

38. BAUGRUNDTAGUNG



VORTRÄGE

Messe Bremen (Halle 6/7)
25. – 28. September 2024



Ermittlung der durchmesserabhängigen (Ø 380/450 mm, Ø 440/560 mm, Ø 550/670 mm) axialen Pfahlwiderstände von Vollverdrängungsbohrpfählen Typ Fundex auf Grundlage von 12 statischen Pfahlprobebelastungen

Dipl.-Ing. Thorsten Schultze, Grundbaulabor Bremen Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH, MBA B.Sc. Thomas Lahrs, Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH

Üblicherweise werden Vollverdrängungsbohrpfähle - Typ Fundex - nach DIN EN 12699 mit Pfahldurchmessern $D_s/D_f = 380 \text{ mm}/450 \text{ mm}$ und $440 \text{ mm}/560 \text{ mm}$ hergestellt. Für dieses Pfahlssystem liegen anerkannte Erfahrungswerte zur Bemessung der äußeren Pfahlwiderstände in den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ vor. Zum Nachweis höherer Pfahlwiderstände wurde von der Firma Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH ein weiterer Pfahldurchmesser $550 \text{ mm}/670 \text{ mm}$ entwickelt (u.a. Bohrkronen, Bohrspitzen, Aufnahme Drehantrieb), der ohne relevante Änderung der vorhandenen Gerätetechnik herstellbar ist. Die Überprüfung der erreichbaren Pfahlwiderstände und des Widerstandsverhaltens im Vergleich zu den bekannten Pfahldurchmessern erfolgte auf einem Testfeld mit 12 statischen Probebelastungen. Die durchgeführten Probebelastungen werden erläutert und die Ergebnisse dargestellt.

1 Einleitung

Zur Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände an Fundex-Pfählen mit verschiedenen Durchmessern wurde ein Testfeld mit 12 Probe- und 14 Reaktionspfählen hergestellt. Im Vordergrund stand dabei das Pfahlwiderstandsverhalten der Fundex-Pfähle mit einem Durchmesser $550 \text{ mm}/670 \text{ mm}$. Das Probebelastungskonzept und die zu erwartenden Pfahlwiderstände wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Kurt Fredrich vom Grundbaulabor Bremen entwickelt. Die Versuche wurden vom Grundbaulabor Bremen begleitet und die Ergebnisse der Probebelastungen ausgewertet. Das Ziel war die Überprüfung des Widerstandsverhaltens des neu entwickelten Pfahldurchmessers $550 \text{ mm}/670 \text{ mm}$ im Vergleich zu den bekannten Pfahldurchmessern $380 \text{ mm}/450 \text{ mm}$ und $440 \text{ mm}/560 \text{ mm}$.

2 Standort und Baugrund

Das Testfeld liegt auf dem Betriebsgelände der Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH in Loxstedt / Bremerhaven.

Zur Erkundung des Baugrundes wurden vom Grundbaulabor Bremen zwei Kleinrammbohrungen bis

$18,75 \text{ m}$ Tiefe ausgeführt. Zusätzlich wurden mit Ausnahme der Probebelastung Nr. 110 (hindernisbedingt nicht ausführbar) in jeder Pfahlachse eine elektrische Drucksondierung CPT nach DIN EN ISO 22476-1 mit getrennter Messung von Spitzendruck und Mantelreibung bis in 30 m Tiefe ausgeführt. Die Endtiefen der Drucksondierungen wurden dabei unter Berücksichtigung der zu erwartenden Pfahlgründungstiefen festgelegt. Die folgende Abbildung zeigt den Lageplan des Testfeldes mit den ausgeführten Baugrunderkundungen. Entgegen der ersten Planung wurde das Testfeld in östliche Richtung verlängert, da die Drucksondierungen in westlicher Ausrichtung hindernisbedingt nicht hergestellt werden konnten.

