Pfahlherstellungsart und die Lagerungsdichte des Sandbodens und soll aus der Gleichung

$$t = 0,17 F_L F_I F_D \quad (2.3)$$

ermittelt werden. Die Faktoren F_L , F_I und F_D nach dem Vorschlag von Long & Vanneste sind in Tabelle 2.1 angegeben.

Belastungsverhältnis R_H	-1,0	-0,5	0	0,5	1,0
Faktor F_L (Gl. 2.3)	0,2	0,4	1,0	1,0	0

Herstellungsmethode	gerammt	vibriert	verfüllt	verdichtet	gebohrt	vorbelastet
Faktor F_I (Gl. 2.3)	1,0	0,9	1,4	1,0	1,3	1,0

Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	dicht	vorbelastet
Faktor F_D (Gl. 2.3)	1,1	1,0	0,8	1,0

Tabelle 2.1 Korrekturfaktoren F_L , F_I und F_D nach Long & Vanneste (1994)

Wiederum für einen 30 m langen Monopile mit einem Durchmesser von 7,5 m sind Ergebnisse dieses Ansatzes in Bild 2.4 angegeben. Betrachtet wurde ein mitteldichter Sand, der Parameter t wurde variiert ($t = 0,17$ (reine Schwelllast, $R_H = 0$), $t = 0,12$, $t = 0,04$ (Wechsellast, $R_H = -1$)).

Es zeigt sich ein ganz erheblicher Einfluss des Parameters t und damit vor allem der Belastungsart auf die zyklische Verschiebungszunahme. Während sich bei Schwelllast eine ganz erhebliche Verschiebungszunahme ergibt, bleibt diese bei Wechsellast vergleichsweise gering.

Lin & Liao (1999) geben folgende Gleichung für die Verschiebung unter zyklischer Last an:

$$w_N = w_1 (1 + t \ln N) \quad (2.4)$$

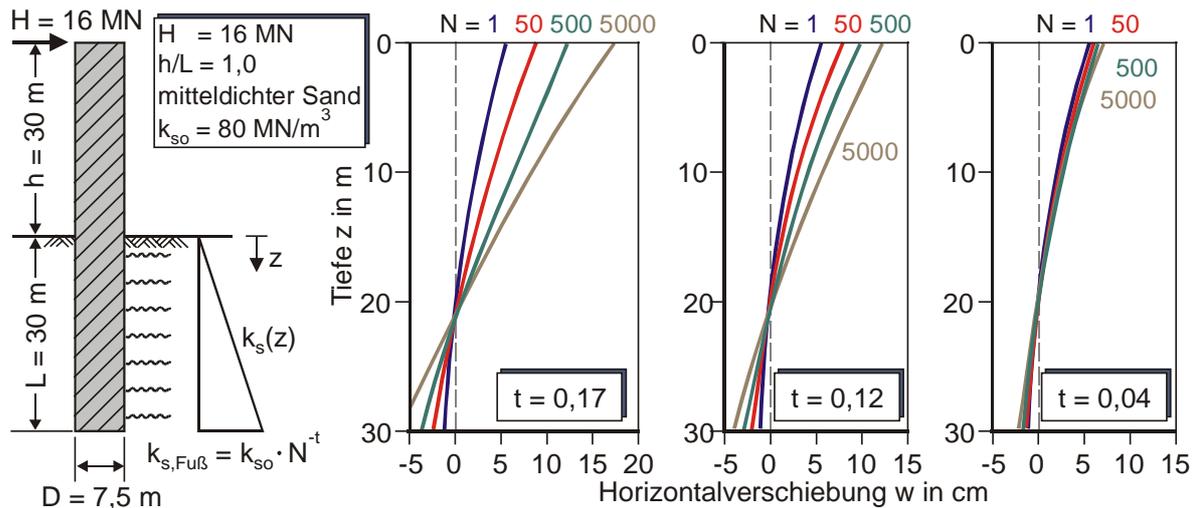


Bild 2.4 Einfluss zyklischer Belastung nach dem Verfahren von Long & Vanneste für einen Monopile $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ in mitteldichtem Sand

Für den Faktor t schlagen Lin & Liao einen gegenüber Gl. (2.3) etwas modifizierten Berechnungsansatz vor, in dem auch die Pfahlänge und die Pfahlsteifigkeit eingehen, bezüglich der Größe ist er aber vergleichbar mit dem Parameter t nach Long & Vanneste.

