Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 107

# Pfahl - Symposium 2019

Fachseminar: 21./22. Februar 2019

Organisation:

N. Hinzmann P. Stein

Braunschweig 2019

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

| Eigenverlag: | Institut für Grundbau und Bodenmechanik<br>Technische Universität Braunschweig<br>Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig<br>Telefon : (0531) 391-62000<br>Fax : (0531) 391-62040<br>E-Mail : igb@tu-bs.de<br>Internet : www.igb-tubs.de<br>ISBN : 3-927 610-99-2 | g |
|--------------|---|---|
| Druck:       | DruckVoll UG Anne Seckelmann<br>Weinbergweg 40 a · 38106 Braunschweig   |   |

| Telefon  | 1 | (0531) 390 679 64    |
|----------|---|----------------------|
| Fax      | 1 | (0531) 390 718 35    |
| E-Mail   | 1 | info@druckvoll-bs.de |
| Internet | 1 | www.druckvoll-bs.de  |

Gedruckt auf Soporset Premium PrePrint EU Ecolabel und FSC® zertifiziert Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig





# Pfahl - Symposium 2019

Fachseminar: 21./22. Februar 2019

Organisation:

N. Hinzmann P. Stein

Braunschweig 2019

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

### VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum sechzehnten Mal im Jahr des 45-jährigen Bestehens des Institutes das traditionelle Pfahl-Symposium. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge und nicht zuletzt das große Interesse an den Tagungsbänden, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium weiterhin alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Wir freuen uns wiederum außerordentlich den von der Firma FRANKI Grundbau gestifteten *Edgard-Frankignoul-Förderpreis* für herausragende Arbeiten junger Ingenieure auf dem Gebiet der Pfahlgründungen beim diesjährigen Pfahlsymposium bereits zum siebten Mal vergeben zu dürfen.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Bemessung, Herstellung und Einbringung von Pfählen und verwandten Gründungselementen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen. Neben der Vorstellung von neuen Erfahrungen mit verschiedensten Pfahlsystemen erwarten uns Berichte aktueller Forschungsarbeiten aus den Bereichen Bemessung von Pfählen, numerische Simulation, Gründungen von Offshore Windenergieanlagen, hier im Besonderen die laterale zyklische Belastung und nicht zuletzt eine Reihe von interessanten Projektvorstellungen. Das Thema der Qualitätssicherung von Pfahlgründungen durch Pfahlprüfungen wird wie in den Jahren zuvor ebenfalls einen der Schwerpunkte darstellen.

Neu beim diesjährigen Pfahl-Symposium ist eine Poster-Session, die der hohen Anzahl an Beitragsmeldungen geschuldet ist. Einige Langfassungen der Posterbeiträge sind in diesem Tagungsband veröffentlicht.

Wir möchten an dieser Stelle allen Referentinnen und Referenten sowie ihren Co-Autorinnen und Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. Nur so konnte Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge, die Betreuung der Referenten und Aussteller sowie für die Durchführung der Tagung bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, Herrn Nils Hinzmann M.Sc., Herrn Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein und Herrn Dr.-Ing. Jörg Gattermann.

Bei Ihnen als Teilnehmerin oder Teilnehmer dieser Fachtagung möchten wir uns sehr herzlich für Ihre Teilnahme bedanken und würden uns sehr freuen, Sie neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes wie der Tagung *Messen in der Geotechnik* oder der Tagung *Stahl im Wasserbau* begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2019

The audin Hill

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



Ausschreibung des Edgard-Frankignoul-Förderpreises 2021 des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig



Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig vergibt im Rahmen des zweijährig stattfindenden Pfahl-Symposiums an Studenten und Ingenieure aus Wissenschaft und Praxis den von der FRANKI Grundbau GmbH & Co .KG gestifteten

### Edgard-Frankignoul-Förderpreis.

Durch die Vergabe dieses Preises sollen die Leistungen von Studentinnen und Studenten und von jungen Ingenieurinnen und Ingenieuren gewürdigt sowie ihnen ein Ansporn und Anreiz gegeben werden, sich in Wissenschaft und Praxis auf dem Gebiet der Pfahlgründungen auch weiterhin besonders zu qualifizieren.

Es werden drei Förderpreise im Gesamtwert von

## € 7.000,-

für herausragende Beiträge aus der Wissenschaft und aus der Praxis vergeben. Die Förderpreise werden für praktisch/technische Arbeiten und/oder für wissenschaftlich/theoretische Arbeiten vergeben. Grundlage der eingereichten Arbeiten können Bachelor- und Masterarbeiten, Examensarbeiten für die zweite Staatsprüfung und sonstige praktische Arbeiten, Dissertationen und Habilitationen sein, die sich mit dem vielfältigen Gebiet von Pfahlgründungen beschäftigen, und die zum Zeitpunkt der Bewerbung nicht älter als 5 Jahre sein dürfen.

Für die Bewerbung werden eigens für den Förderpreis erstellte Kurzfassungen erwartet, in der die wesentlichen Ergebnisse der Originalarbeit aufgearbeitet und dargestellt sind. Der Umfang der eingereichten Arbeit sollte 5 Seiten nicht überschreiten, Anlagen sind auf ein Minimum zu beschränken und dürfen nur erläuternde Tabellen und Zeichnungen enthalten.

Erwartet werden Eigenbewerbungen. Bewerben können sich Studierende und junge Ingenieure von Universitäten, Technischen Hochschulen oder Fachhochschulen. Bewerberinnen und Bewerber sollen zum Zeitpunkt der Einreichung nicht älter als 35 Jahre sein. Ein aussagefähiger Lebenslauf muss der Bewerbung beigefügt werden.

Die eingereichten Arbeiten werden von einer Gutachtergruppe bewertet, die aus dem Institutsleiter, dem Vorsitzenden des Arbeitskreises 'Pfähle' und je einem Vertreter einer Behörde, einem Ingenieurbüro und der FRANKI Grundbau besteht. Der Rechtsweg ist ausgeschlossen.

Die Förderpreise werden beim nächsten Pfahl-Symposium, welches turnusgemäß am 18 und 19. Februar 2021 in Braunschweig stattfindet, vergeben. Die Preisträger erhalten die Gelegenheit, auf dem Symposium über ihre Arbeiten zu berichten.

### Einreichungsfrist: 5. Oktober 2020

Anschreiben, Lebenslauf, Kurzfassung und komplette Arbeit bitte per Email im PDF-Format an das: Institut für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig z. Hd. Herrn Dr.-Ing. Jörg Gattermann Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig Email: j.gattermann@tu-braunschweig.de

## Inhaltsverzeichnis

| Gründung der Ersatzneubauten bestehender Brückenbauwerke –<br>Ausführungsmöglichkeiten verschiedener Pfahlsysteme<br>T. Garbers, B. Kalthoff   | 1          |
|--|------------|
| Kurzfassungen der drei Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2019:   |            |
| Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung<br>J. Vogelsang   | 25         |
| Numerisch basierte Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion<br>unter Berücksichtigung der axialen Pfahltragfähigkeit<br>E. Heins   | 49         |
| Untersuchungen zum statisch lateralen Tragverhalten<br>von in nichtbindigen Böden einvibrierten Monopiles:<br>Vorstellung eines modifizierten p-y Ansatzes<br>J. Labenski  | 75         |
| Bemessung von XXL-Monopiles – Aktuelle Erfahrungen und<br>Herausforderungen im Geotechnischen Design<br>J. Dührkop, K. Siegl, E. Heins, T. Pucker  | 89         |
| Experimentelle Versuche zur Steifigkeitsänderung<br>von Monopfahlgründungen unter zyklisch lateraler Belastung<br>P. Stein, N. Hinzmann, J. Gattermann, J. Stahlmann   | . 115      |
| Einfluss der Vibrationspfahleinbringung auf das Last-Verformungsverhalter<br>eines offenen Stahlrohrpfahls unter lateraler zyklischer Belastung<br>F. Remspecher, V. H. Le, F. Rackwitz, V. Herwig, B. Matlock               | ו<br>. 137 |
| Änderung der Bodenzustandsgrößen<br>bei der Schlag- und Vibrationsrammung<br>offener Stahlrohrpfähle in wassergesättigten Sanden<br>C. Moormann, J. Labenski, B. Hoffmann, S. Giridharan, S. Gowda,<br>V. Herwig, B. Matlock | . 157      |
| Tragverhalten von Fertigrammpfählen als Tragglieder einer<br>Baugrundverbesserung – Erfahrungen aus dem Probefeld A7/K30<br>S. Weihrauch, K. Pormetter, H. Sychla, S. Krohn, T. Hecht  | . 185      |
| Neue Erkenntnisse über das Tragverhalten von Fertigrammpfählen<br>aus Stahlbeton in gemischtkörnigen Böden<br>L. Vavrina, P. Wardinghus  | .205       |

| Pfahltest der Superlative   für ein innovatives Gründungskonzept im Rosenheimer Seeton   J. Zimbelmann, A. Simson, K. Beckhaus, R. Cudmani, D. Rebstock  |
|--|
| Multi-Level Tests nach dem Osterberg-Verfahren –<br>Erfahrungen aus einer Probebelastung in der Schweiz<br>J. Lüking, T. Geisler, B. Kodrnja, G. Morri, H. J. Tuenter                                    |
| StatRapid used on instrumented piles<br>for optimization of design parameters for high rise building in Den Haag<br>R. van Dorp, M. van Delft, P. IJnsen   |
| Rapid Load Tests von Duktilpfählen<br>O. Klingmüller, C. Mayer, M. Schallert   |
| Kontraktorbeton 2020 – für jeden Pfahl das passende Rezept<br>K. Beckhaus  |
| Verhinderung von Maschinenumstürzen im Spezialtiefbau<br>U. Hinzmann, D. Siewert   |
| Pfahlstatiksoftware zur Berücksichtigung<br>und relevanten Senkung der Herstellkosten<br>I. Hylla / A. Hylla   |
| Zur Bestimmung der axialen Tragfähigkeit von Gründungspfählen<br>für Offshore Windparks – Fallstudie aus der deutschen Nordsee<br>M. Kidane, U. Tzschach   |
| Zur Nachrechnung der axialen Pfahlwiderstände einer internationalen<br>Pfahldatenbank mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle<br>P. Becker, J. Lüking   |
| Untersuchungen zum Tragverhalten von schlanken Verdrängungspfählen<br>auf der Grundlage statischer und dynamischer Probebelastungen<br>in kohäsivem Boden<br>J. Berndt, O. Reul, B. Schrötter, M. Hayden |
| Axial capacity of impact-driven monopiles:<br>the case study at Cuxhaven, Germany<br>M. Goodarzi, B. Ossig, L. S. Brandt, A. V. Busch, P. Ghasemi, T. Mörz413  |
| Micropiles made of structural steel<br>A. Perälä431  |
| Effect of vibratory pile driving on the soil resistance<br>with regard to grain crushing<br>F. T. Stähler, D. A. Hepp, S. Kreiter, T. Mörz   |

| Untersuchungen zur gedrückten Pfahlinstallation<br>mittels großmaßstäblicher Versuche<br>T. Quiroz, D. Heinrich, A. Schenk  | 455 |
|---|-----|
| DeCoMP – Großmaßstäbliche Untersuchungen technischer Lösungen<br>zum Rückbau von Gründungspfählen von Offshore-Windenergieanlagen<br>N. Hinzmann, P. Stein, J. Gattermann, J. Stahlmann | 469 |
| BLUE Piling Technology – Offshore Demonstration<br>C. Schallück, J. Wichmann  | 489 |
| Verstärkung bestehender Tiefgründungen mittels Mikropfählen:<br>das Aggripabad in Köln<br>F. Lopez, M. Terceros, M. Achmus  | 505 |
| Herausforderungen bei der Planung<br>großer Full-Containment-Flüssiggastanks in Erdbebengebieten<br>H. Zachert, F. Brosz  | 523 |
| Ersatzneubau der Marggraffbrücke in Berlin –<br>Einfluss der Tiefgründung auf den Entwurf eines integralen Bauwerks<br>J. Hente   | 551 |
| Die Ménard-Pressiometrie zur Ermittlung von Tragfähigkeit<br>und Setzungsverhalten axial belasteter Tragelemente<br>validiert an Probebelastungen                                       | 560 |
| Liste der Veröffentlichungen des IGB-TUBS   | 599 |

## Wir danken den Inserenten:

| Aarsleff Grundbau GmbH, Hamburg                            | 225      |
|--|----------|
| Allnamics Pile Testing Experts BV, Den Haag, Niederlande   | 315      |
| bsp ingenieure GmbH  | 183      |
| CAPE Holland BV, Beilen, Niederlande                       | 135      |
| DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf                      | 487      |
| FICHTNER Water & Transportation GmbH, Hamburg              | 113      |
| FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal                    | 1        |
| Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal                          | 521      |
| GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethoden mbH, Mannheim | 329      |
| ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal               | 21       |
| Kempfert Geotechnik GmbH, Hamburg                          |          |
| MENARD GmbH, Seevetal                                      | 97       |
| OTTO QUAST Bau Aktiengesellschaft, Siegen                  |          |
| PDI Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA                     | 375, 429 |
| SEMEX-EngCon GmbH, Ettlingen                               |          |
| Tiroler Rohre GmbH, Hall in Tirol, Österreich              | 411      |
| Van Oord Offshore Wind Germany GmbH, Hamburg               | 503      |
| Vanthek International BV, Beemster, Niederlande            |          |

### Wir danken den Ausstellern:

Aarsleff Grundbau GmbH, Hamburg Allnamics Pile Testing Experts BV, Den Haag, Niederlande BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen CAPE Holland BV, Beilen, Niederlande FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, Rheinstetten GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethoden mbH, Mannheim KELLER Grundbau GmbH, Offenbach OTTO QUAST Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Siegen SEMEX-EngCon GmbH, Ettlingen SSAB Swedish Steel GmbH, Düsseldorf Stump Spezialtiefbau GmbH, Berlin Tiroler Rohre GmbH, Hall in Tirol, Österreich

Komplette Grundbau-Projekte

111 Jahre FRANKIPFAHL



## Gründung der Ersatzneubauten bestehender Brückenbauwerke

## Ausführungsmöglichkeiten verschiedener Pfahlsysteme

Dipl.-Ing. Thomas Garbers Ingenieurservice Grundbau GmbH, Deutschland

Dipl.-Ing. Benjamin Kalthoff Franki Grundbau GmbH & Co. KG, Deutschland

### 1 Einleitung

Im Infrastrukturnetz der Bundesrepublik Deutschland haben viele der vorhandenen Brückenbauwerke ihre geplante Nutzungsdauer überschritten bzw. können den Anforderungen aus dem gestiegenen Verkehrsaufkommen nicht mehr gerecht werden. Aus diesem Grund wurden in den letzten Jahren bzw. werden in den nächsten Jahren zahlreiche Brücken erneuert. Hierzu ist es erforderlich direkt neben bestehenden Bauwerken zu arbeiten, um den Verkehr nicht vollständig unterbrechen zu müssen.

In dem Vortrag werden die zu beachtenden Randbedingungen und die verschiedenen Möglichkeiten vorgestellt, um die Ersatzneubauten zu realisieren.

Anhand der folgenden Projekte werden einzelne Punkte beispielhaft erläutert:

- Dütebrücke BAB A1, komplette Neugründung mit Frankipfählen NG<sup>®</sup>, Ausführung von statischen Belastungen vor Herstellung der Bauwerkspfähle
- Talbrücke Dorlar BAB A45, Nutzung der Altgründung mit Frankipfählen NG<sup>®</sup> und Ausführung zusätzlicher Frankipfähle NG<sup>®</sup>
- Brücke Kamen BAB A1, Nutzung der Altgründung mit Frankipfählen NG<sup>®</sup> und Ausführung zusätzlicher Frankipfähle NG<sup>®</sup>
- BAB A7, Bauwerk K20, Testfeld mit Atlas- und Frankipfählen NG<sup>®</sup>, statische Belastungen mit hohen Anforderungen gem. EA-Pfähle für die Entwurfsplanung
- EÜ Zepernicker Chaussee, Bernau, kompletter Neubau mit Stahlrohrrammpfählen, Ausführung unter beschränkter Bauhöhe

2

### 2 Randbedingungen

In der folgenden Tabelle werden mögliche Randbedingungen, die die Ausführung einer neuen Pfahlgründung beeinflussen können, zusammengestellt.

| Rand-  | Möglichkeiten der Pfahlsysteme |                   |        |           |        |         |         |     |     |         |
|--|--------------------------------|-------------------|--------|-----------|--------|---------|---------|-----|-----|---------|
| bedingung  | Franki NG                      | Simplex           | Fertig | Stahlrohr | Fundex | Atlas   | Bohr    | TVB | SOB | Mikro   |
|  |                                |                   |        |           |        |         |         |     |     |         |
| beschränkte<br>Bauhöhe                                 | ≥ 12 m                         | -                 | -      | ≥ 2,5 m   | -      | ≥ 9,5 m | ≥ 4,5 m | -   | -   | ≥ 2,5 m |
| Er-<br>schütterungen                                   | gering                         | groß gering keine |        |           |        |         |         |     |     |         |
| Reduzierung<br>Tragfähigkeit<br>vorh. Pfähle           |                                | nein              |        |           |        |         | möglich |     |     |         |
| Absetztiefen<br>an vorh. Pfähle<br>anpassbar           | ja                             |                   |        |           |        |         |         |     |     |         |
| Tragfähigkeit<br>an vorh. Pfähle<br>anpassbar          | ja                             | ja eingeschränkt  |        |           |        |         |         |     |     |         |
| Setzungs-<br>verhalten<br>an vorh. Pfähle<br>anpassbar | ja eingeschränkt               |                   |        |           |        |         |         |     |     |         |

Tabelle 1: Randbedingungen und Möglichkeiten der Pfahlsysteme

### 3 Dütebrücke

Derzeit wird der Ersatzneubau der Dütebrücke bei Osnabrück-Atter nördlich des Autobahnkreuzes Lotte/Osnabrück realisiert. Auf einer Länge von etwa 300 m überführt die Brücke über die Düte, über die Bahnstrecke Löhne-Rheine und über die Straße Zum Attersee. Der bestehende Brückenüberbau wurde entgegen der Regelbauweise für Autobahnbrücken, je ein Überbau pro Fahrtrichtung, als einteiliges Brückenbauwerk erstellt und in den 1960er Jahren auf Frankipfählen gegründet. Die Widerlager und Pfeiler des Ersatzneubaues werden aufgrund der inhomogenen Baugrundzusammensetzung und der geringen Tragfähigkeit einzelner Schichten ebenfalls auf Frankipfählen NG<sup>®</sup> tief gegründet. Die Absetztiefen wurden in Abhängigkeit der Baugrundschichtung durch den Baugrundgutachter festgelegt. Da die Qualität des Baugrundes in diesen Tiefen nicht immer ausreichend war, um die Pfähle absetzen zu können, wurden ergänzende Kiesvorverdichtungen ausgeführt.



Abbildung 1: Längsschnitt mit vorhandenen und neuen Pfählen



Abbildung 2: Querschnitt mit vorhandenen und neuen Pfählen

Im Bereich der Düte erfolgte die Gründung des Traggerüsts auf Frankipfählen NG<sup>®</sup>. Die Pfahlherstellung erfolgte hier unterhalb der Bestandkonstruktion mit einer Arbeitshöhe von 11,0 m. Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit wurden vor Baubeginn drei statische Probebelastungen ausgeführt. Zur Überprüfung der Tragfähigkeiten der Bauwerkspfähle wurde zudem in jeder Achse eine dynamische Belastung ausgeführt.



Abbildung 3: Herstellung der Pfähle für das Traggerüst



Abbildung 4: Pfahlherstellung in unmittelbarer Nähe zum Traggerüst







Abbildung 5: Ergebnis der statischen Probebelastung, Frankipfahl NG®

### 4 Talbrücke Dorlar

In Hessen erfolgt zurzeit den Ersatzneubau der Talbrücke Dorlar an der Bundesautobahn A45 von Hanau in Richtung Dortmund. Die 490 m lange Brücke überführt die A45 über die Lahn sowie eine zweigleisige Bahnstrecke und die Landesstraße L3020. Die Brücke in Fahrtrichtung Hanau wurde zuvor abgebrochen und neu gebaut. Dabei konnten die Frankipfähle aus dem Jahr 1967 weiter genutzt werden. Für die neuen Pfeiler der Fahrbahnachsen 1 bis 10 wurden bei leichter Verschiebung der Stützenreihen aufgrund der Verbreiterung des Überbaus zusätzliche Frankipfähle NG<sup>®</sup> ausgeführt.