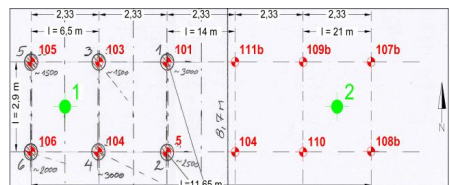


Abbildung 2-1: Lageplan Testfeld mit Baugrunderkundungen

Die Baugrunderkundungen zeigen unter einer Oberflächenbefestigung aus Schlacke und Sand ab 1,3 m Tiefe eine Weichschicht aus organischen, tonigen Schluffen und Torf, die ab Tiefen zwischen 3,4 m bis 3,8 m von holozänen, tlw. schluffigen Sanden unterlagert wird. Die Unterkante der vorgenannten Sandschicht variiert nach den Ergebnissen der Drucksondierung deutlich zwischen 7,9 m bis 10,1 m Tiefe. Im Anschluss wurden pleistozäne, tonige, sandige Schluffe mit steifer bis fester Konsistenz erkundet, die in rd. 18 m Tiefe von dicht bis sehr dicht gelagerten Sanden unterlagert werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch das Bodenprofil der Kleinrammbohrung BS 2.

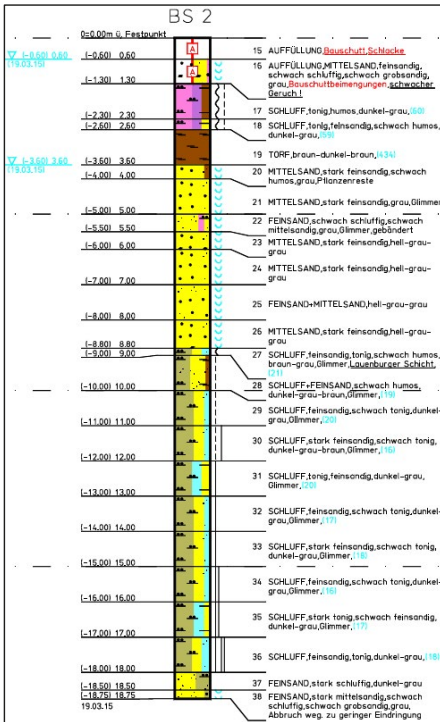


Abbildung 2-2: Bodenprofil BS 2

Die Drucksondierungen zeigen in den oberen holozänen Sanden mit Spitzendruckwerten zwischen $q_c \geq 6$ MPa bis 16 MPa eine insgesamt mittlere Lagerungsdichte und in den unteren pleistozänen Sanden mit Spitzendruckwerten $q_c \geq 20$ MPa bis 30 MPa eine dichte bis sehr dichte Lagerung.

Auffällig sind die sehr geringen Spitzendruckwerte mit $q_c \approx 0,5$ MPa bis 1 MPa unmittelbar unterhalb der oberen Sandschicht über einem Tiefenbereich

zwischen 0,5 m bis 1,5 m. Darunter steigen die Spitzenwiderstände in den Schluffen auf $q_c \geq 4$ MPa bis 12 MPa an. Die nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch die Ergebnisse der Spitzendruckwerte für die Drucksondierungen Nr. 103 und 107b.

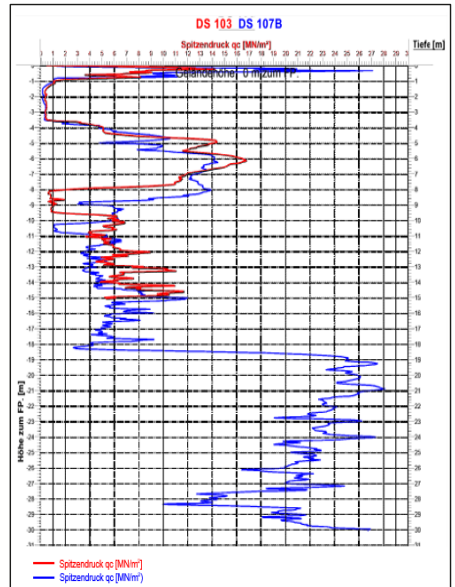


Abbildung 2-3: Spitzendruckwerte für die Drucksondierungen Nr. 103 und 107b

3 Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle

Als Referenz zu den statischen Probelastungsergebnissen werden für sämtliche Probepfähle die äußeren Pfahlwiderstände auf Grundlage der in Pfahlachse ausgeführten Drucksondierungen und der hergestellten Gründungstiefen mit den oberen Erfahrungswerten der EA-Pfähle ermittelt. Bei der Ermittlung wurde der Boden ab Geländeoberkante bis zum Beginn der oberen Sandschicht nicht angesetzt. Darunter erfolgte die Einteilung der Bodenschicht für die Mittelung der Spitzendruckwerte in zweckmäßigen Tiefenabschnitten, unterschieden nach bindigem und nichtbindigem Boden.

