

Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopilegründungen unter zyklischer Belastung

Martin Achmus, Khalid Abdel-Rahman, Yu-Shu Kuo, Proserpine Peralta

1 Einführung

Ein erheblicher Anteil der Baukosten für Offshore-Windenergieanlagen entfällt auf die Gründungsstruktur. Es gilt daher, möglichst kostengünstige und dennoch ausreichend standsichere und insbesondere unter den hochgradig zyklischen Belastungen aus Wind und Wellen dauerhaft gebrauchstaugliche Lösungen zu realisieren.

Bei den meisten der bislang in Nord- und Ostsee errichteten Windparks kam die Monopilegründung zum Einsatz. Diese besteht aus einem einzelnen Stahlrohrpfahl großen Durchmessers, der in den Seegrund gerammt wird. Bislang realisierte Durchmesser lagen zwischen rd. 3 und 5 m, für die großen 5 MW-Anlagen, welche zukünftig in den deutschen Teilen von Nord- und Ostsee errichtet werden sollen, werden sogar Durchmesser von rd. 6 bis 8 m erforderlich sein.

Eine möglichst genaue Prognose des Tragverhaltens von Monopilegründungen ist Voraussetzung für eine wirtschaftliche Bemessung. Das in der Offshoretechnik für die Bemessung horizontal belasteter Pfähle üblicherweise eingesetzte p-y-Verfahren (API 2000) ist aber für Pfähle sehr großer Durchmesser nicht abgesichert und kann auch nicht den genauen Charakter und die tatsächliche Anzahl zyklischer Lasten berücksichtigen (s. auch Achmus et al. 2005).

In den einschlägigen Richtlinien (z. B. GL 1999) ist festgelegt, dass die Auswirkungen zyklischer Belastungen auf das Tragverhalten und die Verformungen der Gründungsstruktur zu analysieren sind. Im Standard Baugrunderkundung des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH 2003) werden für die maßgeblich an der Lastabtragung beteiligten Bodenschichten zyklische Laborversuche gefordert, aus denen eine Prognose zum Einfluss der zyklischen Belastung auf Festigkeit und Steifigkeit abzuleiten ist. Es ist jedoch nicht geklärt, auf welche Weise aus den Ergebnissen z. B. eines zyklischen Triaxialversuchs eine Prognose der Verschiebungszunahme eines Monopiles unter zyklischer Belastung abzuleiten ist.

In diesem Beitrag wird ein Verfahren vorgestellt, mit dem die rechnerische Prognose der Verschiebung eines Monopiles unter einer definierten zyklischen Schwellbelastung auf

Grundlage der Ergebnisse zyklischer Triaxialversuche möglich ist. Außerdem werden Ergebnisse von Modellversuchen zum Pfahltragverhalten unter zyklischer Horizontalbelastung mitgeteilt.

In Bild 1 ist das betrachtete System schematisch skizziert. Der Baugrund wird als homogen aus Sand bestehend idealisiert, was zumindest für Nordseeverhältnisse mit überwiegend mitteldichten oder dichten nichtbindigen Böden charakteristisch ist (s. z.B. Lesny et al. 2002). Der Monopile mit einem Außendurchmesser D und einer Wanddicke t bindet mit der Länge L in den Seeboden ein und wird durch eine zyklisch als Schwelllast wirkende Horizontalkraft H belastet, welche in einer Höhe h über Seeboden wirkt. Für die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse von Beispielberechnungen wurde jeweils $D = 7,5$ m und $t = 9$ cm angesetzt.

Die Zielrichtung der dargestellten Untersuchungen ist die Ermittlung der Verschiebungen unter zyklischer, aber langsamer, d. h. quasi-statischer Lastaufbringung. Dynamische Einflüsse, die Entwicklung von Porenwasserüberdrücken sowie auch der Einfluss der zyklischen Belastung auf die Tragfähigkeit sind nicht Gegenstand der Betrachtungen.

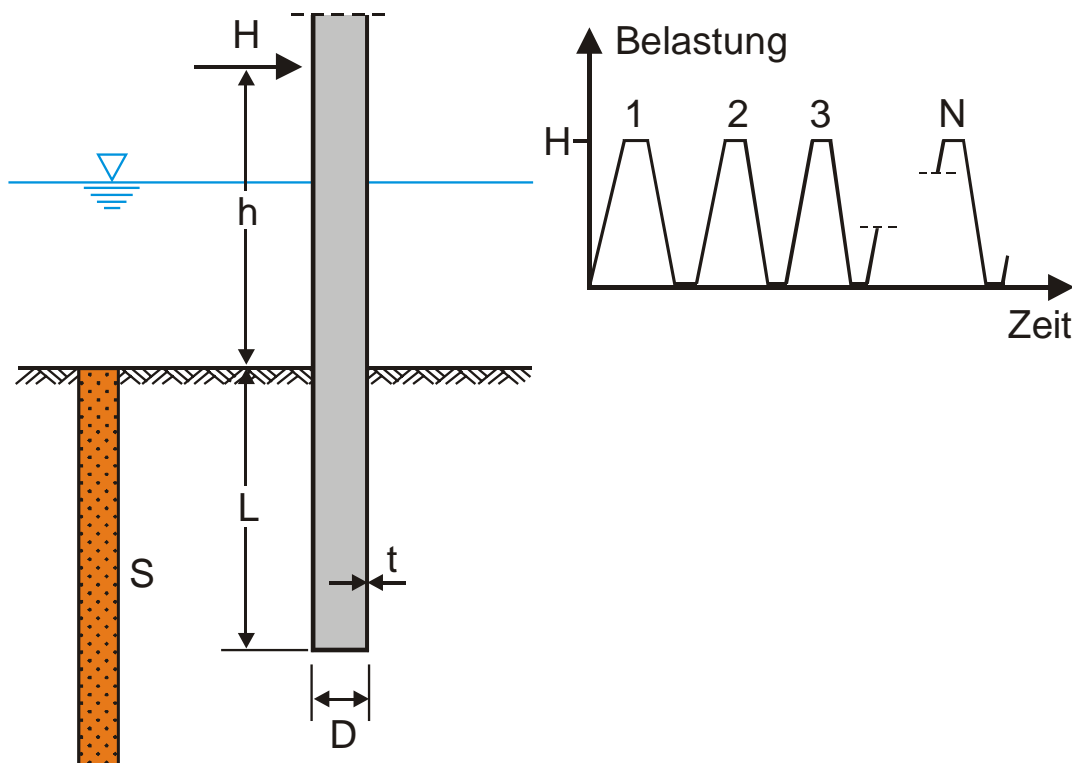


Bild 1 Zyklisch belasteter Monopile: System und Bezeichnungen

2 Ansätze zur Berechnung von Pfahlverschiebungen unter zyklischer Horizontalbelastung

Das für horizontal belastete Offshore-Pfähle üblicherweise verwendete und auch in der Richtlinie GL (1999) ausdrücklich erwähnte Berechnungsverfahren ist die p-y-Methode nach API (2000). Hierbei handelt es sich um ein Bettungsmodulverfahren mit vorgegebenen nichtlinearen, bodenart- und tiefenabhängigen Federkennlinien. Der Effekt zyklischer Lasteinwirkungen wird durch eine von der Art der Belastung und der Anzahl der Lastzyklen unabhängige Abminderung der oberflächennahen Bettungswiderstände erfasst. Wie in Achmus et al. (2005) dargestellt, ergeben sich für einen exemplarisch betrachteten Monopile $D = 7,5$ m, $L = 30$ m in mitteldichtem Sand für Horizontalkräfte bis 16 MN Verschiebungszunahmen gegenüber einmaliger statischer Belastung von max. rd. 8% für $h = 0$ (reine Horizontalkraftbelastung) bzw. max. rd. 34% für $h/L = 1$ (kombinierte Horizontalkraft- und Momentenbelastung).