Die Bemessungslast eines Monopiles tritt tatsächlich nur einmal auf. Es ist daher erforderlich, Belastungen anderer Größe in eine äquivalente Zyklenzahl von Belastungen mit der Bemessungslast umzurechnen. Dies kann nach dem Vorschlag von Lin & Liao (1999) auf Grundlage eines „Dehnungssuperpositionsansatzes“ nach folgender Gleichung erfolgen:

$$N_k^* = e^{\frac{1}{t} \left(\frac{w_{1,k}}{w_{1,1}} (1 + t \ln N_k) - 1 \right)} \quad (2.5)$$

Hierin ist $w_{1,1}$ die (statische) Pfahlverschiebung unter Bemessungslast B_1 und $w_{1,k}$ die Verschiebung infolge einmaliger ($N = 1$) Belastung B_k . Diese Werte können anhand der Berechnung der statischen Last-Verformungskurven erhalten werden. Die Gesamtverschiebung des Pfahls unter Berücksichtigung aller Lastanteile und deren Häufigkeit ergibt sich dann aus

$$w_{Ges} = w_{1,1} \left[1 + t \ln \left(N_1 + \sum_{k=2}^n N_k^* \right) \right] \quad (2.6)$$

Von Mittendorf et al. (2004) wurde ein 12-Jahresspektrum von Wellenhöhen für einen Standort in der Nordsee mit rd. 30 m Wassertiefe mitgeteilt. Unter Ansatz dieses Wellenspektrums und mittels einer Lastermittlung nach der Morison-Gleichung (s. auch Achmus et al. 2005) wurde der Ansatz nach Lin & Liao gemäß der Gleichungen (2.5) und (2.6) ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 2.2 angegeben.

Wellenhöhe H_w in m	Pfahllast		w_I in cm	Wellen- anzahl N	N^* ($t = 0,17$)	N^* ($t = 0,12$)	N^* ($t = 0,04$)
	H in MN	h/L in 1					
18,5	8,13	0,84	6,60	1	1	1	1
17	7,24	0,81	5,36	13	2,66	1,68	0,07
14	5,75	0,74	3,79	471	2,80	0,99	0,001
10	4,15	0,65	2,76	14515	1,79	0,43	<0,001
6	2,66	0,68	1,65	736000	0,36	0,06	<0,001
3	1,35	0,80	1,03	$6,969 \cdot 10^6$	0,08	0,01	<0,001
1	0,45	0,80	0,37	$1,513 \cdot 10^8$	0,01	0,001	<0,001
ΣN^*					8,70	4,17	1,07
$w_{Ges}/w_{I,1}$					1,37	1,17	1,003

Tabelle 2.2 Berechnungsergebnisse nach dem Ansatz von Lin & Liao (1999) für einen Monopile $D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$ in mitteldichtem Sand

Variiert wurde bei der Berechnung der Parameter t . Für Schwelllast wäre etwa der Wert $t = 0,17$ anzusetzen. Hierfür ergibt sich eine rd. 37%-ige Verschiebungszunahme über die betrachtete Zeit von 12 Jahren. Für $t = 0,12$ beträgt die Zunahme nur noch rd. 17% und für $t = 0,04$ (entspricht Wechsellast) ist die Zunahme vernachlässigbar gering.

Welcher t -Wert die tatsächlichen Verhältnisse mit Lasten wechselnder Größe und Richtung zutreffend beschreibt, kann derzeit nicht angegeben werden. Im Übrigen bedarf auch das Dehnungssuperpositionsverfahren insbesondere für viele Lastzyklen noch der Absicherung. Hier besteht somit Forschungsbedarf. Derzeitige Bemessungsaufgaben müssen deshalb in Verbindung mit der Beobachtungsmethode gelöst werden.

Ein wichtiger vorläufiger Schluss kann aber aus den in Tab. 2.2 dargestellten Ergebnissen der exemplarischen Berechnung bereits gezogen werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Einfluss „kleiner“ Wellen und damit relativ kleiner Belastungen auf die zu erwartende Gesamtverschiebung vernachlässigbar ist. Zum Beispiel entsprechen die 736000 Wellen mit einer Höhe von 6 m rechnerisch nur 0,36 ($t = 0,17$) bzw. sogar nur 0,06 ($t = 0,12$) Bemessungswellen ($H_w = 18,5 \text{ m}$). Es reicht daher vermutlich aus, nur die in vergleichsweise geringer Anzahl auftretenden höheren Wellen bzw. Belastungen zu berücksichtigen.

