

Bewertung der axialen Pfahltragfähigkeit durch In-situ Messungen an Fertigrampfpfählen aus Stahlbeton in bindigen Böden unter Berücksichtigung zyklischer Lasteinwirkungen

Dr.-Ing. Lars Vavrina, Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann, Dipl.-Ing. MBA Peter Wardinghus
CentrumPfähle, Hamburg

1 Veranlassung

Eine axiale zyklische Pfahlbelastung hat gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle, 2012) einen Einfluss auf das Tragverhalten von Pfählen, wenn die einwirkende zyklische Lastspanne größer als 20% des charakteristischen Pfahlwiderstandes im Grenzzustand ist. Tritt diese Randbedingung ein, empfiehlt der Arbeitskreis die Berücksichtigung der zyklischen Einwirkung beim Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Pfähle.

In der Bemessungspraxis von Windkraftanlagen an Land werden zyklischen Einwirkungen rein konservativ durch eine Erhöhung der rechnerischen Sicherheit und gleichzeitig einer Reduktion der Pfahlauslastung berücksichtigt. Tragfähigkeitszuwächse mit der Standzeit werden nicht angesetzt.

Zur Bewertung des Einflusses der zyklischen axialen Belastung auf einen Fertigrampfpfahl wurde ein Testpfahl einer statischen Probelastung mit zyklischer axialer Belastung unterzogen. Zusätzlich wurden an zwei weiteren Pfählen die Tragfähigkeiten bei verschiedenen Standzeiten durch dynamische Probelastungen ermittelt. Ziel dieser Untersuchung war:

- Bewertung des Tragfähigkeitszuwachses mit der Zeit
- Ermittlung des Pfahlwiderstandes unter axialer zyklischer Einwirkung
- Prüfung, ob der Zuwachs trotz zyklischer Einwirkung bestehen bleibt

In diesem Beitrag werden nach der Darstellung des vorliegenden Baugrundes die Ergebnisse der In-situ Untersuchungen erörtert und aus den Ergebnissen Schlüsse für das Last-Setzungsverhalten des Pfahls sowie für die Bemessung der Pfahlgründung gezogen.

2 Bauwerk und Einwirkungen

Im Landkreis Wittmund in Niedersachsen wurde die Gründung von 20 Windkraftanlagen auf Stahlbetonfertigungspfählen geplant und in 2 Bauabschnitten (1. BA in 2013 und 2.BA in 2014) ausgeführt. Die Gründung der Windkraftanlagen erfolgte jeweils auf ein Kreisfundament aus Stahlbeton mit einem Durchmesser von 17 m und einer Dicke von 3,0 m. Zur Lastabtragung in die tieferliegenden tragfähigen Baugrundsichten wurden unter jedem Fundament 30 Pfähle mit einem Querschnitt von 45 cm x 45 cm und Pfahlneigungen von 5:1 sowie 8,5:1 angeordnet (vgl. Abbildung 1). Die Pfähle, die später kraftschlüssig mit dem Fundament verbunden wurden, hatten je nach Standort Längen zwischen 20 m und 27 m.

Maßgeblich für die Pfahlbemessung waren die Einwirkungen aus Lastfall DLC 6.2 (siehe Tabelle 1). Neben diesem Lastfall (Extremlasten) wurde bei der Bemessung ebenfalls der Betriebslastfall untersucht, der sich aus dem Mehrstufenkollektiv der Windkraftanlage ergab. Aus der Umrechnung in ein Einstufenkollektiv ergab sich für den maßgeblichen Lastfall, dass keine Zugkräfte wirkten. Die geringste Last hatte somit einen Wert von $F_{\min} = 0$. Der höchste Werte betrug $F_{\max} = 910$ kN. Die sich ergebende Lastspanne war demzufolge bei $F_{\text{zykl}} = 910$ kN.

Diese Einwirkungen wurden allen weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt.

Tabelle 1: Einwirkungen des in Abbildung 1 dargestellten Fundamentes als charakteristische ($\gamma = 1$ -fach) und Bemessungslasten (inkl. Sicherheit) für den Lastfall DLC 6.2 (Extremlasten)

Lastfall DLC 6.2	($\gamma_{\text{aero}}/\gamma_{\text{masse}}$)	F_{Gk} [kN] ohne Auftrieb	F_{Gk} [kN] mit Auftrieb	F_{Qk} [kN]	ΣF_k [kN]
Druck	(1,00/1,00)	-839	-	-751	1.590
Zug	(1,00/1,00)		-612	751	139
Druck	(1,35/1,35)	-1.121	-	-904	-2.025
Zug	(1,35/1,00)		-503	904	401

Der besseren Übersicht halber wurden die Testpfähle im weiteren Bericht neben der Nummerierung mit der jeweiligen Jahreszahl des Bauabschnittes, also z.B. T1-2013 oder T1-2014, versehen.