Nach Auswertungen von Long & Vanneste (1994) kann die Verschiebungszunahme nach dem API-Ansatz bei größeren Zyklenzahlen deutlich unterschätzt werden. Mittels der Auswertung von 34 Probelastungen entwickelten sie einen Berechnungsansatz, in dem die genaue Anzahl der Belastungszyklen berücksichtigt wird. Als Rechenmodell wird ein Bettungsmodulverfahren mit linear mit der Tiefe zunehmendem Bettungsmodul vorgeschlagen. Die Größe des Bettungsmoduls wird abhängig von der Zyklenanzahl N wie folgt ermittelt:

$$k_s(z) = k_{s0}(z) N^{-t} \quad (1)$$

Der Parameter t hängt unter anderem von der Pfahlherstellungsart und der Lagerungsdichte des Sandbodens ab, für einen Ramppfahl in mitteldichtem Sand unter Schwelllast wird $t = 0,17$ angegeben. Die – auch bereits in Achmus et al. (2005) mitgeteilten – Ergebnisse einer Beispielberechnung sind in Bild 2 wiedergegeben.

Für lange Pfähle lassen sich aus Gleichung (1) folgende Gleichungen für die Erhöhung der Pfahlverschiebung in Höhe des Seebodens herleiten:

$$\frac{w_N}{w_1} = \begin{cases} N^{-0,6t} & (\text{reine } H\text{-Last}) \\ N^{-0,4t} & (\text{reine } M\text{-Last}) \end{cases} \quad (2)$$

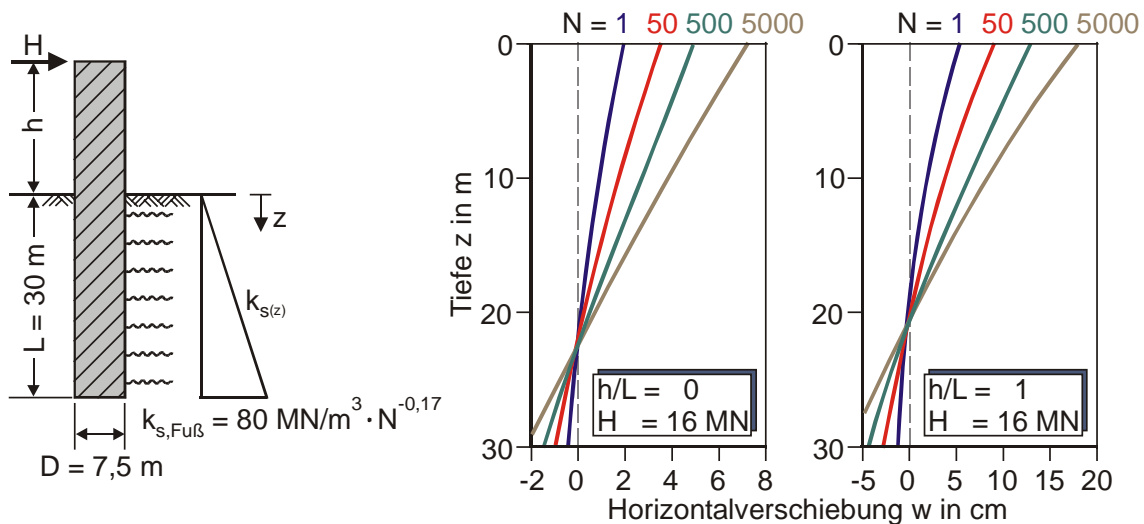


Bild 2 Einfluss zyklischer Schwellbelastung nach dem Verfahren von Long & Vanneste (1994) für einen Monopile in mitteldichtem Sand

Hettler (1981) hat aus Versuchen an Modellpfählen folgende Gleichung für die zyklensabhängige Entwicklung der Pfahlkopfverschiebung abgeleitet:

$$\frac{w_N}{w_1} = 1 + C_N \ln N \quad (3)$$

Hierbei wurde nur reine Horizontalbelastung (d.h. $h = 0$) untersucht. Der Parameter C_N wurde im Mittel zu rd. $C_N = 0,20$ ermittelt. Nach Hettler kann Gleichung (3) auch für Pfähle im Originalmaßstab angesetzt werden, wenn als Ausgangsspannungszustand im Boden Ruhedruck vorausgesetzt wird.

In Bild 3 sind die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren einander gegenübergestellt. Nach Gleichung (3) von Hettler ergeben sich zumindest für bis zu 10000 Zyklen die größten Verschiebungszunahmen. Bei dem Ansatz nach Long & Vanneste spielt auch die Art der Belastung eine wichtige Rolle. Das Lastniveau beeinflusst auch das Ergebnis nach dem API-Ansatz, welcher aber offenbar für Monopiles allenfalls für Belastungen mit bis zu etwa 10 Zyklen realistische Ergebnisse liefert.

Die dargestellten Verfahren sind durchweg rein empirischer Natur und können somit nur eine grobe Abschätzung möglicher Verschiebungszunahmen liefern. Das spezifische Materialverhalten eines bestimmten Sandes, wie es sich z. B. aus Untersuchungen im zyklischen Triaxialversuch ergibt, kann hierbei nicht berücksichtigt werden. Ein Verfahren, das dies ermöglicht, wird nachfolgend vorgestellt.

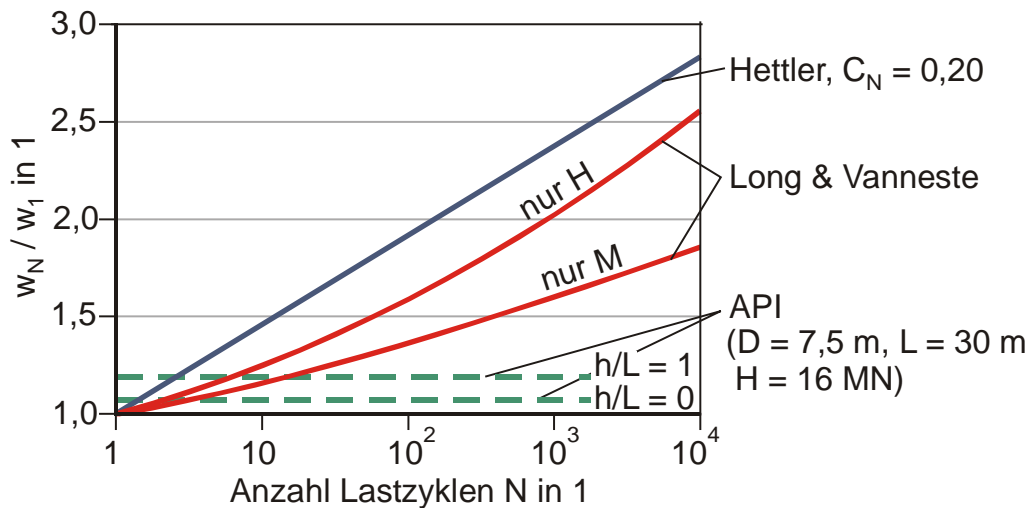


Bild 3 Zunahme der Verschiebungen in Seebodenhöhe nach verschiedenen Berechnungsverfahren

3 Beschreibung des Bodenverhaltens in zyklischen Triaxialversuchen

Zyklische Triaxialversuche werden meist lastgesteuert durchgeführt. Im triaxialen Kompressionsversuch wird die Probe zunächst isotrop unter einer Spannung $\sigma_3^{(0)}$ konsolidiert. Anschließend kann durch Erhöhung der Vertikalspannung auf $\sigma_1^{(0)} = \sigma_3^{(0)} + \Delta\sigma_1^{(0)}$ ein anisotroper Ausgangsspannungszustand erzeugt werden. Im weiteren wird die Vertikalspannung zyklisch auf $\sigma_{1,cyc} = \sigma_1^{(0)} + \Delta\sigma_{cyc}$ belastet und wieder auf $\sigma_1^{(0)}$ entlastet. Hierbei wird eine Zunahme der Axialdehnung mit der Lastzyklenzahl beobachtet. Der prinzipielle Versuchsablauf und das Versuchsergebnis ist in Bild 4 veranschaulicht. Werden die Dehnungszuwächse bei höheren Lastzyklenzahlen immer kleiner, spricht man von „Beruhigung“. Bei hohem Belastungsniveau kann die Dehnungsrate auch zunehmen. Dieses Verhalten wird als „progressives Versagen“ bezeichnet.