3 Tragverhalten von Bucketgründungen

3.1 Allgemeines

Eine Bucketgründung ist schematisch in Bild 3.1 dargestellt. Der Gründungskörper besteht aus einem oben geschlossenen Stahlzylinder, ähnelt also von der Form her einem umgestülpten Eimer (engl. *bucket*). Diese Gründungsform wurde bzw. wird in Dänemark (Feld 2001, Ibsen et al. 2004) aus den in der Offshoretechnik bereits vielfach eingesetzten Saug-Senkkasten-gründungen entwickelt.

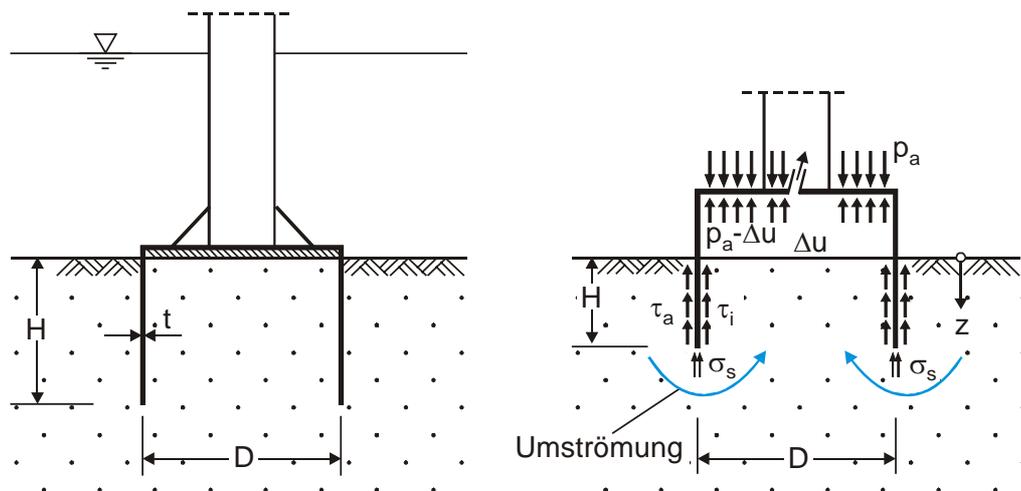


Bild 3.1 Bucketgründung für eine Offshore-Windenergieanlage (schematisch); links: Endzustand, rechts: Einwirkungen beim Eindringvorgang

Im Grundsatz handelt es sich hier um eine Mischform zwischen einer Monopile- und einer Schwergewichtsgründung. Die Installation einer Bucketgründung erfolgt jedoch völlig anders. Der vorgefertigte Gründungskörper wird zum Standort geschleppt, dort in Position gebracht (zunächst geringe Eindringung in den Seeboden durch das Eigengewicht) und dann mittels eines innerhalb des Buckets erzeugten Unterdrucks quasistatisch in den Baugrund eingepresst. Ibsen et al. (2004) benennen als Anwendungsbereich für derartige Gründungen Wassertiefen bis rd. 40 m und führen aus, dass sich gegenüber Monopilegründungen Kostenvorteile ergeben können.

Das Tragverhalten solcher Bucketgründungen wurde exemplarisch ebenfalls unter Verwendung der gleichen Berechnungsansätze wie für Monopiles untersucht. Betrachtet wurde dabei ein homogener mitteldichter Sandboden, um für diesen einfachen Fall einen Vergleich mit dem Tragverhalten von Monopiles durchführen zu können.

3.2 Realisierbare Eindringtiefe von Buckets

Der Installationsvorgang einer Bucketgründung muss sehr sorgfältig geplant werden, um die Realisierung der geplanten Einbindetiefe zu gewährleisten. Grundsätzlich gilt, dass die Einpresskraft, induziert durch Unterdruck im Bucket und durch das Bucketeigengewicht, größer sein muss als der aus Mantelreibung und Spitzendruck resultierende Bodeneindringwiderstand. Dabei gilt, dass der maximale Unterdruck begrenzt ist, um einen hydraulischen Grundbruch während des Eindringvorgangs zu vermeiden. Entsprechend können Buckets nicht beliebig tief eingebracht werden, und für die Abschätzung der möglichen Eindringtiefe sind sorgfältige Baugrunduntersuchungen notwendig.