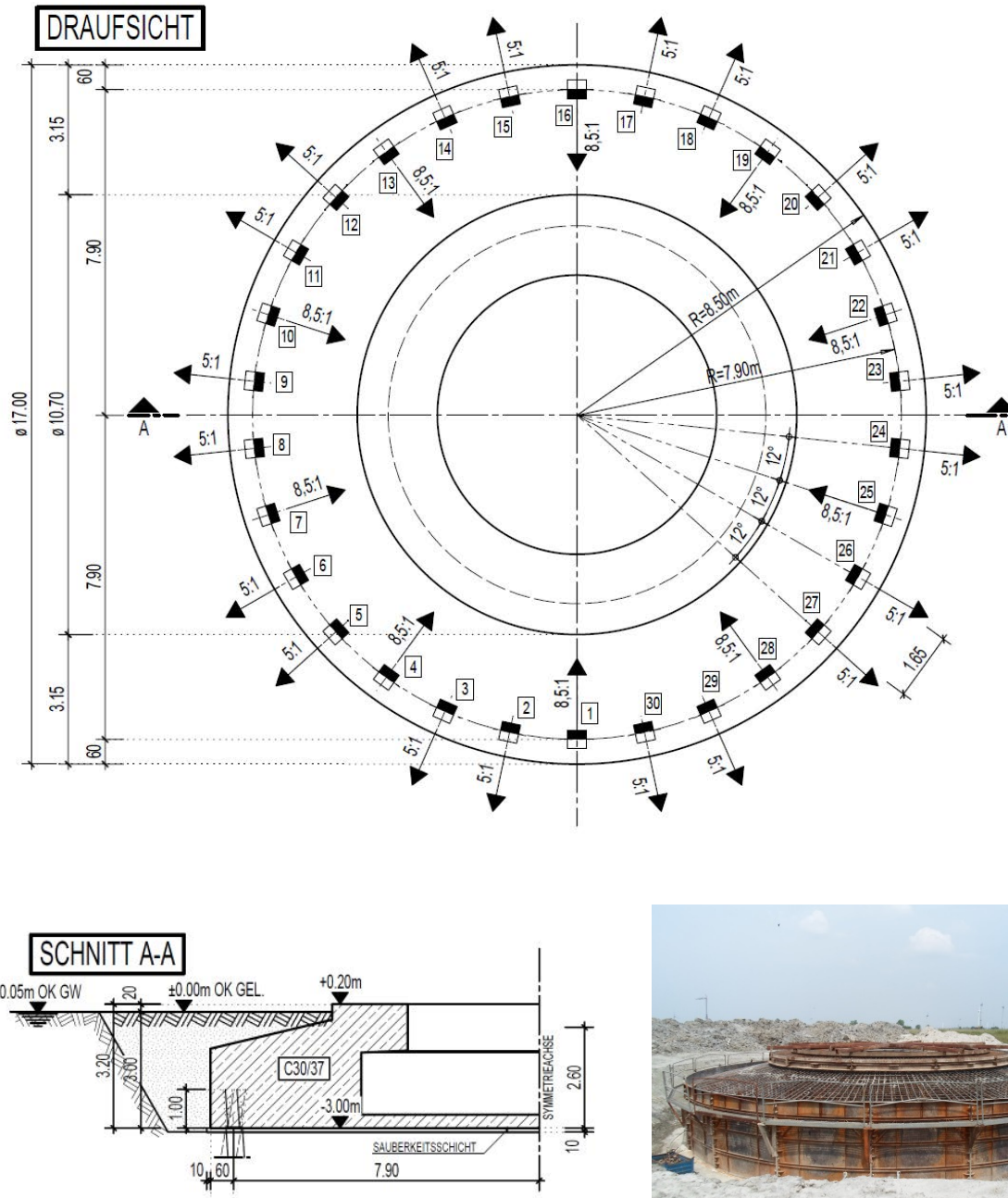


Abbildung 1: Schnitt und Draufsicht des Fundamentes, das im 2. BA neben dem Testfeld der statischen Probelastung liegt

3 Baugrundbeschreibung

Zur Baugrundbeurteilung und Gründungsbemessung wurde an jedem Anlagenstandort jeweils eine Bohrung sowie 3 Drucksondierungen und zusätzlich jeweils eine Drucksondierung in der Achse der Testpfähle ausgeführt.

An den Standorten der Testpfähle standen im Erkundungsbereich bis zur Endteufe der Bohrung und der Drucksondierung eine Schichtung aus oberflächennahen Weichschichten aus Klei und zur Tiefe Schluffe mit unterschiedlichen feinsandigen und tonigen Anteilen an (vgl. Abbildung 2). Der Schluff hatte zunächst eine vorwiegend steife Konsistenz und mit zunehmender Tiefe wurde eine steif bis halbfeste und ab 15m eine halbfeste Konsistenz angetroffen.

Nach den Ergebnissen der Drucksondierungen ergaben sich für den Schluff Eindringwiderstände zwischen $1 \text{ MN/m}^2 \leq q_c \leq 4 \text{ MN/m}^2$, Mantelreibungen der Drucksonde zwischen $0,1 \text{ MN/m}^2 \leq f_s \leq 0,13 \text{ MN/m}^2$ und ein Reibungsindex zwischen $3\% \leq R_f \leq 4\%$ (vgl. Abbildung 2).

Der gemessene Porenwasserdruck lag bis 8,0 m unter Geländeoberkante unterhalb von $u_2 = 0,2 \text{ MN/m}^2$. Bis in eine Tiefe von rd. 22m unter Geländeoberkante stieg dieser dann auf einen Wert von $u_2 = \text{rd. } 1,7 \text{ MN/m}^2$ an. Bis ca. 23,5 m fiel er auf rd. $0,4 \text{ MN/m}^2$ ab und stieg danach bis zur Endteufe wieder auf einen Wert von $u_2 = 1,7 \text{ MN/m}^2$ an (Abbildung 2).

An den entnommenen Bodenproben wurden unter anderem Laborversuche zur Bestimmung der Wassergehalte, der Korngrößenverteilungen und Zustandsgrenzen ausgeführt. Die undrainede Scherfestigkeit wurde mittels Laborflügelversuchen, Taschenpenetrometermessungen und unkonsolidiert, undrainede Triaxialversuchen bestimmt.

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung erfolgte an Proben aus Tiefen von 10 m, 15 m, 22 m und 24 m unter Geländeoberkante und ergab einen Anteil an Feinstkorn (Ton) von rd. 16 % bis 20%, Schluffkorn von rd. 35 % bis rd. 49% und Sandkorn von rd. 35 % bis 45 % Sandkorn.

Die Wassergehalte lagen zwischen $18\% \leq w_n \leq 30\%$. Aus den gemessenen Fließgrenzen von $35\% \leq w_L \leq 40\%$ und den errechneten Plastizitätszahlen von $18\% \leq I_p \leq 22\%$ ergab sich nach DIN 18122 eine Klassifizierung der Schluffe als „leichtplastische Tone“.

Auf Grundlage der oben beschriebenen Messergebnisse und den Erfahrungen des Sachverständigen für Geotechnik wurde ein vereinfachtes Bemessungsprofil erstellt, wonach je nach Tiefenlage eine rechnerische undrained Scherfestigkeit von 150 kN/m² bis 250 kN/m² angesetzt werden kann. In Tiefen ab 23 m unter Geländeoberkante kann eine undrained Scherfestigkeit von 300 kN/m² angesetzt werden.

