

# Tragfähigkeit und Bemessung axial belasteter Offshorepfähle

Martin Achmus, Florian tom Wörden, Marina Müller

## 1 Einleitung

Die Versorgung der Bundesrepublik Deutschland mit elektrischer Energie soll in den nächsten Jahren durch rd. 5000 Offshore-Windenergieanlagen (OWEAs) an Standorten in der Nord- und Ostsee mit einer Ausbauleistung von insgesamt rd. 25,5 GW ergänzt werden. Neben den deutschen Offshore-Windenergieparks entstehen z. Zt. in der Nordsee vergleichbare Offshore-Windenergie -Projekte z.B. in Großbritannien, den Niederlanden und Dänemark.

Für den Bereich der deutschen Nordsee liegen die Wassertiefen in den durch das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie in Hamburg (BSH 2007) ausgewiesenen Windenergieparkarealen zwischen 5 und 40 m, wobei ein Großteil der Windenergieparks Wassertiefen zwischen 20 m und 30 m aufweist. Bei den aktuell angestrebten Anlagenleistungen von 5 MW hat sich ab einer Wassertiefe von rd. 20 m eine Gründung über aufgelöste Strukturen als derzeit bevorzugte Gründungsvariante herausgestellt. Ob zukünftig bei der Wahl der Gründungsstruktur der OWEAs vermehrt auf das Konzept der Jacket-Gründung zurückgegriffen wird oder ob sich alternative Gründungsstrukturen, wie die so genannten Tripod- oder Tripilegründungen o.ä. durchsetzen werden, wird u.a. das Ergebnis der momentan intensiv betriebenen F&E-Projekte in den ersten Offshore-Windenergieparks sein. Nicht zuletzt wird die Wahl der Gründungsstruktur durch die preisgünstig verfügbare Offshore-Logistik sowie durch die Anforderungen der Errichtung der Gründungsstruktur an die Wetterbedingungen bestimmt werden.

Bei Jacket- und Tripodgründungen werden zur Verankerung im Meeresgrund offene Stahlrohrrammpfähle mit Durchmessern zwischen rd. 0,8 m und rd. 3,0 m zur Anwendung kommen. Die erforderlichen Einbindetiefen der Rammpfähle ergeben sich zumeist aus dem Bemessungslastfall für die axiale Tragfähigkeit auf Zug. In dem deutschen Bereich der südlichen Nordsee herrschen bis in die voraussichtlichen Pfahlabssetztiefen Fein- bis Grobsande mit vereinzelt weichen bis festen bindigen

Einlagerungen vor. Nachstehende Ausführungen beziehen sich daher auf offene Stahlrohrrammpfähle im Sand.

Zwar wird für OWEAs außerhalb der 12sm-Zone über den BSH Standard Konstruktionen (BSH 2007) das deutsche Normenwerk und damit für die Gründungsbemessung die DIN 1054 (2005-01) und die in ihr erwähnten Normen als verbindliche Bemessungsgrundlage eingeführt, jedoch basiert die darin enthaltene Pfahlbemessung in erster Linie auf der Auswertung von Pfahlprobelastungen. Da unter Offshore-Bedingungen die Durchführung von Pfahlprobelastungen i.d.R. nicht sinnvoll bzw. nicht durchführbar ist, stünden zur axialen Pfahlbemessung die Erfahrungswerte nach Abschnitt 8.4.4 bzw. Anhängen B bis D der DIN 1054 (2005-01) zur Verfügung. Diese allerdings basieren nicht auf Erfahrungen an Offshore-Pfählen. Über die Richtlinien von Zertifizierungsgesellschaften (z.B. DNV 2004, GL 1999) wird daher für die axiale Pfahlbemessung auf die Ansätze der Empfehlungen des American Petroleum Institute (API 2006) für Offshore-Plattformen verwiesen. Diese Ansätze sind daher häufig Grundlage für die Bemessung von Rammpfählen für OWEAs. Da das API-Verfahren jedoch in theoretischer Hinsicht, wie auch in praktischer Hinsicht zu unbefriedigenden Ergebnissen führen kann, ist es in den letzten Jahren zu vermehrten Anstrengungen gekommen, um alternative ebenfalls auf Erfahrungen basierende Berechnungsverfahren zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit von Offshore-Rammpfählen zu entwickeln. Mit der Neuauflage der API im Jahr 2006, sowie der DIN EN ISO 19902 (2008) wurden diese Verfahren als alternative Bemessungsverfahren vorgestellt.

War die Anwendung des API-Verfahrens bei der Bemessung von axial belasteten Pfählen von einzelnen Offshore-Konstruktionen der Rohstoffindustrie bisher offenbar ausreichend genau, so besteht nun bei der Vielzahl der zukünftig zu errichtenden OWEAs der Bedarf nach einer realitätsnahen und wirtschaftlichen Bemessungsmethode, welche die Baugrundverhältnisse der Nordsee hinreichend genau abzubilden vermag. Zu beachten ist auch, dass sich die Einwirkungen einer üblichen Offshore-Konstruktion erheblich von denen einer OWEA unterscheiden. So sind bei OWEAs gegenüber Offshore-Plattformen im Vergleich zu den einwirkenden Vertikallasten sehr viel größere Horizontalkräfte und Momente abzutragen, was auch die Bedeutung des hochgradig zyklischen Charakters dieser Einwirkungen erhöht.

Nachfolgend werden die maßgebenden Einflussfaktoren auf die äußere axiale Tragfähigkeit von offenen Offshore-Rammpfählen in Sand behandelt. Zudem wird über einen Vergleich der existierenden Bemessungsverfahren die Bandbreite der möglichen Berechnungsergebnisse für OWEA-Gründungspfähle dargestellt. Hinsichtlich der zyklischen Tragfähigkeit von Offshore-Rammpfählen liegen nur lückenhafte Erfahrungen vor, die im abschließenden Teil kurz dargestellt werden.

## 2 Tragverhalten von Offshore- Rammpfählen

Die Tragfähigkeit  $R$  eines auf Druck belasteten Pfahles wird im Allgemeinen in einen Spitzendruckanteil  $R_b$  und in einen Mantelreibungsanteil  $R_s$  aufgeteilt (Gl. 1). Dabei wird die Größe des Spitzenwiderstands  $R_b$  über eine Spitzendruckspannung  $q_{b,k}$  multipliziert mit der wirksamen Pfahlfußfläche  $A_b$  errechnet (Gl. 2). Darin bezeichnet  $D$  den äußeren Pfahldurchmesser. Der Anteil des Pfahlmantelwiderstands  $R_s$  ergibt sich aus der Mantelreibungsspannung  $q_{s,k}$  multipliziert mit der Pfahlmantelfläche  $A_s$  (Gl. 3).

$$R = R_b + R_s \quad \text{Gl. 1}$$

$$R_b = A_b \cdot q_{b,k} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot q_{b,k} \quad (\text{Druck, geschl. Pfahl}); \quad R_b = 0 \quad (\text{Zug}) \quad \text{Gl. 2}$$

$$R_s = A_s \cdot q_{s,k} = \pi \cdot D \int_0^L q_{s,k}(z) dz \quad \text{Gl. 3}$$

Die Größe der Spitzendruckspannung  $q_{b,k}$  wird bestimmt durch den am Pfahlfuß herrschenden Spannungszustand. Dieser wiederum wird zum einen durch die Art der Rammung und die dabei eingebrachte Rammenergie beeinflusst (Gavin und Kelly 2007). Zum anderen wird der am Pfahlfuß herrschende Spannungszustand, sowie die wirksame Pfahlfußfläche  $A_b$  durch einen eventuellen Pfropfen beeinflusst, der sich während der Rammung durch eine innere Verspannung eines Bodenkörpers im Pfahlinnere bilden kann. Dadurch kann während des Rammvorgangs kein weiterer Boden in das Pfahlinnere eindringen und der Pfahl verhält sich vergleichbar einem geschlossenen Pfahl. Von einem unverpfpften Pfahl wird ausgegangen, wenn der Baugrund während der Rammung mit dem Rammfortschritt in das Pfahlinnere eindringt. Die Pfropfenbildung ist abhängig vom Rammvorgang, dem Pfahldurchmesser  $D$  und

dem den Pfahlfuß umgebenden Boden und seiner Zustandsform. In der API (2006) sowie bei Randolph et al. (2005) wird darauf hingewiesen, dass während der Rammung zunächst unverfropfte Pfähle unter einer monotonen Last ein verfropftes Verhalten zeigen können. Ein allgemein anerkanntes Verfahren zur rechnerischen Abschätzung eines Pfahlpfropfens sowie die Auswirkungen auf die Pfahlfußtragfähigkeit existiert zur Zeit nicht. Für eine einfache Abschätzung schlagen Klos und Tejchmann (1981) vor, dass ab einer Einbindetiefe von mindestens  $17 \cdot D$  mit der Ausbildung eines Pfropfens zu rechnen ist. Rechnerisch wird nach GL (1999) auf der sicheren Seite liegend der kleinere Wert aus innerer Mantelreibung und Spitzendruck unterhalb des Bodenpfropfens (s. Abschnitt 3.1.1) angesetzt. Die Gesamttragfähigkeit eines verfropften Pfahles ist zudem von dem Verhältnis zwischen Pfropfenlänge und Einbindetiefe des Pfahles abhängig (Lee et al. 2003). Weiterhin ist anzumerken, dass eine Zugbeanspruchung auch bei zunächst unverfropften Pfählen eine Verfropfung des Bodens im Pfahlinnern hervorrufen kann.