Abbildung 6: Lage der Baustelle, Quelle: www.google.de



Abbildung 7: Querschnitt mit vorhandenen und neuen Frankipfählen



Abbildung 8: Draufsicht mit vorhandenen und neuen Frankipfählen

Zum Teil konnten auch in diesem Abschnitt auf die Bestandspfähle von 1967 zurückgegriffen werden, vgl. die Abbildungen 7 und 8. Die Verbreiterung des Überbaus führt dazu, dass die neuen Fundamente bzw. Teile der neuen Fundamente sowohl auf bereits belastete, konsolidierte Böden als auch auf noch nicht vorbelastete, z.T. aufgefüllte Böden aufliegen. Zur Vermeidung von unverträglichen Setzungsdifferenzen zwischen den Bereichen wurde neben den tief gegründeten auch bisher flach gegründete Achsen auf Frankipfähle NG<sup>®</sup> gegründet.

Der Baugrund besteht aus teils organischen, sandigen Schluffen und Schluff-Ton-Gemischen sowie schluffigen Sanden und schluffigen, sandigen Kiese. Sowohl die Schichtmächtigkeiten als auch die Konsistenzen und Zusammensetzung der einzelnen Schichten sind sehr unterschiedlich. Im Weiteren werden Tone im Übergangsbereich zu verwitterten Tonschiefer und mürben bis harten Tonschiefer angetroffen, wobei auch diese Bereiche von verwitterten, teils zu Ton zersetzten Abschnitten durchsetzt sind. Die Pfähle wurden im Übergangsbereich zwischen verwittertem und hartem Tonschiefer abgesetzt.

Durch die Größe des Pfahlfußes kann beim Frankipfahl NG<sup>®</sup> unmittelbar auf das Setzungsverhalten Einfluss genommen und den Anforderungen entsprechend die zu erwartenden Setzungen eingestellt werden. Die neu herzustellenden Frankipfähle NG<sup>®</sup> wurden daher überdimensioniert ausgeführt, um die Verträglichkeit zu den Bestandspfählen zu gewährleisten. Der Pfahldurchmesser wurde mit Ø 51 cm so groß wie

7

der Durchmesser der Bestandspfähle aus dem Jahr 1967 gewählt. Die Längen und die Integrität der Bestandspfähle wurden mit low-strain-Prüfungen überprüft.



Abbildung 9: Baugrundschnitt mit Absetztiefen



Abbildung 10: Übersicht über die Baustelle

### 5 Brücke Kamen

Im Zuge der Erneuerung der bestehenden Brücke über die L663 wird diese auch verbreitert, um den achtspurigen Ausbau der BAB A1 aufnehmen zu können. Die bestehende Brücke wurde in den 1950er Jahren errichtet und 1978 erweitert. Ein Großteil der Bestandspfähle, Ortbetonrammpfähle mit Fußaufweitung, soll auch weiterhin genutzt werden. Um die zusätzlichen Last des Neubaus aufnehmen zu können, wurde die Gründung durch Frankipfähle NG® ergänzt.



Abbildung 11: Lage der Baustelle, Quelle: www.google.de

Mittels Integritätsmessungen wurden die Bestandspfähle auf Unversehrtheit geprüft.

Durchmesser, Länge und Größe des Pfahlfußes der neu herzustellenden Frankipfähle NG<sup>®</sup> wurden im Hinblick auf die Bestandsgründung so gewählt, dass die zu erwartenden Setzungen möglichst gering ausfallen. Die Pfahlfüße wurde daher überdimensioniert ausgeführt, um die Verträglichkeit zu den Bestandspfählen zu gewährleisten.



Abbildung 12: Widerlager 10 mit alten und neuen Frankipfählen



Abbildung 13: Querschnitt durch Widerlager 10 mit alten und neuen Frankipfählen



Abbildung 14: Herstellung der Frankipfähle NG®

### 6 Brücke Zepernicker Chaussee

Auf der Strecke von Berlin-Gesundbrunnen nach Bernau erneuert die Bahn viele Brückenbauwerke. Darunter auch die über 100 Jahre alte Brücke über die Zepernicker Chaussee in Bernau. 2018 wurden für die Gründung des Neubaus Stahlrohrrammpfähle ausgeführt. Der Bahnverkehr wurde während der Bauphase über Hilfsbrücken geführt, sodass für die Gründungsarbeiten nur eine freie Bauhöhe von 4,0 m zu Verfügung stand, um die 109 Stahlrohrpfähle mit einer Länge von 20 m herzustellen. Zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit wurden vier statische Probebelastungen ausgeführt.



Abbildung 15: Ergebnis der statischen Probebelastung P2, Stahlrohrrammpfahl



Abbildung 16: Grundriss und Schnitt der neuen Gründung

Da die freie Bauhöhe und die seitliche Begrenzung des Baufeldes durch die Zepernicker Chaussee die Herstellung anderer Pfahlsysteme nicht zuließ, wurden Stahlrohrrammpfähle ausgeführt. Die Stahlrohre wurden nach dem FRANKI-Prinzip mit einer Innenrohrrammung eingerammt und die einzelnen Stahlrohre während des Einrammens miteinander verschweißt. Nach Erreichen der Absetztiefe wurde ein Bewehrungskorb eingebaut und das Rohr ausbetoniert. Im Gegensatz zu anderen Ortbetonpfahlsystemen, wird das Stahlrohr nicht wieder gezogen und verbleibt im Boden.

Der Einsatz von Stahlrohrrammpfählen für Nach- oder Ersatzgründungen bietet folgende Vorteile:

- Sehr geringe freie Bauhöhe
- Volle Bodenverdrängung und damit keine negative Beeinflussung von Bestandspfählen
- Geringe Erschütterungen und geringe Lärmemission aufgrund der Innenrohrrammung



Abbildung 17: Herstellung der Stahlrohrrammpfähle unter der Behelfsbrücke

### 7 Bauwerk K20, BAB A7

Für die Hochstraße Elbmarsch (Brückenbauwerk K20) in Hamburg südlich der Rampenbauwerke des Elbtunnels ist der Ausbau der Bundesautobahn A7 auf acht Fahrstreifen geplant, vgl. Abbildung 18. Derzeit weist die ca. 3,8 km lange Hochstraße Elbmarsch je drei Richtungsfahrstreifen auf zwei getrennten Überbauten auf, vgl. Abbildung 19. Die erforderliche Erhöhung der Leistungsfähigkeit der A7 soll mittels innenseitiger Verbreiterung des Fahrbahnquerschnittes und Instandsetzung der Über- und Unterbauten der Bestandskonstruktion erzielt werden.



Abbildung 18: Lage der Baustelle, Quelle: www.google.de



Abbildung 19: Querschnitt mit vorhandenen Bohrpfählen und neuem Bauwerk

Als vorgezogene Pilotmaßnahme zur Erprobung der Regelbauweise wurde im Jahr 2017 zunächst eine Verbreiterung für die Fahrbahnachsen 9 bis 12 ausgeführt. Die Gründung

der Richtungsfahrbahnen erfolgte auf getrennten Pfahlkopfplatten mit jeweils 6 Pfählen. In zwei Fahrbahnachsen wurden Schraubpfähle, System ATLAS eingebracht, in den zwei übrigen Achsen Frankipfähle NG<sup>®</sup> hergestellt. Die Ausführung konventioneller Bohrpfähle und kopfgerammter Verdrängungspfähle war aufgrund der unmittelbar angrenzenden Bestandskonstruktion nicht möglich.

Die vorgezogene Pilotmaßnahme sollte neben der Klärung von Auswirkungen auf die Bestandskonstruktion insbesondere Erkenntnisse hinsichtlich Verformungsverhalten und Setzungen liefern. Den Baugrund betreffend wurden zur Feststellung der äußeren Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit daher je Pfahlsystem ein Probepfahl und vier Reaktionspfähle hergestellt. Dynamische Pfahlprobebelastungen wurden vorlaufend zu den statischen Belastungen an den vier Reaktionspfählen ausgeführt, um eine Kalibrierung der Ergebnisse zu ermöglichen.

Oberflächennah stehen sandige Auffüllungen an. Unterlagernd folgen organische Weichschichten aus Torf und Klei sowie im Weiteren holozäne und pleistozäne Sande. Die holozänen Sande weisen überwiegend eine mitteldichte, z.T. eine lockere Lagerung auf. Für die unterlagernd anstehenden pleistozänen Sande wurde eine dichte bis sehr dichte Lagerung festgestellt. Unterhalb der Sande folgen bis Bohr-/Sondierende Glimmerschluff bzw. Geschiebemergel, vgl. die Abbildungen 20 und 21.

Die Gründung der innenliegenden Verbreiterung der Bestandskonstruktion muss mit einem setzungsarmen Pfahlsystem erfolgen, um mögliche Setzungsdifferenzen zur Bestandsgründung (Bohrpfähle mit Fußaufweitung) so gering wie möglich zu halten. Die Atlaspfähle binden daher bis in die mitteldicht bis dicht gelagerten pleistozänen Sande ein. Die Frankipfähle NG<sup>®</sup> konnten mit einer Kiesvorverdichtung in den überlagernden, locker bis mitteldicht gelagerten holozänen Sanden abgesetzt werden. Ein Unterrammen der Bestandspfähle und die damit verbundene Gefahr von Kornumlagerungen unterhalb der Bestandspfähle wurde so vermieden.






Abbildung 20: Ergebnis der statischen Probebelastung, Frankipfahl NG®





42,66

35,02

40

45

18

Aufgrund der geringen undränierten Scherfestigkeit der organischen Weichschichten war es erforderlich, über diesen Tiefenbereich eine Stahlrohrhülse einzubauen, die bis in die unterlagernden Sande einbindet.



Abbildung 22: Baustellensituation

Autoren

Thomas Garbers, Dipl.-Ing. Ingenieurservice Grundbau GmbH Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal thomas.garbers@isg-seevetal.de www.ingenieurservice-grundbau.de Tel.: 04105 58057-11

Benjamin Kalthoff, Dipl.-Ing. Franki Grundbau GmbH & Co. KG Hittfelder Kirchweg 24-28, 21220 Seevetal benjamin.kalthoff@franki.de www.franki.de Tel.: 04105 869-118



# Planung und Qualitätssicherung im Grundbau

- Beratung
- Planung
- Konstruktion
- Qualitätskontrolle
- Messtechnik









- Baugruben
- Bodenverbesserung
- Erschütterungsmessung
- Integritätsmessung
- Pfahlgründung
- Probebelastung
- Tragwerksplanung
- Vermessung

# 



Ingenieurservice Grundbau GmbH

#### Zentrale

Hittfelder Kirchweg 24 D-21220 Seevetal - Maschen Tel +49 (0) 4105 580 57 0 Fax +49 (0) 4105 580 57 29 **Büro Kassel** Ludwig-Erhard-Straße 12 D-34131 Kassel - Bad Wilhelmshöhe Mobil +49 (0) 171 383 13 02

info@isg-seevetal.de www.ingenieurservice-grundbau.de



1. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2019

## Dr.-Ing. Jakob Vogelsang

Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung

(Kurzfassung)



### Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung

#### Jakob Vogelsang

IBO Döbbelin · Bansbach Beratende Ingenieure PartG mbB, Ettlingen, Deutschland<sup>1</sup>

#### 1 Hintergrund und Motivation

Die experimentelle und numerische Modellierung der Pfahlrammung stellt auch heutzutage noch eine der großen Herausforderungen der Geotechnik dar. Trotz umfangreicher Forschungsarbeiten auf dem Gebiet ist das bodenmechanische Verständnis der Pfahleindringung nach wie vor lückenhaft [RANDOLPH et al., 1994, und VIKING, 2006]. Dies zeigt sich beispielsweise daran, dass für die Ingenieurpraxis keine validierten Berechnungsmodelle vorliegen, mit denen die Tragfähigkeiten gerammter Pfähle unter Berücksichtigung der Art der Einbringung und des Rammvorgangs verlässlich prognostiziert werden können. Ebenso ist es bisher nicht möglich, ausreichend genaue Prognosen für die Rammbarkeit in schwierigen Baugrundverhältnissen oder die Auswirkungen von Rammarbeiten auf benachbarte Bauwerke zu treffen. Die Berücksichtigung dieser Einflüsse wird durch den EC7 und die EA-Pfähle allerdings gefordert, es besteht daher ein großes Interesse an der Entwicklung zuverlässiger Modelle zur Beschreibung der Pfahlrammung.

Mit dem Ziel der Entwicklung verbesserter numerischer Methoden zur Simulation der Pfahlrammung wurde die Forschergruppe FOR 1136-GeoTech gegründet, die von 2011 bis 2017 von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert wurde. In der Forschergruppe sollten in mehreren Teilprojekten verbesserte Stoffmodelle zur Beschreibung des Bodenverhaltens, leistungsfähige Berechnungsmethoden zur Modellierung sehr großer Deformationen und Boden-Wasser-Wechselwirkungen sowie geeignete Kontaktmodelle zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion entwickelt werden.

Die Entwicklung komplizierter Modellierungsmethoden und Stoffmodelle erfordert eine Validierung anhand von experimentellen Ergebnissen. Hierfür sollten im Zentralprojekt der Forschergruppe, welches am Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie bearbeitet wurde, geeignete Modellversuche durchgeführt werden. Die im Zentralprojekt durchgeführten Modellversuche sollten eine Beobachtung und

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> bis 02/2017: Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruher Institut für Technologie, Deutschland

quantitative Erfassung der wesentlichen Mechanismen der Pfahleindringung in nichtbindigem Boden erlauben und sich gut für numerische Nachrechnungen eignen. In der vom Autor für den Edgard-Frankignoul-Förderpreis 2019 eingereichten Doktorarbeit "Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung" [VOGELSANG, 2017] werden die experimentellen Methoden und ausgewählte Versuchsergebnisse des Zentralprojekts sowie exemplarische numerische Simulationen vorgestellt, die zum Teil in Kooperation mit anderen Teilprojekten durchgeführt wurden.

In diesem Beitrag wird ein Überblick über die Herangehensweise, die wichtigsten Forschungsergebnisse und die daraus gewonnenen Erkenntnisse gegeben. Naturgemäß kann dabei an dieser Stelle nicht im Detail auf alle Ergebnisse und Zusammenhänge eingegangen werden. Für weiterführende Untersuchungen wird daher jeweils auf die Doktorarbeit [VOGELSANG, 2017] und zugehörige Veröffentlichungen in Konferenzbänden und Fachzeitschriften verwiesen.

#### 2 Methodische Grundlagen

#### 2.1 Experimentelle Methoden

In den Modellversuchen wurden die bodenmechanischen Effekte am Pfahlmantel und der Verdrängungsmechanismus im Bereich der Pfahlspitze unter trockenen und wassergesättigten Bedingungen in nichtbindigem Boden untersucht. Es wurden Versuche zur monotonen, alternierenden und vibrierenden Pfahleindringung durchgeführt. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf Versuchen, die eine Erfassung von Bodendeformationen in der Umgebung des Modellpfahls ermöglichten. Die meisten Versuchsanordnungen beinhalten daher Beobachtungsfenster, durch die die Bodenbewegungen in relevanten Bereichen (z.B. um eine eindringende Pfahlspitze herum) beobachtet und aufgezeichnet können. werden Die Auswertung der Bodenverschiebungen zwischen zwei Bildaufnahmezeitpunkten erfolgte durch die Methode der Digitale Bildkorrelation (DIC) mit dem Programm JPIV [VENNEMANN, 2014]. Die anschließende Auswertung erfolgte mit eigens programmierten institutsinternen Programmen. Die Theorie und Umsetzung der Auswertung werden eingehend in [VOGELSANG, 2017] beschrieben.

Alle Modellversuche wurden als 1g-Versuche durchgeführt, d.h. unter einfacher Erdbeschleunigung. Die Anfangsspannungen im Boden resultieren dabei nur aus dem Bodeneigengewicht. Um dennoch ein ausreichendes Spannungsniveau für die Nachrechnung der Versuche mit hochwertigen Stoffmodellen zu erreichen, wurden in allen Versuchen Mindestabmessungen von etwa einem Meter Sandhöhe beachtet.

Für die Versuche wurde als Versuchsmaterial sogenannter Karlsruher Sand verwendet. Dieser ist als enggestufter Mittelsand zu beschreiben und besitzt einen mittleren Korndurchmesser von  $D_{50} = 0,55$  mm, eine Ungleichförmigkeitszahl von  $C_U = 1,5$  und Grenzporenzahlen von  $e_{min} = 0,549$  sowie  $e_{max} = 0,51$ . Um das verwendete Material von anderen in der Literatur ebenfalls als Karlsruher Sand bezeichneten Sanden abzugrenzen, sind in [VOGELSANG, 2017] aktuelle Versuchsergebnisse zur Granulometrie, zur hydraulischen Durchlässigkeit und zum Verhalten unter Kompression und Scherung bei monotoner und zyklischer Belastung zu finden. Somit steht eine umfassende Datenbasis zur Verfügung, um Stoffmodelle zur Beschreibung des Bodenverhaltens in numerischen Simulationen geeignet zu kalibrieren.

#### 2.2 Versuchsanordnungen

Es wurden drei Modellversuchsstände mit unterschiedlichen Versuchsanordnungen verwendet, die im Folgenden kurz erläutert werden.

#### 2.2.1 Interface-Versuchsstand

Der sogenannte Interface-Versuchsstand wurde für Modellversuche zur Beobachtung des Kontaktverhaltens zwischen Boden und Pfahlstruktur sowie zur Untersuchung der Pfahleindringung bei ebener Verformung verwendet. Eine Schemaskizze des Versuchsstands ist in Abbildung 1 a) dargestellt. Die unterschiedlichen möglichen Einbaukonfigurationen werden in Abbildung 1 b) und c) illustriert. Ausgewählte Ergebnisse von Versuchen mit diesem Versuchsstand zum Kontaktverhalten zwischen Sand und rauen Oberflächen bei zyklischer Relativverschiebung sind in Abschnitt 3.2 dieses Beitrags zu finden.



Abbildung 1: Interface-Versuchsstand: a) schematische Übersicht und b) und c) schematische Seitenansicht mit den Einbaukonfigurationen der Wandsegmente

Der Interface-Versuchsstand wurde von [REBSTOCK, 2011] vorgestellt und in der aktuellen Version von [VOGELSANG et al., 2013] beschrieben. Er besitzt eine rechteckige Grundfläche mit Abmessungen von 0,5 x 1,2 m bei einer Höhe von etwa 2,5 m und kann bis etwa 2 m Höhe mit trockenem Sand gefüllt werden. Der vordere Teil der breiten Seitenwände ist mit Glasfenstern ausgestattet, zwischen denen sich eine instrumentierte, vertikal verschiebbare Wandstruktur befindet, welche aus 4 Einzelsegmenten besteht. Die Wandstruktur wird in den Versuchen gegenüber dem eingefüllten Boden verschoben und die dadurch entstehenden Reaktionskräfte gemessen. Der Versuchsstand ist dabei so aufgebaut, dass ein annähernd ebener Verformungszustand herrscht. Auf der Vorder- und Rückseite ist die Kontaktzone zwischen dem Boden und den Wandsegmenten sichtbar, hier können die Bodenbewegungen fotografiert und anschließend mittels DIC ausgewertet werden. Die Wandsegmente können in unterschiedlichen Konfigurationen eingebaut werden. Zum einen kann eine ebene Wandstruktur verwendet werden, wobei die Oberflächenrauigkeit der Segmente variiert werden kann. Zum anderen können unterschiedliche "2D-Pfahl"-Segmente eingebaut werden, um die Pfahleindringung unter annähernd ebener Verformung zu untersuchen.

Der Interface-Versuchsstand ist sehr aufwändig instrumentiert. An jedem Wandsegment werden die Normal- und Tangentialkräfte sowie die Verschiebung gemessen. Außerdem sind in die Bodenplatte zwei Vertikalspannungsaufnehmer integriert.

#### 2.2.2 Halbmodell-Versuchsstand

Ein Halbmodell-Versuchsstand wurde für Versuche zur monotonen Pfahleindringung und zur Vibrationsrammung von halbzylindrischen Pfählen genutzt. Eine schematisierte Darstellung des Versuchsaufbaus findet sich in Abbildung 2a). Die Abbildungen 2 b) und c) zeigen die unterschiedlich geformten Spitzen verschiedener verwendeter Modellpfähle. Der Abschnitt 3.5 beinhaltet Vergleiche von Versuchsergebnissen aus diesem Versuchsstand und numerischen Simulationen.