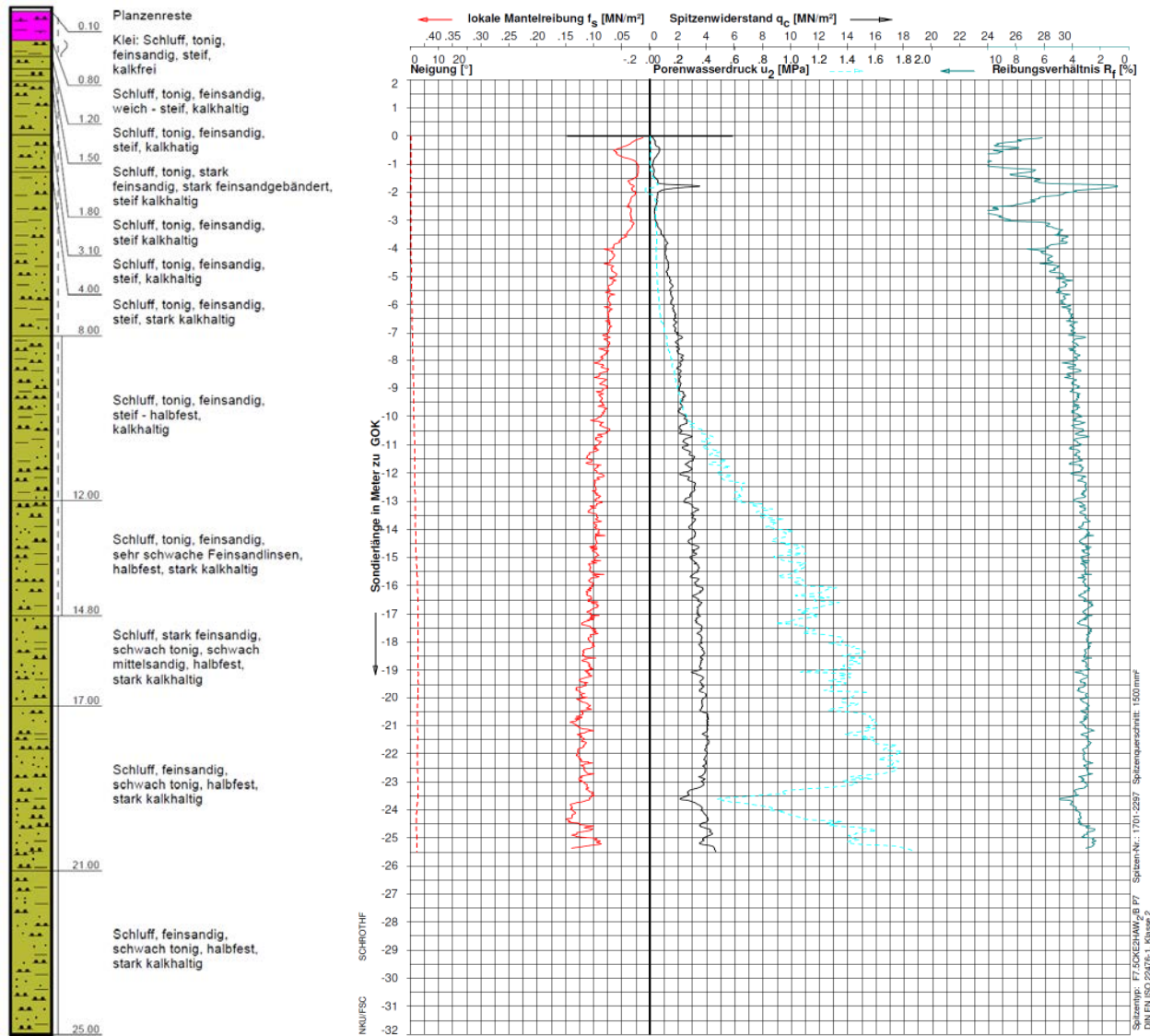


Abbildung 2: Exemplarische Bohrung (rd. 1,0m neben dem Testpfahl T1-2014) und Drucksondierung in Achse von Testpfahl T1-2014

4 Bewertung des Pfahlwiderstandes nach unterschiedlichen Standzeiten

Im ersten Bauabschnitt wurden zur Bewertung der Langzeittragfähigkeit an zwei Testpfählen (T1-2013 und T2-2013) dynamische Probelastungen durchgeführt.

Die Testpfähle mit Querschnitt 40 cm x 40 cm hatten eine Länge im Boden von rd. 23m (T1-2013) und rd. 25 m (T2-2013). Für die Rammung von Testpfahl T1-2013 wurde eine Gesamttrammenergie von rd. 30.000 kNm aufgewendet, er wurde bei einer Fallhöhe von 60 cm mit Endhitzen von 12 cm abgestellt. Bei Testpfahl T2-2013, der rd. 2,0 m tiefer stand, wurde in den Rammberichten eine Summe der Rammenergie von 42.000 kNm protokolliert. Bei einer Fallhöhe von ebenfalls 60 cm wurden Endhitzen von 15 cm gemessen.

An beiden Testpfählen wurden jeweils ca. eine Stunde nach dem Einrammen sowie nach Standzeiten von 8 und 21 Tagen dynamische Pfahlprobelastungen durchgeführt.

Bei Testpfahl T1-2013 wurde nach etwa einer Stunde Standzeit eine Grenztragfähigkeit von 1.870 kN bei einer Setzung von 14 mm gemessen. Nach 21 Tagen wurde eine Grenztragfähigkeit von 3.770 kN bei einer Setzung von 1 mm ermittelt. Der Anstieg der Tragfähigkeit war hierbei maßgeblich auf einen Zuwachs an Mantelreibung zurückzuführen, die von 1.430 kN nach einem Tag auf 3.250 kN nach 21 Tagen anstieg. Der Zuwachs an Mantelreibung betrug hier mehr als 200%. Der Pfahlfußwiderstand erhöhte sich nur marginal um etwa 60 kN.

Der Testpfahl T2-2013 hatte nach etwa einer Stunde im Vergleich zu Testpfahl T1-2013 eine etwas geringere Grenztragfähigkeit von 1.650 kN erreicht. Die Setzung wurde mit 11 mm gemessen. Nach 21 Tagen betrug die Grenztragfähigkeit allerdings 3.890 kN, bei einer Setzung von 2 mm. Der Anstieg der Tragfähigkeit war hierbei ebenfalls auf die angewachsene Mantelreibung zurückzuführen, die von 1.250 kN nach einem Tag auf 3.450 kN nach 21 Tagen anstieg. Der Zuwachs der Mantelreibung betrug ebenfalls mehr als 200%, der Pfahlfußwiderstand nahm um etwa 40 kN zu.

Eine Übersicht der Testergebnisse können Abbildung 3 entnehmen werden.