Der Eindringwiderstand setzt sich aus Anteilen infolge Mantelreibung innen und außen am Bucketmantel und infolge Spitzendruck zusammen (Bezeichnungen s. Bild 3.1 rechts, D_a , D_i und D_m bezeichnen den äußeren, inneren und mittleren Bucketdurchmesser):

$$R_{Ein} = \int_{z=0}^H \tau_a \pi D_a dz + \int_{z=0}^H \tau_i \pi D_i dz + \pi D_m t \sigma_s \quad (3.1)$$

Für die Abschätzung der maximal mobilisierbaren Mantelreibungs- und Spitzendruckspannungen können die Ansätze für vertikal belastete Pfähle in Sandboden gemäß API (2000) bzw. gleichlautend nach DNV (2004) herangezogen werden:

$$\begin{aligned} \tau &= K \tan \delta \gamma' z \\ \sigma_s &= N_q \gamma' z \end{aligned} \quad (3.2)$$

Die Parameter δ und N_q sind abhängig von der Lagerungsdichte des Sandes, für dichte Lagerung gilt $\delta = 30^\circ$ und $N_q = 40$, für mitteldichte Lagerung $\delta = 25^\circ$ und $N_q = 20$, s. API (2000). Der Parameter K ist mit 0,8 anzusetzen (Pfähle ohne Pfropfenbildung).

Die durch den Unterdruck während des Eindringvorgangs erzeugte Strömung verändert die effektiven Spannungen außerhalb und innerhalb des Buckets. Hierdurch wird die äußere Mantelreibung erhöht, die innere Mantelreibung und der Spitzenwiderstand aber verringert. Dies lässt sich durch Korrekturfaktoren α_i erfassen, welche vom hydraulischen Gradienten der Strömung und somit vom aufgebrachten Unterdruck abhängen (vgl. Feld 2001):

$$\begin{aligned} \tau_a &= (1 + \alpha_a) K \tan \delta \gamma' z \\ \tau_i &= (1 - \alpha_i) K \tan \delta \gamma' z \\ \sigma_s &= (1 - \alpha_s) N_q \gamma' z \end{aligned} \quad (3.3)$$

Der maximal zulässige Unterdruck kann aus einer Strömungsnetzrechnung ermittelt werden. Beispielhaft ist dies in Bild 3.2 dargestellt. Als Grenzzustand wird der Fall angesehen, in dem sich unter Annahme einer stationären Strömung ein Austrittsgradient der Strömung im Bucket von etwa 1,0 (entspricht näherungsweise γ'/γ_w) ergibt (Feld 2001). Für das Beispiel in Bild 3.2 ($D = 15$ m, $H = 5$ m) erhält man $\Delta u_{krit} = 87,0$ kN/m². Die Sicherheit gegen hydraulischen

Grundbruch, ermittelt nach dem Verfahren von Terzaghi/Peck (s. z. B. EAU 2004), ergibt sich bei diesem Unterdruck zu rd. 0,97 (mit $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$).

Nach Clausen & Tjelta (1996, zitiert in Feld 2001) kann der kritische Unterdruck für $H/D \leq 0,5$ näherungsweise mittels der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$\Delta u_{krit} = \frac{\gamma' H}{1 - \frac{0,68}{1,46 \frac{H}{D} + 1}} \quad (3.4)$$

Für das betrachtete Beispiel ergibt sich hieraus ein kritischer Unterdruck von $92,1 \text{ kN/m}^2$. Diese Gleichung gilt aber nur für homogenen Baugrund, bei geschichtetem Baugrund sind gesonderte Überlegungen erforderlich.