Abbildung 2: Halbmodell-Versuchsstand: a) schematische Übersicht und b) und c) unterschiedliche Pfahlspitzen

Der Halbmodell-Versuchsstand besteht aus einem halbzylindrischem Stahlblech-Mantelsegment, welches auf einer Grundplatte befestigt ist. In der "Symmetrieebene" ist eine 40 mm dicke Plexiglas-Frontscheibe montiert, die in den Versuchen als Beobachtungsfenster genutzt wird. Möglich sind sowohl Versuche mit trocken als auch mit wassergesättigt eingebautem Sand. Der Durchmesser des Halbzylinders beträgt 0,94 m und die maximal nutzbare Füllhöhe vom Behälterboden zur Oberkante der Frontscheibe 0,95 m. Um eine Durchbiegung der Frontscheibe zu reduzieren, werden Aussteifungsbalken vor die Scheibe gespannt. Die verwendeten Modellpfähle besitzen einen Durchmesser von 33 mm, einen etwa halbzylindrischen Querschnitt und unterscheiden sich in der Form der Pfahlspitze (flach oder halbkonisch, siehe Abbildung 2 b und c). Die Pfahleinbringung erfolgt in monotonen Versuchen durch Aufbringen einer Totlast am Pfahlkopf. Für Vibrationsrammversuche wird ein Unwuchtschwinger am Pfahlkopf installiert. Unabhängig von der Einbringmethode dringt der Pfahl entlang der Frontscheibe in den Sand ein, sodass die "Symmetrieebene" des Pfahls immer sichtbar bleibt. In der "Symmetrieebene" sind die Modellpfähle jeweils mit einer Kombination aus Vlies und Teflon ausgestattet, um möglichst wenig Reibung zwischen Pfahl und Frontscheibe zu erzeugen. Der gesamte Vorgang wird gefilmt, um anschließend mittels DIC die Bodenverschiebungen um den Pfahl herum ermitteln zu können. Während in monotonen Versuchen handelsübliche Digitalkameras mit einer Bildrate von 60 Bildern pro Sekunde verwendet werden können, kommt für die Beobachtung der Vibrationsrammung eine Highspeed-Kamera zum Einsatz, die bis zu 350 Bilder pro Sekunde aufnehmen kann. In monotonen Versuchen wird zusätzlich zu den Bodenverschiebungen die Pfahlverschiebung und die Pfahlkopfkraft gemessen. Die Instrumentierung für die Vibrationsversuche ist deutlich aufwändiger. Neben der mittleren Pfahlverschiebung und -beschleunigung sowie der Pfahlkopfkraft werden die Unwuchtstellung und die Bildaufnahmezeitpunkte aufgezeichnet, um die Messungen am Pfahl mit den aufgenommenen Bildern synchronisieren zu können. Darüber hinaus verfügt der Versuchsstand über zwei Porenwasserdruckaufnehmer, die nahe der Symmetrieachse in zwei unterschiedlichen Höhen in die Frontscheibe integriert sind.

#### 2.2.3 Vollmodell-Versuchsstand

In einem Vollmodell-Versuchsstand wurde eine ergänzende Versuchsreihe zur quasistatischen Pfahleindringung durchgeführt. Die Belastungseinrichtung ermöglicht sowohl monotone Eindrückversuche als auch Versuche, bei denen der Pfahl alternierend in den Boden eingebracht wird. Der Vorteil dieser Versuche gegenüber Vibrationsrammversuchen besteht darin, dass über einen gesamten Versuch ein Bewegungsmuster beibehalten werden kann, was einen systematischen Vergleich der monotonen und alternierenden Pfahlrammung ermöglicht.

Der Versuchsstand ist schematisch in Abbildung 3 a) dargestellt. In den Abbildungen 3 b) und c) ist die eigens angefertigte instrumentierte Spitze des Modellpfahls zu sehen. Versuchsergebnisse aus diesem Versuchsstand werden in Abschnitt 3.3 vorgestellt.



#### Abbildung 3: Vollmodell-Versuchsstand: a) schematische Übersicht und b) und c) instrumentierte Spitze des Modellpfahls

Der Versuchsstand besteht aus einem zylindrischen Stahlbehälter mit einem Durchmesser von 0,94 m und einer Höhe von 1,45 m, der mit trockenem oder wassergesättigtem Sand gefüllt wird. Nach Abschluss des Sandeinbaus wird ein Belastungsrahmen auf den Versuchsstand aufgesetzt. Der Modellpfahl besteht aus einem Edelstahlrohr mit einer Länge von 1,35 m und einem Außendurchmesser von 50 mm und besitzt eine instrumentierte Pfahlspitze. Die Pfahlverschiebung wird durch einen Hydraulikzylinder aufgebracht, der von einem Hydraulikaggregat betrieben wird. Der vom Hydraulikaggregat betriebene Differentialzylinder ist an einem Querbalken am Belastungsrahmen angebracht und bewegt die darunterliegende Traverse, an dem der Pfahl befestigt ist, s. Abbildung 3 a). Der maximale Hub beträgt 1,2 m. An dem Zylinder ist ein Umschaltventil befestigt, welches vom Datenerfassungs-PC angesteuert werden kann. So können auch alternierende Verschiebungspfade vorgegeben werden. Gemessen werden die resultierende Kraft und die Verschiebung am Pfahlkopf sowie die resultierende Kraft und die Temperatur an der Pfahlspitze. Die Differenz von Pfahlkopfkraft und Pfahlspitzenkraft entspricht der mobilisierten Mantelreibungskraft, die auf eine mittlere Mantelreibungsspannung umgerechnet werden kann.

#### 2.3 Numerische Methoden

Die in [VOGELSANG, 2017] enthaltenen numerischen Simulationen dienen dem Ziel der objektiven Überprüfung bestehender Modellierungsansätze und dem Aufzeigen besonderer

31

Herausforderungen oder Schwierigkeiten bei der Modellierung. Außerdem werden Hinweise gegeben, wie bestimmte versuchstechnische Effekte in numerischen Modellen abgebildet werden können, um eine gute Vergleichbarkeit von Berechnung und Versuch zu gewährleisten.

Die vorgestellten numerischen Simulationen wurden mit der Finite Elemente Methode mit dem Programm *ABAQUS* durchgeführt (Version 6.11, sowohl *ABAQUS/STANDARD* als auch *ABAQUS/EXPLICIT*). Auf die zugrundeliegende Theorie kann an dieser Stelle nicht eingegangen werden und es sei auf die entsprechende Literatur verwiesen. Zur Beschreibung des Bodenverhaltens wurde das weit verbreitete hypoplastische Modell nach [VON WOLFFERSDORFF, 1996] mit der Erweiterung um das Konzept der intergranularen Dehnung nach [NIEMUNIS & HERLE, 1997] verwendet. Die Stoffmodellparameter für den verwendeten *Karlsruher Sand* wurden anhand der Nachrechnung der bereits erwähnten Laborversuche bestimmt, wodurch sich etwas andere Parameter ergaben als in der Literatur zu finden. Exemplarische Ergebnisse der Kalibrierung sind in Abbildung 4 dargestellt. Nach der Kalibrierung an Laborversuchsergebnissen wurden alle vorgestellten Simulationen von Modellversuchen mit dem in Tabelle 1 aufgeführten Parametersatz durchgeführt.



Abbildung 4: Ergebnisse der Parameterkalibrierung anhand von Laborversuchen

| φc   | e <sub>d0</sub> | e <sub>c0</sub> | ei0 | hs      | n     | α   | β    | m <sub>R</sub> | m⊤  | βr  | χ   |
|------|-----------------|-----------------|-----|---------|-------|-----|------|----------------|-----|-----|-----|
| [°]  | [-]             | [-]             | [-] | [MN/m²] | [-]   | [-] | [-]  | [-]            | [-] | [-] | [-] |
| 33,1 | 0,53            | 0,84            | 1,0 | 19000   | 0,285 | 0,1 | 1,25 | 1,25           | 2,5 | 0,1 | 4   |

Tabelle 1: Verwendete Stoffmodellparameter (Hypoplastizität + iD)

#### 3 Untersuchungsergebnisse

#### 3.1 Untersuchungen zum Anfangszustand

Für die quantitative numerische Nachrechnung von Modellversuchen ist eine genaue Kenntnis der Anfangsdichte und -spannungen im Boden unerlässlich. Zum Probeneinbau wurden aufwändige Einrieseltechniken verwendet und mit Hilfe von Drucksondierungen für alle Versuchsanordungen nachgewiesen, dass eine homogene Dichte im Boden erzielt wurde. In vielen geotechnischen Modellversuchen beeinflussen jedoch Randeffekte den Anfangsspannungszustand im Boden ähnlich dem sogenannten Siloeffekt, was meist auch Auswirkungen auf die Entwicklung der Spannungen und Deformationen während des eigentlichen Versuchs hat. Um diese Einflüsse zu berücksichtigen, wurde eine Methode zur Simulation des Sandeinbauvorgangs mit Finite-Elemente-Modellen entwickelt. Sie beruht auf einer lagenweisen Aktivierung des Eigengewichts im Sandkörper von unten nach oben. Durch die Mobilisierung von Reibung an den Außenwänden des Versuchsstands stellt sich die für Siloprobleme typische unterlineare Zunahme der Spannungen mit der Tiefe ein. Durch Nachrechnungen von Versuchen im Interface-Versuchsstand konnte gezeigt werden, dass die Methode sehr gut in der Lage ist, den Anfangsspannungszustand im Boden realistisch abzubilden. Abbildung 5 a) zeigt einen typischen Vergleich von Mess- und Simulationsergebnissen anhand der Entwicklung der Vertikalspannung an den zwei Messstellen PT1 und PT2 an der Bodenplatte des Interface-Versuchsstands. Die Lage der beiden Messstellen ist in Abbildung 5 b) ersichtlich.



Abbildung 5: Vergleich von Mess- (Exp) und Simulationsergebnissen (Sim) zum Sandeinbau im Interface-Versuchsstand: a) Entwicklung der Vertikalspannung σ<sub>y</sub> mit der Füllhöhe h<sub>Sand</sub> an den Messstellen PT1 und PT2 und b) Lage von PT1 und PT2

Es ist eine exzellente Übereinstimmung der Messungen und Nachrechnungen zu erkennen. Etwa ab einer Tiefe von 0,5 m, was der Breite des Versuchsstands entspricht, nehmen die Vertikalspannungen nur noch unterlinear mit der Tiefe zu. Durch den Vergleich der Normalund Tangentialkräften an den einzelnen Wandsegmenten konnte zudem bestätigt werden, dass auch die horizontale Spannungsverteilung in den Simulationen gut abgebildet wird. Eine ausführliche Beschreibung der Herangehensweise zur Simulation des Einbauvorgangs sowie weiterführende Ergebnisvergleiche sind in [VOGELSANG, 2017] und [VOGELSANG et al., 2016] zu finden.

Die Methode wurde auch für die anderen Versuchsanordnungen zur Modellierung des Anfangsspannungszustands verwendet. Durch die Nachrechnung von monotonen Pfahleindringversuchen konnte gezeigt werden, dass durch die Simulation des Einbauvorgangs eine realistischere Prognose des Eindringwiderstands erreicht werden kann. Abbildung 6 zeigt exemplarische Vergleiche von Versuchen und Nachrechnungen monotoner Eindrückversuche im Halbmodell-Versuchsstand. Dargestellt ist der auf die Pfahlquerschnittsfläche A<sub>b</sub> bezogene Eindringwiderstand F<sub>h</sub> in Abhängigkeit von der Pfahleindringung u<sub>y,Pfahl</sub> für Versuche mit unterschiedlichen Anfangslagerungsdichten I<sub>D,0</sub>.



 Abbildung 6: Vergleich von Mess- (schwarz) und Simulationsergebnissen (rot) aus monotonen Eindrückversuchen im Halbmodell-Versuchsstand:

 a) unter Annahme einer geostatischen Anfangsspannungsverteilung und
 b) mit Berücksichtigung von Siloeffekten durch Simulation des Sandeinbauvorgangs

Bereits unter Annahme eines geostatischen Anfangszustands ohne Berücksichtigung des Sandeinbaus ergeben sich recht gute Übereinstimmungen zwischen den Mess- und Simulationsergebnissen, siehe Abbildung 6 a). Deutliche Unterschiede sind jedoch bei großen Eindringtiefen und bei dem Versuch mit der lockersten Lagerung zu erkennen. Bei Berücksichtigung des Sandeinbauvorgangs und damit einer realistischeren Anfangsspannungsverteilung ergeben sich für alle Versuche bessere Übereinstimmungen, siehe Abbildung 6 b).

Die Untersuchungen zeigen, dass Siloeffekte häufig den Anfangsspannungszustand in Modellversuchen beeinflussen und sich meist auch auf die eigentlichen Versuchsergebnisse auswirken. Sofern der Anfangszustand wie hier beschrieben durch Simulation des Einbauvorgangs realistisch abgebildet werden kann, ist die Eignung dieser Versuche für numerische Nachrechnungen dennoch weiterhin gegeben.

#### 3.2 Untersuchungen zum Kontaktverhalten

Die Versuche zum Kontaktverhalten zwischen Sand und pfahlähnlichen Bauteilen wurden durchgeführt. im Interface-Versuchsstand Dieser erlaubt die Messuna der Bodendeformationen Kontaktspannungen und nahe der Kontaktfläche. wobei unterschiedlich raue Oberflächen untersucht werden können. Die Versuche zeigten, dass sich beim Kontakt zwischen Sand und rauen Oberflächen die das Kontaktverhalten bestimmende Zone in den Boden hinein verlagert. Bei großen Relativverschiebungen kommt es zur Ausbildung einer Scherfuge im Boden, das Kontaktverhalten ähnelt daher stark dem Bodenverhalten [VOGELSANG, 2017].

Moderne Kontaktmodelle für geotechnische Anwendungen verfolgen daher die Strategie, hochentwickelte Stoffmodelle für Böden in die Kontaktfläche zu projizieren. Durch die Nachrechnung von zyklischen Triaxialversuchen mit ähnlichen Verformungspfaden wie in den Interface-Versuchen konnte allerdings verdeutlicht werden, dass auch die zur Verfügung stehenden Stoffmodelle - wie die hier verwendete Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung - noch weiterentwickelt werden müssen, um das beobachtete Kontaktverhalten zwischen Sand und rauen Oberflächen realitätsnah zu beschreiben.

Exemplarisch für die Interface-Versuche zeigt Abbildung 7 Ergebnisse von zyklischen Versuchen. Der in Rot hervorgehobene Zyklus zeigt, dass sich ein Schmetterlings-förmiger Spannungspfad ausbildet, der auf den doppelten Wechsel von kontraktantem und dilatantem Bodenverhalten in jedem Zyklus hinweist. Auffallend ist die deutliche Anisotropie, in Abhängigkeit davon, ob die Zyklen im Anschluss an eine monotone Wandbewegung nach unten oder direkt nach dem Sandeinbau aufgebracht werden. Für weiterführende Untersuchungen sei auf [Vogelsang et al., 2013] und [Vogelsang, 2017] verwiesen.



Abbildung 7: Exemplarischer Vergleich von Messergebnissen aus Interface-Versuchen: Spannungspfade auf einem rauen Wandsegment bei zyklischer Wandbewegung mit ±1 mm nach a) monotoner Verschiebung nach unten und b) direkt nach dem Sandeinbau

36

#### 3.3 Monotone und alternierende Pfahleindringung

In Halb- und Vollmodellversuchen zur monotonen und alternierenden Pfahleindringung konnte gezeigt werden, dass auch in quasi-statisch durchgeführten Versuchen wesentliche Effekte der Vibrationsrammung untersucht werden können. Durch Vorgabe und systematische Variation der alternierenden Pfahlbewegung wurden in den Versuchen typische Eindringmodi der Vibrationsrammung nachgebildet und mit der monotonen Pfahleindringung verglichen.

Abbildung 8 zeigt eine Zusammenstellung von Vollmodell-Versuchen, bei denen unter Variation der Lagerungsdichte monotone und alternierende Versuche verglichen werden [VOGELSANG et al., 2017, und VOGELSANG, 2017]. In den Versuchen zur alternierenden Pfahleindringung wurden zwei verschiedene Eindringmodi untersucht. Die obere Bildreihe zeigt Versuche, in denen sich eine Pfahlbewegung von etwa 10 mm abwärts und 4 mm aufwärts wiederholt (Modus -10/+4 mm). In der unteren Bildreihe besteht ein Bewegungszyklus aus 5 mm abwärts und 1 mm aufwärts (Modus -5/+1 mm), sodass die Eindringung pro Zyklus ähnlich ist, aber die Phasen der Aufwärtsbewegung deutlich kürzer.



Abbildung 8: Verläufe des Spitzendrucks in monotonen und alternierenden Vollmodell-Versuchen für unterschiedliche Anfangslagerungsdichten

Das alternierende Eindringen eines Pfahls weist Merkmale der monotonen Eindringung auf, welcher eine zyklische Belastung überlagert ist. Effekte der monotonen Eindringung führen zu einer Erhöhung der Spannungen in der Umgebung des Pfahls und zyklische Effekte eher Relaxation. 71 einer Die monotone Pfahleindringung stellt bezüalich des Eindringwiderstands eine Art Umhüllende für die alternierende Eindringung dar. In Abhängigkeit von der Eindringtiefe, der Lagerungsdichte und insbesondere der Verschiebungsamplitude des Pfahls wird der Grenzwert des monotonen Eindringwiderstands erreicht oder unterschritten. Ein leichteres Eindringen wurde in den Versuchen vor allem in mitteldichtem Boden bei deutlicher Aufwärtsbewegung des Pfahls in jedem Zyklus beobachtet (obere Bildreihe, mittleres Diagramm). Beim Vergleich der Versuche mit mitteldichter Lagerung (mittlere Spalte) fällt zudem auf, dass der Spitzendruck in der Phase der Aufwärtsbewegung bei dem Eindringmodus von -5/+1 mm nicht völlig verschwindet.

Die Versuche in mitteldichtem Sand werden in Abbildung 9 im Detail untersucht. Dargestellt ist neben dem Verlauf des Spitzendrucks (obere Reihe) auch die Entwicklung der Mantelreibung (untere Reihe) für einen kurzen Versuchsabschnitt, bei dem sich die Pfahlspitze etwa 1 m unter der Sandoberfläche befindet. Ein Zyklus aus Auf- und Abwärtsbewegung ist jeweils farblich hervorgehoben.

Bei dem Versuch mit einem Eindringmodus -10/+4 mm zeigt sich ein Verlauf des Spitzendrucks, welcher typisch ist für das sogenannte kavitative Vibrationsrammen [CUDMANI, 2001]. Der Spitzendruck verschwindet in der Phase der Aufwärtsbewegung und wird zu Beginn der Abwärtsbewegung nur sehr langsam wieder mobilisiert. Auch am Ende der Eindringphase wird der monotone Eindringwiderstand bei Weitem nicht erreicht, sodass der Pfahl insgesamt leichter eindringt. Auch die maximal mobilisierte Mantelreibung liegt deutlich unterhalb der Mantelreibung im monotonen Versuch. Dieser Effekt wird im Zusammenhang mit der Vibrationsrammung als *Friction Fatigue* bezeichnet [HEREEMA, 1978, LEHANE & WHITE, 2005, und VOGELSANG et al., 2017]. Die Abminderung des Eindringwiderstands (Spitzendruck und Mantelreibung) durch die alternierende Pfahlbewegung ist ein wesentliches Merkmal der Vibrationsrammung.

Bei einem Eindringmodus vom -5/+1 mm hingegen bleibt auch am Ende der Phase der Aufwärtsbewegung noch Spitzendruck erhalten. Dadurch ist die Steifigkeit zu Beginn der Eindringphase erheblich größer als bei einem Eindringmodus von -10/+4 mm. Bereits nach

38

einer Abwärtsbewegung von 2 bis 3 mm wird bereits wieder annähernd der Spitzendruck des monotonen Versuchs erreicht. Ähnliche Beobachtungen können für den Verlauf der Mantelreibung gemacht werden. Die für einen Eindringmodus von -5/+1 mm festgestellten Verläufe weisen starke Parallelen zum sogenannten nicht-kavitativen Vibrationsrammen auf [CUDMANI, 2001, und RODGER & LITTLEJOHN, 1980].





Numerische Simulationen der Versuche unter Verwendung des hypoplastischen Stoffmodells mit intergranularer Dehnung ergaben sehr gute Übereinstimmungen bei monotoner Pfahleindringung, besonders, wie in Abbildung 6 gezeigt wird, wenn der Einfluss des Sandeinbaus berücksichtigt wurde. Exemplarische Nachrechnungen der zyklischen Versuche verdeutlichten jedoch Schwierigkeiten, die experimentell beobachteten qualitativen Unterschiede zwischen den verschiedenen Eindringmodi zutreffend abzubilden [VOGELSANG, 2017, und VOGELSANG et al. 2017].

#### 3.4 Vibrationsrammung

Die Versuche im Halbmodell-Versuchsstand ermöglichten durch das Beobachtungsfenster und den Einsatz von DIC eine Auswertung der Bodenbewegungen im Bereich der Pfahlspitze bei monotoner und vibrierender Pfahleindringung. So konnten den charakteristischen Phasen des Eindringwiderstands bei der Vibrationsrammung typische Deformationsmuster im Boden zugeordnet werden.