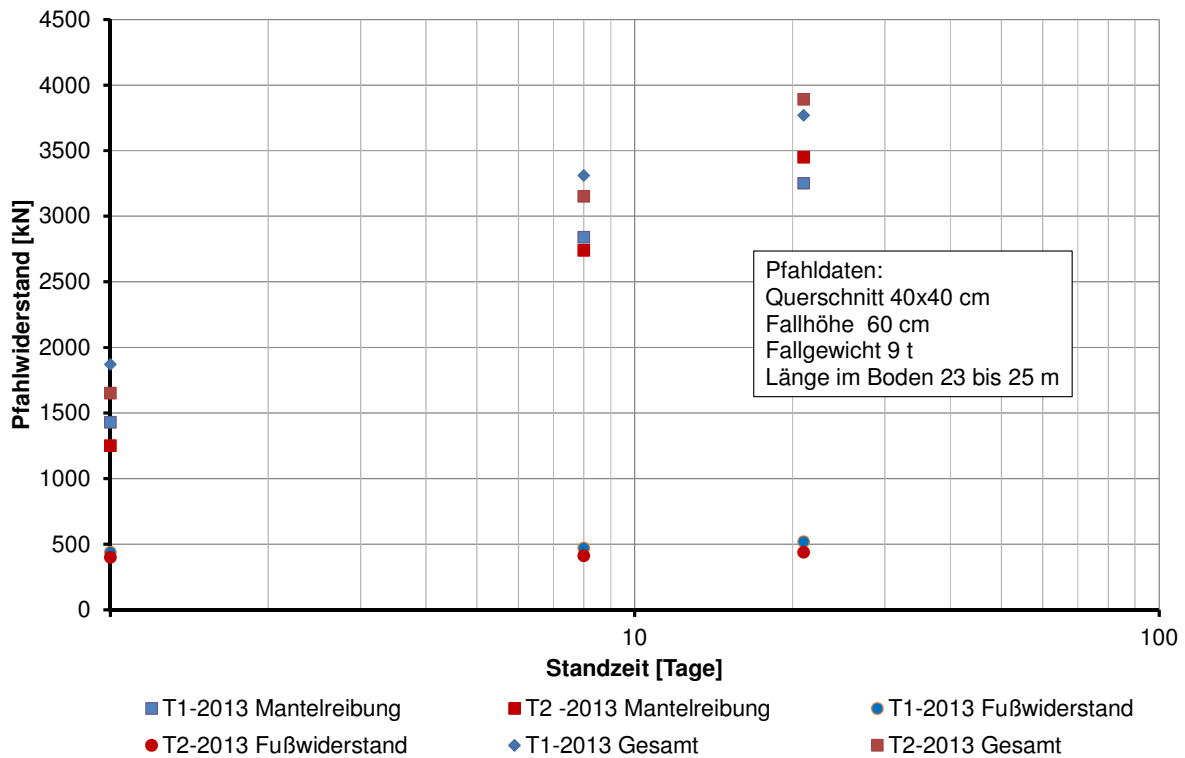


Abbildung 3: Entwicklung der Pfahltragfähigkeit mit zunehmender Standzeit

Als Gründe für den Zuwachs der Pfahlmantelreibung mit zunehmender Standzeit können der Abbau des Porenwasserdrucks während der Konsolidierungsphase (bindige Böden) oder die Relaxation des Spannungsgewölbes und ein daraus folgender Anstieg der Radialspannung angenommen werden. Die Erhöhung der Kontaktreibung bzw. der Adhäsion durch Korrosion bzw. Verkrustung oder eine Zunahme der Steifigkeit und des Dilatanzverhaltens des gestörten Bodens (nicht bindige Böden) könnten ebenfalls eine Rolle spielen (Skov + Denver, 1988; Grabe + König 2006).

5 Feldversuch zur Untersuchung des Widerstand-Setzungsverhaltens unter Berücksichtigung einer axial zyklischen Einwirkung

5.1 Pfahleinbringung

Neben einer Windkraftanlage (WEA 2) wurde in einem Abstand vom Mittelpunkt der Anlage von $R = 17,0$ m ein Testpfahl mit der Bezeichnung T1-2014 gerammt (Abbildung 4).

T1-2014 hatte einen Querschnitt von 45 cm x 45 cm und eine Länge von 24 m. Der Pfahl wurde 23 m lotrecht in den Boden gerammt und stand nach dem Kappen 100 cm über Gelände. Der Abstand am Pfahlfuß zum nächsten Bauwerkspfahl betrug 4,5 m, so dass eine gegenseitige Beeinflussung ausgeschlossen werden konnte.

Zur Rammung wurde ein Fallgewicht von 9t verwendet. Die Fallhöhe wurde bis in eine Tiefe von 15 m unter Geländeoberkante auf 80 cm gesteigert. Die letzten 8 m bis zur Endtiefe von 23 m blieb die Fallhöhe konstant bei 81 cm.

Ab einer Tiefe von rd. 10 m war die Rammenergie je Meter fortlaufend größer als 1.000 kNm. Die Rammenergien der letzten Meter lagen ungefähr bei 9.000 kNm. Die Summe der Energie betrug insgesamt rd. 82.307 kNm.

Zur Aufnahme der Zugkräfte aus dem statischen Druckversuch wurden insgesamt 8 Reaktionspfähle (R1-2014 bis R8-2014) mit einem Querschnitt von 40 cm x 40 cm und einer Länge von 26 m eingerammt.

Zur Bestimmung des Widerstandes des Testpfahles im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde nach etwa 24 Stunden eine dynamische Probelastung durchgeführt und nach dem Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP Analyse) ausgewertet. Zusätzlich wurden die Reaktionspfähle R3 und R7 dynamisch getestet.

Die Ergebnisse der Probelastungen wurden in Tabelle 2 zusammengefasst.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Probelastungsergebnisse

Pfahl	Messlänge [m]	bleibende Eindringung [mm]	eingeleitete Energie [kJ]	CAPWAP-Resultate		
				Mantel [kN]	Fuß [kN]	Gesamt [kN]
T1-2014	23,3	4	47	2.430	420	2.850
R3-2014	26,3	2	48	2.670	330	3.000
R7-2014	26	2	42	2.190	510	2.700