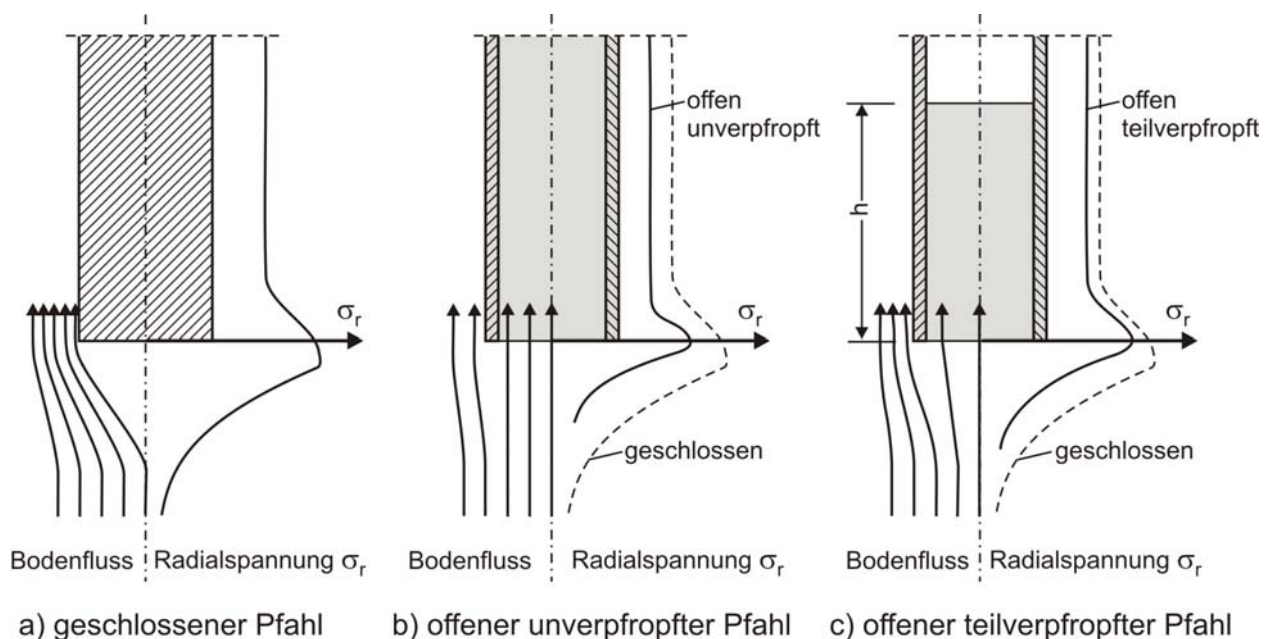


Abbildung 1: Einfluss der Pfropfenbildung auf den Bodenfluss während der Rammung und die damit zusammenhängenden Radialspannungen im Pfahlfußbereich (nach White et al. 2005)

Die Auswirkung eines Pfropfens auf den Spannungszustand am Pfahlfuß infolge der Rammung kann exemplarisch nach White et al. (2005) anhand von Abbildung 1 verdeutlicht werden. Durch die Rammung eines geschlossenen bzw. verfropften

Pfahles kommt es zu einer vollen Verdrängung des Bodens, was mit einer größeren Erhöhung der Radialspannungen am Pfahlmantel  $\sigma_r$  einhergeht als im unverpfropften Zustand (Augustesen 2006). Die Radialspannungen  $\sigma_r$  erhöhen die Mantelreibungsspannung  $q_{s,k}$  und somit den Mantelreibungsanteil der Pfahltragfähigkeit  $R_s$ .

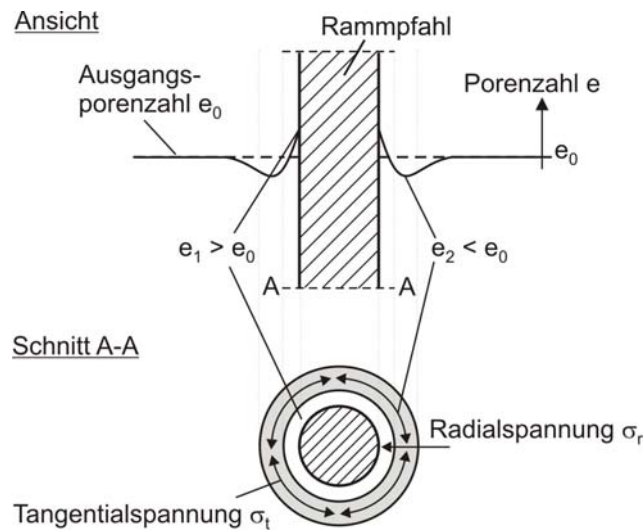


Abbildung 2: Ausbildung von Tangentialspannungen am Pfahlmantel (nach Augustesen 2006)

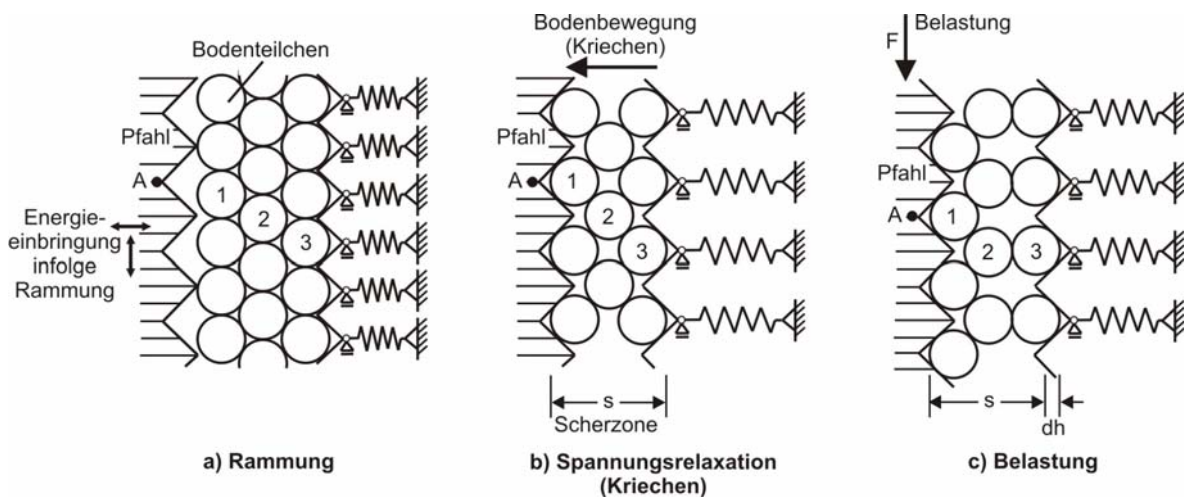


Abbildung 3: Modell zur Ausbildung der Tangential- und Radialspannungen infolge Relaxation und Belastung (nach Axelsson 2000)

Neben der durch das o.a. Modell beschriebenen Dilatanz beeinflusst der Rammvorgang die Größe und die Verteilung der Mantelreibungsspannung durch einen als Reibungsermüdung bezeichneten Prozess (White und Lehane 2004). Unter der Reibungsermüdung ist die Abnahme der lokalen Mantelreibung in der Tiefe  $z$  mit zunehmender Eindringtiefe des Pfahles infolge Scherbeanspruchung zu verstehen (Abbildung 4). Durch Relaxation und einhergehende Kriechbewegungen des Bodens nach Passieren der betrachteten Tiefe  $z$  werden Tangentialspannungen erzeugt, während die Radialspannung am Pfahlmantel - und somit im Vergleich zu der Radialspannung am Pfahlfuß - reduziert wird.