Die Abbildung 10 a) zeigt zunächst einen typischen gemessenen Kraftverlauf für drei ausgewählte Zyklen während der Vibrationsrammung in dichtem, wassergesättigtem Sand. In Abbildung 10 b) sind die Ergebnisse einer numerischen Nachrechnung des Versuchs dargestellt. Die Simulationen wurden in Kooperation mit dem Teilprojekt 6 der Forschergruppe mit einem dort entwickelten gekoppelten FE-Modell zur Berücksichtigung Boden-Wasser-Wechselwirkung bei dynamischer Beanspruchung durchgeführt [CHRISOPOULOS, 2018, und CHRISOPOULOS & VOGELSANG, 2019]. Auffallend ist zum einen die Ähnlichkeit der Kraftverläufe mit dem in den alternierenden Versuchen festgestellten Eindringverhalten, vgl. Abbildung 9 a - oben). Zum anderen ist zu erkennen, dass die numerische Simulation das Eindringverhalten qualitativ und quantitativ gut reproduzieren kann, auch wenn der maximale Eindringwiderstand leicht unterschätzt wird.

Die Abbildungen 10 c) bis f) verdeutlichen nun exemplarisch die neuen Möglichkeiten der Modellüberprüfung durch die Auswertung mit DIC. Zu sehen sind Gegenüberstellungen der mit DIC ausgewerteten Bodenverschiebungen (auf der linken Seite jedes Diagramms) und der Simulationsergebnisse (rechte Seite der Diagramme). Dabei wurden die zwischen markanten Punkten des Kraftverlaufs (1 bis 5) auftretenden inkrementellen Bodenverschiebungen ermittelt und verglichen. Die Bodenverschiebungen sind jeweils normiert mit dem Betrag der Pfahlverschiebung in der Phase dargestellt.

41



Abbildung 10: Vergleich von Versuchs- und Simulationsergebnissen zur Vibrationsrammung in dichtem, wassergesättigtem Sand: a) und b) Verlauf des Eindringwiderstands und c) bis f) der inkrementellen normierten Vertikalverschiebungen zwischen den markierten Zeitpunkten 1 bis 5

In Abbildung 10 ist zu erkennen, dass in den einzelnen Phasen unterschiedlich große Bodenbereiche beeinflusst werden. In den Phasen 1 bis 2 und 4 bis 5 konzentrieren sich die Bodenverschiebungen sehr auf die unmittelbare Umgebung der Pfahlspitze. Nur in einem Bereich von 1 bis 1,5 Pfahldurchmessern treten signifikante Verschiebungen auf. In den Phasen 2 bis 3 und 3 bis 4 ist der Bewegungsmechanismus weitreichender und umfasst etwa 4 Pfahldurchmesser. Die Simulation kann die gemessenen Verteilungen der Bodenverschiebungen insgesamt qualitativ gut wiedergeben. Vor allem in der Phase 2 bis 3, in der der maßgebliche Bodenwiderstand mobilisiert wird, ist sogar eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und numerischen Ergebnissen festzustellen.

In den Versuchen zur Vibrationsrammung wurde außerdem erfolgreich ein Messsystem zur Erfassung der Porenwasserdruckentwicklung in der Nähe des eindringenden Pfahls installiert. Die beiden hierfür in die Frontscheibe des Versuchsstands integrierten Porenwasserdruckaufnehmer PWD1 und PWD2 messen die Porenwasserdruckentwicklung nahe der Symmetrieachse des Pfahls, siehe Lage der Messstellen in Abbildung 2 a). Abbildung 11 zeigt einen Vergleich der aemessenen und berechneten Porenwasserüberdrücke bezogen auf den hydrostatischen Wasserdruck (rote Linien). Zur Orientierung dient der in blau eingezeichnete Verlauf der Pfahleindringung (zugehörig zur rechten Ordinate).



Abbildung 11: Vergleich von a) Versuchs- und b) Simulationsergebnissen zur Vibrationsrammung in dichtem, wassergesättigtem Sand:

Entwicklung des Porenwasserüberdrucks in unmittelbarer Nähe zur Pfahlspitze

Sowohl im Versuch als auch in der Simulation ist zu erkennen, dass der Porenwasserdruck in dem vorgestellten Versuch etwa mit der doppelten Vibrationsfrequenz oszilliert. Die zyklische Entwicklung des Porenwasserdrucks kann dabei als Indikator für das volumetrische Bodenverhalten um die eindringende Pfahlspitze herum verwendet werden. Im Anschluss an Wechsel der Bewegungsrichtung des Pfahls - also jeweils zu Beginn der Abwärts- und der Aufwärtsbewegung - besteht die Tendenz zu Porenwasserüberdrücken, was auf kontraktantes Bodenverhalten hindeutet. Gegen Ende der Abwärts- und der Aufwärtsbewegungsphase werden eher Porenwasserunterdrücke erzeugt, was auf dilatantes Bodenverhalten zurückzuführen ist.

Eindringverhalten in dem Vibrationsversuch ähnelt dem sog. Das kavitativen Vibrationsrammen. Dieses ist somit mit einer Frequenzverdopplung mit zweifachem Wechsel von Kontraktanz und Dilatanz bzw. Über- und Unterdruck in Zusammenhang zu bringen, ähnlich wie es aus zyklischen Triaxialversuchen mit großer Bewegungsamplitude bekannt ist. Vergleichbare Verläufe des Porenwasserdrucks sind auch in [TRIANTAFYLLIDIS. 1998] anhand von Feldmessungen während der Einbringung von Rüttelinjektionspfählen belegt. Versuche, in denen das Eindringverhalten mehr dem sogenannten nicht-kavitativen Modus des Vibrationsrammens entspricht, zeigen hingegen eher einen einfachen Wechsel von kontraktantem und dilatantem Bodenverhalten in der Umgebung des Pfahls [VOGELSANG, 2017, und VOGELSANG et al., 2017].

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Modellversuche und die umfangreiche Instrumentierung ermöglichten eine konsistente bodenmechanische Erklärung der Mechanismen der Pfahleindringung. Im Hinblick auf numerische Nachrechnungen konnte eine wertvolle Datenbasis zur Überprüfung von numerischen Modellierungsmethoden geschaffen werden. Die vorgestellten Versuchsergebnisse sollen auch für die Überprüfung weiterer Methoden zur Simulation der Pfahlrammung verwendet werden, um einen objektiven Vergleich der verschiedenen Ansätze zu ermöglichen. Für weiterführende Auswertungen sowie FE-Simulationen der Modellversuche sei unter anderem auf die Veröffentlichungen der Forschergruppe GeoTech verwiesen.

Die bisherigen Untersuchungen konzentrieren sich auf den grundlegenden Vorgang der Einbringung eines geschlossenen Pfahlprofils als axialsymmetrisches Problem. Es ist daher anzustreben, in Zukunft auch kompliziertere Pfahlformen und unterschiedliche Pfahltypen

43

zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang sollten zudem Effekte wie die Pfropfenbildung bei offenen Profilen, die Wirkung von Mantelverpressung und Spülhilfen betrachtet werden. Als erste Validierungsstufe für numerische Simulationen sind auch hier Modellversuche aufgrund ihrer guten Beobachtbarkeit sinnvoll. Eine abschließende Modellvalidierung sollte jedoch anhand von messtechnisch begleiteten großmaßstäblichen Feldversuchen in gut dokumentierten Baugrundverhältnissen erfolgen.

#### Danksagung

Der Autor bedankt sich herzlich bei der Jury für die Verleihung des Edgard-Frankignoul-Förderpreises 2019. Die hier vorgestellten Forschungsarbeiten wurden im Rahmen der Forschergruppe FOR 1136-GeoTech "Modellierung von geotechnischen Herstellungsvorgängen mit ganzheitlicher Erfassung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im Boden" als Teil des "Zentralprojekts innerhalb der Forschergruppe FOR 1136 mit experimentellem Demonstrator" von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert. Der Autor ist der DFG zum großem Dank verpflichtet. Gedankt sei auch allen Kollegen am IBF und in der Forschergruppe, die maßgeblich zum Erfolg der Arbeit beigetragen haben. Besonders hervorzuheben ist Dr. Stylianos Chrisopoulos, dem der Autor für die hervorragende Zusammenarbeit danken möchte. Ein besonderer Dank geht auch an Prof. Theodoros Triantafyllidis, Dr. Gerhard Huber und Prof. Ivo Herle für ihre Unterstützung, ihr Vertrauen und die anregenden Diskussionen.

#### Literatur

**Chrisopoulos, S.:** Contributions to the numerical modeling of vibratory pile penetration. Doktorarbeit, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruher Institut für Technologie, Heft 183, 2018

**Chrisopoulos, S.; Vogelsang, J.:** A finite element benchmark study based on experimental modeling of vibratory pile driving in saturated sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, accepted, 2019* 

**Cudmani, R.O.:** Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. *Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 152, 2001* 

Hereema, E.P.: Predicting pile driveability: Heather as an illustration of the "Friction

Fatigue" theory. SPE European Petroleum Conference, London, England, 1978

Lehane, B.M.; White, D.J.: Lateral stress changes and shaft friction for model displacement piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 42:1039-1052, 2005

**Niemunis, A.; Herle, I.:** Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of cohesive-frictional materials, 2(4):279-299, 1997* 

Randolph, M.F.; Dolwin, J.; Beck, R.: Design of driven piles in sand. *Géotechnique*, 44(3):427-448, 1994

**Rebstock, D.:** Verspannung und Entspannung von Sand entlang von Baukörpern. *Doktorarbeit, Karlsruher Institut für Technologie,* <u>http://digib.ubka.uni-</u>karlsruhe.de/volltexte/1000023891, 2011

**Rodger, A.A.; Littlejohn, G.:** A study of vibratory pile driving in granular soils. *Géotechnique 30(3):269-293, 1980* 

**Triantafyllidis, Th.:** Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin. *Bautechnik, 75(3):133-154, 1998* 

Vennemann, P.: JPIV – A Particle Image Velocimetry software. Jan. 2014, <u>http://www.jpiv.vennemann-online.de</u>

Viking, K.: The vibratory pile installation technique. *TRANSVIB 2006, Gonin, Holeyman et Rocher-Lacoste (ed.), Editions du LCPC, S. 65-82, Paris, 2006* 

**Vogelsang**, **J.**; **Huber**, **G.**; **Triantafyllidis**, **Th.**: A large-scale soil-structure interface testing device. *Geotechnical Testing Journal*, *35*(5):613-625, 2013

**Vogelsang, J.; Zachert, H.; Huber, G.; Triantafyllidis, Th.:** Effects of Soil Deposition on the Initial Stress State in Model Tests: Experimental Results and FE Simulation. *In: Triantafyllidis, Th. (ed.), Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes.* Benchmarks and Simulations. LNACM, 80:1-20. Springer Int. Publ. Switzerland, 2016

**Vogelsang, J.:** Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung. *Doktorarbeit, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruher Institut für Technologie, Heft 182, 2017* 

**Vogelsang, J.; Huber, G.; Triantafyllidis, Th.:** Stress paths on displacement pile during monotonic and cyclic penetration. *In: Triantafyllidis, Th. (ed.), Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes. Theoretical Results and Applications. LNACM 82, S. 31-52, Springer International Publishing Switzerland, 2017* 

**Vogelsang, J.; Huber, G.; Triantafyllidis, Th.:** Experimental investigation of vibratory pile driving in saturated sand. *In: Triantafyllidis, Th. (ed.), Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes. Theoretical Results and Applications. LNACM 82, S. 101-123, Springer International Publishing Switzerland, 2017* 

**von Wolffersdorff, P.-A.:** A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1:251-271, 1996* 

#### Autoren

Jakob Vogelsang, Dr.-Ing.

j.vogelsang@ibo-ing.de

IBO Döbbelin · Bansbach Beratende Ingenieure PartG mbB Ottostraße 3, 76275 Ettlingen

www.ibo-ing.de Tel.: 0721-400890 2. Preisträgerin des Frankignoul-Förderpreises 2019

## **Dr.-Ing. Evelyn Heins**

Numerisch basierte Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion unter Berücksichtigung der axialen Pfahltragfähigkeit

(Kurzfassung)



## Numerisch basierte Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion unter Berücksichtigung der axialen Pfahltragfähigkeit

Evelyn Heins Ramboll, Hamburg, Deutschland

#### 1 Motivation

Gründungen von Offshore-Strukturen werden zumeist mit offenen Pfählen errichtet. In Anlehnung an die Vorgabe von gängigen Normen und Empfehlungen ist die statische axiale Tragfähigkeit von Offshore-Pfählen nach der Pfahlinstallation zu verifizieren.

Die statische Pfahltragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist eine Funktion in Abhängigkeit von verschiedenen Parametern. Die Komponenten, die die statische axiale Tragfähigkeit von offenen Profilen, wie beispielsweise Doppel-T-Profilen und Rohrpfählen, beeinflussen, sind Bestandteil verschiedener Forschungsarbeiten. Die statische Pfahltragfähigkeit wird beeinflusst durch die Eigenschaften des Pfahls (Geometrie, Abmessungen und Rauheit), die Pfahlinstallationsmethode sowie die Charakteristiken des anstehenden Bodens, beispielsweise bezogene Lagerungsdichte und Sättigung. Diese Faktoren beeinflussen zudem die Pfahl-Boden-Interaktion, den Spannungszustand des Bodens um den Pfahl und innerhalb eines offenen Profils. Hierdurch wird der Verpfropfungszustand (unverpfropft, teilweise verpfropft und vollständig verpfropft) bestimmt. Die Pfahl-Boden-Interaktion ist somit ein ausschlaggebender Aspekt für die statische Pfahltragfähigkeit.

Durch die Umgebungs- und Randbedingungen offshore, die hohe Tragfähigkeit der installierten Pfähle und die großen notwendigen Widerlager, welche vor allem aufgrund von praktischen und ökonomischen Gründen schwer umsetzbar sind, werden statische Pfahlprobebelastungen offshore nicht standardisiert ausgeführt. Eine gängige Alternative sind dynamische Pfahlprobebelastungen.

Dynamische Pfahlprobebelastungen stellen eine Pfahltestmethode dar, welche die statische axiale Pfahltragfähigkeit aus einer dynamischen Einzelbelastung am Pfahlkopf bestimmt. Infolge eines dynamischen Impulses am Pfahlkopf, zum Beispiel durch einen Hammerschlag, wird eine Wellenausbreitung im Pfahl initiiert. Die entstehende Welle propagiert durch den Pfahl und wird am Pfahlfuß durch den großen Dichteunterschied zwischen Pfahl und Boden reflektiert. Die Wellenausbreitung, die durch diese Belastung verursacht wird, wird am Pfahlkopf als Dehnung  $\varepsilon(t)$  und Beschleunigung a(t) über die Zeit *t* gemessen. Diese gemessenen Größen werden in Geschwindigkeit v(t) und Kraft F(t) umgerechnet:

$$\nu(t) = \int a(t) dt \quad , \tag{1}$$

$$F(t) = \varepsilon(t)EA \quad . \tag{2}$$

Hierbei beschreibt *EA* die axiale Dehnsteifigkeit. Die Geschwindigkeit kann durch Multiplikation mit der Impedanz des Pfahl Z in die Impedanzkraft v(t)Z überführt werden. Die Impedanz beschreibt das Verhältnis der axialen Dehnsteifigkeit *EA* und der Wellengeschwindigkeit *c* im Pfahl. Diese sogenannten Pfahlkopfverläufe werden ausgewertet, um die Pfahltragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu ermitteln. [EA-PFÄHLE, 2012; RAND-OLPH & DEEKS, 1992; RAUSCHE ET AL., 2010]

Für die Interpretation der Pfahlkopfsignale, welche für Vollprofile entwickelt worden ist, wird die eindimensionale Wellentheorie und basierend hierauf ein gebetteter Balken angenommen [PAIKOWSKY & CHERNAUSKAUS, 2008]. In Anlehnung an EA-Pfähle (2012) kann die Auswertung der Messergebnisse mit Hilfe von sogenannten "direkten" oder "erweiterten" Methoden erfolgen. Die "direkten" Methoden ermitteln den mobilisierten Bodenwiderstand direkt auf Grundlage von vereinfachten Gleichungen. Diese Gleichungen basieren auf der eindimensionalen Wellentheorie für einen gebetteten Balken und sind mit den Messergebnissen direkt lösbar. Die existierenden "direkten" Ansätze unterscheiden sich in der Beschreibung der Mantelreibung. Beispiele für "direkte" Methoden sind das TNO- und das CASE-Verfahren [EA-PFÄHLE, 2012] sowie das Verfahren nach Kolymbas [KOLYMBAS, 1991]. Die "erweiterten" Verfahren, beispielsweise beschrieben in Randolph (2003), in Randolph und Deeks (1992), in Rausche et al. (2010), in Stahlmann et al. (2004) und in den EA-Pfähle (2012), basieren auf Feder-Dämpfer-Modellen, welche das Pfahl-Boden-System abbilden. Das entstehende numerische Modell wird innerhalb einer inversen Berechnung verwendet. Hierdurch wird ein sogenanntes "signal matching" durchgeführt. Dies bedeutet, dass die unbekannten Parameter des Systems solange variiert werden, bis eine möglichst gute Übereinstimmung von gemessenen und berechneten Pfahlkopfverläufen erzielt wird [EA-PFÄHLE, 2012]. Mit Hilfe dieser unbekannten Parameter kann dann die statische Pfahltragfähigkeit ermittelt werden. Die mit diesem Ansatz ermittelte Lösung ist mathematisch nicht eindeutig und abhängig vom Anwender. Als Konsequenz ist ein Vorabwissen und ausreichend Erfahrung notwendig, um die "erweiterten" Ansätze anzuwenden. Beispiele für die "erweiterten" Methoden sind ALLWAVE und CAPWAP. Die Anwendung dieser Ansätze für

Vollprofile basiert auf umfangreicher Erfahrung und wird seit Jahren in der Praxis ausgeführt. Der erläuterte Ansatz wird aufgrund eines Mangels an alternativen wissenschaftlichen Richtlinien auf offene Profile übertragen.

In derzeitigen Auswertungsmethoden werden, wie bereits oben angeführt, die Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen auf Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie ausgewertet. Die Eigenschaften von offenen Profilen erlauben die Anwendung der eindimensionalen Wellentheorie nicht. Vielmehr entsteht für offene Profile unter dynamischer Einwirkung eine mehrdimensionale und komplexe Wellenausbreitung [PAIKOWSKY & CHERNAUSKAUS, 2008]. Zusätzlich haben Forschungsarbeiten gezeigt, dass es bislang versäumt wurde, die Pfahl-Boden-Interaktion in den gängigen Auswertungsmethoden ausreichend genau zu berücksichtigen [RANDOLPH, 2003]. Schlussendlich muss die Anwendbarkeit der gängigen Evaluierungsmethoden für offene Profile verifiziert werden. Durch den Mangel an alternativen wissenschaftlichen Empfehlungen zur Anwendung von dynamischen Pfahlprobebelastungen für offene Profile sowie den Mangel an Verständnis der maßgebenden Prozesse in Pfahl und Boden sind Untersuchungen zu diesem Thema notwendig.

Darüber hinaus müssen Auswertungsmethoden für dynamische Pfahlprobebelastungen realistische und verlässliche Ergebnisse liefern, einfach zu handhaben sein und auf möglichst wenigen unbekannten Parametern beruhen, damit verlässlich realistische Pfahltragfähigkeiten ermittelt werden können. Durch den wesentlichen Einfluss der Pfahl-Boden-Interaktion auf die Pfahltragfähigkeit sollte die Grundlage für diese Auswertungsmodelle eine präzise definierte Pfahl-Boden-Interaktion beinhalten. Eine solche realistische Beschreibung des betrachteten Problems ist nur mit einem Verständnis der Prozesse, welche in Pfahl und Boden während einer dynamischen Belastung ablaufen, möglich.

Aus diesem Grund werden in der vorliegenden Arbeit zuerst Untersuchungen und Ergebnisse zu den Einflussparametern für die Antwort des Pfahl-Boden-Systems während dynamischer Belastungen von offenen Profilen erarbeitet und erläutert. Als zweiter Schritt wird, basierend auf den Untersuchungen zu den maßgebenden Einflussfaktoren, eine neue Auswertungsmethode für dynamische Pfahlprobebelastungen definiert.

#### 2 FE-basierte Auswertungsmethode

Die entwickelte Methode ist numerisch basiert und beruht auf der Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion, wodurch letztendlich die axiale Pfahltragfähigkeit evaluiert wird. Details zu der betrachteten Methode können auch aus Heins (2018) entnommen werden. Der entwickelte Ansatz beruht auf einer Kombination aus Finite-Elemente-Analyse (FEA) und mathematischer Optimierung. Das Vorgehen für die Anwendung der FE-basierten Auswertungsmethode ist vereinfacht in Abbildung 1 dargestellt.