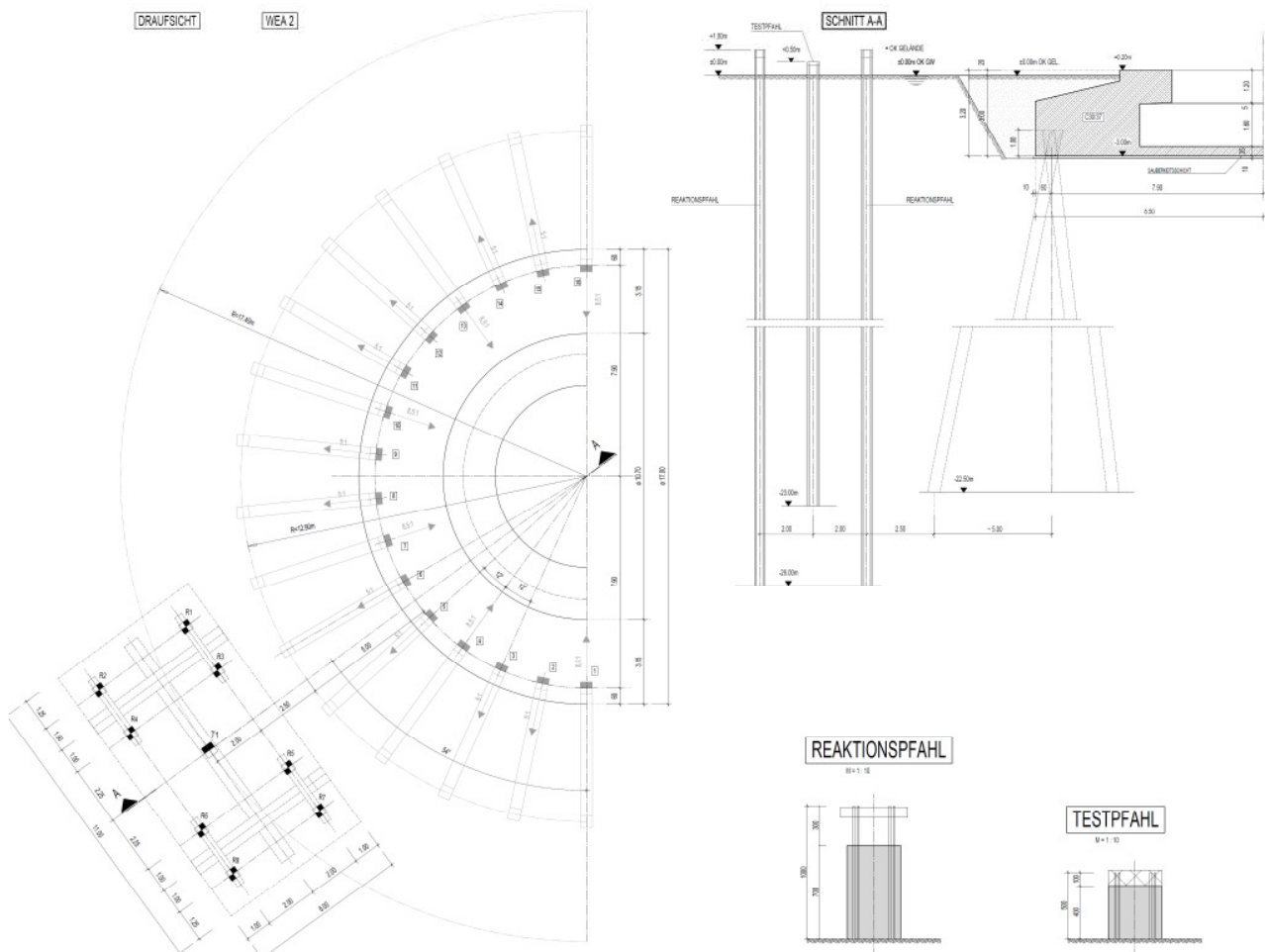


Abbildung 4: Standort und Anordnung der Pfähle

Beim Pfahl T1-2014 wurde durch den Testschlag der Probelastung eine Energie von rd. 47 kNm eingeleitet, dabei wurde eine bleibende Eindringung von 4mm gemessen. Der aktivierte Widerstand am Pfahlfuß betrug rd. 420 kN und am Pfahlmantel rd. 2.430 kN, so dass ein Gesamtwiderstand von 2.850 kN vorlag. Bei den Reaktionspfählen wurden Energien von 48 kNm (R3-2014) und rd. 42 kNm (R7-2014) in den Pfahl eingeleitet und eine bleibende Verformung von 2mm gemessen. Der aktivierte Pfahlwiderstand lag bei R3-2014, bei 3.000 kN und 2.700 kN bei Pfahl R7-2014.

Die Verteilung der Pfahlmantelreibung der Pfähle kann Abbildung 5 als Mantelreibung je Meter Pfahlelement entnommen werden.

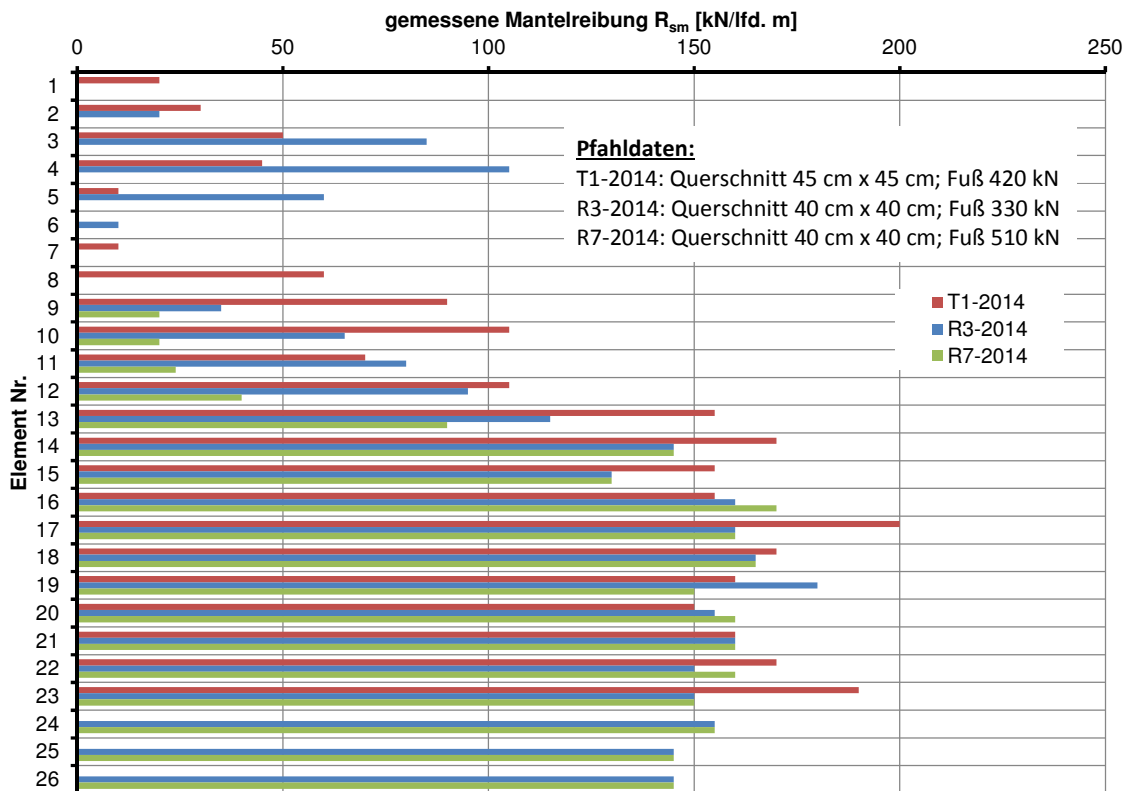


Abbildung 5: mittels dynamischer Probelastung gemessene Verteilung der Mantelreibung der Pfähle auf dem Testfeld (Testpfahl T1-2014 sowie Reaktionspfähle R3-2014 und R7-2014)

5.2 Ablauf der statischen Probelastung

Zur Bewertung des Last-Setzungsverhaltens unter zyklischer Belastung sollte der Testpfahl T1-2014 mit einem Querschnitt von 45 cm x 45 cm und einer Länge von 23 m im Boden durch eine statische Probelastung unter Schwellbelastung untersucht werden. Unter Berücksichtigung des maßgebenden Betriebslastkollektives dieser Windkraftanlage ist ein Lastwechsel zwischen 0 und 910 kN relevant, der in 50 Zyklen in einem Zeitrahmen von 6 Stunden aufgebracht werden sollte.

Die Aufbringung der Last sollte mittels einer Hydraulikpresse erfolgen, wie sie bei herkömmlichen Belastungsversuchen verwendet wird. Mit dem Ziel einer möglichst realitätsnahen Abbildung der tatsächlich eintretenden Belastungssituation im Betriebslastfall wurden planmäßig je Zyklus rd. 7 min für eine Be- und Entlastung vorgesehen.