Für Fundex-Pfähle werden in der EA-Pfähle keine Angaben für die Bruchwerte $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzenndruck $q_{b,k}$ bei bindigem Boden angegeben. Ersatzweise werden für die Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände im Bereich der bindigen Bodenschichten die oberen Tabellenwerte der EA-Pfähle für Atlaspfähle angesetzt.



Die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit als Eingangsgröße für die Tabellenwerte erfolgt in Anlehnung an die EA-Ufereinfassung aus den Drucksondierergebnissen mit $c_{u,k} \approx q_c / 20$. Für undrainierte Scherfestigkeiten $c_{u,k} > 250 \text{ kN/m}^2$ erfolgte keine Extrapolation der Tabellenwerte. Die nachfolgende Abbildung zeigt die angesetzten Werte für Mantelreibung und Spitzendruck. Bei den rot umrandeten Werten handelt es sich um die Werte für Atlas-Pfähle.

Ansatzwerte für die Ermittlung der Pfahlwiderstände			
s/D _b	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]		
	$q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 15 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 25 \text{ MN/m}^2$
0,02	1,900	3,100	4,350
0,03	2,500	3,950	5,550
0,10	5,500	8,800	10,000
	$c_{u,k} = 100 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 150 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 250 \text{ kN/m}^2$
0,02	0,800	1,250	1,950
0,03	0,950	1,500	2,350
0,10	1,750	2,500	3,250
Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]			
	$q_c = 7,5 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 15 \text{ MN/m}^2$	$q_c = 25 \text{ MN/m}^2$
	0,050	0,115	0,145
	$c_{u,k} = 100 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 150 \text{ kN/m}^2$	$c_{u,k} = 250 \text{ kN/m}^2$
	0,060	0,095	0,120

Abbildung 3-1: Angesetzte Bruchwerte $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m²] und den Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [kN/m²] \cong obere Erfahrungswerte EA-Pfähle

4 Statische Probelastungen

4.1 Pfahlanordnung und Abmessungen

Die Pfähle wurden in drei Tiefengruppen mit unterschiedlichen Gründungstiefen eingeteilt. Für jeden Tiefenbereich wurden zwei Pfähle mit einem Pfahldurchmesser 550 mm/670 mm (blau) hergestellt und jeweils ein Pfahl mit einem Pfahldurchmesser 380 mm/450 (grün) mm und 440 mm/560 mm (rot). Die Anforderung der EA-Pfähle an die Abstände zu den Reaktionspfählen wurde mit $a = 2,9 \text{ m}$ eingehalten. Die folgende Abbildung zeigt die Anordnung der Pfähle.

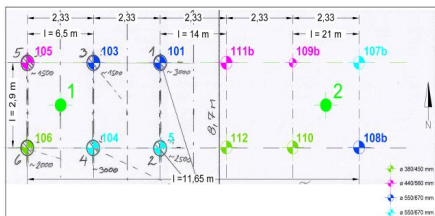


Abbildung 4-1: Pfahlanordnung der Probestpfähle mit Zuordnung der Pfahldurchmesser

Mit den gewählten Pfahllängen liegen die Pfahlunterkanten in folgenden Bodenschichten:

- L = 6,5 m → UK Pfahl: holozäner Sand
- L = 14 m → UK Pfahl: Schluff
- L = 21 m → UK Pfahl: pleistozäner Sand

4.2 Pfahlherstellung

Vor der Pfahlherstellung wurden die Drucksondierungen und Kleinrammbohrungen ausgeführt. Im Anschluss wurden zunächst die Reaktionspfähle und danach die Probestpfähle hergestellt.

Die Probestpfähle wurden nach den Vorgaben für Vollverdrängungsbohrpfähle gemäß DIN EN 12699 hergestellt. Das eingesetzte Bohrgerät ist vom Typ IHC Fundex F3500 und verfügt über eine maximale Vorzugskraft von 800 kN. Der eingesetzte Bohrmotor vom Typ IHC Fundex FDE45HS hat ein maximales Drehmoment von 480 kNm.

Die Reaktionspfähle wurden als Ort betonrammpfähle Typ Simplex Ø 610 mm/660 mm hergestellt.