Abbildung 1: Vereinfachtes Vorgehen der FE-basierten Auswertungsmethode

Für die Anwendung des FE-basierten Ansatzes wird eine dynamische Pfahlprobebelastung an einem realen, offenen Profil durchgeführt, die Pfahlkopfsignale gemessen und in Kraft F(t) und Impedanzkraft v(t)Z umgerechnet. Auf der Grundlage der ausgeführten Pfahlprobebelastung wird ein numerisches Modell mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) erstellt, welches das reale Problem möglichst genau beschreibt.

Innerhalb dieses FE-Modells sind die Pfahlabmessungen sowie die Materialkennwerte aus dem Pfahldesign bekannt. Die Bodenschichtung und die bodenmechanischen Parameter zur Charakterisierung des Bodens können in-situ Untersuchungen und Laborversuchen entnommen werden. Unbekannt sind jedoch die Systemparameter im numerischen Modell, welche die Bodenzustandsgrößen sowie die Drainagebedingung und den Kontakt zwischen Pfahl und Boden beschreiben. Entsprechend sind die verbleibenden unbekannten Parameter die Durchlässigkeit des Bodens  $k_{\rm f}$ , der Sättigungsgrad des Bodens S, die Porenzahl des Bodens e, der Erddruckbeiwert K und der Wandreibungswinkel zwischen Pfahl und Bo-
den  $\delta$ . Diesen Systemparametern wurde, mit Hilfe einer Sensitivitätsstudie an einem numerischen FE-Modell einer dynamischen Pfahlprobebelastung an einem Rohrprofil, ein maßgebender Einfluss auf die simulierten Pfahlkopfsignale nachgewiesen. Des Weiteren werden über diese Parameter alle relevanten Aspekte für die Pfahltragfähigkeit, wie beispielsweise die Pfahlinstallationsmethode, der Verpfropfungszustand, das Spannungsniveau, Lastzyklen, zeitliche Faktoren und die Lagerungsdichte des Bodens, abgebildet. Der Installationsprozess, zeitliche Faktoren sowie Belastungszyklen verändern den Spannungszustand und die Porenzahlverteilung im Boden um den Pfahl, wodurch wiederum die Pfahl-Boden-Interaktion beeinflusst wird. Somit haben die aufgeführten Aspekte entweder einen Einfluss auf den Spannungszustand oder die Lagerungsdichte des Bodens. Diese beiden Zustandsgrößen können über die Porenzahl e und den Erddruckbeiwert K beschrieben werden. Zusätzlich beeinflussen die angeführten Aspekte den Pfahl-Boden-Kontakt. Dieser Einfluss kann in dem entwickelten Ansatz auch über die unbekannten Parameter des Wandreibungswinkels  $\delta$ , die Porenzahl e und den Erddruckbeiwert K beschrieben werden. Schlussendlich kann durch die Variation des Erddruckbeiwertes, des Wandreibungswinkels und der Porenzahl der Einfluss des Pfahlinstallationsprozesses und weiterer Veränderungen des Bodenzustandes im numerischen Modell berücksichtigt werden, ohne den Installationsprozess oder weitere Belastungsprozesse explizit simulieren zu müssen.

Für die Simulation der betrachteten, realen Pfahlprobebelastung müssen Annahmen für die unbekannten Systemparameter getroffen werden. Aufgrund dieser Annahmen entsteht eine Abweichung zwischen den numerisch berechneten und den gemessenen Pfahlkopfsignalen. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die unbekannten Parameter genau für den Fall präzise definiert sind, wenn die Abweichung zwischen den numerisch berechneten und den gemessenen Pfahlkopfsignalen vernachlässigbar klein wird. Hieraus folgt, dass die unbekannten Parameter innerhalb der FE-basierten Methode ermittelt werden müssen. Dies erfolgt, wie Abbildung 1 und Abbildung 2 zeigen, unter Anwendung einer mathematischen Optimierung. In der vorgestellten Auswertungsmethode wird hierfür ein multikriterieller evolutionärer Optimierungsalgorithmus (MOEA) verwendet.

Dieser Ansatz wurde im Original von Kinzler (2011) entwickelt. Der Algorithmus ermittelt die Lösung für die unbekannten Systemparameter iterativ, wobei diverse Parametersätze basierend auf biologischen Adaptionsprozessen definiert werden. Initiale Parametersätze (Individuen) für die unbekannten Parameter werden zufällig erzeugt. Mit jedem Individuum wird eine FEA der betrachteten Pfahlprobebelastung simuliert und die Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Pfahlkopfsignal ermittelt.



Abbildung 2: Vereinfachtes Vorgehen der mathematischen Optimierung mittels MOEA

Die Abweichung wird mit Hilfe von zwei Zielfunktionen definiert, welche die Abweichung zwischen dem gemessenen und den berechneten Pfahlkopfsignal beschreiben. Die erste Zielfunktion  $f_{t1}(v)$  wird beschrieben durch die normalisierte Summe des Quadrates der Differenz aus gemessener Geschwindigkeit  $v_m$  und simulierter Geschwindigkeit  $v_s$ 

$$f_{t1}(v) = \frac{\sum_{t=0}^{t=t_{end}} [v_m(t) - v_s(t)]^2}{\sum_{t=0}^{t=t_{end}} [v_m(t)]^2} \quad , \tag{3}$$

wobei die Summe über den gesamten Verlauf des Pfahlkopfsignals (entsprechend vom Beginn des Signals zum Zeitpunkt t = 0 bis zum Ende des Signals zum Zeitpunkt  $t = t_{end}$ ) gebildet wird. Indessen wird die zweite Zielfunktion  $f_{t2}(F)$  durch die normalisierte Summe des Quadrates der Differenz aus gemessener Kraft  $F_m$  und simulierter Kraft  $F_s$  definiert

$$f_{t2}(v) = \frac{\sum_{t=0}^{t=t_{end}} [F_m(t) - F_s(t)]^2}{\sum_{t=0}^{t=t_{end}} [F_m(t)]^2} .$$
(4)

Erneut wird die Summe über den gesamten Verlauf des Pfahlkopfsignals (entsprechend vom Beginn des Signals zum Zeitpunkt t = 0 bis zum Ende des Signals zum Zeitpunkt  $t = t_{end}$ ) gebildet. Die Normalisierung der Zielfunktionen ist notwendig, damit beide Zielgrößen die gleiche Größenordnung in der mathematischen Optimierung annehmen. Ein Ungleichgewicht der Größenordnung würde das Ergebnis der mathematischen Optimierung nachteilig beeinflussen, da eine der Zielgrößen eine größere Gewichtung erfahren würde.

Für jedes betrachtete Individuum eines Iterationsschrittes (Generation) werden die beiden Zielfunktionen berechnet. Mit Hilfe dieser Ergebnisse werden für jede Generation neue Individuen durch Selektion, Rekombination und Mutation erzeugt. Diese Anpassungen der Parametersätze finden mit dem Ziel statt, die Abweichung zwischen dem gemessenen und dem numerisch berechneten Pfahlkopfverläufen zu minimieren. Um dieses Ziel zu erreichen, müssen die definierten Zielfunktionen minimiert werden. Für jedes neue Individuum wird eine FEA durchgeführt und die Zielfunktionen ausgewertet. Der iterative Prozess wird beendet, wenn ein vorgegebenes Stopp-Kriterium erreicht ist. Dieses Kriterium definiert, wann die Abweichung zwischen gemessenem und berechnetem Pfahlkopfsignal als minimiert betrachtet werden kann. Der Parametersatz (das Individuum), welcher die beiden Zielfunktionen minimiert, kann als gewählter Parametersatz beschrieben werden. Für diesen Parametersatz wird angenommen, dass die unbekannten Parameter im numerischen Modell präzise definiert sind und dadurch das reale System genau beschrieben wird. Im Detail wird durch die Definition der unbekannten Parameter, die unter anderem die Pfahl-Boden-Interaktion im numerischen Modell beschreiben, davon ausgegangen, dass der ermittelte Parametersatz die Pfahl-Boden-Interaktion im realen System wiedergibt.

Basierend auf der identifizierten Pfahl-Boden-Interkation wird eine statische Pfahlprobebelastung mit demselben FE-Modell, welches zuvor für die dynamische Pfahlprobebelastung verwendet wurde, simuliert. Das Ergebnis dieser Simulation ist eine numerisch generierte Last-Verformungskurve, aus welcher die statische Pfahltragfähigkeit abgeleitet werden kann.

Zusammenfassend wird die Pfahl-Boden-Interaktion für ein offenes Profil aus Messungen während einer dynamischen Pfahlprobebelastung mit Hilfe der FE-basierten Methode abgeleitet. Hierfür werden die unbekannten Parameter des erarbeiteten numerischen Modells, welches die dynamische Probebelastung abbildet, mit Hilfe mathematischer Optimierung bestimmt. Die statische Pfahltragfähigkeit wird aus diesen abgeleiteten Parametern und einer FE-Simulation ermittelt. Dieses Vorgehen beruht auf grundlegenden bodenmechanischen Parametern und enthält wenige unbekannte Parameter.

#### 3 Einflussfaktoren für die Pfahlkopfsignale

Um ein besseres Verständnis der Schlüsselelemente, welche das Verhalten von offenen Profilen während dynamischen Belastungen bestimmen, zu erlangen, wurden Zentrifugenversuche bei 100*g* und numerische Variationsberechnungen ausgeführt.

Für eine detaillierte Analyse der Schlüsselaspekte wurden Variationsberechnungen mit der FEM unter Berücksichtigung eines Rohrprofils in Sand durchgeführt. Als Teil dieser Variationen wurde der Einfluss der Pfahl-Boden-Interaktion (vollständig verpfropfter und vollständig unverpfropfter Pfahl), der Dränage-Bedingung in einem vollständig wassergesättigten Sand, der Horizontalschwingung des Pfahls und der Pfahlgeometrie (Vollprofil und offener Querschnitt) auf die Pfahlkopfsignale untersucht. Details zu den numerischen Variationsberechnungen können aus Heins (2018) entnommen werden. Des Weiteren wurden Zentrifugenversuche bei 100g von dynamischen und statischen Pfahlprobebelastungen an einem gedrungenen Monopfahl mit großem Durchmesser in Sand durchgeführt. Für diese physikalischen Modellierungen wurde der Einfluss der Sättigung, der Dränage-Bedingung, der relativen Lagerungsdichte und der Pfahlinstallationsmethode auf die Pfahlkopfsignale und auf statische Last-Verformungskurven analysiert. Details über die Zentrifugenversuche können Heins et al. (2018) entnommen werden. Mit Hilfe der Versuchsergebnisse wird ein Unterschied zwischen den wesentlichen Prozessen für die Systemantworten des Pfahl-Boden-Systems während statischer und dynamischer Pfahlbelastungen verdeutlicht. Zusätzlich kann die Besonderheit von offenen Profilen bei dynamischen Belastungen im Vergleich zu Vollprofilen durch die numerischen Simulationen gezeigt werden.

Als maßgebende Aspekte für die Systemantwort am Pfahlkopf infolge von dynamischer Last sind die Drainage-Bedingung des Bodens und die Pfahl-Boden-Interaktion identifiziert worden. Der Einfluss der Drainage-Bedingung auf die Ergebnisse einer dynamischen Belastung am Pfahlkopf wird in den Zentrifugenversuchsergebnissen aus Abbildung 3 und anhand der Ergebnisse der numerischen Simulationen in Abbildung 4 verdeutlicht.



Abbildung 3: Ergebnisse aus den Zentrifugenversuchen zur Variation der Sättigung des Bodens bei einer dicht gelagerten Bodenprobe



Abbildung 4: Ergebnisse aus den numerischen Variationsberechnungen für einen unverpfropften Pfahl (links) und einen verpfropften Pfahl (rechts): drainierte Bedingungen im Boden (oben), teildrainierte Bedingungen im Boden (unten)

Für die Zentrifugenversuche wird ein dynamischer Pfahltest in einer dicht gelagerten Bodenprobe unter Berücksichtigung eines trockenen Sandes und eines wassergesättigten Sandes betrachtet. In der numerischen Simulation wird eine dynamische Pfahlprobebelastung an einem verpfropften und einem unverpfropften Rohrprofil in Sand bei vollständig drainierten sowie bei teildrainierten Bedingungen berücksichtigt. In beiden Fällen zeigt sich, dass die Extremwerte zu den Zeitpunkten, an denen die Welle im Pfahl an den Messsensoren vorbei propagiert, zwischen drainierten und teildrainierten Bedingungen variieren. Da diese Extremwerte die Auswertung der dynamischen Pfahlprobebelastungen beeinflussen, hat die Drainage-Bedingung auch einen maßgebenden Einfluss auf das Pfahlkopfsignal und die ermittelte statische Tragfähigkeit des Pfahls.

Die Eigenschaften des Pfahls, der Zustand des Bodens repräsentiert durch die bezogene Lagerungsdichte und den Spannungszustand sowie die Pfahlinstallationsmethode beeinflussen die Pfahlkopfsignale nur, wenn der Pfahlspitzenwiderstand und entsprechend das Pfahlfußauflager verändert werden. Dies wird deutlich durch den Vergleich eines verpfropften Pfahls und eines unverpfropften Pfahls aus den numerischen Simulationen, dargestellt in Abbildung 4. Der Verlauf der Pfahlkopfsignale wird durch vermehrte Wellenreflexionen innerhalb des verpfropften Pfahls deutlich komplexer und ungleichförmiger als für den unverpfropften Pfahl. Hieraus folgt, dass die Pfahl-Boden-Interaktion und insbesondere das Pfahlfußauflager die Ergebnisse einer dynamischen Pfahlprüfung deutlich beeinflussen.

In Abbildung 5 wird anhand von Zentrifugenversuchen an dynamischen Pfahlprobebelastungen von Pfählen mit unterschiedlichen Einbringverfahren unter Berücksichtigung der gleichen Bodenbedingungen deutlich, dass die Pfahlinstallation sich nur bei einer veränderten Pfahl-Boden-Interaktion auf das Ergebnis der dynamischen Pfahlprobebelastung auswirkt. Im oberen Abschnitt der Abbildung werden die Pfahlkopfsignale als Kraft und Impedanzkraft eines gerammten sowie eines eingedrückten Pfahls und eines Pfahls ohne Berücksichtigung der Installation verglichen. Im letzteren Fall war der gesamte Versuchsaufbau bereits angeordnet, als die Bodenprobe erstellt wurde. Entsprechend hat die Pfahleinbringung keine Auswirkungen auf den Bodenzustand.

Die drei Installationsmethoden verursachen unterschiedliche Pfahlfußauflager. Der gerammte Pfahl wurde in den Boden eingebracht bis keine weitere Eindringung mehr erzielt wurde, wodurch ein festes Bodenauflager entstanden sein kann. Der eingedrückte Pfahl wurde soweit eingebracht bis die Leistung des Antriebes erreicht war. Das Bodenauflager wird in diesem Fall entsprechend weicher sein als für den gerammten Pfahl. Für den Pfahl ohne Installation wird sich noch kein Fußauflager ausgebildet haben, weil keine Installation erfolgt ist. Der Unterschied in den gemessenen Pfahlkopfverläufen ist entsprechend durch

58

die sich unterschiedlich einstellende Pfahl-Boden-Interaktion zu begründen und nicht durch die unterschiedlichen Pfahlinstallationsverfahren. Im unteren Abschnitt der Abbildung sind die Ergebnisse von dynamischen Pfahlprobebelastungen in derselben Bodenprobe für einen gerammten und einen eingedrückten Pfahl gezeigt. Es ist kein signifikanter Unterschied zwischen den Pfahlkopfverläufen dieser beiden Pfähle erkennbar. Somit kann von vergleichbaren Pfahl-Boden-Interaktionsbedingungen ausgegangen werden und es zeigt sich kein durch die Pfahlinstallationsmethode verursachter Unterschied in den Messergebnissen. Diese Betrachtung der Zentrifugenversuche verdeutlicht, dass die Pfahl-Boden-Interaktion einen maßgebenden Einfluss auf die dynamischen Pfahlprobebelastungsergebnisse hat, die Pfahlinstallationsmethode und entsprechend auch weitere Aspekte aber nur eine untergeordnete Rolle spielen, weil die Pfahl-Boden-Interaktion beeinflusst wird.



Abbildung 5: Ergebnisse aus den Zentrifugenversuchen zur Variation der Pfahlinstallationsmethode: gesättigte Probe (oben), trockene Probe (unten)

Daraus folgt, dass der dynamische Charakter der Belastung, die zeitabhängigen Prozesse sowie die Pfahl-Boden-Interaktion entscheidende Elemente für die Auswertung der Pfahlkopfsignale sind. Obwohl alle, in den Variationen der physikalischen und numerischen Modellierungen berücksichtigten, Parameter einen Einfluss auf die Ergebnisse von statischen Pfahlprobebelastungen haben, sind nur die Drainage-Bedingung und die Pfahl-Boden-Interaktion für die Systemantwort während dynamischer Pfahlbelastungen von Bedeutung.

Weitere Ausführungen zu den Einflussparametern für die Systemantwort eines offenen Profils auf eine dynamische Belastung können aus Heins (2018) entnommen werden.

## 4 Validierung mit Zentrifugenversuchsdaten

Basierend auf dem neu erlangten Verständnis der maßgebenden Prozesse wird ein numerisches Modell, das die Pfahl-Boden-Interaktion während einer dynamischen Pfahlbelastung beschreibt, erstellt. Die Beschreibung des Systems der dynamischen Belastung inklusive der relevanten Randbedingungen und des Bodenzustandes stellt, neben dem Wissen über die entscheidenden Prozesse während einer dynamische Pfahlprobebelastung, die größte Herausforderung für die Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion dar. Das definierte Modell basiert auf der FEM und berücksichtigt die zuvor angeführten Schlüsselaspekte. Die Validierung des numerischen Modells beziehungsweise des FE-basierten Ansatzes zur Auswertung von dynamischen Pfahlprobebelastungen erfolgt anhand von Zentrifugenversuchsdaten. Im Folgenden werden zuerst die Zentrifugenversuche und das numerische Modell beschrieben, um darauf aufbauend die Ergebnisse der Validierung zu erläutern.

## 4.1 Zentrifugenversuche

Die Zentrifugenversuche berücksichtigen einen gedrungenen Monopfahl und es werden die Pfahlinstallation sowie eine dynamische und statische Pfahlprobebelastung an demselben Pfahl bei 100*g* ausgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 6 skizziert.

Um die Prototyp-Bedingungen und insbesondere das Dehnungsverhalten bei dynamischer Belastung bei dem gewählten Beschleunigungsniveau realistisch wiederzugeben, wird ein Aluminiumpfahl mit einem äußeren Durchmesser von  $D_a = 0,05$  m und einer Wandstärke von  $d_w = 1,6$  mm gewählt. Der Pfahl wird mit Messsensorik ausgestattet, sodass in diesem kleinen Maßstab Beschleunigung und Dehnung am Pfahlkopf während der dynamischen Belastung und die Pfahlverschiebung sowie die Kraft am Pfahlkopf während des statischen Versuches gemessen werden können. Der Pfahl ist mit einem Miniatur-Rammhammer, im Detail beschrieben in de Nicola und Randolph (1994), verbunden. Der Rammbär ist an einem mit zwei Achsen ausgestatteten, servo-gesteuerten Antrieb montiert. Der Pfahl wird in sehr feinen Silika-Sand eingebracht. Der gesamte Versuchsaufbau wird in einer Versuchsbox für die Zentrifuge aufgebaut bzw. an diese montiert. Weitere Details zu den Versuchen und den ausgeführten Variationen können aus Heins et al. (2018) entnommen werden.



Abbildung 6: Schematischer Aufbau der Zentrifugenversuche

Für die Validierung wird der Versuch unter Berücksichtigung eines eingedrückten Pfahls in locker gelagertem, gesättigtem Sand betrachtet. Die Sättigung erfolgt mit "cellulose ether", wobei dies eine Mischung aus Wasser und "cellulose ether" beschreibt. Hierdurch wird ein Fluid mit einer Viskosität von 100 cst bei 20°C erzeugt, wodurch bei 100*g* vergleichbare Bedingungen zu Wasser in Hinblick auf Durchlässigkeit und Viskosität erreicht werden.

Für die Installation wird der Pfahl mit konstanter Geschwindigkeit in den Sand eingedrückt. Die Installation endet, sobald die Leistung des Antriebes beinahe erreicht ist. Für den betrachteten Versuch wird eine Einbringtiefe von  $2,4D_a$  erreicht. Nach der Pfahlinstallation wird die dynamische Pfahlprobebelastung durchgeführt, indem ein einzelner Hammerschlag auf den Pfahlkopf aufgebracht wird und Dehnung sowie Beschleunigung mit einer Abtastrate von 200 kHz gemessen werden. Nach einer Ruhezeit, in der die Wellenausbreitung im System abklingen kann, wird die statische Pfahlprobebelastung ausgeführt. Hierfür wird der Pfahl erneut mit einer konstanten Geschwindigkeit in den Boden eingedrückt, wobei drainierte Bedingungen sichergestellt werden. Der Pfahltest wird beendet, sobald eine Verschiebung von  $0,1D_a$  oder die Leistung des Antriebs erreicht werden.