Anschließend sollte eine statische Probelastung mit zwei Laststufen durchgeführt werden. Die Aufbringung der ersten Laststufe war in 4 Schritten bis zur charakteristischen Bauwerkslast von $F_{c,k} = 1.590$ kN geplant. Die Bauwerkslast sollte 60 Minuten gehalten werden und dann in 2 Stufen nach einer Pause von 15 Minuten zurückgefahren werden. Nach einer weiteren Pause von 15 Minuten sollte die Prüflast von $P_p = 4.500$ kN in 8 Schritten mit ebenfalls 15 Minuten Pausen je Schritt aufgebracht werden. Die Prüflast sollte ebenfalls vor der Entlastung 60 Minuten konstant gehalten werden. Bei der 2-stufigen Entlastung war eine Pause von jeweils 5 Minuten geplant.

Der geplante Versuchsablauf ist zur besseren Veranschaulichung in Abbildung 6 grafisch dargestellt.

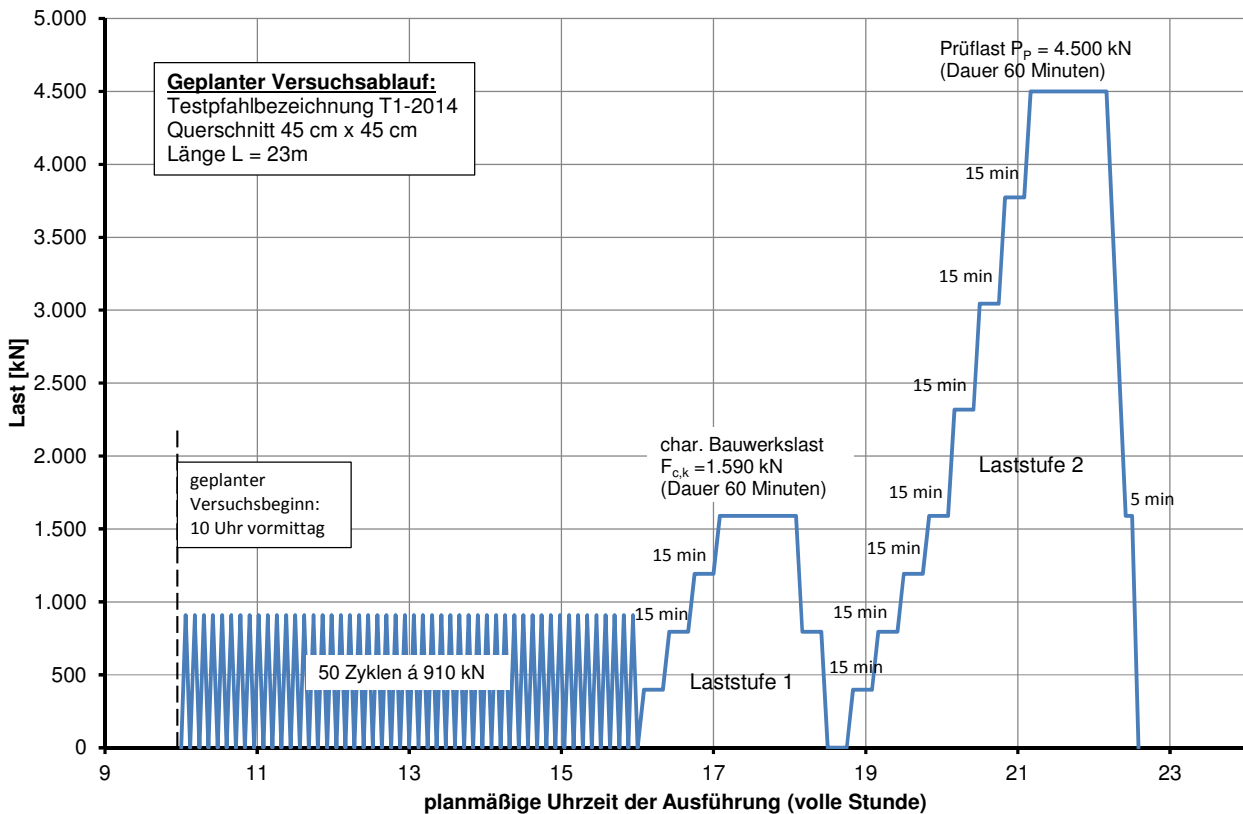


Abbildung 6: Geplanter Versuchsablauf der statischen Probelastung

5.3 Ausführung der Probelastung

Bei der Ausführung der Schwellbelastung konnte die Dauer der Lastaufbringung gegenüber der Planung wegen der tatsächlich besseren Reaktionszeit der Hydraulikpressen optimiert werden. Die Be- und Entlastungsdauer konnte auf rd. 4 Minuten reduziert werden, so dass die 50 Zyklen bereits nach rd. 4 Stunden gefahren waren.

Das tatsächlich ausgeführte Belastungsschema ist in Abbildung 6 dargestellt.

Die Lastwechsel wurden in der Darstellung durch die rote Linie und die Verformung als schwarze Linie dargestellt gekennzeichnet.

Die gemessenen Verformungen unter der Last von $F_{max} = 910$ kN lagen zwischen 1,3 mm und 1,5 mm. Nach der Entlastung auf $F_{min} = 0$ ging die Verformung auf Werte zwischen 0,2 mm und 0,4 mm zurück.

Die gemessenen Verformungen können im Detail der Abbildung 7 entnommen werden.

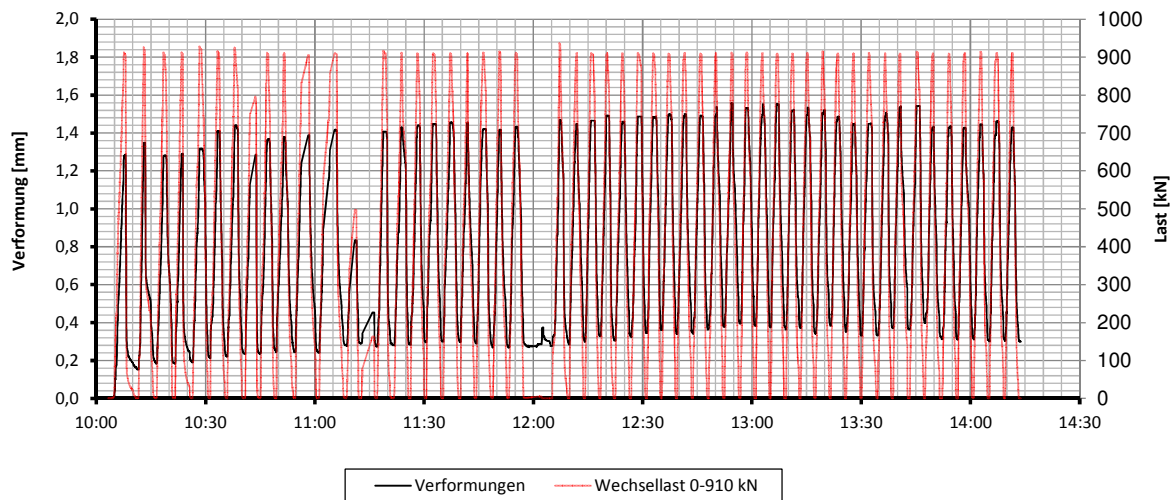


Abbildung 7: Tatsächlich ausgeführtes Schema der Wechselbelastung (rot) und gemessene Verformung (schwarz)

Während der Schwellbelastung wurde das weitere Versuchsprogramm geändert, nach dem Ende der zyklischen Belastung wurde eine Pause von rd. 45 Minuten eingelegt, bevor die erste Laststufe der statischen Probelastung aufgebracht wurde.