In welchem Maße die Dehnung abhängig von der Lastzyklenzahl zunimmt, hängt außer von der Bodenart und bei Sanden der Lagerungsdichte vor allem vom Anfangsspannungszustand ($\sigma_1^{(0)}, \sigma_3^{(0)}$) und von der Größe der zyklischen Spannung $\Delta\sigma_{cyc}$ ab, vgl. u.a. Huurman (1996), Gotschol (2002), Werkmeister (2003), Wichtmann (2005). Als Beispiel für das Verhalten eines granularen Materials im zyklischen Triaxialversuch sind in Bild 5 Ergebnisse von Raymond & Williams (1978) wiedergegeben.

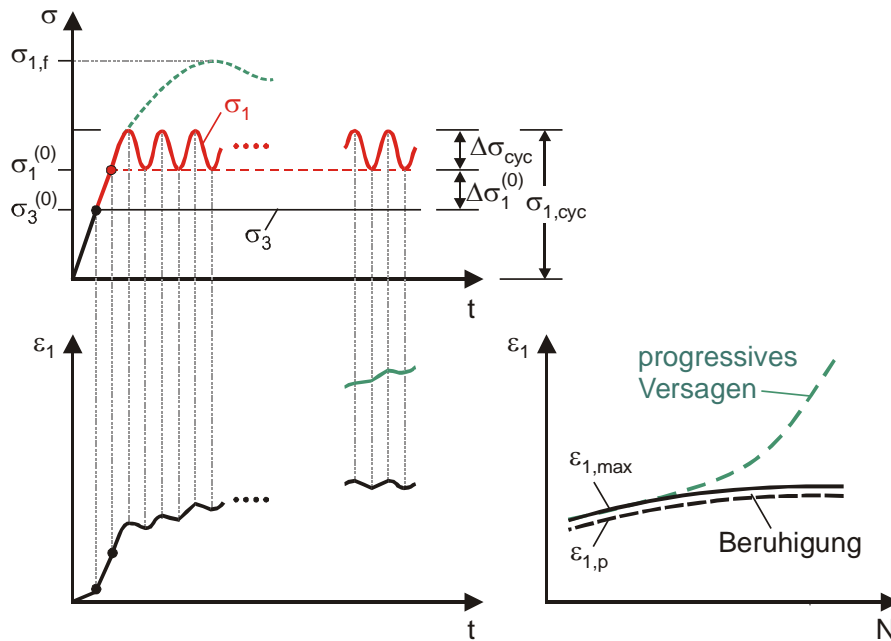


Bild 4 Prinzipielles Verhalten einer Bodenprobe im zyklischen triaxialen Kompressionsversuch

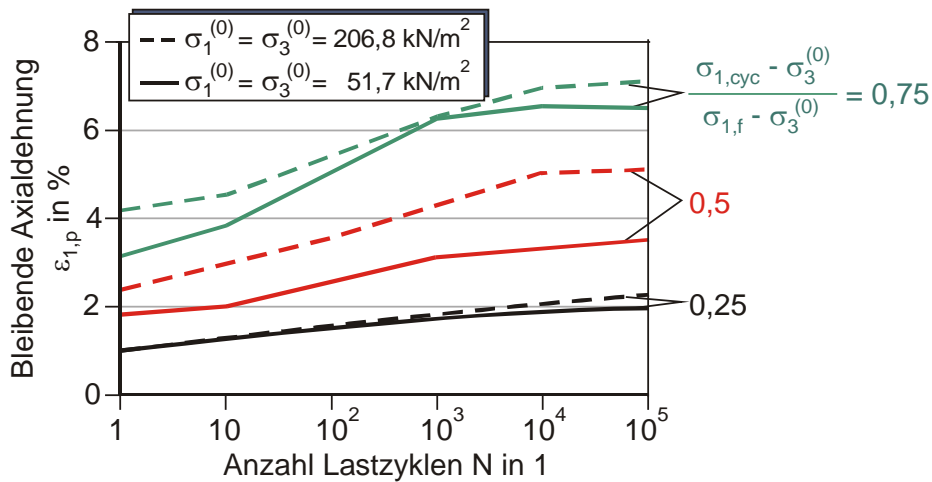


Bild 5 Ergebnisse von zyklischen Triaxialkompressionsversuchen mit granularem Material („dry dolomite ballast“) nach Raymond & Williams (1978)

In der Literatur finden sich zahlreiche Vorschläge für die analytische Beschreibung der Dehnungszunahme abhängig von der Zyklenzahl. Verwiesen sei hier auf McDonald & Raymond (1984), Sweere (1990), Gotschol (2002) und Werkmeister (2003). Dargestellt wird nachfolgend nur der Ansatz von Huurman (1996), der Grundlage des in Abschnitt 4 dargestellten Berechnungsverfahrens ist.

Nach Huurman lässt sich die Entwicklung der bleibenden axialen Dehnung $\varepsilon_{1,p}$ und der radialen Dehnung $\varepsilon_{3,p}$ näherungsweise durch folgende Gleichungen beschreiben:

$$\varepsilon_{1,p,N} = \varepsilon_{1,p,N=1} N^{m_1} \quad \text{mit} \quad m_1 = b_1 X^{b_2} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{3,p,N} = \varepsilon_{3,p,N=1} N^{m_2} \quad \text{mit} \quad m_2 = d_1 X^{d_2} \quad (5)$$

Hierin sind b_1 , b_2 , d_1 und d_2 Parameter, die aus zyklischen Triaxialtests mittels Regressionsanalyse zu ermitteln sind, und X ist das zyklische Spannungsverhältnis:

$$X = \frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,f}} \quad (6)$$

Die zum Bruchzustand gehörige Axialspannung $\sigma_{1,f}$ ergibt sich für nichtbindige Böden mit dem inneren Reibungswinkel φ' aus

$$\sigma_{1,f} = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (7)$$

In Bild 6 sind Versuchsergebnisse und deren Beschreibung mittels der Gleichungen (4) bis (6) nach Huurman (1996) einander gegenübergestellt. Es ergibt sich eine recht gute Übereinstimmung sowohl bei zyklischen Beanspruchungen, die zu einer Beruhigung führen, als auch bei hohen, zu progressivem Versagen führenden zyklischen Beanspruchungen.

4 Numerische Modellierung

4.1 Allgemeines

Die Berechnung des Tragverhaltens eines Monopiles erfolgt mit einem dreidimensionalen Finite Elemente-Modell. Zum Einsatz kommt hierbei das Programmsystem Abaqus (Abaqus 2006). In einem ersten Schritt erfolgt die Berechnung für statische Belastung und damit die Ermittlung der Pfahlverschiebung nach dem ersten Zyklus ($N = 1$). Anschließend werden die Elementsteifigkeiten abhängig vom Spannungszustand vor und nach Aufbringen der zyklisch wirkenden Last und abhängig von der Anzahl der Lastzyklen angepasst, wobei der Ansatz von Huurman zum Einsatz kommt. Schließlich erfolgt eine Neuberechnung für die zyklische Belastung.