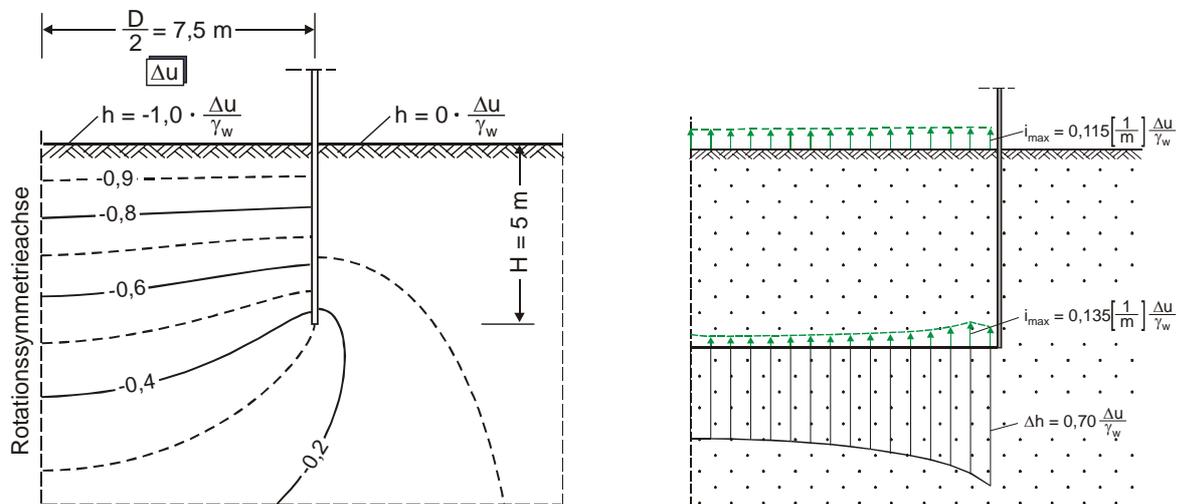


Bild 3.2 Potentiale infolge Unterdruck im Bucket (links) und hydraulische Gradienten innerhalb des Buckets (rechts)

Das Auftreten eines hydraulischen Grundbruchs ist unbedingt zu vermeiden, da sich hierbei zum Einen eine unkontrollierte Eindringung (ggfs. mit Schiefstellung) ergeben kann und zum Anderen Bodenauflockerungen innerhalb und außerhalb des Buckets auftreten, welche das Tragverhalten der Gründung beeinträchtigen. Es ist daher ein Sicherheitsfaktor η zu berücksichtigen:

$$\Delta u_{zul} = \frac{1}{\eta} \Delta u_{krit} \quad (3.5)$$

Die zu einem gegebenen Unterdruck gehörige Einpresskraft ist

$$F_{Ein} = \Delta u \frac{\pi D_i^2}{4} + G_E \quad (3.6)$$

Hierin ist G_E das Eigengewicht der Bucketkonstruktion.

Durch Gleichsetzen der vorhandenen Einpresskraft gemäß Gl. (3.6) und der erforderlichen Eindringkraft gemäß Gl. (3.1) ergibt sich der (tiefenabhängige) erforderliche Unterdruck, welcher dem zulässigen Unterdruck gemäß Gl. (3.5) bzw. (3.4) gegenüber zu stellen ist.

Für die Fälle $D = 15$ m und $D = 20$ m ist eine solche Gegenüberstellung in Bild 3.3 wiedergegeben. Betrachtet wurde dabei homogener mitteldichter Sandboden. Variiert wurde der resultierende Abminderungsfaktor für Mantelreibung ($\alpha_i - \alpha_a$), um den Einfluss der Umströmung aufzuzeigen. Der Abminderungsfaktor α_s ist von geringerem Einfluss und wurde zu Null gesetzt.