4.3 Durchführung der statischen Probelastungen

Die Durchführung der statischen Probelastungen erfolgte nach den Vorgaben der EA-Pfähle in zwei Belastungsstufen. Die Probestpfähle wurden mit automatischen vertikalen und horizontalen Wegaufnehmern ausgestattet. Die Krafteinleitung erfolgte über eine Hydraulikpresse unterhalb einer Belastungskonstruktion, mit der zwei Pfähle nacheinander belastet werden können. Die Überprüfung der eingeleiteten Kraft erfolgte mit geeichten Druckmessdosen. Sämtliche Probelastungen wurden nacheinander ausgeführt. Die Laststeigerungen, Entlastungen und Belastungszeiten erfolgten nach den Vorgaben der EA-Pfähle.

4.4 Probelastungsergebnisse und Vergleich mit den Ergebnissen nach EA-Pfähle

In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse der statischen Probelastungen für die einzelnen Pfahlgruppentiefen in Widerstandssetzungsdiagrammen dargestellt. In diesen Diagrammen sind zusätzlich die Verschiebungslinien eingetragen (gestrichelt), die sich bei der Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände nach den Vorgaben der EA-Pfähle und den Hinweisen in Abschnitt 3 ergeben.

4.4.1 Probelastungsergebnisse für Pfahlänge L = 6,5 m

Die folgende Abbildung zeigt die Widerstandssetzungs-linien für eine Pfahlänge L = 6,5 m mit einer Pfahluferkante in den oberen Sanden.

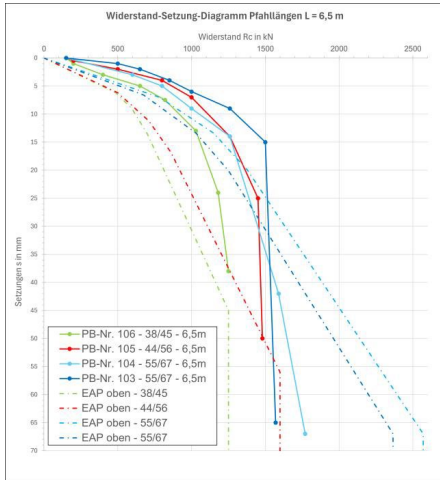


Abbildung 4-2: Widerstand-Setzung-Diagramm für eine Pfahlänge L = 6,5 m

Die Widerstand-Setzungslinien der ausgeführten Probelastungen zeigen im Belastungsbereich bis etwa 75 % der Grenzlast eine geringere Verformung als nach EA-Pfähle zu erwarten ist. Weiter ist erkennbar, dass das gegenüber der EA-Pfähle geringere Setzungsverhalten der Pfähle bei den kleineren Pfahldurchmessern ausgeprägter ist und mit zunehmenden Pfahldurchmesser abnimmt. Die Ergebnisse zeigen darüber hinaus, dass der Gesamtpfahlwiderstand im Vergleich mit den Ergebnissen der EA-Pfähle mit zunehmenden Pfahldurchmesser geringer ausfällt. Bei dem Probehaf Nr. 103 konnte bei den Belastungsversuchen ein Versagen festgestellt werden, was auf einen Durchstanzeffekt in die darunter anstehenden bindigen Schichten zurückzuführen ist. Auffällig ist, dass die vorhandene Sandschicht unterhalb des Pfahlfußes bei diesem Pfahl mit 1,4 m deutlich geringer ist als bei den restlichen Pfählen.

4.4.2 Probelastungsergebnisse für Pfahlänge L = 14 m

Die folgende Abbildung zeigt die Widerstandssetzungs-linien für eine Pfahlänge L = 14 m mit einer Pfahluferkante in der Schluffschicht.

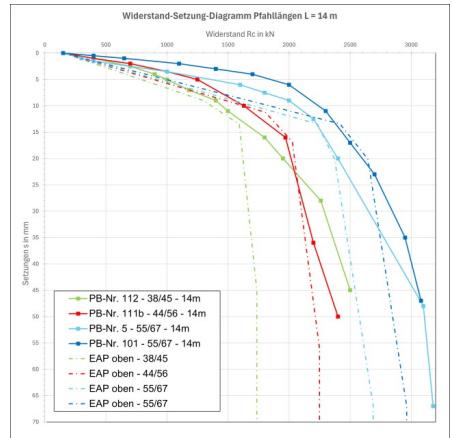


Abbildung 4-3: Widerstand-Setzung-Diagramm für eine Pfahlänge L = 14 m

Die Widerstand-Setzungslinien der ausgeführten Probelastungen zeigen für sämtliche Pfähle eine geringere Verformung als nach EA-Pfähle zu erwarten ist. Darüber liegen die nachgewiesenen Grenzwiderstände R_c für sämtliche Pfähle oberhalb der Widerstände, die aus den oberen Tabellenwerte der EA-Pfähle resultieren.