Die Ausführung der Laststufe 1 erfolgte planmäßig und bei einer Last von $F_{c,k} = 1.590 \text{ kN}$ nach einer Dauer von 60 Minuten eine Setzung von 2,8 mm gemessen. Nach der Entlastung ging die Setzung auf 0,15 mm zurück.

In der Laststufe 2 wurde bei Erreichen der Last von 1.590 kN eine Setzung von 2,7 mm gemessen.

Im weiteren Verlauf war das mit dem Sachverständigen für Geotechnik vereinbarte Kriechkriterium von 0,1 mm /5min bis zum Erreichen der Last von 3.530 kN eingehalten, dann aber bei der Last nach 15 Minuten überschritten. Die Setzung nach 10 Minuten betrug 9,5 mm und nach 15 Minuten 9,7 mm. Die Last wurde danach weitere 5 Minuten gehalten und dabei eine Setzung von 9,8 mm gemessen, das Kriterium damit überschritten. Nach weiteren 5 Minuten, also nun insgesamt 25 Minuten konstanter statischer Last, wurde eine Setzung von 9,9 mm gemessen, das Kriterium war somit eingehalten. Danach wurde die Last auf 4.015 kN erhöht, dabei wurde eine Setzung von 11,65 mm gemessen. Bei dieser Laststufe versagte der Pfahl, unter der konstanten Last nahm die Setzung sukzessive weiter zu. Nach rd. 50 Minuten Lastdauer wurde eine Setzung von 45,69 mm gemessen. Da dies dem 0,1-fachem des Durchmessers entspricht, wurde hier die Probe-

belastung abgebrochen und der Pfahl entlastet, als bleibende Setzung wurden 36,15 mm gemessen.

Die ermittelte Last-Setzungskurve wurde aufgezeichnet und in Abbildung 8 dargestellt.

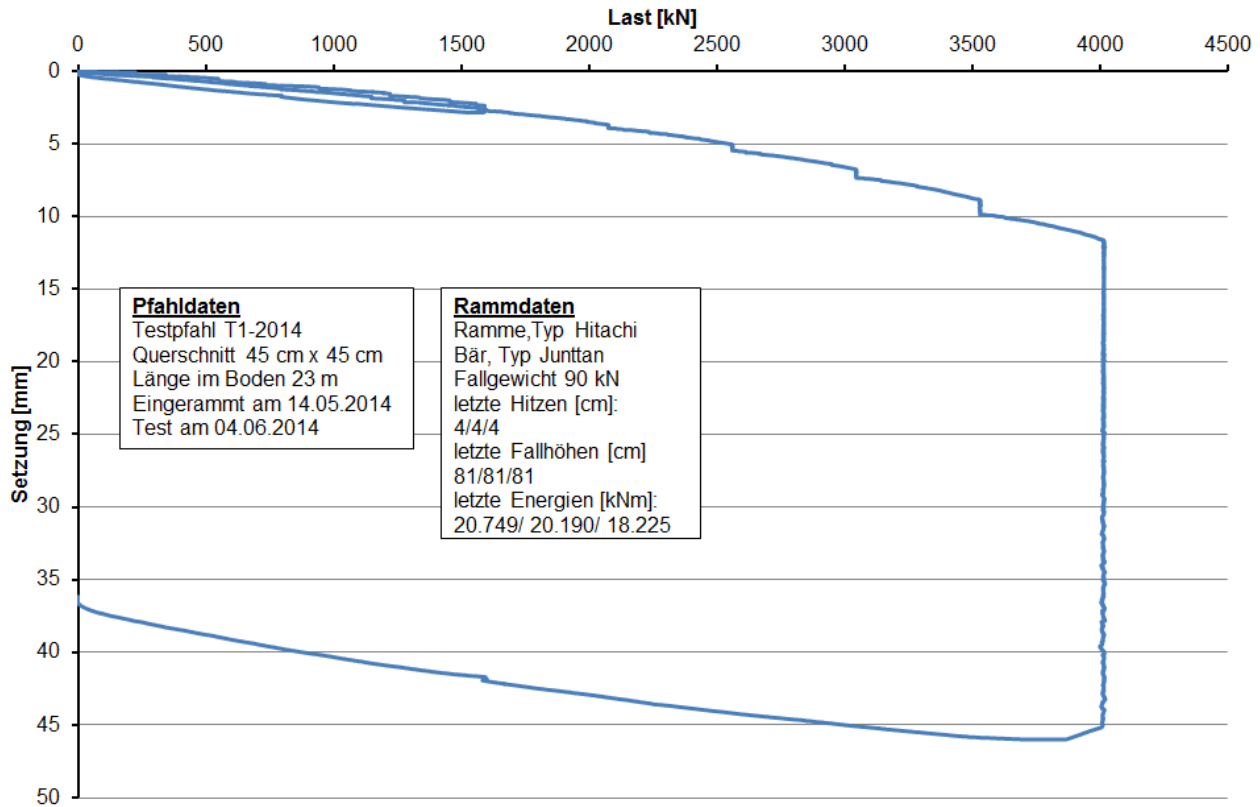


Abbildung 8: Last-Setzungslinie für den Testpfahl T1-2014

6 Auswertung der Untersuchungen

Bei der dynamischen Probelastung am Testpfahl T1-2014 wurde nach einer Standzeit von etwa 24 Stunden eine Tragfähigkeit von rd. 2.850 kN ermittelt. Bei der statischen Probelastung am selben Pfahl nach 3 Wochen Standzeit lag bei dieser Last die Setzung in einer Größenordnung von 6 bis 7mm, bis Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit ist bei dieser Laststufe nicht erkennbar (vgl. Abbildung 8). Ein eindeutiges Versagen des Pfahls infolge von Kriechen lag erst bei einer statisch aufgebrauchten Last von 4.015 kN vor. Damit ist nachgewiesen, dass die Grenztragfähigkeit nach 3 Wochen Standzeit erheblich höher ist als sie dynamisch nach einem Tag Standzeit gemessen wurde. Die Zunahme der Tragfähigkeit ist auf den Anwachseffekt zurückzuführen, der ebenfalls an den Testpfählen beim 1.BA nachgewiesen wurde.