# 4.2 Numerische Modellierung

Für das FE-Modell wird ein zweidimensionales, achsensymmetrisches Modell basierend auf einem direkten expliziten Zeitintegrationsschema erstellt. Wie in Abbildung 7 verdeutlicht, berücksichtigt die numerische Modellierung den Pfahl, den Boden (in diesem Fall: Sand) sowie eine Anregungskraft.



# Abbildung 7: Numerisches Modell für die Modellierung einer dynamischen Pfahlprobebelastung innerhalb der FE-basierten Auswertungsmethode

Der Boden wird als Viertelkreis mit klassischen Lagrange-Elementen modelliert. Der Radius dieses Viertelkreises wird ausreichend groß gewählt, um Reflexionen an den Modellrändern zu vermeiden. Für den gekrümmten Modellrand wird die horizontale und vertikale Bewegung fixiert.

Die Geländeoberkante wird als spannungsfrei angenommen und es wird davon ausgegangen, dass an dieser Stelle im Modell keine Porenwasserüberdrücke entstehen. Im Anfangszustand der Simulation wird für den Boden von einem Erddruckzustand, bestimmt durch den Erddruckbeiwert *K*, ausgegangen.

Der Pfahl wird unter Berücksichtigung der realen Geometrie des Rohrprofils aus den Zentrifugenversuchen mit klassischen Lagrange-Elementen modelliert. Das Materialverhalten des Pfahls wird als linear elastisch angenommen. Der Pfahl kann sich während der gesamten Simulation ohne Einschränkungen in vertikale und horizontale Richtung bewegen, wobei im Anfangszustand davon ausgegangen wird, dass der Pfahl in seiner Absatztiefe  $L_e$  im Boden vorinstalliert ist. Der Pfahl wird entsprechend "wished-in-place" modelliert. Dies bedeutet, dass die Pfahlinstallation nicht explizit beschrieben wird. Aus diesem Grund muss der Bodenzustand infolge der Pfahleinbringung und der Kontakt zwischen Pfahl und Boden anderweitig definiert werden. Hierfür werden die unbekannten Systemparameter (vergleiche Abschnitt 2) verwendet. Über den Erddruckbeiwert *K*, die Porenzahl *e*, die Durchlässigkeit  $k_f$  und den Sättigungsgrad *S* können unterschiedliche Bodenzustände beschrieben werden und mit Hilfe des Wandreibungswinkels zwischen Pfahl und Boden  $\delta$  die Interaktion verändert werden. Entsprechend wird davon ausgegangen, dass mit Hilfe der mathematischen Optimierung die unbekannten Parameter auch im Anfangszustand so ermittelt werden können, dass ein realistischer Anfangszustand und eine plausible Kontaktbedingung für die numerische Berechnung angenommen werden können. Entsprechend ist davon auszugehen, dass die Effekte aus der Pfahlinstallation auf diese Weise beschrieben werden können.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Sandes wird während der Simulation über das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff (1996) unter Berücksichtigung der Erweiterung für intergranulare Dehnung nach Niemunis und Herle (1997) beschrieben. Mit diesem Ansatz für das Stoffmodell können trockene Sande oder/und vollständig wassergesättigte Böden unter Berücksichtigung von vollständig drainierten Bedingungen modelliert werden. Um teildrainierte Böden in einem vollständig wassergesättigten Sand zu simulieren, wie in dem vorliegenden Fall notwendig, wird die *u-p* Formulierung, beschrieben in Hamann und Grabe (2013), verwendet. In dieser Formulierung wird der Boden als feste Phase und das Porenwasser als Fluid angenommen, während *u* das Verschiebungsvektorfeld definiert und *p* das Porenwasserdruckfeld repräsentiert. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der festen Phase wird auch hier über das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff (1996) unter Berücksichtigung der Erweiterung für intergranulare Dehnung nach Niemunis und Herle (1997) abgebildet, wobei zusätzlich eine Massenbilanz für die Wasserphase berechnet wird, um die Porenwasserdrücke im Boden zu ermitteln. Die erforderlichen Materialparameter für den verwendeten sehr feinen Silika-Sand sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Während der dynamischen Pfahlprobebelastung wirkt am Pfahlkopf eine dynamische Belastung. Diese über die Zeit veränderliche Kraft wird aus den Dehnungsmessungen der betrachteten Pfahlprobelastung aus dem Zentrifugenversuch abgeleitet. Die Interkation zwischen Pfahl und Boden wird dabei über eine kinematische Kontaktformulierung beschrieben, welche die Übertragung von Kontaktscherspannungen in tangentiale Richtung ermöglicht, während die Übertragung von Kontaktzugspannungen verhindert wird. Ein linear elastisches, ideal plastisches Haft-Gleit-Modell, welches das Reibungsgesetz nach Coulomb berücksichtigt, wird verwendet, um die Kontaktschubspannungen zu berechnen. Der eingeführte Reibungskoeffizient  $\mu$  wird über den Wandreibungswinkel  $\delta$  als

$$\mu = \tan \delta \tag{5}$$

definiert.

Tabelle 1: Hypoplastische Materialparameter für sehr feinen Silika-Sand unter Berücksichtigung der zusätzlichen Materialparameter für teildrainierte Bedingungen

| Parameter       | Wert   | Beschreibung [Einheit]   |
|-----------------|--------|--|
| $arphi_c$       | 31,60  | Kritischer Reibungswinkel [°]  |
| hs              | 16.458 | Granulathärte [MPa]  |
| n <sub>e</sub>  | 0,171  | Exponent [-]   |
| e <sub>d0</sub> | 0,50   | Minimale Porenzahl bei pʻ = 0  |
| e <sub>c0</sub> | 0,84   | Kritische Porenzahl bei p' = 0   |
| e <sub>i0</sub> | 0,96   | Maximale Porenzahl bei p' = 0  |
| α               | 0,587  | Exponent [-]   |
| β               | 3,792  | Exponent [-]   |
| R               | 0,0005 | Maximalwert der intergranularen Dehnung [-]                                    |
| m <sub>R</sub>  | 4,80   | Steifigkeitsverhältnis bei einer Veränderung<br>des Dehnungspfades um 180° [-] |
| mT              | 2,10   | Steifigkeitsverhältnis bei einer Veränderung des Dehnungspfades um 90° [-]     |
| β <sub>R</sub>  | 0,50   | Exponent [-]   |

| Parameter      | Wert   | Beschreibung [Einheit]                       |
|----------------|--------|--|
| X              | 6,00   | Exponent [-]                                 |
| Kw             | 2.025  | Kompressionsmodul von Wasser [MPa]           |
| Ks             | 37.000 | Kompressionsmodul der Bodenpartikel [MPa]    |
| k <sub>f</sub> | 0,0001 | Durchlässigkeit des Bodens [m/s]             |
| ρ <sub>w</sub> | 1,00   | Dichte von Wasser [t/m <sup>3</sup> ]        |
| ρs             | 2,65   | Dichte der Bodenpartikel [t/m <sup>3</sup> ] |
| S              | 0,95   | Sättigungsgrad [-]                           |

#### 4.3 Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion

Die Anwendung der entwickelten FE-basierten Methode hat das Ziel, die Pfahl-Boden-Interaktion und die statische axiale Pfahltragfähigkeit zu identifizieren. Der erfolgreiche Transfer dieser Anwendung zu realen Daten erfolgt durch Validierung mit den ermittelten Zentrifugendaten von statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungen an einem eingedrückten Rohrprofil in gesättigtem, lockerem Boden.

Die unbekannten Parameter, notwendig um die Pfahl-Boden-Interaktion und die Bodenzustandsgrößen zu beschreiben (K, e,  $\delta$ ,  $k_{f}$ , S), werden mit Hilfe einer mathematischen Optimierung ermittelt (vergleiche Abschnitt 2). Die Ergebnisse der durchgeführten mathematischen Optimierung sind in Abbildung 8 in Form der Zielfunktionen  $f_{t1}(v)$  und  $f_{t2}(F)$  als Abweichung zwischen Ergebnis der Messung und der numerischen Simulation dargestellt.

Die besten Lösungen der unbekannten Parameter sind anhand einer Front aus optimierten Ergebnissen, einer sogenannten Pareto-Front, zu erkennen. Entlang dieser Front existiert nicht die eine Lösung der mathematischen Optimierung. Vielmehr kann entlang der Pareto-Front jeweils nur eine Zielfunktion – entweder Abweichung zwischen Messung und Simulation für die Geschwindigkeit  $f_{t1}(v)$  oder für die Kraft  $f_{t2}(F)$  – minimiert werden. Die Minimie-

rung der einen Zielfunktion führt jedoch zu einer Vergrößerung der Abweichung für die andere Zielfunktion. Als Folgerung existiert nicht die eine beste Lösung, sondern ein Kompromiss ist notwendig, um eine Lösung für die unbekannten Parameter zu ermitteln.



Abbildung 8: Ergebnis der mathematischen Optimierung

Die Zielfunktion unter Berücksichtigung der Kraft  $f_{t2}(F)$  zeigt vergleichsweise geringe Abweichungen während der gesamten Optimierung. Dies ist zu erwarten, weil die Kraft eine Input-Größe des numerischen Modells ist. Entsprechend wird das Individuum als Ergebnis der mathematischen Optimierung gewählt, welches die erste Zielfunktion  $f_{t1}(v)$  und damit die Abweichung zwischen gemessener und numerisch berechneter Geschwindigkeit minimiert.

Ein Vergleich der gemessenen und der simulierten Pfahlkopfverläufe wird durch die Diagramme in Abbildung 9 möglich. Abbildung 9 zeigt den Vergleich der Kraft und der Geschwindigkeit (als Impedanzkraft) am Pfahlkopf zwischen Messung und dem Ergebnis der Ermittlung der unbekannten Parameter für ein, in einen locker gelagerten, vollständig wassergesättigten Sand eingedrücktes, Rohrprofil.

Es stellt sich eine geringe Abweichung zwischen Messung und Simulation dar. Hieraus lässt sich schließen, dass die numerische Simulation unter Berücksichtigung der ermittelten unbekannten Parameter aus der mathematischen Optimierung die Messdaten gut wiedergibt. Entsprechend beschreibt die numerische Simulation das reale System und die Messung präzise. Die unbekannten Systemparameter werden effektiv bestimmt. Die ermittelten unbekannten Parameter des numerischen Modells beschreiben den Bodenzustand und die Pfahl-Boden-Interaktion realistisch. Als Schlussfolgerung kann entsprechend angenommen werden, dass das Ergebnis der mathematischen Optimierung durch Anwendung der FE- basierten Methode die Pfahl-Boden-Interaktion für den betrachteten Validierungsfall realistisch identifiziert.



# Abbildung 9: Vergleich der gemessenen und der numerisch berechneten Pfahlkopfverläufe der dynamischen Pfahlprobebelastung am Ende der mathematischen Optimierung

Mit den obigen Schlussfolgerungen wird gezeigt, dass eine Modellierungsmethode gefunden wurde, welche die Pfahl-Boden-Interaktion während dynamischer Belastungen hinreichend genau beschreibt.

Weitere Validierungsfälle und Anwendungen der entwickelten FE-basierten Auswertungsmethode sind in Heins (2018) beschrieben und erläutert.

## 4.4 Ermittlung der statischen Tragfähigkeit

Mit Hilfe dieses identifizierten Pfahl-Boden-Kontakts und des Bodenzustandes wird eine statische Pfahlprobebelastung simuliert, mit dem die Pfahltragfähigkeit des betrachteten Pfahls ermittelt wird. Die Ergebnisse aus der simulierten statischen Pfahlprobebelastung sind in Abbildung 10 als Last-Verschiebungskurve im Vergleich zu den Messdaten aus den Zentrifugenversuchen dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen Messung und numerischer Simulation ist sehr gut. Es wird nur eine geringe Abweichung zwischen der gemessenen und der simulierten Last-Verformungskurve festgestellt (vergleiche Abbildung 10). Entsprechend weicht auch die ermittelte Pfahltragfähigkeit aus Messung (Q  $\approx$  3,75 kN) und Simulation (Q  $\approx$  3,42 kN) nur geringfügig ab.

Die Validierungsergebnisse zeigen, dass die unbekannten Parameter des numerischen Modells die Pfahl-Boden-Interaktion des tatsächlich betrachteten Systems effektiv und ausreichend genau beschreiben, wodurch die statische Pfahltragfähigkeit des tatsächlich betrachteten Systems ausreichend genau ermittelt werden kann. Hieraus wird gefolgert, dass der entwickelte Ansatz effektiv angewendet werden kann und vielversprechende Ergebnisse liefert.



# Abbildung 10: Vergleich der gemessenen und der numerisch berechneten Last-Verformungskurve aus der statischen Pfahlprobebelastung

Schlussendlich konnte eine Auswertungsmethode für dynamische Belastungen auf offene Profile entwickelt werden. Diese Methode berücksichtigt die Schlüsseleinflussfaktoren für die Systemantwort eines Pfahls während einer dynamischen Belastung und beruht auf wenigen unbekannten Parametern, die bodenmechanisch begründet sind. Darüber hinaus liefert dieser Ansatz vielversprechende Ergebnisse hinsichtlich der Pfahl-Boden-Interaktion und letztendlich in Bezug auf die Pfahltragfähigkeit.

Weitere Validierungsfälle und Anwendungen der entwickelten FE-basierten Auswertungsmethode sind in Heins (2018) beschrieben und erläutert.

## 5 Zusammenfassung

Für eine Auswertung von dynamischen Pfahlprobebelastungen ist eine präzise Beschreibung des Bodens unter Berücksichtigung der Drainage-Bedingung im Boden, des Pfahls und der Pfahl-Boden-Interaktion notwendig. Um dies umzusetzen, wurde in diesem Beitrag eine FE-basierte Auswertungsmethode vorgestellt. Der entwickelte Ansatz berücksichtigt eine Kombination aus Finite-Elemente-Analyse und mathematischer Optimierung. Nach Ausführung einer dynamischen Pfahlprobebelastung und den zugehörigen Messungen, erfolgt in einem ersten Schritt die Identifizierung der Pfahl-Boden-Interaktion des vorliegenden Pfahl-Boden-Systems. Hierfür werden die unbekannten Parameter des numerischen FE-Modells, welches den ausgeführten dynamischen Pfahltest simuliert, durch Anwendung von mathematischer Optimierung ermittelt. In einem zweiten Schritt wird die statische axiale Pfahltragfähigkeit mit Hilfe einer numerischen Simulation einer statischen Pfahlprobebelastung, die den im ersten Schritt ermittelten Bodenzustand sowie die ermittelte Pfahl-Boden-Interaktion berücksichtigt, abgeleitet.

Die Validierung dieses FE-basierten Ansatzes erfolgte über den Vergleich mit Messdaten aus Zentrifugenversuchen zu dynamischen und statischen Pfahlprobebelastungen. Für das verwendete Validierungsszenario ist die Identifikation des Pfahl-Boden-Kontaktes erfolgreich und effizient. Darüber hinaus kann die Pfahltragfähigkeit für den präsentierten Validierungsfall präzise ermittelt werden.

Schlussendlich wurde in diesem Beitrag ein effektives Hilfsmittel zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit, basierend auf der Identifikation der Pfahl-Boden-Interaktion, eingeführt. Allerdings kann der vorgestellte Ansatz weiterhin verbessert werden, um eine verlässliche Ermittlung von Pfahltragfähigkeiten zu gewährleisten. Hierbei ist von Bedeutung, dass die FEbasierte Methode in diesem Beitrag lediglich für Rohrprofile in Sand eingesetzt wurde, eine Anwendbarkeit auf alle Pfahltypen und Böden aber möglich ist. Die notwendige Randbedingung für diese weitreichende Anwendung ist ein präzises, effizientes und genaues numerisches Modell von der betrachteten dynamischen Pfahlprobebelastung.

#### Literatur

**De Nicola, A.; Randolph, M.F.;** Development of a miniature pile driving actuator. In: C.F. Leung, F.H. Lee, T.S. Tan (Editoren), Proceedings of International Conference on Centrifuge Modelling 1994, S. 473–478, 1994

**EA-Pfähle**; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle"– EA-Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 2 Auflage. Ernst & Sohn, 2012

Hamann, T., Grabe, J.; A simple dynamic approach for the numerical modeling of soil as a two-phase material. Geotechnik 36(3), S. 279–299, 2013

**Heins, E.**; Numerical based identification of the pile-soil interaction in terms of the axial pile bearing capacity. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg, Heft 44, 2018

Heins, E.; Bienen, B.; Randolph, M.F.; Grabe, J.; Effect of installation method on static and dynamic load test response for piles in sand. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 18, S. 1–23, 2018

**Kinzler, S.**; Zur Parameteridentifikation, Entwurfs- und Strukturoptimierung in der Geotechnik mittels numerischer Verfahren. Doktorarbeit, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 23, 2011

**Kolymbas, D.;** Longitudinal impacts on piles. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 10(5), S. 264–270, 1991

**Niemunis, A., Herle, I.;** Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 2(4), S. 279–299, 1997

**Paikowsky, S., Chernauskaus, L.R.;** Dynamic analysis of open-ended pipe piles. In: J.A. Santos (Editor), Proceedings of 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles in Lissabon, Portugal, S. 59–76. IOS Press, 2008

**Randolph, M.F.**; Science and empiricism in pile foundation design. Géotechnique 53(10), S. 847–875, 2003

**Randolph, M.F., Deeks, A.J.;** Dynamic and static soil models for axial pile response. In: F.B.J. Barends (Editor), Application of Stress-Wave Theory to Piles, S. 3–14, 1992

Rausche, F., Likins, G., Liang, L., Hussein, M.; Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching. In: M.H. Hussein, J.B. Anderson, W.M. Camp (Editoren), Art of Foundation Engineering Practice, S. 534–553, 2010

Stahlmann, J., Kirsch, F., Schallert, M., Klingmüller, O., Elmer, K.H.; Pfahltests – modern dynamisch und / oder konservativ statisch. In: Tagungsband zum 4. Kolloquium "Bauen in Boden und Fels" der Technischen Akademie Esslingen, S. 23–40, 2004

**von Wolffersdorff, P.A.**; A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials 1(3), S. 251–271, 1996

Autoren

Dr.-Ing. Evelyn Heins

evelyn.heins@ramboll.com

Ramboll GmbHhttp://www.ramboll.de/services/transport/wasserbau-und-haefenStadtdeich 7, 20097 HamburgTel.: 0152 53210838

ehemals (während der Promotion): Technische Universität Hamburg Institut für Geotechnik und Baubetrieb Harburger Schloßstraße 20, 21079 Hamburg



2. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2019

# Johannes Labenski, M.Sc.

Untersuchungen zum statisch lateralen Tragverhalten von in nichtbindigen Böden einvibrierten Monopiles: Vorstellung eines modifizierten p-y Ansatzes

(Kurzfassung)



# Untersuchungen zum statisch lateralen Tragverhalten von in nichtbindigen Böden einvibrierten Monopiles: Vorstellung eines modifizierten p-y Ansatzes

Johannes Labenski, M.Sc. Arcadis Germany GmbH

#### 1 Motivation

Monopiles sind das heutzutage am häufigsten verwendete Gründungselement von Offshore Windenergieanlagen [WINDEUROPE, 2018]. Da die Windenergieanlagen immer mehr Leistung erbringen sollen, steigen auch die Anforderungen an die Gründung und das damit verbundene Tragverhalten. Dabei spielt das axiale Tragverhalten der Monopiles eine eher untergeordnete Rolle, aber dem lateralen Tragverhalten kommt die wesentliche Rolle zu. Das laterale Tragverhalten wird maßgeblich durch die den Monopile umgebenden Bodenspannungen und -zustandsgrößen beeinflusst. Die besondere Schwierigkeit bei der Ermittlung des Tragverhaltens eines Monopiles liegt zunächst darin begründet, dass während der Installation des Monopiles komplexe bodenmechanische Vorgänge infolge der Pfahl-Boden Interaktion auftreten. Es liegt daher nahe, dass die Installationsmethode einen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten haben wird.

Untersuchungen zur Vibrationsrammung von Pfählen zeigen einen Einfluss zyklischer und dynamischer Effekte auf, die das Penetrationsverhalten einerseits und den Pfahl umgebenden Boden andererseits beeinflussen. Jüngste Untersuchungen von [MASSARSCH ET AL., 2017] weisen dem Verhältnis von Vibrationsfrequenz zu optimaler Verdichtungsfrequenz bzw. optimaler Installationsfrequenz einen maßgebenden Effekt zu. Bei Vibration mit der optimalen Verdichtungsfrequenz nimmt die Penetrationsrate des Pfahls ein Minimum an und der Energieübertrag zwischen Pfahl und Boden maximiert sich. Vibriert man mit der optimalen Installationsfrequenz, kommt es aufgrund der großen Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden zu einem geringen Energieübertrag infolge der Vibration, aber zu einer maximalen Penetrationsrate.