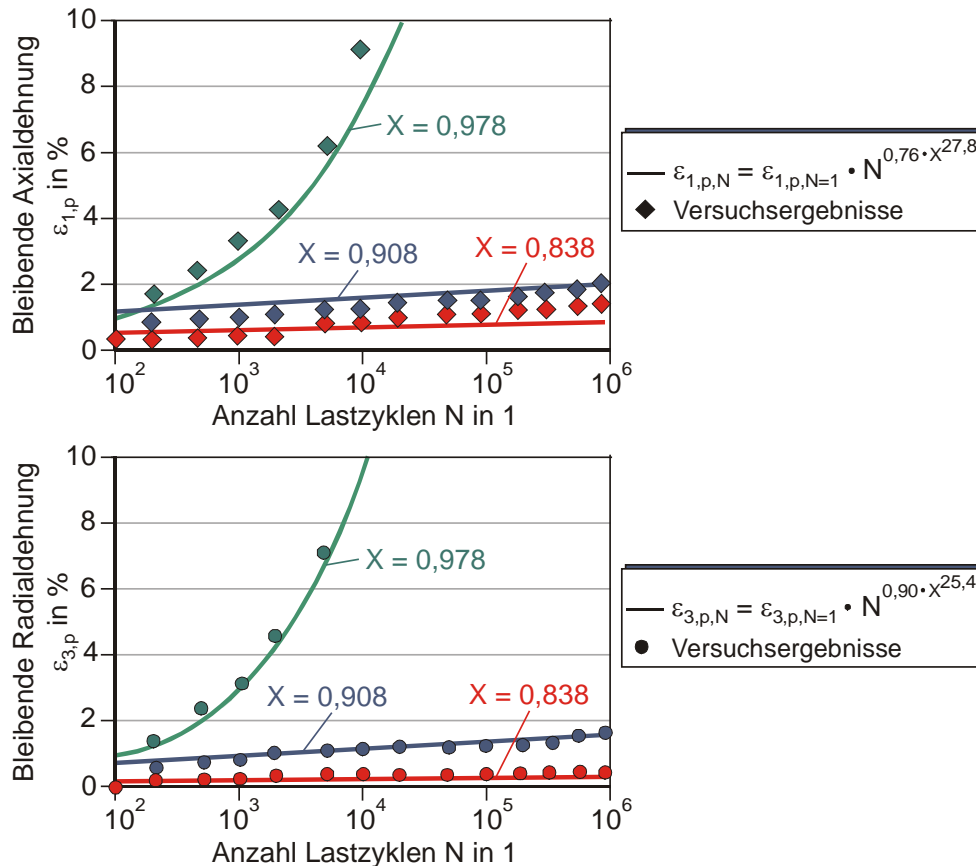


Bild 6 Versuchsergebnisse mit Zaanweg-Sand und deren Beschreibung nach den Gleichungen von Huurman (1996)

Bei diesem Verfahren handelt es sich um eine explizite Modellierung, d.h. das Systemverhalten nach N Lastzyklen wird nicht durch N-malige Ent- und Wiederbelastung berechnet (wobei die Dehnungsakkumulation sich dann implizit aus dem Stoffgesetz ergeben müsste), sondern durch einmalige Berechnung mit entsprechend der Zyklenzahl angepassten Bodenparametern. Durch wiederholtes Anpassen der Steifigkeiten und Neuberechnung für unterschiedliche Lastzyklenzahlen lässt sich so die Entwicklung des Systemverhaltens abhängig von der Lastzyklenzahl berechnen.

4.2 Systemverhalten unter einmaliger statischer Belastung

Die Vorgehensweise zur Berechnung des Tragverhaltens unter statischer Belastung wurde bereits in Achmus et al. (2005) dargestellt. Bezüglich der Einzelheiten der Modellierung wird hierauf verwiesen.

Für den Boden wird elastoplastisches Materialverhalten angenommen. Die Scherfestigkeit wird über das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium mit den Parametern Reibungswinkel φ' , Kohäsion c' und Dilatanzwinkel ψ berücksichtigt. Die Bodensteifigkeit wird spannungsabhängig durch einen von der aktuellen mittleren Hauptspannung σ_m abhängigen Steifemodul modelliert:

$$E_s = \kappa \sigma_{at} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda \quad (8)$$

Hierin ist $\sigma_{at} = 100 \text{ kN/m}^2$ eine Referenzspannung und κ und λ sind Bodenkennwerte. Die Querdehnnzahl wird als konstant angenommen. Die für mitteldichten und dichten Sand angesetzten Bodenparameter können Achmus et al. (2005) entnommen werden.

Die numerische Berechnung erfolgt schrittweise. Zunächst wird im ungestörten Boden durch Aktivierung des Bodeneigengewichts ein Ruhedruckzustand generiert. Danach wird der Pfahl durch Ersatz der entsprechenden Bodenelemente durch (als linear elastisch angesetzte) Stahlelemente aktiviert und es wird das Eigengewicht des Monopiles und der Windenergieanlage aufgebracht. Der daraus resultierende Spannungszustand im Boden ist der Ausgangszustand für die Ermittlung des Systemverhaltens unter zyklischer Belastung ($\sigma_{ij}^{(0)}$).

Schließlich wird die zyklisch wirkende Belastung aufgebracht, d. h. im vorliegenden Fall eine Horizontalkraft H in der Höhe h über dem Seeboden (s. Bild 1). Hieraus ergibt sich zum Einen die Verschiebung des Monopiles unter $N=1$ -maliger Belastung w_1 und zum anderen ein veränderter Spannungszustand im Boden $\sigma_{ij}^{(1)}$, aus dessen Abweichung vom Ausgangszustand auf das Maß der zyklischen Beanspruchung des jeweiligen Elementes geschlossen werden kann.

Als Ergebnis einer exemplarischen statischen Berechnung sind in Bild 7 die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 für den Ausgangszustand und für den Zustand nach Belastung mit einer Horizontalkraft dargestellt. Die Verschiebung des Monopiles in Seebodenhöhe ergibt sich für den betrachteten Fall ($D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$, $H = 16 \text{ MN}$, $h = 30 \text{ m}$, dichter Sand) zu $w_1 = \text{rd. } 12 \text{ cm}$.

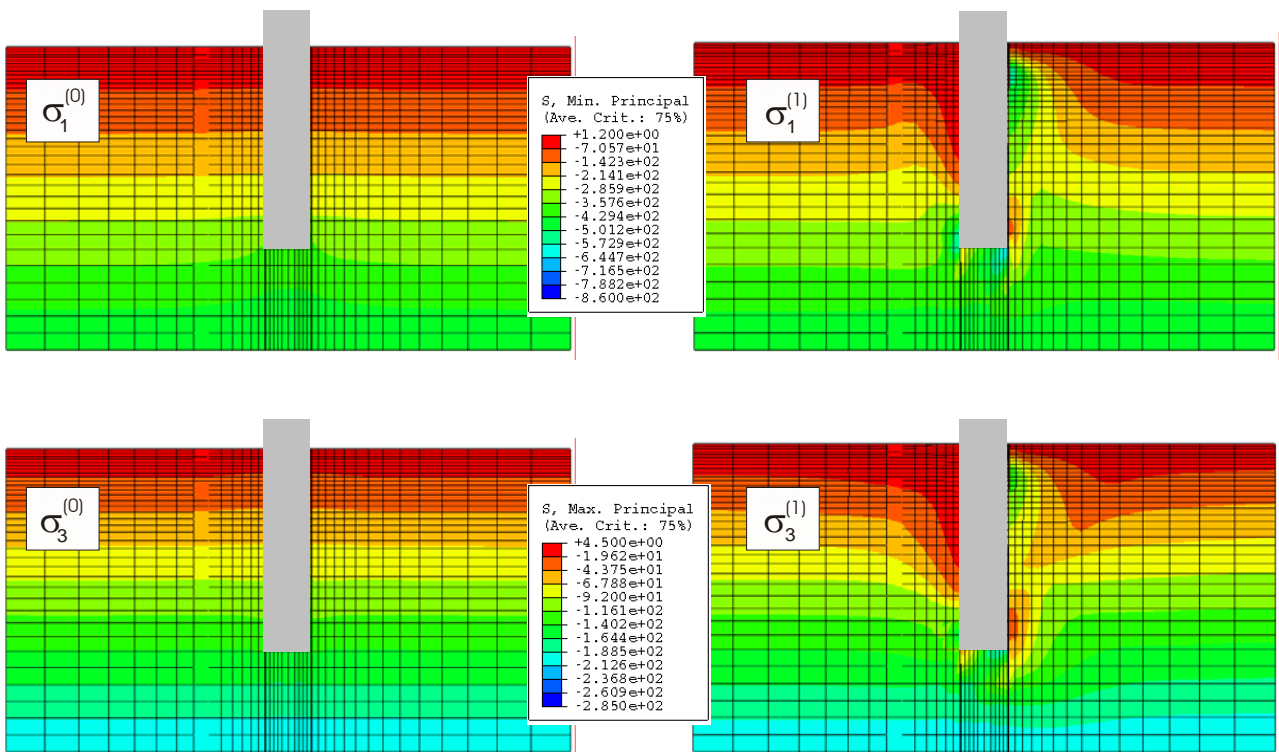


Bild 7 Hauptspannungen in der Belastungsebene vor (links) und nach (rechts) Aufbringen der Horizontalkraft $H = 16 \text{ MN}$, $h = 30 \text{ m}$ ($D = 7,5 \text{ m}$, $L = 30 \text{ m}$, dichter Sand)