4.4.3 Probelastungsergebnisse für Pfahlänge L = 21 m

Die folgende Abbildung zeigt die Widerstand-Setzungslinien für eine Pfahlänge L = 21 m mit einer Pfahluferkante in den pleistozänen Sanden.

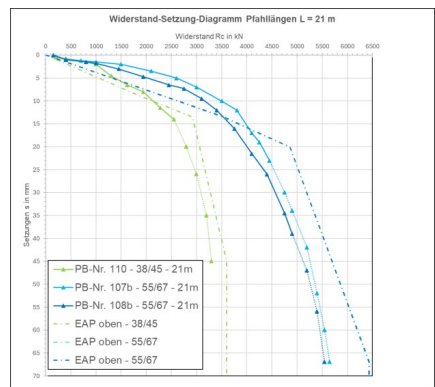


Abbildung 4-4: Widerstand-Setzung-Diagramm für eine Pfahlänge L = 21 m

Die Pfahlprobelastung für den Pfahldurchmesser 380mm /450mm wurde nicht bis zum



Grenzwiderstand durchgeführt, da bedingt durch die Belastungskonstruktion eine zu hohe Horizontalverformung festgestellt wurde. Die Pfähle mit einem Pfahldurchmesser \varnothing 550mm / 670mm wurden aufgrund der maximal zulässigen Belastung der Widerlagerkonstruktion nicht höher belastet. Nach der Methode von Rollberg (1978) besteht ein funktionaler Zusammenhang zwischen den Pfahllasten und den daraus resultierenden Pfahlsetzungen. Aus diesem Zusammenhang, der einen hyperbolischen Verlauf hat, wurde der Grenzwiderstand extrapoliert. Die Widerstand-Setzungslinien der ausgeführten Probebelastungen zeigen im Belastungsbereich bis etwa 75 % der Grenzlast eine geringere Verformung als nach EA-Pfähle zu erwarten ist.

4.5 Bewertung der Probebelastungsergebnisse

4.5.1 Pfahlwiderstände

Die folgende Abbildung zeigt eine Zusammenstellung der wesentlichen Ergebnisse.

Pfahl-Nr.	Pfahl- \varnothing	Pfahl-länge	EA-Pfähle obere Werte	Probebelastungen	Anteil EA-Pfähle
-	mm	m	$R_{c,k}$	R_c	%
106	380/450	6,5	1.250	1.250	100%
105	440/560	6,5	1.600	1.450	91%
103	550/670	6,5	2.570	1.500	58%
104	550/670	6,5	2.360	1.750	74%
112	380/450	14	1.730	2.500	145%
111b	440/560	14	2.250	2.400	107%
5	550/670	14	2.690	3.180	118%
101	550/670	14	2.960	3.080	104%
110* **	380/450	21	3.690	3.300	89%
109b**	440/560	21	5.100	2.780	-
107b**	550/670	21	6.520	5.650	87%
108b**	550/670	21	6.575	5.550	84%

* Für die Ermittlung der Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle wurde die DS 108b herangezogen, da die DS 110 hindernisbedingt nicht ausgeführt werden konnte.
 ** extrapolierte Grenzwiderstände
 *** Abbruch infolge zu großer Horizontalverformung am Pfahlkopf

Abbildung 4-5: : Wesentliche Ergebnisse

Die Ergebnisse der Probebelastungen zeigen ein durchmesserabhängiges Tragverhalten der Pfähle. Tendenziell nehmen die Pfahlwiderstände mit zunehmenden Pfahldurchmesser relativ betrachtet ab. Dieses Verhalten wird bereits in der Veröffentlichung von Franke (1976) für den Pfahlfußwiderstand von Bohrpfählen in nichtbindigen Böden beschrieben.

mit kleinem Pfahldurchmesser, das mit zunehmenden Pfahldurchmesser verhältnismäßig abnimmt.