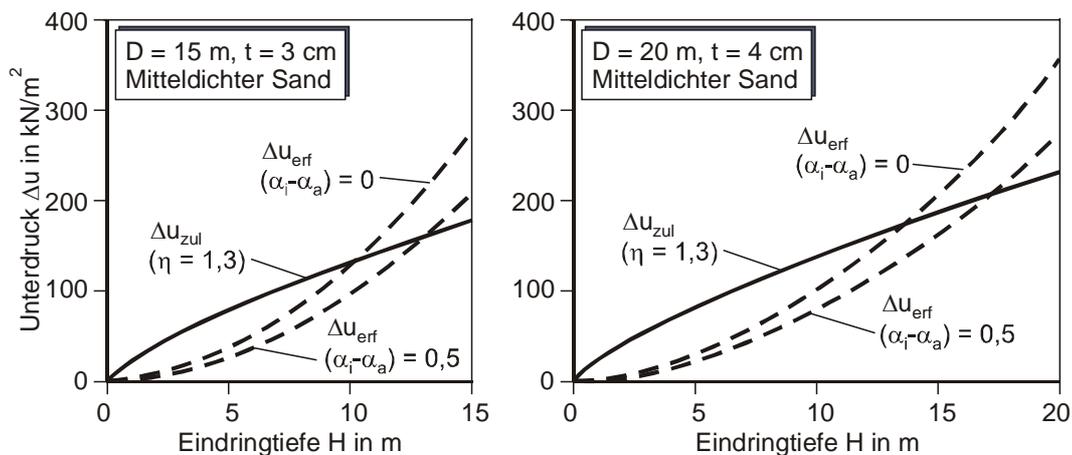


Bild 3.3 Erforderliche und zulässige rechnerische Unterdrücke zum Einbringen von Buckets in mitteldichten Sandboden

Aus Bild 3.3 ergibt sich, dass – abhängig vom günstigen Einfluss der Umströmung auf den Eindringwiderstand – für einen Bucketdurchmesser von 15 m die erreichbare Eindringtiefe in mitteldichtem Sand zwischen rd. 10 und 13 m liegt. Für einen Durchmesser von 20 m liegt die rechnerisch mögliche Eindringtiefe zwischen rd. 13 und 17 m.

Solange keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen, sollten die rechnerischen Ansätze mit Vorsicht angewandt werden. Die sicher erreichbare Tiefe wird hier für $D = 15$ m mit rd. 8 m und für $D = 20$ m mit rd. 10 m angesetzt. Für diese Abmessungen wurden Berechnungen des Tragverhaltens unter Horizontallast ausgeführt.

3.3 Numerische Berechnungen zum Tragverhalten

In Bild 3.4 sind als Ergebnisse der Finite Elemente- Berechnungen wiederum die Verschiebung und die Verdrehung der Gründungskonstruktion in Seebodenhöhe, also am Kopf des Buckets, abhängig von der Belastung angegeben. Hierdurch wird auch ein Vergleich mit dem Tragverhalten von Monopilegründungen möglich.

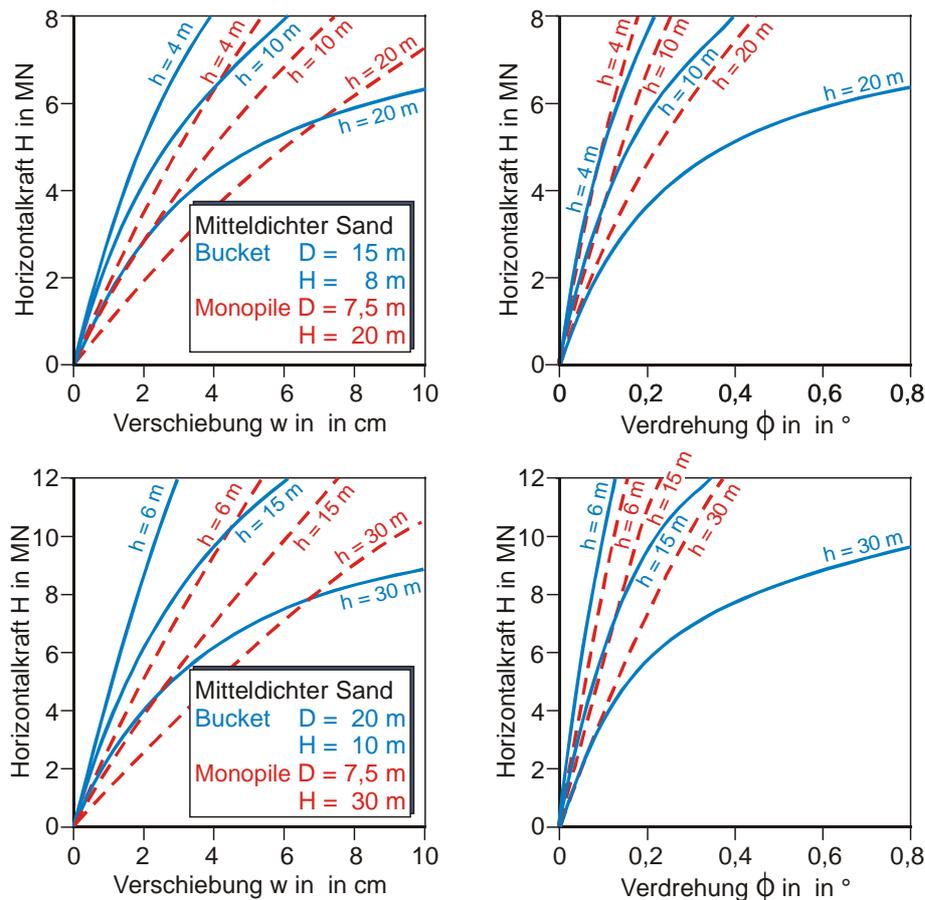


Bild 3.4 Last-Verformungskurven für Bucket- und Monopilegründungen in mitteldichtem Sandboden