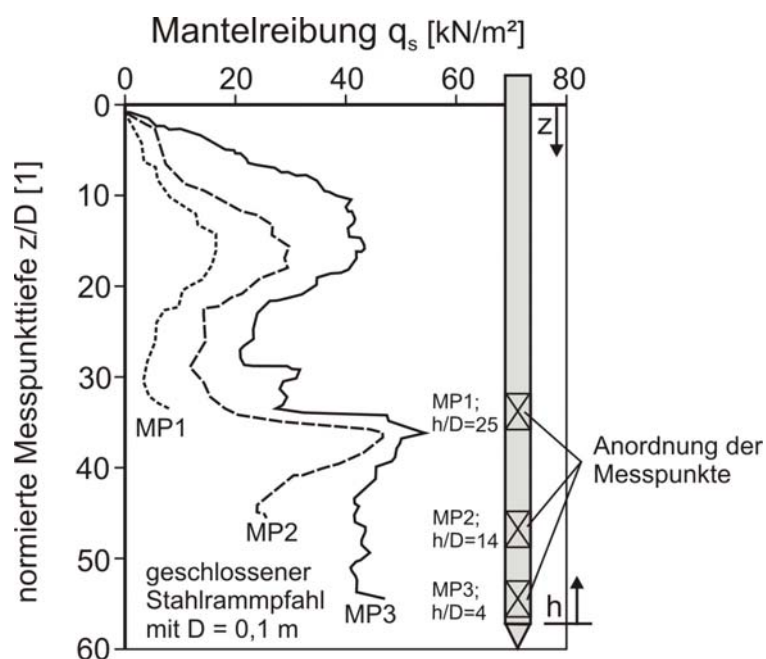


Abbildung 4: Lokale Reibungsermüdung eines im Sand eingepressten Modellpfahls  
(nach Lehane et al. 1993, aus Schneider 2007)

Nach Abschluss der Rammung entspannt sich nach einer Modellvorstellung von Axelsson (2000) der angrenzende Boden wieder, wodurch sich Tangentialspannungen  $\sigma_t$  ausbilden (s. Abbildung 2), während sich die Radialspannungen  $\sigma_r$  reduzieren. Es kommt zu einer zunehmenden Verzahnung zwischen Bodenteilchen und Pfahloberfläche (vgl. Abbildung 3 b)). Eine infolge einer Belastung eingebrachte Pfahlverschiebung führt im angrenzenden Bodenbereich zu einem dilatanten Verhalten und somit zu einer erneuten Ausbildung erhöhter Radialspannungen  $\Delta\sigma_r$ , die wiederum zum Anstieg des Mantelreibungswiderstandes  $q_{s,k}$  führen (Abbildung 3 c)).

Zusätzlich beeinflusst auch die Art der Belastung die Größe der Mantelreibung. Bei einer Druckbeanspruchung werden über den Pfahlfuß Spannungen in den Boden eingetragen, die im unteren Pfahlbereich infolge des so genannten Falltüreffekts zu einer Reduktion der Radialspannungen führen. Die sich durch die axiale Belastung unterhalb des Pfahlfußes ausbildende „Druckzwiebel“ führt hingegen im oberen Bereich zu einer Erhöhung der Mantelreibungsspannung. Bei einer Zugbeanspruchung entfällt die tragfähigkeitserhöhende Wirkung der „Druckzwiebel“. Zudem wird nach Jardine et al. (2005) davon ausgegangen, dass es bei Zugbeanspruchungen durch den so genannten Poisson-Effekt zu einer Verlängerung des Pfahles und somit zu einer Kontraktion des Querschnittes mit einer Abnahme von  $\sigma_r$  kommt. Weiterhin wird die effektive Normalspannung  $\sigma'_v$  durch die aufwärts gerichtete Mantelreibung abgemindert. Diese Effekte führen zu einer geringeren Mantelreibungsspannung unter Zugbeanspruchung als unter Druckbeanspruchung.

Die durch eine Druckbeanspruchung eingebrachte Pfahlverschiebung mobilisiert sowohl die Mantelreibung als auch den Spitzendruck. Während bereits kleine Verschiebungen (rd. 2,54 mm nach API 2006) zur Mobilisierung der vollen Mantelreibung ausreichen, bedarf es zur vollen Mobilisierung des Spitzendrucks größerer Verschiebungen. Allgemein wird davon ausgegangen, dass der volle Spitzenwiderstand bei einer Verschiebung von  $0,1 \cdot D$  mobilisiert ist. Vorausgesetzt, dass der Pfahl in eine ausreichend mächtige und tragfähige Schicht einbindet, kommt es mit zunehmender Verschiebung zu einer Vergrößerung der Pfahlfußtragfähigkeit.

Weiterhin sind über die Gründungsstruktur einer OWEA zyklische Beanspruchungen aus Wind und Wellen in den Baugrund abzutragen. Der bisherige Kenntnisstand hierzu ist allerdings lückenhaft. Zyklische Pfahlprobelastungen von Jardine & Standing (2000) legen die Vermutung nahe, dass es einen Grenzwert der zyklischen Scheramplitude gibt, ab dem es zu einer signifikanten Abnahme der axialen Tragfähigkeit kommt. Unterhalb dieses Grenzwertes wurde eine Vergrößerung der axialen Tragfähigkeit beobachtet, was bei Jardine & Standing (2000) mit einer durch die kleinen zyklischen Scheramplituden beschleunigten Alterung des Bodens erklärt wird (s. Kapitel 4). Die Untersuchung des Pfahltragverhaltens unter zyklischer Beanspruchung ist z. Zt. Gegenstand verschiedener F&E-Projekte.

### 3 Bemessungsansätze für axial belastete Offshore-Rammpfähle

Die Grenztragfähigkeit eines axial belasteten Pfahles  $R$  errechnet sich, unabhängig vom verwendeten Verfahren zur Bestimmung von Mantelreibung und Spitzendruck, aus der Summe von Mantelreibungswiderstand  $R_s$  und - für den Fall der Druckbeanspruchung - dem Spitzenwiderstand  $R_b$ .

Für Onshore-Verhältnisse lassen sich Mantelreibungswiderstand  $q_{s,k}$  und Spitzendruckwiderstand  $q_{b,k}$  in Abhängigkeit von Bodenart und Lagerungsdichte über auf Erfahrungswerten basierende Tabellenwerte (DIN 1054, EAP 2007) abschätzen und ggfs. über ein geeignetes Pfahlprobelastungsprogramm verifizieren bzw. im Sinne einer wirtschaftlichen Optimierung verbessern.

Für offene Stahlrohrrammpfähle in der deutschen Nordsee mit Durchmessern bis rd. 3 m werden die den Tabellen der DIN 1054 zugrunde liegenden Erfahrungen hinsichtlich der Baugrundeigenschaften als auch der untersuchten Pfahlgeometrien überschritten. Pfahlprobelastungen scheiden - im Normalfall - aufgrund ihrer praktisch nicht gegebenen Durchführbarkeit aus.

Zur praxistauglichen Abschätzung der Tragfähigkeit von Offshore- Rammpfählen wurden in den letzten Jahren, alternativ zum konventionellen Verfahren der API, diverse CPT- basierte Verfahren entwickelt und an Pfahlprobelastungsergebnissen validiert. Nachfolgend werden unter den CPT- basierten Verfahren die in der DIN EN ISO 19902 aufgeführten Verfahren ICP-05 (Jardine et al. 2005), UWA-05 (Lehane et al. 2005), Fugro-05 (Kolk und Baaijens 2005) und NGI-05 (Clausen et al. 2005) zusammengefasst.

#### 3.1 Abschätzung des Spitzendruckes

##### 3.1.1 Verfahren nach API (2006)

Der Pfahlsitzenwiderstand  $q_{b,k}$  ergibt sich nach API (2006) aus der Modellvorstellung des Pfahlfußes als tiefliegende Flachgründung aus

$$q_{b,k} = \sigma'_v \cdot N_q \leq q_{b,k,max}$$

**Gl. 4**



Hierin stellt  $\sigma'_v$  die effektive Vertikalspannung am Pfahlfuß und  $N_q$  einen Tragfähigkeitsbeiwert im Sinne der Grundbruchtheorie dar. Folge dieser Modellvorstellung ist, dass der Spitzendruckwiderstand  $q_{b,k}$  linear mit der Tiefe ansteigt, was im Widerspruch zur allgemeinen Erfahrung steht. Daher ist in der API die Größe des Pfahlsitzenwiderstands  $q_{b,k}$  mit dem Erreichen eines Maximalwertes  $q_{b,k,max}$  begrenzt.

Der Grenzspitzendruck  $q_{b,k,max}$  sowie der Tragfähigkeitsbeiwert  $N_q$  sind baugrundabhängig den Empfehlungen der API (2006) und des DNV (2004) zu entnehmen (Tabelle 1). Für nichtbindige Böden unter Auftrieb werden die  $q_{b,k,max}$ -Werte je nach Lagerungsdichte ab einer Einbindetiefe von rd. 20 m bis 25 m maßgebend.