Abbildung 1: Physikalische Modellvorstellung für die beiden Vibrationsmodi kavitativ und nicht-kavitativ nach [RODGER & LITTLEJOHN, 1980]

Basierend auf Modellversuchen und numerischen Simulationen definierten [RODGER & LITTLEJOHN, 1980] zwei Modi, die beim Vibrationsrammen auftreten: kavitatives (langsames) und nicht-kavitatives (schnelles) Vibrationsrammen (Abbildung 1). Unabhängig vom auftretenden Vibrationsmodus kommt es entlang des Pfahlmantels durch die zyklische Bewegung des Pfahls zu einer Reduktion der Scherfestigkeit des Bodens. Unterschiede ergeben sich im Verhalten des Bodens am Pfahlfuß. Beim kavitativen Vibrationsrammen kommt es durch ein elasto-plastisches Verhalten des Bodens zu einem langsamen Eindringvorgang. Beim nicht-kavitativen Vibrationsrammen ist das Verhalten am Pfahlfuß überwiegend plastisch, sodass ein schneller Eindringvorgang möglich ist. Bestätigt wird diese Modellvorstellung von [CUDMANI, 2001] sowie [VOGELSANG, 2016]. Jüngste Untersuchungen von [VOGELSANG, 2016] zeigen, dass insbesondere durch den Pfahlfuß unterschiedliche Effekte im Boden hervorgerufen werden; die durch den Pfahlmantel hervorgerufenen Effekte sind bei beiden Vibrationsmodi vergleichbar. [VOGELSANG, 2016] identifizierte die Verschiebungsamplitude des Pfahlfußes als die den Vibrationsmodus maßgeblich beeinflussende Größe. Kommt es durch eine große Verschiebungsamplitude zum kavitativen Vibrationsrammen, treten überwiegend zyklische Effekte im Boden auf. Aufgrund von Relaxationseffekten vergisst der Boden seine Belastungsvorgeschichte, sodass während der abwärtsgerichteten Bewegung des Pfahls im Vergleich zum monotonen Eindrücken nicht der volle Spitzenwiderstand aktiviert wird. Kommt es durch eine kleine Verschiebungsamplitude zum nicht-kavitativen Vibrationsrammen, treten nach [VOGELSANG, 2016] überwiegend monotone Effekte im Boden auf, wie man sie auch beim Eindrücken von Pfählen beobachtet.

Viele Untersuchungen zum lateralen Tragverhalten wurden ohne besondere Berücksichtigung des Installationsvorgangs an eingedrückten oder bereits im Boden vorinstallierten Pfählen durchgeführt (z.B. [KLINKVORT ET AL., 2013], [LEBLANC ET AL., 2010]), was im Vergleich zu einvibrierten Pfählen zwangsläufig zu anderen Spannungsverteilungen und Zustandsgrößen im Boden und damit zu einem veränderten lateralen Tragverhalten führt.

Um genaue Aussagen zum lateralen Tragverhalten einvibrierter Stahlrohrpfähle treffen zu können, wurden 1g-Modellversuche durchgeführt, bei welchen der Installationsvorgang simuliert wurde. Basierend auf diesen Modellversuchen sowie numerischen Simulationen gelang es [LABENSKI, 2018a], einen bestehenden Ansatz für die Bemessung lateral beanspruchter Monopiles so zu modifizieren, dass er auf einvibrierte Monopiles anwendbar ist. Die experimentellen Untersuchungen sowie der modifizierte Ansatz werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt.

#### 2 Experimentelle Untersuchungen

#### 2.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des statisch lateralen Tragverhaltens einvibrierter Monopiles wurden insgesamt 34 Versuche durchgeführt. Bei der Pfahlinstallation wurden jeweils die Herstellparameter Vibrationsfrequenz, Arbeitsmoment sowie dynamische Kraft variiert. Der daraus resultierende Einfluss auf das laterale Tragverhalten wurde mit der anschließenden lateralen Pfahlprobebelastung ermittelt. Die Versuche wurden in sehr dichter, dichter und mitteldichter Lagerung des Sandes durchgeführt. Außer Standardversuchen mit normalem Installationsvorgang wurden ergänzend Spezialversuche mit modifizierter Pfahlinstallation durchgeführt. Außerdem wurden zwei Versuche mit eingedrückten Pfählen durchgeführt, die als eine Art Referenz dienten.

#### 2.2 Versuchssand

Für die Modellversuche wurde Berliner Sand genutzt. Dabei handelt es sich um einen enggestuften Mittel- bis Grobsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl von  $C_U$  = 3,5. Die maximale Dichte beträgt  $\rho_{d,max}$  = 1,906 g/cm<sup>3</sup> und die minimale Dichte  $\rho_{d,min}$  = 1,570 g/cm<sup>3</sup>

bei einer Korndichte von 2,61 g/cm<sup>3</sup>. Umfangreiche Laboruntersuchungen an Berliner Sand können [LE, 2015] entnommen werden. Zur Herstellung der gewünschten Lagerungsdichte im Versuchsbehälter wurde der feuchte Sand für jeden Versuch schichtweise eingebaut und mit einer elektrischen Rüttelplatte verdichtet, bis die gewünschte Lagerungsdichte erreicht war.

### 2.3 Modellpfahl

Die Modellversuche wurden mit einem glasfaserverstärkten Kunststoffrohr (GFK) durchgeführt. Durch die Wahl eines GFK-Rohrs anstatt eines Stahlrohrs konnte die sich aus den Modellgesetzen ergebende Biegesteifigkeit des Pfahls im Modell zufriedenstellend abgebildet werden (vgl. [LABENSKI, 2018a]). Mit einem Modellpfahl aus Stahl würde die Biegesteifigkeit im Modell etwa um den Faktor 6 überschritten werden.

Der Außendurchmesser des Modellpfahls betrug 208 mm bei einer Wandstärke von 3,2 mm. Entsprechend dem großmaßstäblichen VIBRO-I Feldversuch (vgl. [MOORMANN ET AL., 2016]) wurde ein Verhältnis von Einbindetiefe zu Pfahldurchmesser L/D von 4,2 gewählt, sodass die Einbindetiefe im Modell 870 mm betrug. Der Modellpfahl wurde mit Dehnmessstreifen (DMS) entlang des Pfahlmantels sowie einem Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf instrumentiert. Über die DMS wurde während der Installation der Verlauf des Pfahlfußwiderstands aufgezeichnet, um Aussagen über den Vibrationsmodus treffen zu können (vgl. [CUDMANI, 2001], [VOGELSANG, 2016]). Während der lateralen Pfahlprobebelastung wurde über die DMS die am Pfahlmantel entstehende Biegedehnung gemessen.

## 2.4 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau der Modellversuche ist in Abbildung 2 dargestellt. Die Versuche wurden in Betonringen mit einem inneren Durchmesser von 2,0 m sowie einer Höhe von 2,5 m durchgeführt. Der Versuchsbehälter wurde mit einer 0,3 m hohen Drainageschicht, gefolgt von einer 2,1 m hohen Sandschicht befüllt. Um eine Vermischung der beiden Schichten zu verhindern, wurde ein Geovlies eingelegt. Nach Einbau des Bodens konnte der Versuchsbehälter von unten mit Wasser geflutet werden.

Für die vibrierende Pfahlinstallation wurde eine Pfahlführung benötigt (Abbildung 2a), die ein Verkippen und Verdrehen des Pfahls verhinderte. Für die Installation wurden zwei elektrische Unwuchtmotoren am Pfahlkopf befestigt, deren Frequenz über einen

Frequenzumrichter gesteuert wurde. Zudem konnten die Unwuchtmassen vor dem Versuch manuell eingestellt werden. Bei 25 Hz generierten die Vibratoren eine maximale dynamische Kraft von 4.4 kN. Während der Pfahlinstallation wurde am Pfahlkopf mittels eines triaxialen Beschleunigungsaufnehmers kontinuierlich mit einer Messrate von 4800 Hz die Beschleunigung gemessen. Zudem kam ein Seilmessgeber zum Einsatz, welcher die Pfahlpenetration aufzeichnete. Bei ausgewählten Versuchen wurden triaxiale Beschleunigungssensoren im Boden eingebaut, um das dynamische Verhalten des Bodens auswerten zu können. Mithilfe dieser Messwerte sowie der Messuna des Pfahlfußwiderstands konnten Aussagen zur dynamischen Pfahl-Boden Interaktion während der Pfahlinstallation getroffen werden.



Abbildung 2: Versuchsaufbau für die a) Pfahlinstallation und b) laterale Pfahlprobebelastung

Für die laterale Pfahlprobebelastung (Abbildung 2b) wurde die Pfahlführung nach erfolgter Installation abgebaut und ein Messgerüst bestehend aus drei Wegaufnehmern aufgebaut. Die Laterallast *H* wurde über einen pneumatischen Zylinder aufgebracht, der über einen Funktionsgenerator exakt gesteuert wurde. Neben dem Biegemoment und der lateralen Last wurde zudem die Verschiebung an ausgewählten Punkten oberhalb der Geländeoberfläche gemessen. Diese Messwerte erlaubten eine Auswertung der lateralen Pfahl-Boden Interaktion.

Die Modellversuche wurden mit variierenden Pfahlherstellparametern durchgeführt. Es wurden neben der Lagerungsdichte des Sandes die Frequenz, das Arbeitsmoment und die Zentrifugalkraft variiert. Die laterale Pfahlprobebelastung wurde hingegen immer identisch durchgeführt.

Im Folgenden werden zwei repräsentative Versuchsergebnisse der experimentellen Untersuchungen vorgestellt. Zum einen handelt es sich um einen Versuch, bei dem es zu einem eher nicht-kavitativen Vibrationsvorgang kam. Bei dem anderen Versuch trat das Gegenteil ein und es stellte sich ein eher kavitativer Vibrationsvorgang ein.

#### 3 Ausgewählte Versuchsergebnisse zur Pfahlinstallation

In Abbildung 3 sind die vertikalen Verschiebungsamplituden s<sub>z</sub> der beiden Versuche über die Installationszeit dargestellt. Die beiden Versuchsergebnisse zeigen, dass es wesentliche Unterschiede zwischen den beiden zuvor definierten Vibrationsmodi gibt. Im Fall des Versuchs, bei dem es zu einem nicht-kavitativen Vibrationsvorgang kam, ist insbesondere die abwärts gerichtete Amplitude kleiner als bei dem Versuch mit kavitativem Vibrationsvorgang. Neben den deutlichen Unterschieden in der abwärts gerichteten Verschiebungsamplitude ist auch die aufwärts gerichtete Amplitude des Versuchs mit kavitativem Vibrationsvorgang größer als diejenige des nicht-kavitativ vibrierten Pfahls. So haben [VOGELSANG, 2016] und [LABENSKI, 2018a] gezeigt, dass die aufwärts gerichtete Verschiebungsamplitude ein wesentlicher Parameter ist, der darüber entscheidet, welcher Vibrationsmodus beim Vibrieren auftritt. Neben der Größe der Verschiebungsamplitude ist der Abbildung auch zu entnehmen, dass der nicht-kavitative Vibrationsvorgang zu einer geringeren Installationszeit führte, was wiederum [RODGER & LITTLEJOHN, 1980] bestätigt.



## Abbildung 3: Über den Pfahldurchmesser D normierte vertikale Verschiebungsamplitude sz der beiden Versuche mit kavitativem und nicht-kavitativem Vibrationsvorgang

#### 4 Ausgewählte Versuchsergebnisse zur lateralen Pfahlprobebelastung

Neben wesentlichen Unterschieden der beiden Vibrationsmodi während des Pfahlinstallationsvorgangs weisen beide auch Unterschiede im lateralen Tragverhalten auf.

In Abbildung 4 sind die dimensionslosen Lastverschiebungskurven beider Versuche dargestellt. Deutlich zu sehen ist, dass der Pfahl mit einem kavitativen Installationsvorgang einen signifikant größeren Bodenwiderstand generieren kann als der Pfahl mit einem nichtkavitativen Vibrationsmodus. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass es sich bei diesen beiden Versuchen um diejenigen mit dem besten und mit dem schlechtesten lateralen Tragverhalten aller von [LABENSKI, 2018a] durchgeführten Versuche handelt. Die Last-Verschiebungskurven der anderen durchgeführten Versuche verlaufen zwischen diesen beiden Versuchsspuren. Wie [LABENSKI, 2018b] zudem zeigte, verläuft die laterale Last-Verschiebungskurve eines eingedrückten Pfahles fast identisch zu der des mit nichtkavitativem Vibrationsvorgang installierten Pfahls.

Neben den beiden experimentellen Last-Verschiebungskurven sind außerdem analytisch bestimmte Kurven in der Abbildung dargestellt. Die Kurve mit dem Titel *Standard p-y* wurde mit dem p-y Ansatz aus der [DNVGL-ST-0126, 2016] bestimmt. Dieser Ansatz ist identisch mit dem von [MURCHISON & O'NEILL, 1984] vorgestellten Ansatz. Es zeigt sich deutlich, dass die analytisch bestimmte Kurve nicht zu den experimentell ermittelten Kurven passt,

auch wenn sie in der gleichen Größenordnung liegt (vgl. [LABENSKI & MOORMANN, 2018]). Die beiden anderen analytisch ermittelten Kurven werden in den folgenden Abschnitten genauer erläutert.



#### Abbildung 4: Experimentelle und analytische laterale Last-Verschiebungskurven

# 5 Abhängigkeitsfunktion zwischen vibrierender Pfahlinstallation und lateralem Tragverhalten

Um den Einfluss der vibrierenden Pfahlinstallation auf das statisch laterale Tragverhalten zur quantifizieren, nutzte [LABENSKI, 2018a] die aus der Auswertung der Pfahlinstallation und des lateralen Tragverhaltens gewonnenen Erkenntnisse. Diese ermöglichten die Aufstellung einer Abhängigkeitsfunktion zwischen der Pfahlinstallation und der lateralen Pfahlkopfsteifigkeit  $K_{SLS}$  (Abbildung 5). Die laterale Pfahlkopfsteifigkeit ist definiert als Sekante der Last-Verschiebungskurve zwischen P\* = 3 und 6. Die Erkenntnisse aus der Auswertung der Last-Verschiebungskurven, der Pfahl-Boden Interaktion und ihr Einfluss auf die laterale Pfahlkopfsteifigkeit  $K_{SLS}$  wurden genutzt, um Gleichung 1 zu entwickeln. Die Vibrationsrammung wird über den Parameter  $\Lambda$  erfasst, in welchen die während der Vibrationsrammung in den Boden eingeleitete Energie, der *Grad der Kavität*, die Erregerfrequenz der Vibratoren sowie das Verhältnis von dynamischer Kraft zu statischer Gewichtskraft eingehen. Eine vollständige Herleitung der Gleichung ist in [LABENSKI, 2018a] zu finden. Bei den in dieser Veröffentlichung vorgestellten Versuchen handelt es sich um die zwei Extrema mit höchster und geringster Pfahlkopfsteifigkeit.



Abbildung 5: Laterale Pfahlkopfsteifigkeit  $K_{SLS}$  in Abhängigkeit von dem Parameter  $\Lambda$  nach [LABENSKI, 2018a]

$$K_{SLS} = 28.5 \cdot \exp[2.06 / (\Lambda + 0.63)]$$
(1)

# 6 Vorschlag eines modifizierten p-y Ansatzes zur Berechnung des statisch lateralen Tragverhaltens einvibrierter Monopiles

Um einen Berechnungsansatz für das laterale Tragverhalten einvibrierter Monopiles bereitzustellen, wurde die Abhängigkeitsfunktion aus Gleichung 1 mit der für die Bemessung von Monopiles gebräuchlichen p-y Methode (vgl. beispielsweise [KLINKVORT & HEDEDAL, 2014], [MOORMANN, 2018]) gekoppelt. Durch diesen modifizierten analytischen Berechnungsansatz ist es möglich, maßgebende, das laterale Tragverhalten beeinflussende, Installationseffekte infolge der vibrierenden Pfahlherstellung bei der Bemessung des Monopiles zu erfassen.

Der Ansatz von [LABENSKI, 2018a] sieht eine Modifikation der initialen Steifigkeit der Bettungsreaktionskurven mittels des Faktors  $\alpha_{vib}$  vor. Eine Modifikation des Bruchwerts wird hingegen nicht vorgenommen. In Abbildung 6 werden für eine Einbindetiefe von z/D = 2

experimentell und analytisch bestimmte Kurven der beiden in dieser Veröffentlichung präsentierten Versuche gegenübergestellt. Dargestellt ist zudem der entsprechende Anpassungsfaktor  $\alpha_{vib}$ . Der Vergleich der experimentellen und analytischen lateralen Bettungsreaktionskurven deutet zunächst an, dass der laterale Bodenwiderstand durch die analytischen Kurven unterschätzt wird. Allerdings verhalten sich die entsprechenden Kurven bis zu p\* = 3 ähnlich und verlaufen annähernd parallel. Mit zunehmendem p\* laufen die Kurven allerdings weiter auseinander, da der Bruchwiderstand des analytischen Ansatzes nicht modifiziert wurde.

Um die Anwendbarkeit des vorgestellten Ansatzes unter Beweis zu stellen, sind in Abbildung 4 die mit diesem Ansatz analytisch bestimmten lateralen Last-Verschiebungskurven der beiden in dieser Veröffentlichung vorgestellten Versuche dargestellt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen und den analytischen Last-Verschiebungskurven bis zu einer Last von P\* = 5. Erst mit weiterer Belastung laufen die experimentellen und analytischen Kurven aufgrund des nicht modifizierten Bruchwerts auseinander.



Abbildung 6: Experimentelle und analytische laterale Pfahl-Bettungsreaktionskurven in einer Tiefe von z/D = 2

#### 7 Résumé

In dieser Veröffentlichung wurden der experimentelle Versuchsaufbau zur Untersuchung des lateralen Tragverhaltens einvibrierter Monopiles sowie zwei repräsentative

Versuchsergebnisse einvibrierter Monopiles vorgestellt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse hinsichtlich der Pfahlinstallation zeigte deutliche Unterschiede zwischen den beiden Vibrationsmodi kavitativ und nicht-kavitativ. Bei der Vorstellung der Versuchsergebnisse hinsichtlich des lateralen Tragverhaltens zeigte sich, dass das laterale Tragverhalten maßgeblich durch den während der Installation auftretenden Vibrationsmodus beeinflusst wird. Um den Einfluss der vibrieren Pfahlinstallation auf das laterale Tragverhalten zu quantifizieren, wurde von [LABENSKI, 2018a] eine Abhängigkeitsfunktion entwickelt, die die wesentlichen das laterale Tragverhalten beeinflussenden Effekte während der vibrierenden Pfahlinstallation erfasst.

Weiterhin zeigte sich, dass der Standard p-y Ansatz nicht geeignet ist, das laterale Tragverhalten einvibrierter Monopiles zu bestimmen. Aus diesem Grund wurde eine Modifikation des bestehenden p-y Ansatzes vorgestellt. Dieser Ansatz greift im Wesentlichen die zuvor vorgestellte Abhängigkeitsfunktion auf und modifiziert die Anfangssteifigkeit der lateralen Bettungsreaktionskurven. Durch Rückrechnung von lateralen Last-Verschiebungskurven konnte die Anwendbarkeit des vorgestellten Ansatzes unter Beweis gestellt werden. Der vorgestellte Ansatz hat den Vorteil, dass er durch einfache Modifikation der bestehenden p-y Methode leicht in bestehende Bemessungsansätze und -programme integriert werden kann, ohne dass aufwändige dreidimensionale numerische Berechnungen notwendig sind.

#### 8 Danksagung

Ich bedanke mich für die Unterstützung durch meinen Doktorvater Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann sowie die Bereitstellung des Arbeitsplatzes und des Labors an der Universität Stuttgart.

Die experimentellen Untersuchungen wurden zu Teilen während der von innogy SE geförderten Forschungsprojekte *VibroPile II* sowie *CAFÉ* durchgeführt. Ich bedanke mich an dieser Stelle für die Unterstützung insbesondere bei Dr.-Ing. Volker Herwig sowie Ben Matlock.

Die analytischen Last-Verschiebungskurven in dieser Publikation wurden mit dem Programm IGtHPile berechnet, welches vom Institut für Geotechnik (IGtH) der Leibnitz Universität Hannover entwickelt wurde.

#### Literatur

**Cudmani, R.;** Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 152, Karlsruher Institut für Technologie, 2001.

DNVGL-ST-0126; Support structures for wind turbines. DNV GL Standard, April 2016.

Klinkvort, R.T.; Hededal, O.; Effect of load eccentricity and stress level on monopile support for offshore wind turbines, *Canadian Geotechnical Journal* 51(9), 966–974, 2014.