Unter Verwendung des Ansatzes von Skov + Denver (1988) lässt sich für eine Ausgangslast von 2.850 kN nach einem Tag Standzeit eine Last von 3.600 kN nach 21 Tagen Standzeit errechnen. Da bei den zeitabhängigen Prognosen des Lastzuwachses die Bodenart eine maßgebliche Rolle spielt und ein Faktor für Schluff nicht vorliegt, wurde auf der sicheren Seite liegend der Faktor für Sand berücksichtigt (vgl. Skov+Denver, 1988).

Für die nachfolgenden Betrachtungen und Auswertungen wird die letzte Laststufe vor Erreichen des Versagens angesetzt und der charakteristische statische Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit $R_{ult} = 3.530$ kN festgelegt, was auch mit der Prognose nach Skov und Denver (1988) korreliert.

Auf Basis von Erfahrungswerten für die Mantelreibung und den Spitzenwiderstand von Fertigpfählen nach der EA Pfähle (2012) wurde eine Vergleichsrechnung der statischen Probelastungsergebnisse vorgenommen und eine charakteristische Pfahltragfähigkeit von $R_{c,k} (s=s_{sg}) = 2.860$ kN errechnet. Gegenüber der rechnerischen Pfahltragfähigkeit ist die Grenztragfähigkeit um einen Faktor von 1,2 höher als der statische Pfahlwiderstand $R_{ult} = 3.530$ kN. Hierbei ist insbesondere zu berücksichtigen, dass bereits vor der Steigerung zur charakteristischen Bauwerkslast von $F_{c,k} = 1.590$ kN an dem Pfahl ein Schwelllastversuch mit 50 Zyklen ausgeführt wurde.

Die verwendete zyklische Lastspanne liegt bei einem Wert von $F_{zyk} = 910$ kN und die zyklische Lastamplitude bei einem Wert von $F'_{zyk} = 455$ kN. Unter Ansatz des Pfahlwiderstandes von $R_{ult} = 3.530$ kN ergibt sich ein Verhältnis von 13% der Lastamplitude bzw. 26% der Lastspanne zum Pfahlwiderstand, weshalb die zyklische Belastung beim Nachweis der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden sollte.

Die beim maximalen Wert von $F_{max} = 910$ kN gemessenen Verformungen lagen in einer Größenordnung zwischen 1,2 mm und 1,5 mm. Nach der Entlastung ($F_{min} = 0$) wurde eine verbleibende Verformung von 0,2 mm bis 0,4 mm gemessen.

Eine Vergleichsrechnung am ideal elastischen Stab mit einem konstanten Elastizitätsmodul von $E = 38.000$ N/mm², einer konstanten Fläche von $A = 202.500$ mm², einer Länge von $L = 23$ m und einer Einwirkung von $F = 910$ kN ergibt sich eine elastische Stauchung von rd. 3 mm.

Die gemessenen Verformungen sind also deutlich geringer als die rechnerische Verformung des Pfahls, so dass die Vermutung nahe liegt, dass unter der Belastung lediglich eine Stauchung des Pfahles stattgefunden hat. Da die Verformungen so gering waren, liegt die weitere Schlussfolgerung nahe, dass der Kontakt zwischen der Pfahlmantelfläche sowie dem umgebenden Boden und demnach auch der Anwachseffekt erhalten bleibt.

7 Zusammenfassung

Mit dem Ziel, das Tragverhalten von Fertigrammpfählen unter zyklischer Belastung bewerten zu können, wurde auf dem Baufeld eines Windparks eine statische Probelastung nach vorhergehender Schwellbelastung ausgeführt. Zusätzlich sollte in diesem Zusammenhang die Fragestellung geklärt werden, inwieweit ein Zuwachs der Tragfähigkeit mit der Zeit stattfindet und überprüft werden, ob dieser Zuwachs nach einer axialen Schwellbelastung bestehen bleibt.

Im ersten Bauabschnitt des Windparks wurden an 2 Testpfählen dynamische Probelastungen unter Berücksichtigung einer Standzeit von etwa einer Stunde, 8 Tagen und 21 Tagen durchgeführt und nach den Untersuchungen

- der bekannte Anwachseffekt belegt
- ein ungewöhnlich hoher Zuwachs der Mantelreibung von $\Delta R_{s,m} > 200\%$

festgestellt.

Im zweiten Bauabschnitt wurde ein Testfeld für eine statische Probelastung eingerichtet und zuvor eine Trockenbohrung sowie eine Drucksondierung ausgeführt. An dem gerammten Probepfahl wurde nach einer Standzeit etwa 24 Stunden eine dynamische Probelastung ausgeführt.

Folgende Erkenntnisse konnten daraus gewonnen werden:

- relativ homogene Baugrundsichtung aus steif bis halbfesten Schluffen
- Scherfestigkeit zwischen $150 \text{ kN/m}^2 \leq c_u \leq 300 \text{ kN/m}^2$
- Pfahlfußwiderstand von $R_{b,m} = 420 \text{ kN}$; Mantelreibung von $R_{s,m} = 2.430 \text{ kN}$

Nach einer Standzeit von 20 Tagen wurde am Testpfahl eine statische Probelastung mit vorheriger Schwellbelastung durchgeführt und

- die Betriebslasten realitätsnah angesetzt
- sehr geringe Verformungen gemessen (kleiner als elastische Stauchung)
- hoher Pfahlwiderstand im Grenzzustand ($R_{ult} = 3.530 \text{ kN}$) bei geringen Setzungen (6-7 mm) ermittelt.

Insgesamt kann nach den Untersuchungen festgestellt werden, dass zyklische Einwirkungen keinen negativen Einfluss auf den Tragfähigkeitszuwachs haben und in diesem Fall die gemessene Tragfähigkeit in bindigen Böden höher ist als sie nach geltenden Regeln errechnet werden kann.

Literatur

EA Pfähle (2012) Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, *Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.*

Grabe, J.; König, F. (2006): Zeitabhängige Traglaststeigerung von Verdrängungspfählen, *Baugrundtagung in Bremen, Tagungsband S. 291 - 298*

Skov, R.; Denver H. (1988): Time-Dependence of bearing capacity of piles, *3rd Int. Conf. App. Stress-Wave Theory to Piles*

Autoren

Dr.-Ing. Lars Vavrina

vavrina@centrum.de

Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann

plohmann@centrum.de

Dipl.-Ing. MBA Peter Wardinghus

wardinghus@centrum.de

CentrumPfähle GmbH

Friedrich-Ebert-Damm 111

www.centrum.de

22047 Hamburg

Tel.: 040.69 67 21 04