Bodenart	Mantelreibung		Spitzendruck	
	$\delta$	$q_{s,k,max}$	$N_q$	$q_{b,k,max}$
	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	[MN/m <sup>2</sup> ]
Locker bis mitteldicht gelagerter Sand	20	67	12	2,9
Mitteldicht gelagerter Sand	25	81,3	20	4,8
Dicht bis sehr dicht gelagerter Sand	30	95,7	40	9,6

Tabelle 1: Bemessungsparameter nach API (2006) für nichtbindige Böden

Bei der Berechnung des Pfahlfußwiderstands  $R_b$  ist zu beachten, dass bei offenen Pfählen der Spitzendruck  $q_{b,k}$  nur über die Kreisringfläche des Stahlrohrprofils  $A_{Ring}$  anzusetzen ist, während bei geschlossenen bzw. vollständig verpfropften Pfählen die gesamte Querschnittsfläche  $A_b$  in Ansatz zu bringen ist. Entsprechend GL (1999) kann eine vollständige Verpfropfung des Pfahles angenommen werden, wenn der mobilisierte innere Mantelreibungswiderstand mindestens so groß ist, wie der Spitzenwiderstand unterhalb des Bodenpfropfens (Gl. 5).

$$\sum q_{s,k,i} \cdot A_i \geq q_{b,k} \cdot A_{b,i}$$

Gl. 5

### 3.1.2 CPT-basierte Verfahren

Bei den empirischen CPT- basierten Verfahren wird von einem Zusammenhang zwischen dem Spitzenwiderstand der Drucksonde  $q_c$  und dem Spitzendruckwiderstand des Rammpfahles  $q_{b,k}$  ausgegangen. Tabelle 2 stellt die unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung des Spitzendrucks der CPT-basierten Verfahren vergleichend dar.

Zur Berücksichtigung der Bodenschichtung wird der Pfahlspitzenwiderstand aus dem äquivalenten Drucksondierungsspitzendruck abgeleitet, der je nach Verfahren unterschiedlich zu ermitteln ist. Nach den Verfahren API-06, NGI-05 und Fugro-05 ergibt dieser sich direkt in Höhe des Pfahlfußes. Von einem Mittelwert oberhalb und unterhalb des Pfahlfußes gehen hingegen die Verfahren ICP-05 und UWA-05 aus. Für ICP-05 wird dieser Mittelwert nach Bustamente & Gianceselli (1982) ermittelt, wonach der Mittelwert aus den Drucksondierungsspitzenrücken  $1,5 \cdot D$  ober- und unterhalb des Pfahlfußes folgt. Im Verfahren UWA-05 wird der Ansatz von De Ruiter & Beringen (1979) verwendet, der den kleinsten Drucksondierungsspitzendruck in einer Tiefe von bis zu  $4 \cdot D$  unterhalb des Pfahlfußes mit in die Mittelwertbildung einbezieht.

Bei offenen Stahlrohrquerschnitten ist der mobilisierte Pfahlspitzenwiderstand stark von der Pfropfenbildung abhängig. Während das Verfahren NGI-05 zu dessen Beurteilung ebenso wie die API (2006) den Vergleich zwischen innerer Mantelreibung und Spitzendruck unterhalb des Bodenpfropfens heranzieht, haben Jardine et al. (2005) für das Verfahren ICP-05 Kriterien zur Abschätzung der Pfropfenbildung aufgestellt. Sind die beiden nachfolgenden Kriterien der Gl. 6 und Gl. 7 in Abhängigkeit vom inneren Pfahldurchmesser  $D_i$  bzw. Durchmesser der Drucksonde  $D_{CPT}$  und der relativen Lagerungsdichte des Bodens  $D_r$  erfüllt, so kann von vollständiger Pfropfenbildung ausgegangen werden.  $P_a$  steht darin für den atmosphärischen Druck.

$$D_i < 0,02 \cdot (D_r - 30) \quad \text{Gl. 6}$$

$$\frac{D_i}{D_{CPT}} < 0,083 \cdot \frac{q_c}{P_a} \quad \text{Gl. 7}$$

Weiterhin wird berücksichtigt, dass der Pfropfen weniger tragfähig ist als der Stahlquerschnitt (Tabelle 2).

In den Verfahren UWA-05 und Fugro-05 wird dieser Aspekt über geometrische Größen berücksichtigt. Hier wird die innere Mantelreibung empirisch im Term des Spitzendruckes erfasst und darf nicht zusätzlich angesetzt werden. Dies führt dazu, dass bei der Anwendung dieser beiden Verfahren der Spitzendruck immer auf die volle Querschnittsfläche angesetzt werden darf.

<b>ICP-05</b>	Ohne Pfropfen: $q_{b,k} = q_c$  Mit Pfropfen: $q_{b,k} = q_c \cdot \left[ 0,5 - 0,25 \log \left( \frac{D}{D_{CPT}} \right) \right]$
<b>UWA-05</b>	$q_{b,k} = q_c \cdot (0,15 + 0,45A_r)$
<b>Fugro-05</b>	$q_{b,k} = 8,5 \cdot P_a \sqrt{\frac{q_c}{P_a}} \cdot \sqrt{\frac{R^*}{R}}$
<b>NGI-05</b>	$q_{b,k} = \frac{0,8q_c}{(1 + D_r^2)}$

Tabelle 2 : Abschätzung des Spitzendruckes nach den Verfahren nach DIN EN ISO 19902 (2008)

## 3.2 Abschätzung der Mantelreibung

### 3.2.1 Verfahren nach der API (2006)

Verfahrensunabhängig errechnet sich der Mantelreibungswiderstand  $R_s$  über die Mantelreibung  $q_{s,k}$  multipliziert mit der Pfahlmantelfläche  $A_s$ . Die Mantelreibungsspannung  $q_{s,k}$  von offenen Stahlrohrrammpfählen in nicht bindigen Böden ermittelt sich nach den Richtlinien der API bodenart- und tiefenabhängig über das so genannte  $\beta$ -Verfahren nach Gl. 8.

$$q_{s,k}(z) = k \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta = \sigma'_v(z) \cdot \beta \leq q_{s,k,max} \quad \text{Gl. 8}$$

Darin ist  $\delta$  der Kontaktreibungswinkel zwischen Pfahloberfläche und Boden,  $\sigma'_v(z)$  ist die effektive Vertikalspannung in der betrachteten Tiefe  $z$  und  $k$  ist ein horizontaler Erddruckbeiwert. Aufgrund der durch die Rammung verursachten Verdichtung am Pfahlmantel wird in dem Verfahren der API (2006) der Beiwert  $k$  größer als der

Erdruchdruckbeiwert  $k_0$  angenommen. In der API (2006) und DNV (2004) werden für  $k$  Werte von 0,8 für offene und 1,0 für geschlossene Pfähle gegeben. Die empfohlenen Werte für den Kontaktreibungswinkel  $\delta$  und die maximale Grenzmantelreibung  $q_{s,k,max}$  sind in Abhängigkeit von der Bodenart und der Lagerungsdichte Tabelle 1 zu entnehmen.

### 3.2.2 CPT-basierte Verfahren

Nach der DIN EN ISO 19902 (2008) kann bis auf das Verfahren NGI-05 der Mantelreibungswiderstand  $q_{s,k}$  der CPT-basierten Verfahren zusammenfassend nach Gl. 9 dargestellt werden. Es zeigt sich, dass die CPT-basierten Verfahren die Einflussfaktoren auf die Pfahltragfähigkeit unterschiedlich berücksichtigen.

$$q_{s,k} = u \cdot q_c(z) \left[ \frac{\sigma'_v(z)}{P_a} \right]^a A_r^b \left[ \max \left( \frac{L-z}{D}, v \right) \right]^{-c} (\tan \delta_{cv})^d \left[ \min \left( \frac{L-z}{D} \cdot \frac{1}{v}, 1 \right) \right]^e \quad \text{Gl. 9}$$

In Gl. 9 sind die Parameter a, b, c, d, e, u und v verfahrensabhängige empirische Parameter gemäß Tabelle 3.  $q_c(z)$  beschreibt den Drucksondierungsspitzenwert in der Tiefe z,  $A_r$  die bezogene Pfahlfußfläche und  $\delta_{cv}$  den kritischen Kontaktreibungswinkel zwischen Boden und Pfahl.

Methode	Art der Belastung	Parameter						
		a	b	c	d	e	u	v
ICP-05	Druck	0,1	0,2	0,4	1	0	0,023	$4\sqrt{A_r}$
	Zug	0,1	0,2	0,4	1	0	0,016	$4\sqrt{A_r}$
UWA-05	Druck	0	0,3	0,5	1	0	0,030	2
	Zug	0	0,3	0,5	1	0	0,022	2
Fugro-05	Druck	0,05	0,45	0,9	0	1	0,043	$2\sqrt{A_r}$
	Zug	0,15	0,42	0,85	0	0	0,025	$2\sqrt{A_r}$

Tabelle 3 : Empirische Parameter in Abhängigkeit von der Bemessungsmethode und der Belastungsart (DIN EN ISO 19902, 2008)

Den unter Abschnitt 2 aufgeführten Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit eines Stahlrohrrammpfahles wird durch die einzelnen Terme der Gl. 9 Rechnung getragen. So wird durch  $u \cdot q_c(z)$  die maximal wirkende Radialspannung am Pfahlfuß berücksichtigt. Der Term  $\left[\max\left(\frac{L-z}{D}, v\right)\right]^{-c}$  bildet die Reibungsermüdung ab. In der Methode Fugro-05 wird durch den Term  $\left[\min\left(\frac{L-z}{D} \cdot \frac{1}{v}, 1\right)\right]^e$  die Interaktion zwischen Mantelreibung und Spitzendruck eingebracht.