4.3 Steifigkeitsreduktion und Verhalten unter zyklischer Belastung

Die Dehnungsakkumulation unter zyklischer Belastung wird durch eine Abminderung der Steifemoduln der einzelnen Elemente des Finite Elemente-Modells realisiert. In Bild 8 ist verdeutlicht, wie sich die als Sekantensteigung definierte Steifigkeit einer Bodenprobe im zyklischen triaxialen Kompressionsversuch mit der Zyklenzahl ändert. Unter Vernachlässigung des elastischen Dehnungsanteils und einer eventuellen Anfangsdehnung im anisotropen Ausgangszustand kann das Verhältnis der Steifigkeiten nach N Lastzyklen und nach 1 Lastzyklus dem Verhältnis der plastischen Dehnungen gleichgesetzt werden:

$$\frac{E_{sek,N}}{E_{sek,N=1}} \cong \frac{\varepsilon_{1,p,N=1}}{\varepsilon_{1,p,N}} \quad (9)$$

Unter Ansatz der Gleichung (4) nach Hoorman (1996) ergibt sich daraus:

$$\frac{E_{sek,N}}{E_{sek,N=1}} \cong \frac{\varepsilon_{1,p,N=1}}{\varepsilon_{1,p,N}} = N^{-b_1} X^{b_2} \quad (10)$$

b_1 und b_2 sind hierin die aus zyklischen Triaxialversuchen abgeleiteten Bodenparameter.

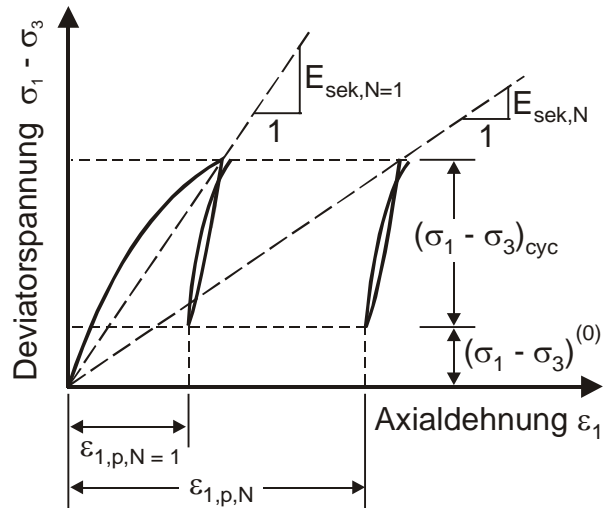


Bild 8 Reduktion des Sekantenmoduls im zyklischen Triaxialkompressionsversuch

Ein Problem bei der Übertragung des Hurrman-Modells für das Verhalten im Triaxialversuch auf das zu behandelnde System ist, dass sich beim horizontal belasteten Pfahl nicht nur die größte Hauptspannung σ_1 , sondern auch die kleinste Hauptspannung σ_3 und vor allem auch die Hauptspannungsrichtungen mit dem Aufbringen der zyklischen Belastung ändern, vgl. Bild 7.

Für die Berechnung eines charakteristischen zyklischen Spannungsverhältnisses X wurde folgende Vorgehensweise gewählt:

- Es werden zunächst getrennt für den Ausgangszustand vor Aufbringen und den Zustand nach Aufbringen der zyklischen Last Spannungsverhältnisse $X_a^{(0)}$ und $X_a^{(1)}$ für jedes Bodenelement berechnet (vgl. Bild 9):

$$X_a^{(0)} = \frac{\sigma_1^{(0)}}{\sigma_{1,f}^{(0)}} \quad , \quad X_a^{(1)} = \frac{\sigma_1^{(1)}}{\sigma_{1,f}^{(1)}} \quad (11)$$

- Mit diesen Werten wird das zyklische Spannungsverhältnis X wie folgt ermittelt:

$$X = \frac{X_a^{(1)} - X_a^{(0)}}{1 - X_a^{(0)}} \quad (12)$$

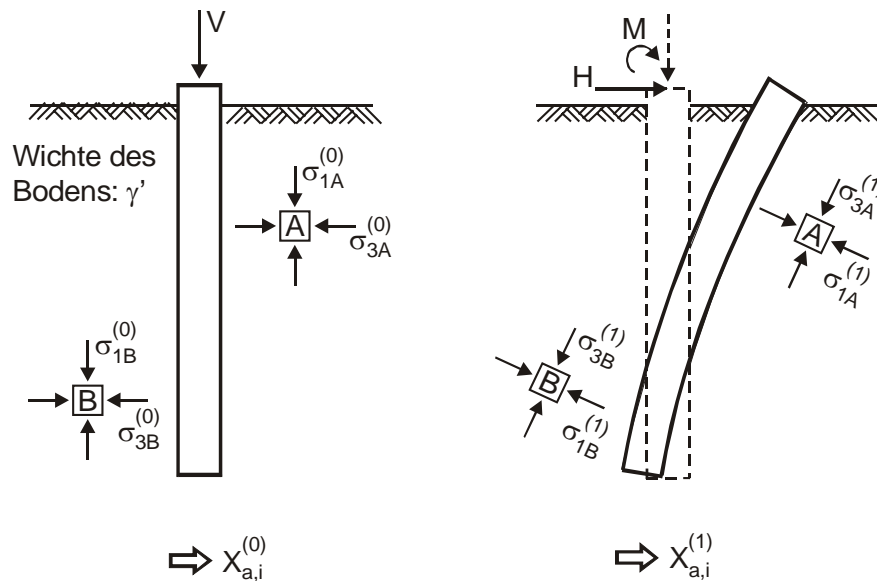


Bild 9: Ermittlung der Spannungsverhältnisse $X_a^{(0)}$ und $X_a^{(1)}$ (schematisch)

Dieser Parameter charakterisiert die Belastungszunahme eines Elements infolge der zyklischen Last. Er kann – wie das zyklische Spannungsverhältnis gemäß Gleichung (6) – maximal 1 werden. Werte $X < 0$, die sich aus Gleichung (12) ebenfalls ergeben können, wenn die deviatorische Beanspruchung eines Elementes durch die zyklische Last verringert werden, bleiben unberücksichtigt, d. h. in diesem Fall bleibt die Bodensteifigkeit unverändert.

Der sich aus den Gleichungen (10) bis (12) ergebende Abminderungsfaktor wird im numerischen Berechnungsmodell auf den Steifemodul der einzelnen Elemente angewandt. Die Querdehnzahl bleibt unverändert, d.h. die von Hoorman angegebene Gleichung (5) für die radiale Dehnung bleibt bei dem vorgestellten Ansatz zunächst unberücksichtigt.

Für die Durchführung von Beispielberechnungen wurden mittels Auswertung verschiedener in der Literatur veröffentlichter Ergebnisse von zyklischen Triaxialtests mit Sanden folgende Parameter b_1 und b_2 ermittelt:

- Dichter Sand: $b_1 = 0,20$, $b_2 = 5,76$.
- Mitteldichter Sand: $b_1 = 0,16$, $b_2 = 0,38$.

Mit diesen Parametern erhaltene Ergebnisse für einen Monopile $D = 7,5$ m, $L = 30$ m unter zwei Belastungskombinationen ($H = 16$ MN, $h/L = 0$ und $h/L = 1$) sind in Bild 10 dargestellt.