4.5.2 Durchstanzen

Für die Anwendung der Erfahrungswerte der EA-Pfähle wird vorausgesetzt, dass die Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlfußfläche nicht weniger als drei Pfahldurchmesser, mindestens aber 1,50 m beträgt und in diesem Bereich $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$ bzw. $c_{u,k} \geq 100 \text{ kN/m}^2$ nachgewiesen ist. Wenn die genannten geometrischen Werte unterschritten werden, ist u. a. ein Nachweis gegen Durchstanzen zu führen.

Die Abbildung 4-6 zeigt eine Zusammenstellung der relevanten Daten für die Probepfähle, deren Fußaufstandsflächen mit einer Länge von 6,5 m in den oberen holozänen Sanden liegt.

Pfahl-Nr.	Pfahl- \varnothing	UK - Pfahl	UK-Sand	Sandstärke unter Gründungsniveau	3 x Df
-	mm	m FP	m FP	m	m
106	380/450	-6,5	-9,0	2,5	1,35
105	440/560	-6,5	-8,5	2,0	1,68
103	550/670	-6,5	-7,9	1,4	2,01
104	550/670	-6,5	-8,7	2,2	2,01

Abbildung 4-6: Unterkante Sandschicht

Die Ergebnisse der Probebelastungen zeigen für den Pfahl-Nr. 103 ein Versinken des Pfahles im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Es ist anzunehmen, dass dieser Pfahl in die darunter anstehende bindige Schicht durchgestanzt ist. Gegenüber den anderen Pfählen aus dieser Pfahlgruppe ist die Schichtmächtigkeit bei diesem Pfahl mit $d = 1,4 \text{ m}$ signifikant geringer und die Vorgabe der EA-Pfähle wird unterschritten. Die Tatsache, dass die restlichen Pfähle die Vorgabe der EA-Pfähle in Bezug auf die Abstände einhalten, bestätigt im Grundsatz die Vorgabe der EA-Pfähle.

Es ist zu beachten, dass das durchstanzbedingte Versagen des Probepfahles im Grenzzustand der Tragfähigkeit eingetreten ist.

5 Fazit

Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass die Abschätzung der äußeren Pfahlwiderstände auf der Grundlage der oberen Erfahrungswerte der EA-Pfähle nicht in allen Fällen ein zutreffendes Ergebnis liefern. Bei dem Vergleich wurde festgestellt, dass bei kleineren Pfahldurchmessern die obere EA-Pfähle Werte eher erreicht wurden und bei zunehmendem Pfahldurchmesser tendenziell geringere relative Pfahlwiderstände vorhanden sind. Die Ergebnisse zeigen eine Übereinstimmung mit den bisherigen Erkenntnissen über den

durchmesserabhängigen Pfahlspitzenwiderstand von Großbohrpfählen. Inwieweit sich diese Erfahrungen auf andere Baugrundsituationen übertragen lassen, sollte bei zukünftigen Projekten überprüft werden.

Es ist anzumerken, dass die erreichten hohen Pfahlwiderstände im vorliegenden Fall das Resultat aus einer hoher Herstellqualität und dem Einsatz der modernsten Gerätetechnik mit sehr hohen Drehmomenten ist.

Grundsätzlich sind die erzielbaren Pfahlwiderstände neben den Baugrundverhältnissen sehr stark abhängig von den eingesetzten Geräten und der Qualität der Ausführung. Aus diesem Grund müssen die Erkenntnisse von jedem Pfahlhersteller über vergleichbare Probelastungen oder den Erfahrungswerten der EA-Pfähle unter Beachtung der angegebenen Randbedingungen nachzuweisen.

Literaturverzeichnis

Behnke, D. & von Bloh, G. (1998): *Tragfähigkeitsermittlung von Pfahlgründungen durch Drucksondierergebnisse*. Baugrundtagung 1998 in Stuttgart

Franke, E. (1976): *Die Tragfähigkeit von Pfählen in Abhängigkeit von Pfahldurchmesser und ihre Ermittlung mit Sonden in nichtbindigen Böden*. Mit. der Degebo, Heft 32, 1976.

DIN EN 1997-1, (März 2014). *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*; DIN Deutsches Institut für Normung e. V.

Empfehlung des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage (2012). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.

Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2020, 12. Auflage (2020). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.

Rollberg (1978): *Die Kraft-Setzung-Linie von Pfählen*. Bauingenieur 53, S. 309-313

Van der Veen 1953: „The bearing capacity of a pile“, Proc. 3rd ICSMFE; Zürich, Bd. 2, Seite 84ff