Zur Berücksichtigung des Bodenflusses und der damit zusammenhängenden im Vergleich zu den geschlossenen Querschnitten geringeren Radialspannungen bei offenen Querschnitten wird bei ICP-05 und Fugro-05 der effektive Radius  $R^*$ , bzw. effektive Durchmesser  $D^*$  eingeführt. Nach Gl. 10 ergibt sich  $R^*$  aus dem äußeren Radius  $R_{au\beta en}$  und dem inneren Radius  $R_{innen}$ .  $D^*$  ergibt sich hierzu analog.

$$R^* = \sqrt{R_{au\beta en}^2 - R_{innen}^2} \quad \text{Gl. 10}$$

In der UWA-05 wird hingegen die bezogene Pfahlfußfläche  $A_r$  berücksichtigt. Hierdurch ist es möglich in der Betrachtung des Bodenflusses auch die Pfpfenbildung einzubeziehen.

Die Methode NGI-05 basiert nicht auf dem erdstatischen Ansatz aus der auf den Pfahlmantel wirkenden Spannung multipliziert mit dem Tangens des Kontaktreibungswinkels  $\delta$  und kann daher nicht über Gl. 9 erfasst werden. Sie basiert aber ebenso wie die anderen Verfahren auf Messergebnissen der Drucksondierung. Die Abschätzung der Mantelreibung in nichtbindigen Böden ergibt sich nach der Methode NGI-05 zu:

$$q_{s,k}(z) = \frac{z}{z_{tip}} \cdot P_a \cdot F_{Dr} \cdot F_{sig} \cdot F_{tip} \cdot F_{load} \cdot F_{mat} \quad \text{jedoch } q_{s,k}(z) > 1,1 \cdot \sigma'_v(z) \quad \text{Gl. 11}$$

$P_a$  ist wiederum der atmosphärische Druck,  $z$  beschreibt die Tiefe unterhalb der GOK,  $z_{tip}$  ist die Pfahlfußtiefe. Das Verhältnis von der Tiefe  $z$  zur Pfahlfußtiefe  $z_{tip}$  dient der Berücksichtigung der Reibungsermüdung mit zunehmender Tiefe. Die Terme  $F_i$  dienen der Berücksichtigung der unterschiedlichen Einflüsse auf die Tragfähigkeit. So dient  $F_{Dr}$  dazu, die relative Lagerungsdichte einzubeziehen und wird nach Gl. 12 berechnet:

$$F_{Dr} = 2,1 \cdot (D_r - 0,1)^{1,7}$$

jedoch mit  $D_r > 0,1$

**Gl. 12**

$F_{sig}$  ist der Beiwert zur Berücksichtigung der Vertikalspannungen und errechnet sich aus:

$$F_{sig} = \sqrt[4]{\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

**Gl. 13**

Der Beiwert  $F_{tip}$  bezieht sich auf die Querschnittsform und ist nach Empfehlungen von Clausen et al. (2005) zu 1,0 für einen offenen Pfahl und zu 1,6 für einen geschlossenen Pfahl zu setzen.

$F_{load}$  ist der Beiwert zur Berücksichtigung der Abhängigkeit von der Belastungsrichtung. Er ist für zugbeanspruchte Pfähle zu 1,0 und für druckbeanspruchte Pfähle zu 1,3 zu setzen. Der letzte Beiwert  $F_{mat}$  beinhaltet den Einfluss des Pfahlmaterials auf die Tragfähigkeit. Empfohlene Werte liegen bei 1,0 für Stahlpfähle und 1,2 für Betonpfähle.

### 3.3 Rechenbeispiel

Für einen offenen Stahlrohrrammpfahl mit einem Pfahldurchmesser von  $D = 2,5$  m werden in Abbildung 5 die Tragfähigkeiten auf Zug im Sand nach den o.a. Berechnungsverfahren dargestellt. Es handelt sich um die Tragfähigkeiten für zwei vereinfachte  $q_c$ -Verläufe. Fall a) stellt dabei ab 10 m unter Meeresboden (TuM) einen konstanten  $q_c$ -Verlauf mit einem Endwert von  $20 \text{ kN/m}^2$  dar, während Fall b) ab 10 m TuM einen konstanten  $q_c$ -Verlauf mit einem Endwert von  $40 \text{ kN/m}^2$  aufweist. Von der Meeresbodenoberfläche bis 10 m unter Meeresboden steigt jeweils der Spitzendruck  $q_c$  linear mit der Tiefe von  $q_c = 0 \text{ kN/m}^2$  auf den jeweiligen Endwert an.

Die Berechnungsergebnisse der Abbildung 5 zeigen für den  $q_c$ -Verlauf des Falls a) für den kurzen Pfahl Tragfähigkeiten nach den verschiedenen Verfahren in ähnlicher Größenordnung. Lediglich die Methode UWA-05 ermittelt eine Tragfähigkeit, die rd. 40 % unterhalb des API-06-Wertes liegt.

Für den langen Pfahl ( $L = 45$  m) im Fall a) ist auffällig, dass die berechnete Tragfähigkeit nach der API-06 im Vergleich zu den anderen untersuchten Verfahren

deutlich größer ausfällt. Die Abweichungen betragen hierbei rd. 30 % bis 100 %. Im Gegensatz hierzu ist für die  $q_c$ -Verteilung im Fall b) für den langen Pfahl auffällig, dass die Tragfähigkeit nach der API-06 tendenziell kleiner ausfällt als nach den CPT-basierten Verfahren mit Ausnahme der Tragfähigkeit nach dem UWA-05 Verfahren.

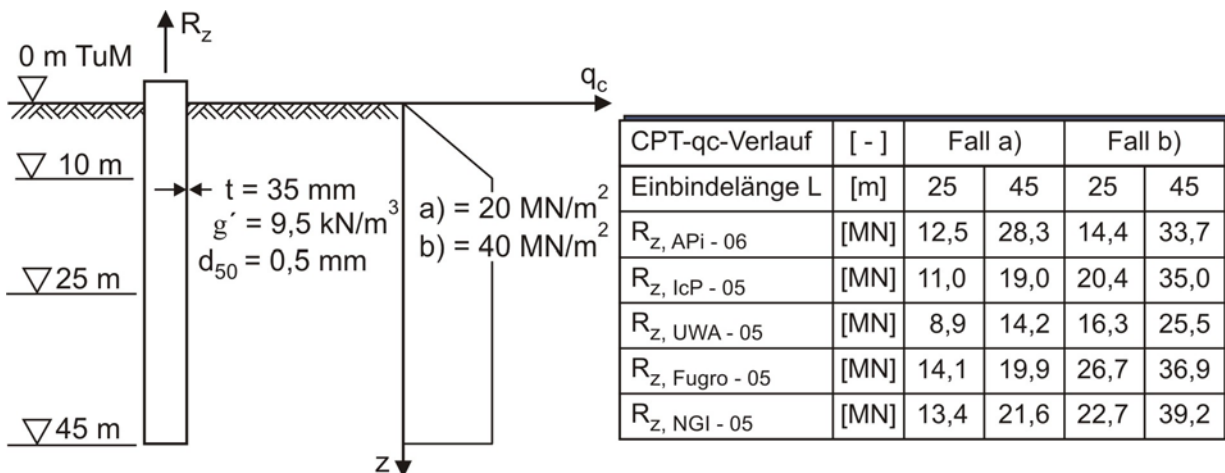


Abbildung 5: Gegenüberstellung der berechnete Zugtragfähigkeiten  $R_z$  nach den Verfahren API-06, ICP-05, UWA-05, Fugro-05 und NGI-05

### 3.4 Vergleich der Bemessungsverfahren

Der Tragfähigkeitsberechnung mit dem Verfahren der API liegen nicht zutreffende Annahmen zur Beschreibung sowohl der Spitzendruck- als auch der Mantelreibungstragfähigkeit zugrunde. Damit einhergehend kann es für kurze Pfähle in dichtem Sand zu einer starken Überbemessung und bei langen Pfählen in locker gelagertem Sand zu einer Unterbemessung der Pfähle kommen (API 2006). Dies wird durch die von Toolan et al. (1990) dargestellten Ergebnisse der Abbildung 6 bestätigt. Darin ist das Verhältnis der nach API-06 berechneten Tragfähigkeiten  $R_{\text{API}}$  zur gemessenen Tragfähigkeit  $R_{\text{Messwert}}$  für verschiedene Einbindelängen aufgetragen. Von Jardine et al. (2005), Lehane et al. (2005) und Kolk et al. (2005) wird bestätigt, dass sich über das Verfahren der API die axiale Pfahltragfähigkeit nicht zuverlässig bestimmen lässt. Kraft (1991) zeigt auf, dass insbesondere die Tragfähigkeit langer Pfähle bei großen Lagerungsdichten sensibel auf die Grenzwerte aus der API reagiert und somit nach der API unterschätzt werden kann. Clausen et al. (2005) weisen ebenfalls auf die Ungenauigkeit der API für die Bemessung in sehr dicht gelagerten

Böden hin und erwähnen, dass die berechneten Tragfähigkeiten nach der API nicht mit Ergebnissen aus Probelastungen übereinstimmen.