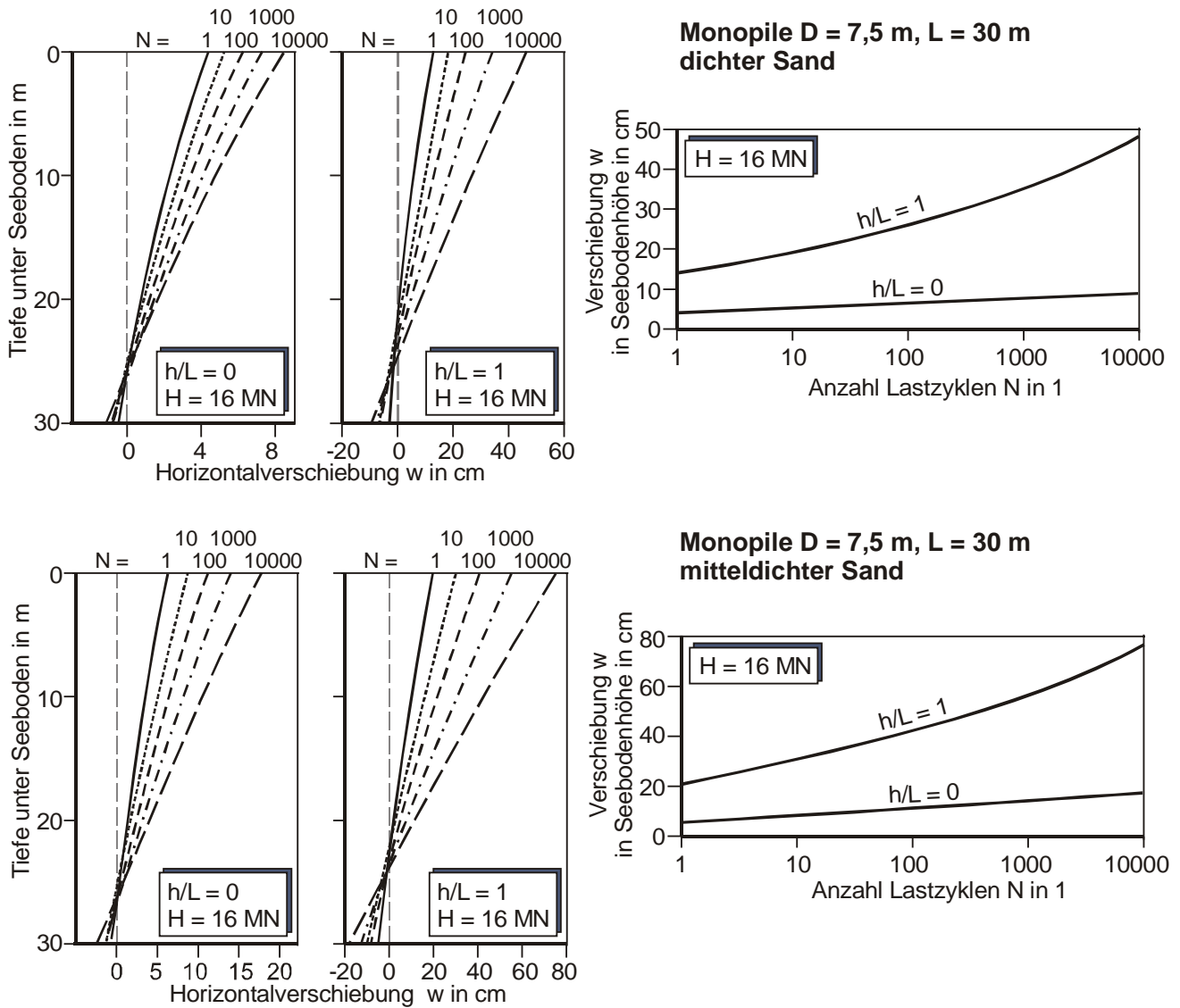


Bild 10 Ergebnisse für die lastzyklenabhängige Zunahme der Verschiebungen eines Monopiles $D = 7,5$ m, $L = 30$ m in dichtem (oben) und mitteldichtem (unten) Sand

Für alle untersuchten Systeme ergibt sich eine deutliche Verschiebungszunahme sowohl in Seebodenhöhe als auch am Pfahlfuß mit der Lastzyklenzahl sowie in geringem Maße auch eine Verschiebung des Rotationspunktes nach unten.

In Bild 11 ist die relative Verschiebungszunahme in Seebodenhöhe w_N/w_1 dargestellt und mit den Ansätzen nach Hettler und nach Long & Vanneste (vgl. Abschnitt 2 und Bild 3) verglichen.

Tendenziell werden die Ergebnisse nach den genannten Ansätzen durch das numerische Modell bestätigt. Allerdings ergibt sich aus dem neu entwickelten Berechnungsverfahren,

dass das Maß der Verformungszunahme eines Monopiles von der Belastung und den Systemrandbedingungen abhängig ist. Für mitteldichten Sand ist die Zunahme bei gleicher Belastung größer als für dichten Sand. Bei gleicher Lagerungsdichte führt eine Belastung durch Horizontalkraft und zusätzliches Moment ($h/L = 1$) zu einer größeren Zunahme als für den Fall einer reinen Horizontalkraft ($h/L = 0$). Daraus kann gefolgert werden, dass die Verformungsakkumulationsrate vom relativen Belastungsniveau abhängt, d.h. vom Verhältnis der betrachteten Belastung zur Grenzlast des Systems.

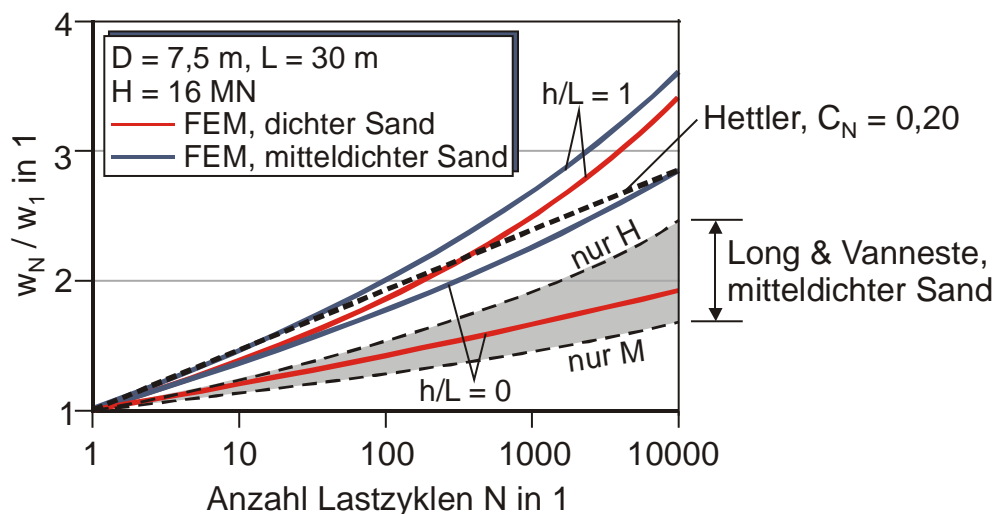


Bild 11 Relative Verschiebungszunahme in Seebodenhöhe

Das vorgestellte numerische Berechnungsmodell beinhaltet einige Idealisierungen, z. B. die Abminderung nur des Steifemoduls und die Vorgehensweise zur Ermittlung des zyklischen Spannungsverhältnisses, und bedarf damit bezüglich quantitativer Ergebnisse natürlich der Verifikation sowie gegebenenfalls auch der Modifikation. Qualitativ liefert es jedoch, wie Bild 11 verdeutlicht, plausible Ergebnisse und kann somit in jedem Fall für Studien zum Einfluss verschiedener Parameter auf das Verhalten eines Monopilesystems unter zyklischen Belastungen verwendet werden.

5 Ergebnisse von Modellversuchen

Zur Überprüfung der Berechnungsergebnisse für zyklische Lasten konstanter Amplitude sowie zur Feststellung des Systemverhaltens bei variablen Lastamplituden wurde der in Bild 12 dargestellte Modellversuchsstand aufgebaut. Es wurde zunächst ein Stahlpfahl mit einem Durchmesser von 6 cm und einer Wanddicke von 3 mm untersucht. Eine zyklische Horizontallast wird über ein auf einem Hubteller mit Exzentrerscheibe angeordnetes Gewicht realisiert, welches mit dem Pfahl durch ein über eine Umlenkrolle geführtes Stahlseil verbunden ist. Es wurden als erstes Pfähle mit einer Einbindetiefe von $L = 20$ cm in den Sandboden untersucht. Die Höhe des Lastangriffspunktes über dem Sandbett beträgt $h = 24$ cm ($h/L = 1,2$). Die Horizontalverschiebung des Pfahls wird in einer Höhe von 33 cm über dem Sandbett durch einen kontaktfreien Wirbelstrom-Wegaufnehmer erfasst. Hierdurch wird eine Belastung des Pfahls durch die Federkraft eines herkömmlichen Wegtasters vermieden.