Es zeigt sich, dass sich Bucketgründungen bei geringerem Belastungsniveau ähnlich steif oder sogar steifer als alternativ mögliche Monopiles verhalten. Bei höheren Belastungen nehmen die Verformungen jedoch stark zu. Grund dafür ist die gegenüber Monopiles deutlich geringere Einbindetiefe in den Baugrund. Die Tragfähigkeit der Gründung für horizontale Belastung ist dadurch erheblich geringer, weshalb sich bereits bei geringeren Belastungen stark zunehmende Verschiebungen und Verdrehungen einstellen.

Bucketgründungen können nach diesen Ergebnissen durchaus eine Alternative zu Monopilegründungen darstellen. Bei hoher Belastung, d. h. zum Beispiel bei großer Wassertiefe, dürften die Anforderungen an die Steifigkeit der Gründungskonstruktion von Offshore-Windenergieanlagen jedoch eher mit Monopiles erreichbar sein.

4 Zusammenfassung

Sowohl für Monopile- als auch für Bucketgründungen kann auf Basis numerischer Berechnungen eine Prognose des Tragverhaltens unter statischer Bemessungslast vorgenommen werden. Derartige Berechnungen sind zur Festlegung einer Gründungskonstruktion und ihrer Abmessungen notwendig. Vereinfachte Berechnungsmethoden wie z. B.

das Bettungsmodulverfahren (für Monopiles) sollten erst zum Einsatz kommen, wenn deren Anwendbarkeit durch Messungen sowie Erfahrungen bestätigt wird.

Für derzeitige Projektierungen ist die Kontrolle des Bauwerksverhaltens im Rahmen der Beobachtungsmethode vorzusehen. Dies gilt besonders im Hinblick auf die Größe der langfristig infolge zyklischer Belastungen zu erwartenden Verformungen der Gründungskonstruktionen, da diese derzeit kaum zuverlässig abgeschätzt werden können.

Literatur

- Abdel-Rahman, K. & Achmus, M. 2005. *Finite Element Modelling of horizontally loaded Monopile Foundations for Offshore Wind Energy Converters in Germany*. International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, Australia, Sept. 2005.
- Achmus, M.; Abdel-Rahman, K.; Peralta, P. 2005. *Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen*. Pfahlsymposium 2005, Braunschweig.
- 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.
- DNV 2004. Det Norske Veritas. *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Offshore Standard, Norway.
- EAU 2004. *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"*. 10. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin.
- Feld, T. 2001. *Suction Buckets, a new innovative foundation concept, applied to Offshore Wind Turbines*. Ph.D. Thesis, Aalborg University, Denmark.
- GL 1999. Germanischer Lloyd. *Rules and Regulations, Offshore Wind Energy Converters*. Hamburg, Germany.
- Grabe, J.; Mahutka, K.-P.; Dührkop, J. 2005. *Monopilegründungen von Offshore-Windenergieanlagen*. Bautechnik 82, Heft 1.
- Ibsen, L. B.; Schakenda, B.; Nielsen, S. A. 2004. *Development of the bucket foundation for offshore wind turbines, a novel principle*. 3. Gigawind-Symposium "Offshore-Windenergie, Bau- und umwelttechnische Aspekte, 16.3.2004, Hannover.
- 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.; Kohlmeier, M.; Zielke, W. 2004. *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.
- Wiemann, J. & Lesny, K. 2004. *Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness*. Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), 20./21.10.2004, Wilhelmshaven.
- Wiemann, J.; Lesny, K.; Richwien, W. 2004. *Anwendbarkeit von Standardverfahren zur Bemessung von Pfahlgründungen für Offshore-WEA*. 3. Gigawind-Symposium "Offshore-Windenergie, Bau- und umwelttechnische Aspekte, 16.3.2004, Hannover.