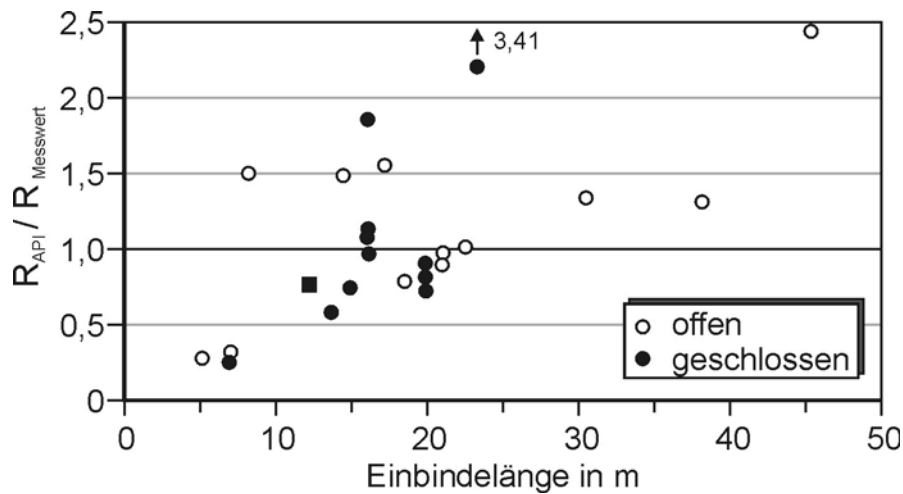


Abbildung 6: Vergleich gemessener Pfahltragfähigkeiten  $R_{Messwert}$  mit berechneten Pfahltragfähigkeiten nach API  $R_{API}$  (nach Toolan et al. 1990)

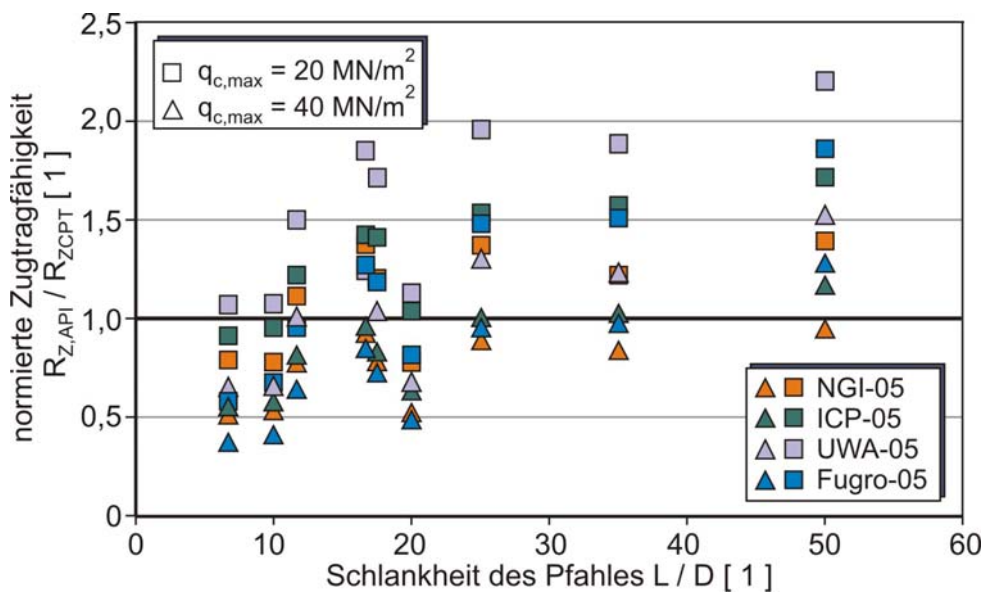


Abbildung 7 : Vergleich der verschiedenen Bemessungsverfahren

Abbildung 7 gibt einen Ergebnisvergleich der verschiedenen Verfahren zur Berechnung der axialen Pfahltragfähigkeit. Darin wird die Zugtragfähigkeit  $R_{Z,API}$  der API-06 bezogen auf die Zugtragfähigkeit  $R_{Z,CPT}$  der CPT-basierten Verfahren über die Slankheit des Pfahles  $L/D$  aufgetragen. Untersucht wurden Pfähle mit Einbindetiefen  $L$  von 20,0 m, 35,0 m und 50,0 m und mit Durchmessern  $D$  von 1,0 m, 2,0 m und 3,0 m. Für den



Vergleich wurde als Baugrund ein Sand mit einer  $q_c$ -Verteilung nach Fall a) und Fall b) aus der vorangegangenen Beispielrechnung nach Abbildung 5 verwendet.

Die Berechnungsergebnisse der Abbildung 7 spiegeln den Trend der Messergebnisse von Toolan (1990) nach Abbildung 6 wider. Aus Abbildung 7 wird deutlich, dass die berechneten Tragfähigkeiten nach der API-06 insbesondere für Pfähle geringer Schlankheit  $L/D$  viel geringer ausfallen als jene, die nach den CPT-basierten Verfahren berechnet worden sind. So erreicht die errechnete Tragfähigkeit nach den CPT-basierten Verfahren für gedrungene Pfähle mit  $L/D < 20$  das rd. 2- bis 2,5-fache der Tragfähigkeit nach der API-06. Mit zunehmender Schlankheit  $L/D$  dreht sich dieser Trend, insbesondere für kleine  $q_c$ -Werte und damit geringere Lagerungsdichten, um. Dies lässt darauf schließen, dass eine Bemessung nach der API-06 für relativ kurze Pfähle in dicht gelagerten Böden sehr konservativ ausfällt.

Weiterhin wird aus Abbildung 7 der Unterschied zwischen den einzelnen Verfahren untereinander deutlich. Obwohl allen Verfahren die Auswertung zahlreicher Pfahlprobelastungen zugrunde lag, kommt es bei identischen Randbedingungen zu signifikanten Abweichungen der berechneten Zugtragfähigkeiten nach den CPT-basierten Verfahren. Dabei sind Unterschiede von bis zu 100% festzustellen. Dadurch wird die Frage nach den Anwendungsgrenzen der einzelnen Verfahren aufgeworfen.

#### **4 Betrachtung zyklischer Beanspruchung**

Neben den für die Tragfähigkeitsbemessung maßgeblichen Extrembelastungen erfährt die Gründungstruktur einer OWEA durch Wind, Wellen und ggfs. tidebeeinflusste Strömungsvorgänge auch erhebliche zyklische Belastungen. Da bemessungsrelevante wiederkehrende Lastereignisse i.d.R. Folge von Sturmereignissen mit Wellenperioden von rd. 15 sec. bis 20 sec. sind, können für die axiale Pfahlbemessung in diesen Fällen dynamische Effekte i.d.R. vernachlässigt werden. Die durch Böen eingetragenen Lasten werden durch die Trägheit der Gesamtstruktur i.d.R. ebenfalls als zyklische, d. h. quasi-statische Beanspruchung am Gründungspfahl angenommen.

Die zyklischen Beanspruchungen beeinflussen im Wesentlichen den Mantelreibungswiderstand, während die Pfahlfußtragfähigkeit indessen i.d.R. als unbeeinflusst ange-

sehen werden kann. In Ermangelung eines anerkannten Berechnungsansatzes zur Berücksichtigung zyklischer Beanspruchung auf das axiale Tragverhalten von OWEA-Gründungspfählen wird in der derzeitigen Bemessungspraxis der statische Mantelreibungswiderstand  $q_{s,k}$  mit einem Sicherheitsbeiwert von meist rd. 2,0 abgemindert.