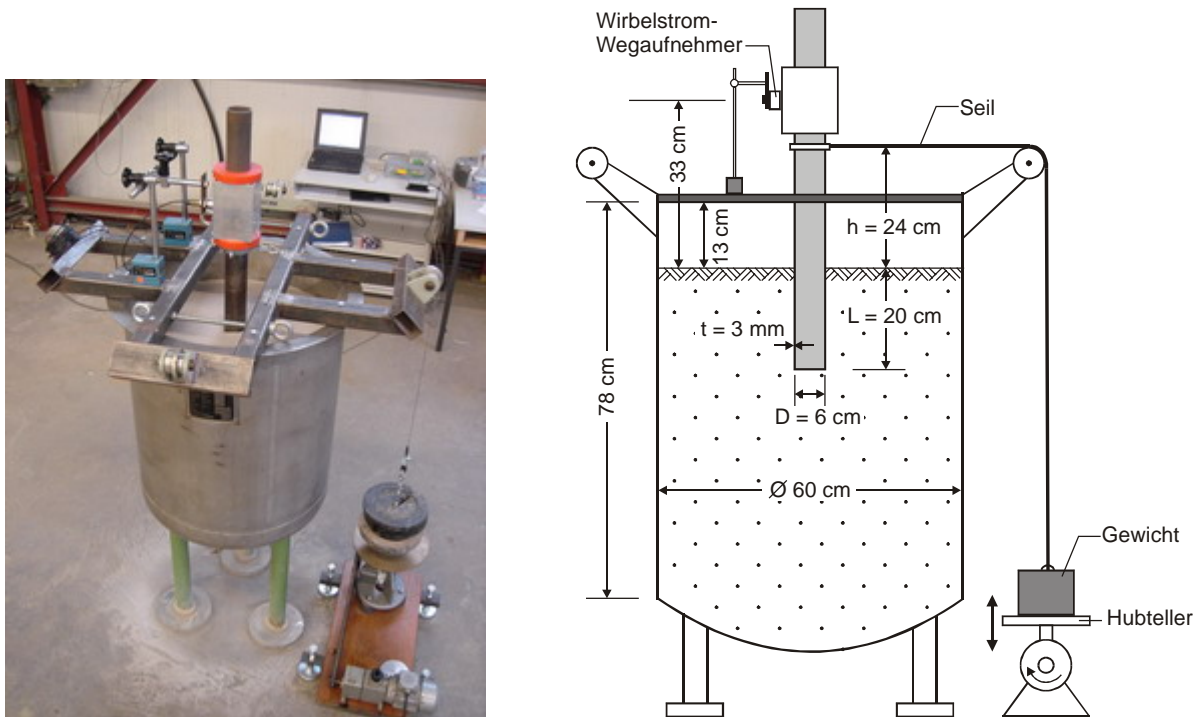


Bild 12 Modellversuchsstand: Ansicht (links) und Querschnittsskizze (rechts)

In Relation zu einem Monopile mit $D = 7,5$ m im Originalmaßstab beträgt das Längenverhältnis Modell/Original $\lambda = 1/125$. Bei der Übertragung von Modellversuchen auf den Prototypen sind Modellgesetze zu beachten. Nach Hettler (1981) kann für nichtbindige

Böden eine Übertragbarkeit der auf die Länge bezogenen Verschiebungen im Modell auf den Prototyp angenommen werden, wenn der Ausgangsspannungszustand der Ruhedruckzustand ist. Um einen Ruhedruckzustand im Modell zu generieren, wurde der verwendete trockene Fein- bis Mittelsand um den in seiner Lage zunächst fixierten Pfahl eingerieselt. Die für die Herstellung unterschiedlicher Lagerungsdichten erforderliche Rieseltechnik wurde in Vorversuchen erprobt.

Der Modellpfahl im Versuch kann als annähernd starr angesehen werden, die Ergebnisse gelten somit für starre Monopiles und repräsentieren insofern nicht genau das Verhalten eines Monopiles in situ.

Zunächst wurden mit der Versuchseinrichtung statische Last-Verschiebungskurven für monotone Belastung ermittelt, um das Niveau der zyklischen Beanspruchung festlegen zu können. Anschließend wurden für unterschiedliche Lastniveaus zyklische Belastungsversuche mit jeweils konstanter Horizontalbelastung gefahren.

Die Ergebnisse zweier Versuche mit dichtem Sand (Lagerungsdichte $D_r = 0,6$) sind in Bild 13 einmal in absoluten Verschiebungswerten und einmal als auf die Verschiebung w_1 bei erstmaliger Belastung bezogene Werte wiedergegeben.

Es zeigt sich deutlich, dass die im logarithmischen Maßstab lineare Zunahme der Verschiebung, wie sie sich aus der Gleichung (3) von Hettler ergibt, nicht bestätigt werden kann. Stattdessen ergibt sich ein nichtlinearer Verlauf mit – im logarithmischen Maßstab – zunehmender Akkumulationsrate, wie er in ähnlicher Form auch in den numerischen Berechnungen erhalten wurde. Eine signifikante Abhängigkeit der Akkumulationsrate vom Belastungsniveau kann aus den bislang durchgeführten Versuchen aber nicht abgeleitet werden.

Für Monopiles als Gründungselemente von Offshore-Windenergieanlagen sind sowohl die Horizontalkräfte als auch deren Angriffshöhe abhängig von Wind- und Wellensituation und somit hochgradig variabel. Ein bereits in Achmus et al. (2005) dargestellter Ansatz zur Berücksichtigung wechselnder Lastamplituden von Lin & Liao (1999) besteht in der Berechnung einer äquivalenten Lastzyklenzahl N^* für die Maximallast (B_1) aus der Anzahl der Zyklenzahlen N_k für kleinere Belastungen:

$$N^* = N_1 + \sum_{k=2}^n N_k^* \quad \text{mit} \quad N_k^* = e^{\frac{1}{t} \left(\frac{w_{1,k}}{w_{1,1}} (1 + t \ln N_k) - 1 \right)} \quad (13)$$

Hierin ist $w_{1,i}$ die (statische) Pfahlverschiebung infolge einmaliger ($N = 1$) Belastung B_i .

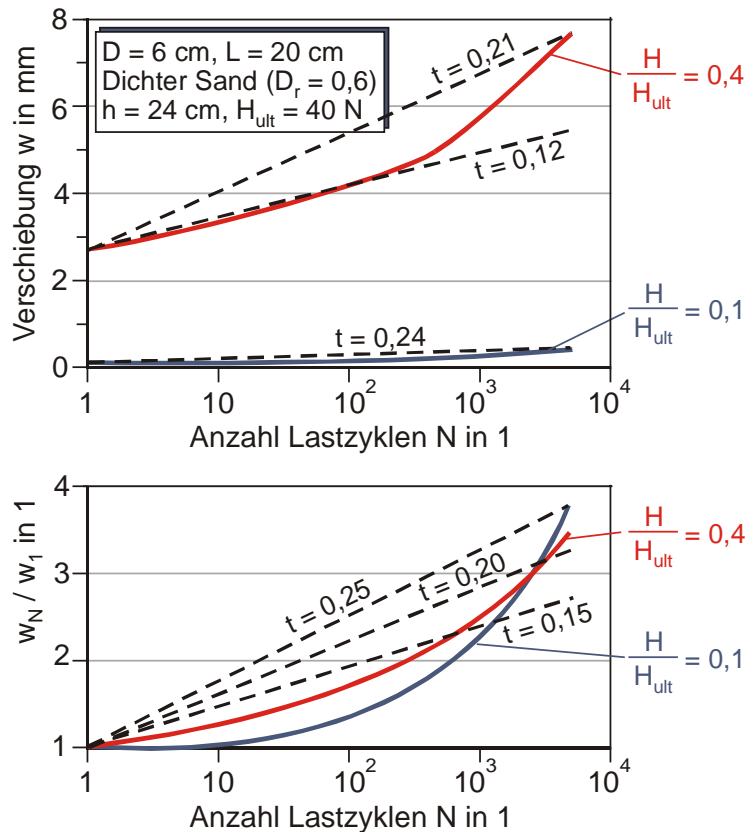


Bild 13 Ergebnisse zweier Modellversuche mit konstanter zyklischer Lastamplitude: Absolute (oben) sowie bezogene Verschiebungswerte (unten)

Modellversuche mit variabler Lastamplitude können und sollen dazu dienen, dieses Verfahren zu überprüfen bzw. gegebenenfalls besser geeignete Methoden zu entwickeln. Bei dem Verfahren nach Lin & Liao ist zu bedenken, dass bei der Herleitung von Gleichung (12) von der Gültigkeit der Gleichung (5) nach Hettler ausgegangen wird, die sich in den Versuchen mit konstanter Amplitude nicht bestätigen lässt. An die Stelle des Parameters C_N tritt in Gleichung (13) der Parameter t .