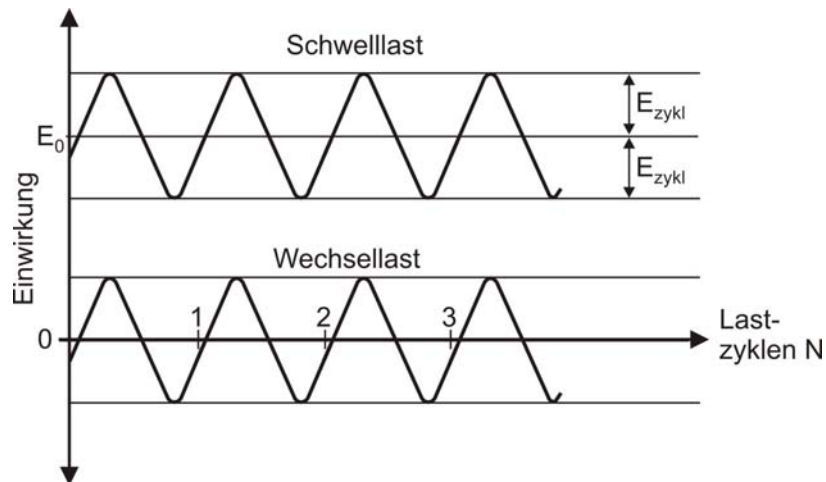


Abbildung 8: Definition der zyklischen Belastungskomponenten

Ist die Einwirkung der zyklischen Lastamplitude  $E_{zykl}$  größer als die statische Einwirkung  $E_0$  wird der Pfahl durch eine so genannte Wechsellast beansprucht. Ist die zyklische Lastamplitude  $E_{zykl}$  hingegen kleiner als die statische Einwirkung  $E_0$  wird von einer Schwelllast gesprochen (Abbildung 8). Neben der Art der Belastung wird die axiale zyklische Tragfähigkeit auch durch die Baugrundeigenschaften, das Verhältnis von zyklischer Lastamplitude  $E_{zykl}$  und statischer Last  $E_0$  sowie durch die Zyklenzahl  $N$  beeinflusst. Dabei gilt je größer die Zyklenzahl  $N$  bzw. die zyklische Lastamplitude  $E_{zykl}$  ist, desto geringer die Tragfähigkeit.

Durch Einführung eines Verhältniswertes der kritischen zyklischen Grenzbelastung (Critical Level of Repeated Loading, CLRL) wird bei Schwarz (2002) eine Zuordnung von zyklischer Lastamplitude  $E_{zykl}$  zur Bodenart vorgenommen (Tabelle 4). Bei Überschreitung des CLRL ist von einem vollständigen Verlust der Tragfähigkeit auszugehen. Demnach verlieren nichtbindige Böden schon bei kleinem CLRL ihre Tragfähigkeit.

$$CLRL = \frac{E_{zykl}}{R_k}$$

Bodenart	CLRL
Sand	0,1 – 0,4
Schluff	0,4 – 0,6
normal konsolidierter Ton	0,35 - 0,55
überkonsolidierter Ton	0,85 – 1,0

Tabelle 4 : Grenzwerte der zyklischen Lastamplitude bezogen auf die statische Bruchlast in Abhängigkeit von der Bodenart (Schwarz 2002)

Die DIN EN ISO 19902 (2008) weist zudem darauf hin, dass zyklische Beanspruchungen auch zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führen können und spiegelt damit die Beobachtungen von Jardine und Standing (2000) an 19,4 m langen Rammpfählen in Dünkirchen wider, die bei einer Belastung unterhalb von  $E_{zykl}/R_k = 0,2$  eine Erhöhung der Tragfähigkeit zeigten. Mit zunehmender zyklischer Lastamplitude  $E_{zykl}$  nahm die axiale Pfahltragfähigkeit wieder ab. Zur Berücksichtigung der zyklischen Einwirkungen auf die axiale Tragfähigkeit von Mikropfählen gibt die DIN 1054 im Anhang D.2 zulässige Lastspannen in Abhängigkeit der Zyklenanzahl  $N$  nach Tabelle 5 an. Dabei ist unter der Lastspanne der zweifache Wert der zyklischen Lastamplitude  $E_{zykl}$  zu verstehen. Die darin gegebenen Anhaltswerte werden von Mittag und Richter (2004) als stark auf der sicheren Seite liegend eingeschätzt, gleichwohl jedoch von diesen Autoren für die Verwendung bei Rammpfählen empfohlen.

Zu erwartende Zyklenanzahl $N$	char. Lastspanne (= $2 \cdot E_{zykl}$ )
1	1,00 $R_{2s,k}$
100	0,80 $R_{2s,k}$
10 000	0,68 $R_{2s,k}$
100 000	0,56 $R_{2s,k}$
$\geq 1\ 000\ 000$	0,40 $R_{2s,k}$

Tabelle 5 : Anhaltswerte zulässiger Lastspannen aus Wechsel- oder Schwelllast der DIN 1054:2005, Anhang D.2 für mindestens mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden oberhalb des Grundwassers

Poulos (1988) untersuchte Messergebnisse unter zyklischer Beanspruchung und stellte diese graphisch (Abbildung 9) dar. Aufgetragen ist hier auf der Horizontalachse das Verhältnis der mittleren Belastung zur statischen Grenzlast und auf der Vertikalachse das Verhältnis der zyklischen Lastamplitude zur Grenzlast. Messpunkte aus reiner Wechsellastbeanspruchung liegen direkt auf der Vertikalachse. Die unter 45° verlaufende Linie von links oben nach rechts unten stellt die Ergebnisse dar, bei denen die Summe der mittleren Belastung und der zyklischen Lastamplitude der statischen Grenzlast entsprechen. Zusätzlich wird durch die Geradenschar die Zyklenzahl  $N$  berücksichtigt.

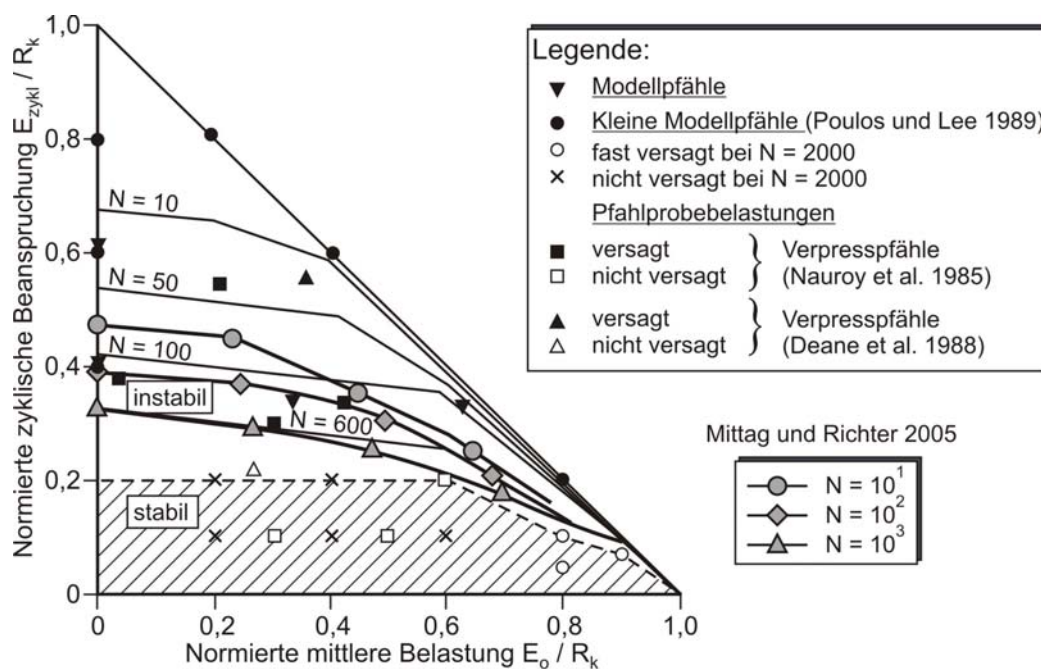


Abbildung 9: Darstellung diverser Versuchsergebnisse sowie des Ansatzes nach Gl. 15

Seine Untersuchungen ergaben, dass die Zyklik in Abhängigkeit von der mittleren Belastung und der zyklischen Lastamplitude nicht zwangsläufig eine Reduktion der Tragfähigkeit mit sich zieht. In Abbildung 9 ist daher ein schraffierter Bereich eingezeichnet, welcher als stabil bezeichnet werden kann. Bis zu einem mittleren Beanspruchungsniveau von 60 % sind hier zyklische Lastamplituden bis zu 20 % der statischen Grenzlast als unkritisch zu betrachten. Darüber hinaus fällt die stabile zyklische Lastamplitude ab.

Auf Grundlage von Messergebnissen aus der Literatur nach Abbildung 9 entwickeln Mittag und Richter (2005) einen Ansatz, nach dem die zulässige Größe der zyklischen Lastamplitude  $E_{zykl}$  in Abhängigkeit der Lastzyklen  $N$  abgeschätzt werden kann (Gl. 15).