Ergebnisse von Versuchen mit variabler Lastamplitude sind für dichten und mitteldichten Sand in Bild 14 dargestellt. Für zwei verschiedene Belastungskollektive mit jeweils insgesamt 45000 Zyklen ist die Verschiebungsentwicklung aufgetragen. In diesen Belastungskollektiven wurde die Reihenfolge der unterschiedlichen Lasten variiert, jeweils nach 20000, 40000 und 45000 Zyklen hat der Modellpfahl aber summarisch die gleichen Lasten erhalten. Durch den Vergleich lässt sich beurteilen, ob die Reihenfolge der auftretenden Belastungen von erheblichem Einfluss auf die Verschiebungsakkumulation ist.

Ebenfalls eingetragen sind die theoretischen Verschiebungsverläufe unter Zugrundelegung des Berechnungsverfahrens nach Lin & Liao (Gleichung 13) mit $t = 0,20$.

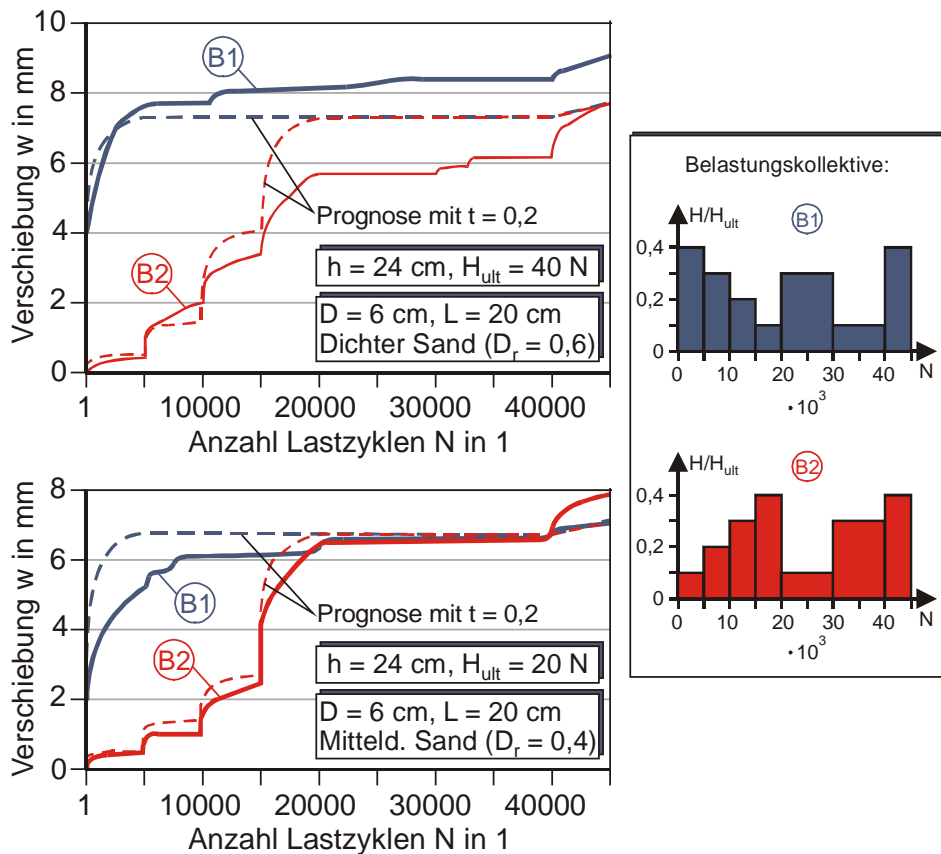


Bild 14 Ergebnisse von Modellversuchen mit variabler Lastamplitude

Die Versuchsergebnisse ergeben noch kein eindeutiges Bild, die Versuche sind auch noch nicht abgeschlossen. Vorläufig kann festgestellt werden, dass das Verfahren nach Lin & Liao allenfalls eingeschränkte Gültigkeit besitzt. Mit $t = 0,20$ ergeben sich für die untersuchten relativ großen Lastzyklenzahlen ($N_i \geq 5000$) annähernd realistische Endverschiebungen, für kleinere Zyklenzahlen gilt dies jedoch nicht.

Die Reihenfolge der aufgetragenen Belastungen scheint keine entscheidende Rolle zu spielen. Zu diesem Schluss kommen auch Wichtmann et al. (2006) auf Grundlage von zyklischen Triaxialversuchen mit unterschiedlichen Lastamplituden. Für den Versuch in mitteldichtem Sandboden ergeben sich nach 20000, 40000 und 45000 Zyklen Verschiebungen in ähnlicher Größe. Für den Versuch in dichtem Sand ergeben sich zwar größere Abweichungen, diese können jedoch durchaus auch auf kaum vermeidbare Schwankungen in den Versuchsrandbedingungen zurückzuführen sein. Allerdings haben auch Shen et al (1978) in zyklischen Triaxialversuchen mit Sand einen mit der Lagerungsdichte zunehmenden Einfluss der Belastungsreihenfolge festgestellt. Genauere Erkenntnisse hierzu werden sich möglicherweise aus Wiederholungsversuchen ergeben.

6 Schlussfolgerungen

Bezüglich des Tragverhaltens von Monopiles unter zyklischer Belastung bleiben noch zahlreiche Fragen zu klären. Das vorgestellte numerische Berechnungsmodell ermöglicht aber erstmals die rechnerische Ermittlung der zyklischen Verformungsakkumulation auf Grundlage von in zyklischen Laborversuchen ermittelten Parametern. Mit diesem Modell kann der Einfluss verschiedener Systemparameter auf die Zunahme der Verformungen untersucht werden. Solche Parameterstudien werden derzeit durchgeführt. Hiermit könnte dann zum Beispiel auch die Zweckmäßigkeit in der Praxis diskutierter Bemessungsanforderungen wie z. B. die nach einer vollen Einspannung in den Baugrund („rigid clamping“) eines Monopiles unter Bemessungslast besser beurteilt werden.

Die Modellversuche sind für die Überprüfung sowohl des Berechnungsmodells als auch von Methoden zur Berücksichtigung zyklischer Lasten variabler Amplitude notwendig und werden ebenfalls fortgesetzt.

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

7 Literatur

Abaqus 2006. *User's Manual*. Version 6.5.

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.

BSH 2003. *Standard Baugrunderkundungen – Mindestanforderungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen*. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie.

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

Gotschol, A. 2002. *Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung*. Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 12.

- 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.
- Huurman, M. 1996. *Development of traffic induced permanent strains in concrete block pavements*. Heron, 41(1), pp. 29-52.
- 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.
- McDonald & Raymond 1984. *Repetitive load testing: reversal or rotation*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 21.
- Raymond & Williams 1978. *Repeated load triaxial tests on a dolomite ballast*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 104, No. 7.
- Shen, C.; Harder, L.; Vrymoed, J.; Bennett, W. 1978. *Dynamic response of a sand under random Loadings*. Proc. ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 2, S. 853-863
- Sweere 1990. *Unbound granular bases for roads*. Ph.D. thesis, Univ. of Delft, Delft, The Netherlands.
- Werkmeister, S. 2003. *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions*. Schriftenreihe der Professur Straßenbau der TU Dresden, Heft 12.
- Wichtmann, T. 2005. *Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading*. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38.
- Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T. 2006. *Gilt die Minersche Regel für Sand?*. Bautechnik 83 (5).

Kontaktadresse:

Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Dr.-Ing. K. Abdel-Rahman, M.Sc. Y.-S. Kuo, M.Sc. P. Peralta
 Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau
 Leibniz Universität Hannover
 Appelstraße 9A, 30167 Hannover
 Tel.: 0511/762-3370, Fax: 0511/762-5105
 E-Mail: achmus@igbe.uni-hannover.de
 Web: www.igbe.uni-hannover.de