Darin beschreibt der Faktor  $\kappa$  eine von der Zyklenanzahl  $N$  abhängige Abminderung der Tragfähigkeit (Tabelle 6). Eine Einschränkung bezüglich des Baugrunds wird durch Mittag und Richter (2005) nicht getroffen.

$$E_{zykl} \leq R \cdot \kappa \cdot \left(1 - \left(\frac{E_0}{R}\right)^2\right)$$

**Gl. 15**

Zyklenanzahl $N$	Faktor $\kappa$
1	0,50
10	0,45
100	0,40
1 000	0,35
10 000	0,30
100 000	0,25
1 000 000	0,20

Tabelle 6 : Werte für den Faktor  $\kappa$  in Abhängigkeit der Lastwechselzahl  $N$  nach Mittag und Richter (2005)

## 5 Zusammenfassung

Für eine wirtschaftliche Bemessung von Offshore Windenergieanlagen stellt die Planung der Gründungsstruktur einen wesentlichen Aspekt dar. Es wurden verschiedene Ansätze zur Bemessung vertikal belasteter Pfähle in nicht bindigen Böden untersucht und insbesondere mit dem in der Praxis üblichen Ansatz der API-06 verglichen.

Hierzu wurde zunächst das allgemeine Tragfähigkeitsverhalten von offenen Stahlrohrrammpfählen zur Gründung von Offshore-Windenergieanlagen beschrieben. Das axiale Tragverhalten von offenen Stahlrohrrammpfählen wird von zahlreichen Faktoren beeinflusst und ist durch ihr Zusammenwirken komplex. Zwar wurden in den letzten Jahren große Fortschritte zur Klärung der einzelnen Tragmechanismen

gemacht, allerdings ist die gegenseitige Beeinflussung dieser Mechanismen noch nicht vollständig geklärt.

Im Weiteren wurde auf die verschiedenen analytischen Ansätze zur Abschätzung der axialen Tragfähigkeit eingegangen. Die Bestimmung von Mantelreibung und Spitzendruck ist stark von den Bodeneigenschaften des den Pfahl umgebenden Bodens abhängig. Probelastungen zur Bestimmung von Spitzendruck und Mantelreibung kommen im Offshore-Bereich nicht in Frage, wodurch eine rechnerische Abschätzung dieser Werte notwendig wird. Diese rechnerischen Abschätzungen müssen zum einen das mechanisch komplexe Verhalten erfassen und zum anderen auf den verfügbaren Bodenparametern basieren. Kenntnisse über den Baugrund für eine baupraktisch relevante Pfahlbemessung liefern i.d.R. die Ergebnisse der Drucksondierung. Daher liegen den aktuellen Verfahren zur Ermittlung von Mantelreibung und Spitzendruck die Ergebnisse der Drucksondierung zugrunde. Diese neuen in Abschnitt 3 vorgestellten CPT- basierten Verfahren wurden anhand zahlreicher Probelastungen validiert.

Der analytische Vergleich der Methoden und die Ergebnisse der Parameterstudie zeigten allerdings deutliche Unterschiede der Verfahren zueinander auf. Die Tragfähigkeiten nach den einzelnen Verfahren unter gleichen Randbedingungen ergaben sehr unterschiedliche Ergebnisse mit bis zu 100 % Abweichung (Abbildung 7). Für einen qualitativen Vergleich sind Validierungen an Messdaten aus Pfahlprobelastungen unumgänglich. Insgesamt konnte festgestellt werden, dass die Tragfähigkeit für sehr dicht gelagerte Böden nach allen Bemessungsverfahren deutlich größer ausfällt, als nach der API-06, wobei der Unterschied zur Tragfähigkeit nach der API-06 mit abnehmender Pfahllänge zunimmt. Hierbei stellte sich die Frage, inwiefern es Anwendungsgrenzen bezüglich der Pfahlgeometrie gibt. Für lange Pfähle in locker gelagerten Böden hingegen lag die Tragfähigkeit nach einigen Bemessungsverfahren niedriger als nach der API-06.

Letztendlich wurde auf die Auswirkungen zyklischer Lasten eingegangen. Hierzu wurden der Wissensstand kurz dargestellt und es wurde auf ein Verfahren nach Mittag und Richter (2005) basierend auf der DIN 1054 Anhang D verwiesen, mit welchem die Abminderung der Tragfähigkeit durch zyklische Belastung abgeschätzt werden kann.

## Literaturverzeichnis

**API.** *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms- Working Stress Design.* Dallas: American Petroleum Institut, API (RP2A-WSD), 21th edition, 2006.

**Augustesen, A. H.** *The Effects of Time on Soil Behaviour and Pile Capacity.* PhD Thesis, Aalborg University, 2006.

**Axelsson, G.** "Long-Term set-up of driven piles in sand." Doctoral Thesis, Stockholm, 2000.

**BSH,** Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie. *Standard konstruktive Ausführungen von Offshore Windenergieanlagen.* 2007.

**Bustamente, M., and L. Gianceselli.** *Pile bearing capacity by means of static penetrometer CPT.* Amsterdam: 2nd Eur. Symp. on Penetration Testing, 1982, 493 - 500.

**Clausen, C., P. Aas, and K Karlsrud.** *Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach.* Perth: ISFOG, 2005.

**De Ruiter, J., and F.L. Beringen.** *Pile foundations for large North Sea structures.* Marine Geotechnology, 1979.

**DIN 1054.** "Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau." 2005-01.

**DIN EN ISO 19902.** "Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen." 2008.

**DNV.** "Design of Offshore Wind Turbine Structures." 2004.

**EAP.** *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle".* Berlin: Ernst & Sohn, 2007.

**Gavin, G., and B. Kelly.** *Effect of friction fatigue on pile capacity in dense sand.* Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering, 2007.

**GL,** Germanischer Lloyd. "Rules for Classification and Construction III Offshore Technology Part1 Offshore Installations." 1999.

**Jardine, R., F. Chow, R Overy, and J. Standing.** *ICP Design Methods for piles in sands and clays.* London: Thomas Telford, 2005.

**Jardine, RJ, and JR. Standing.** *Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France.* Offshore Technology Report - OTO 2000-007, 2000.

**Klos, and Teijchmann.** *Bearing capacity calculation for pipe piles.* Stockholm: Proceedings of the 10th international Conference on soil mechanics and foundation engineering, Volume 2, 1981, 751-753.

**Kolk, H.J., and A.E. Baaijens.** *Design criteria for pipe piles in silica sands.* Perth: ISFOG, 2005.

- Kraft, Leland M.** *Performance of axially loaded pipe piles in sand.* Camarillo: Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117; No. 2, 1991.
- Lee, J., R Salgado, and K. Paik.** *Estimation of load capacity of pipe piles in sand based on cone penetration test results.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126(6), 2003.
- Lehane, B. M., R.J. Jardine, A.J. Bond and R. Frank.** *Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests.* J. Geotech. Eng., 119 (1), 1993, 19-35.
- Lehane, B., J. Schneider, and X. Xu.** *The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand.* Perth: ISFOG, 2005.
- Mittag, J., and Th. Richter.** *Beitrag zur Bemessung von vertikal zyklisch belasteten Pfählen.* Berlin: GuD Geotechnik and Dynamik Consult GmbH, 2004.
- Schwarz, P.** *Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer uyklicher Belastung.* Lehrstuhl und Prüfamnt für Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 33, 2002.
- Poulos, H. G.** *Cyclic Stability Diagram for axially loaded piles.* ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 114 No. 8 August, 1988.
- Randolph, M., M. Cassidy, and S. Gourvenec.** *Challenges of offshore geotechnical engineering.* Osaka: Proc. XVI ICSMGE, 2005.
- Schneider, J. A.** *Analysis of Piezocone data for displacement pile design.* The university of western Australia: PhD Thesis, 2007.
- Toolan, F.E., M.L. Lings, and U.A. Mirza.** *An appraisal of API RP2A recommendations for determining skin friction of piles in Sand.* Houston, Texas: Proceedings of the 22nd Annual Offshore Technology Conference, 1990.
- White, D., J. Schneider, and B. Lehane.** *The influence of effective area ratio on shaft friction of displacement piles in sand.* Perth: Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, 2005, 741 ff.
- White, D.J., and B.M. Lehane.** *Friction Fatigue on displacement piles in sand.* Géotechnique 54, No. 10, 2004, 645 -658.

Kontaktadresse:

Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Dipl.-Ing. F. tom Wörden, Dipl.-Ing. M. Müller  
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)  
Leibniz Universität Hannover  
Appelstr. 9A, 30167 Hannover  
Tel.: 0511/762-3370, Fax: 0511/762-5105  
E-Mail: [achmus@igbe.uni-hannover.de](mailto:achmus@igbe.uni-hannover.de)  
Web: [www.igbe.uni-hannover.de](http://www.igbe.uni-hannover.de)