Klinkvort, R.T.; Hededal, O.; Springman, S.; Centrifuge modelling of drained lateral pile – soil response: Application for offshore wind turbine support structures, *Dissertation, Technical University of Denmark, Lyngby, 2013.* 

Labenski, J.; Untersuchungen zum statisch lateralen Tragverhalten von in nichtbindigen Böden einvibrierten Monopiles, *Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart* (Entwurf vom 04. Mai 2018), 2018a.

Labenski, J.; Experimentelle Untersuchungen zum lateralen Tragverhalten einvibrierter offener Stahlrohrpfähle, Vorträge der 35. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, S. 163–172, DGGT, Stuttgart, 2018b.

Labenski, J.; Moormann, Ch.; Experimental investigations on the lateral bearing behaviour of vibratory-driven open steel pipe piles. *Proceedings of the 2018 DFI-EFFC International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement*, S. 170–179, 2018.

Le, V.H.; Zum Verhalten von Sand unter zyklischer Beanspruchung mit Polarisationswechsel im Einfachscherversuch, *Dissertation, Heft 66, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Berlin, 2015.* 

**LeBlanc, C.; Houlsby, G.; Byrne, B.;** Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading, *Géotechnique 60(2), 79–90, 2010.* 

**Massarsch, K.R.; Fellenius, B.H.; Bodare, A.;** Fundamentals of the vibratory driving of piles and sheet piles, *geotechnik* 40(2), 126–141, 2017.

**Moormann, Ch.**; Jahresbericht 2017 des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik* 95(2), 175–182, 2018.

Moormann, Ch.; Kirsch, F.; Herwig, V.; Vergleich des axialen und lateralen Tragverhaltens von vibrierten und gerammten Stahlrohrpfählen, *Vorträge der 34. Baugrundtagung*, 15.-17.09.2016, DGGT. Bielefeld. S. 73–81, 2016.

**Murchison, J.M.; O'Neill, M.W.;** Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils, *Proceedings of the ASCE Symposium Analysis and Design of Pile Foundations, S. 174–191, ASCE, San Francisco, 1984.* 

Rodger, A.A.; Littlejohn, G.S.; A study of vibratory driving in granular soils, *Géotechnique* 30(3), 269–293, 1980.

**Vogelsang, J.;** Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung. *Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 182, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, 2016.* 

WindEurope Business Intelligence; Offshore Wind in Europe - Key trends and statistics 2017, 2018

Autor

Johannes Labenski, M.Sc.

Arcadis Germany GmbH Abteilung Geotechnik Europaplatz 3, 64293 Darmstadt johannes.labenski@arcadis.com

www.arcadis.com Tel.: +49 151 17143151


## Bemessung von XXL-Monopiles – Aktuelle Erfahrungen und Herausforderungen im Geotechnischen Design

Jan Dührkop, Katja Siegl, Evelyn Heins, Tim Pucker Ramboll, Hamburg, Deutschland

### 1 Einleitung

Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) werden mit immer mehr Leistung ausgestattet. Turbinen bis 12 MW bestimmen derzeit das Design der OWEA. Die steigenden Lasten sowie der Vorstoß in Gebiete mit Wassertiefen über 40 m und mehr führt zu XXL-Monopiles, die weiterhin als wirtschaftliche Gründungsform gelten. Aktuelle, sich im Bau befindende Monopiles haben Durchmesser von etwa 8 m, wohingegen derzeitige Planungen Monopiles mit Durchmessern von bis zu 12 m und Gesamtgewichten von bis zu 2.500 t vorsehen. Diese XXL-Monopiles weisen zunehmend ein gedrungenes Design auf. Durch die veränderten Abmessungen insbesondere bezüglich des *L/D*-Verhältnisses ändern sich das Trag- und Verformungsverhalten der Monopiles signifikant. Hieraus ergeben sich Herausforderungen bei der Bemessung von großen Monopiles, beispielsweise wird der klassische Ansatz von P-y Kurven, nicht nur aufgrund der großen Durchmesser, sondern aufgrund des Rotationsverhaltens, hinterfragt.

### 2 Motivation

Die Pfahlabmessungen für die Gründung von OWEA entwickeln sich kontinuierlich mit den von außen gestellten Anforderungen. Um die Bemessung von Monopiles mit großem Durchmesser zu verstehen, ist es entsprechend notwendig die Grundlagen der Bemessungsansätze und die Entwicklungen in Bezug auf die Pfahlabmessungen zu kennen. Zum Zeitpunkt der Erstellung gegenwertiger Bemessungsrichtlinien lagen deutlich kleinere Pfahlabmessungen im Fokus, die dem gegenwärtigen Entwicklungsstand nicht gerecht werden. Entsprechend muss für die geotechnische Bemessung von Monopiles mit großen Durchmessern die Gültigkeit der Richtlinien hinterfragt werden, wodurch sich Herausforderungen in der Bemessung von XXL-Monopiles ergeben.

### 2.1 Entwicklung der Pfahlabmessungen

Monopiles sind die meist eingesetzte Gründungsvariante für OWEA im nord-europäischen Raum und dominieren damit den Markt. Anhand von Abbildung 1 wird deutlich, dass bis 2017 von 4.555 errichteten Gründungen in europäischen Windparks ungefähr 82% als Monopile-Gründung ausgeführt worden sind. Grundsätzlich sind Monopiles die präferierte Lösung für OWEA in geringer bis mittlerer Wassertiefe, wobei diese Popularität von Monopiles auf verschiedene Gründe zurückzuführen ist. Zum einen werden die Lasten effizient von der Turbine in den anstehenden Untergrund transferiert. Zum anderen können Monopiles mit einer einfachen Geometrie sowie geringen Kosten pro Gewichtseinheit überzeugen. Dies führt letztendlich dazu, dass Monopiles in Serienproduktion hergestellt werden können und auch das Errichten offshore mit Hilfe von speziellen Errichterschiffen in Serie erfolgen kann. Monopiles stellen somit ein effizientes und vergleichsweise kostengünstiges Design für Offshore-Gründungsstrukturen dar.



# Abbildung 1: Anteil an Monopiles an den insgesamt installierten Gründungen für OWEA in Europa [WINDEUROPE, 2018]

Trotz oder gerade aufgrund des häufigen Einsatzes von Monopiles haben sich die Anforderungen an die Gründungen von OWEA in den letzten 20 Jahren deutlich verändert. Dies kann beispielhaft anhand der Entwicklung der Leistung von Offshore-Windturbinen über die Jahre 1991 bis 2017 bewertet werden. Abbildung 2 verdeutlicht hierzu das jährliche Mittel der Leistung von neuinstallierten Offshore-Windturbinen im genannten Zeitraum. Während in den Jahren 1991 bis 1998 noch nahezu keine Veränderung der Leistung stattgefunden hat, ist seit 1998 die Leistung der Windturbinen kontinuierlich gestiegen. Seit 2014 vergrößerte sich die Leistung der neuinstallierten Turbinen nahezu linear. Im Durchschnitt haben die neuinstallierten Windturbinen seit 2014 pro Jahr eine Leistungssteigerung von etwa 1,3 MW erfahren.



Abbildung 2: Jährliches Mittel der Leistung von neuinstallierten Offshore-Windturbinen [WINDEUROPE, 2018]

Darüber hinaus verändern sich auch die Randbedingungen der Standorte für Offshore-Windparks (OWP) kontinuierlich. Neben unterschiedlichsten Böden, wie Sanden, bindigen Böden oder Kreide, werden OWEA vornehmlich in immer größeren Wassertiefen errichtet. Abbildung 3 zeigt den Zusammenhang zwischen mittlerer Wassertiefe in den Windparks zur Entfernung der Küste, wobei hieraus durch den Status des Windparks vor allem die Entwicklung der Wassertiefe über die Zeit abgelesen werden kann.

Während ältere Windparks, die bereits fertiggestellt sind, bevorzugt in Wassertiefen zwischen 0 m und 25 m errichtet worden sind, liegen neuere Projekte – sowohl bereits bewilligte Projekte als auch Projekte in der Antragsphase – insbesondere für Standorte mit Wassertiefen zwischen 20 m und 50 m vor (Abbildung 3). Das Spektrum an relevanten Wassertiefen für Standorte von OWP ist entsprechend weitgefächert.

Das Pfahldesign für Monopiles muss auf die veränderten Randbedingungen aus Wassertiefe des Standortes und Leistung der Turbine reagieren. Hieraus ergeben sich die aktuellen Entwicklungen hinsichtlich der Pfahlabmessungen von Monopiles. Diese Veränderung der Pfahlabmessungen über die Zeit repräsentiert durch den Pfahldurchmesser wird in Abbildung 4 ersichtlich. In dieser Abbildung werden für vier beispielhaft ausgewählte Windparks aus den Jahren 2002 bis 2018 der Pfahldurchmesser und die Turbinenleistung über die Zeit dargestellt. Die Eckdaten der vier errichteten Windparks Horns Rev 1, Horns Rev 2, London Array und Horns Rev 3 sind in Tabelle 1 aufgelistet.



Abbildung 3: Mittlere Wassertiefe für fest im Boden verankerte Gründungen in OWP im europäischen Raum in Abhängigkeit des Entwicklungsstatus. Die Größe der Punkte repräsentiert die Gesamtkapazität des Windparks [WINDEUROPE, 2018]



Abbildung 4: Zeitliche Entwicklung der Leistung von OWEA im Vergleich zur zeitlichen Entwicklung des Pfahldurchmessers

Wie zuvor anhand der veränderten Randbedingungen erläutert, zeigt sich auch an diesen Beispielen die zunehmende Leistung der jeweiligen Windturbinen. In den angeführten OWP ist die Leistung einer Offshore-Windturbine in den Jahren 2002 bis 2018 von 2,0 MW auf 8,3 MW gestiegen, was einer Steigerung um 415% entspricht. Während die Wassertiefe nahezu gleich bleibt, zeigt Abbildung 4 neben der Steigerung der installierten Leistung eine sichtbare Veränderung des Pfahldurchmessers der bemessenen Monopiles. Die Beispiele verdeutlichen einen Zuwachs des Pfahldurchmessers von rund 165% im betrachteten Zeitraum, hauptsächlich aufgrund der Leistungszunahme.

| Tabelle 1: Zeitliche Entwicklung der | Turbinenleistung, der | Wassertiefe und | der Pfahlabmes- |
|--------------------------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|
|                                      | sungen von OWEA       |                 |                 |

| Windpark<br>Parameter | Horns Rev 1  | Horns Rev 2  | London Array  | Horns Rev 3   |
|-----------------------|--------------|--------------|---------------|---------------|
| Jahr                  | 2002         | 2008         | 2012          | 2018          |
| Leistung              | 2,0 MW       | 2,3 MW       | 3,6 MW        | 8,3 MW        |
| Wassertiefe           | 6 m bis 14 m | 9 m bis 17 m | 0 m bis 25 m  | 10 m bis 21 m |
| Durchmesser           | 4,0 m        | 3,9 m        | 4,7 m / 5,7 m | 6,5 m         |
| Max. Gewicht          | 230 t        | 280 t        | 650 t         | 706 t         |

Während in den OWP aus Tabelle 1 die Wassertiefe nahezu gleichbleibend ist, zeigt Abbildung 5 eine deutliche Zunahme der Wassertiefe von rund 10 m auf ungefähr 50 m für verschiedene OWP. Die steigende Wassertiefe resultiert in Monopiles mit größeren Pfahldurchmessern. Die dargestellte Spanne reicht von kleinen Durchmessern ab etwa 3.9 m bis hin zu aktuellen Durchmessern von bis zu 12 m. Mit dem Durchmesser und der Wassertiefe vergrößert sich auch das Gewicht der Monopiles. Die Spannweite kann hier von etwa 250 t schweren Pfählen bis hin zu in der Planung befindlichen Monopiles mit Gewichten bis zu 2.500 t angegeben werden. Die Beispiele aus Tabelle 1 zeigen einen Zuwachs des Pfahlgewichts um rund 310% von 230 t im Jahr 2002 auf 706 t im Jahr 2018. Dieses (zusätzliche) Gewicht muss bei der Errichtung der Monopiles gehoben werden. Es ist somit entsprechendes Gerät notwendig. Neben der Entwicklung der Monopiles an sich ist gegebenenfalls auch eine Veränderung des Errichtungsprozesses notwendig. Trotz wachsendem Pfahldurchmesser und -gewicht verlängert sich die Pfahllänge nicht im gleichen Maße. Entsprechend werden die Pfähle gedrungener. Deshalb befinden sich derzeit zunehmend Monopiles mit großem Durchmesser (>10 m), aber kleinen *L/D* - Verhältnissen im Design.

Die Schlussfolgerung der aktuellen Erfahrungen hinsichtlich der Pfahlabmessungen von Monopiles ist, dass sich die Randbedingungen für die Pfahlbemessung deutlich verändern.





### 2.2 Herausforderungen

Die im vorigen Abschnitt erläuterten, veränderten Pfahlabmessungen stehen im deutlichen Kontrast zu den Entwicklungsgrundlagen gängiger geotechnischer Bemessungsmethoden. Die meisten Modelle basierend auf P-y-Kurven wurden an Pfählen mit einem kleinen Durchmesser < 1 m entwickelt und kalibriert. Eine Herausforderung für das Design von XXL-Monopiles ist entsprechend die Übertragbarkeit der gängigen Designansätze auf die derzeitigen Pfähle mit veränderten Pfahlabmessungen.

Zusätzlich ist für die Bemessung von Monopiles mit großem Durchmesser das veränderte L/D - Verhältnis von Bedeutung. Die großen Monopfähle weisen eine größere relative Steifigkeit auf als die Pfähle, welche den geotechnischen Bemessungsmethoden zugrunde liegen. Das Verformungsverhalten von Monopiles hängt entsprechend direkt von den Pfahlabmessungen ab.

Verschiedene Verformungsfiguren hervorgerufen durch Horizontallasten in Abhängigkeit von der aufgebrachten Belastung und der Steifigkeit des Pfahls existieren. Beispielhaft sind einige hiervon in Abbildung 6 skizziert.



Abbildung 6: Mögliche Verformungszustände von Monopiles

Die Abbildung zeigt wie sich die Verformungscharakteristik des Pfahls in Abhängigkeit seiner Einbindelänge ändert. Angegeben ist das Verformungsverhältnis  $\theta_{ratio}$ , welches das Verhältnis der Neigungen der Pfahlachse am Pfahlkopf und -fuß beschreibt. Für ein Verhältnis von 1.0 erfährt der Pfahl eine reine Rotation. Mit abnehmendem Verhältnis steigt der Biegeanteil. Bei einem Verhältnis von 0 existiert am Pfahlfuß eine vertikale Tangente, was vor einigen Jahren noch ein gängiges Bemessungskriterium war. Inzwischen wird eine Neigung des Pfahlfußes zugelassen. Die den gängigen Methoden zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion beruhen in der Regel auf Pfahlversuchen mit  $\theta_{ratio} \leq 0$ .

Durch die erhöhte Steifigkeit der Monopiles mit großem Durchmesser und insgesamt gedrungenem Design wird eine Veränderung des Verformungsverhaltens im Vergleich zu den Pfählen aus der Entwicklung der Designansätze erwartet. Es ist somit sicherzustellen, dass die geotechnischen Bemessungsansätze dieses Verformungsverhalten der gedrungenen Pfähle beschreiben können.

Den Veränderungen in den Randbedingungen und Herausforderungen in der Bemessung wurden bisher mit Weiterentwicklungen der geotechnischen Bemessungsansätze begegnet. Mit Hilfe von Abbildung 7 wird hervorgehoben, dass das Pfahlgewicht infolge von Anpassungen von verschiedenen Bemessungsansätze deutlich verringert werden kann. Dies verdeutlicht die Wichtigkeit der Weiterentwicklung von Designmethoden. Für die dargestellte Untersuchung wird eine Monopile-Gründung für eine 6 MW Windturbine in 40 m Wassertiefe mit den verschiedenen Designmethoden in Abhängigkeit der Entwicklungsperioden betrachtet.



### Abbildung 7: Zeitliche Entwicklung des Pfahlgewichts aufgrund von weiterentwickelten Bemessungsansätzen am Beispiel einer 6 MW Windturbine in 40 m Wassertiefe unter Berücksichtigung von durchschnittlichen Bedingungen in einem Windpark in der Nordsee

Die erste betrachtete Anpassungsphase in den Jahren 2005 bis 2010 zeigt den Effekt der Einführung von integrierten Lastsimulationen und einer Verfeinerung der Lastszenarien. Dies führte in diesem Beispiel zu einer Pfahlgewichtsreduktion von 8% und entsprechend zu einem effizienteren Design. Im Zeitraum der Jahre 2010 bis 2015 sind höherwertige Modelle für hydraulische Belastungen entwickelt worden und die Bemessungsszenarien wurden weiter verfeinert, was durch erhöhte Rechnerkapazitäten ermöglicht wurde. Hieraus ergibt sich eine Reduktion des Pfahlgewichtes im betrachteten Beispiel um weitere 14%. Im letzten betrachteten Zeitraum von 2015 bis 2018 wurden drei große Anpassungen in den Bemessungsansätzen umgesetzt. Zum einen wird eine verbesserte Abbildung der Pfahl-Boden-Interaktion angesetzt. Dies können beispielsweise numerische Methoden mit hochwertigen Stoffgesetzen für den Boden sein. Weiterhin kann die Windturbine aktiv zur Dämpfung genutzt werden, was die Lasten weiter reduziert. Mit Hilfe von Messungen an existierende Monopiles ist es zudem möglich, die Teilsicherheitsbeiwerte zu reduzieren und die Dämpfungsfaktoren zu erhöhen. Hieraus ergibt sich eine erneute Reduktion des Pfahlgewichtes im betrachteten Beispiel um 16%. Jede Anpassung führt entsprechend dazu, dass das Pfahldesign effizienter wird.

Als Schlussfolgerung ist es entsprechend wichtig und notwendig die derzeitigen Designansätze kontinuierlich weiterzuentwickeln. In heutiger Zeit lässt sich die größte Herausforderung in Bezug auf die Bemessung von Monopiles mit großem Durchmesser im Wesentlichen durch die Fragestellungen zusammenfassen, ob geotechnische Designmethoden, zum Beispiel die API [2014], entwickelt für Pfähle mit einem Durchmesser von 0,62 m, auf das Pfahldesign von steifen XXL-Monopiles mit Durchmessern größer als 7 m angewendet werden können und welche Kriterien zur Ermittlung einer ausreichenden Einbindelänge verwendet werden sollen.

### 3 Bisherige Studien

Seit Mitte der Nullerjahre wurde in verschiedenen Studien der Frage nachgegangen, ob die Ansätze in der API [2014] zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion geeignet sind, das Verformungsverhalten eines Monopiles in Sand zutreffend zu beschreiben und wie ggf. eine Anpassung aussehen könnte. Die folgende Zusammenstellung von Arbeiten ist unvollständig, gibt aber einen guten Überblick über die verwendeten Methoden und zum Teil widersprüchlichen Schlussfolgerungen.

GRABE ET AL. [2005] zeigen Ergebnisse von numerischen Simulationen unter Verwendung der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung. Während die Stoffparameter an Laborversuchen kalibriert und das numerische Modell für verschiedene andere Problemstellungen validiert wurde, fehlt eine Validierung des Modells für große horizontal belastete Pfähle. Die Simulation liefert eine ziemlich gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen nach API [2014] für eine Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS). Im Gebrauchslastfall (SLS) zeigt das numerische Ergebnis etwa 30% kleinere Verformungen an der Geländeoberkante im Vergleich zur API-Methode.

SØRENSEN [2012] hat kleinmaßstäbliche Modellversuche in einem Drucktank durchgeführt und darauf basierend ein FE-Modell kalibriert. Hierzu hat er das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendet, welches Steifigkeitsänderungen infolge der Pfahlverformung nicht abbilden kann. Als Konsequenz aus diesen Ergebnissen wird eine tiefenabhängige Anpassung der Steifigkeit gemäß API [2014] vorgeschlagen. Für große Durchmesser ist diese Anpassung mit einer Steifigkeitsminderung des Gesamtsystems gleichzusetzen.

Eine ähnliche Modifikation der Steifigkeit nach API [2014] wird von KALLEHAVE ET AL. [2012] vorgeschlagen, welche jedoch zu einer deutlichen Erhöhung der Gesamtsteifigkeit insbesondere bei kleinen Dehnungen führt. Diese Empfehlung leitet sich aus Messungen von Frequenzen an einem existierenden Offshore-Windpark und analytischen Analysen ab.

KIRSCH ET AL. [2014] greifen verschiedene publizierte Studien auf (einschließlich der zwei vorgenannten) und leiten daraus eigene Empfehlungen für eine Anpassung der API-Kurven ab. Es wird eine Erhöhung der Anfangssteifigkeit sowie eine Reduktion des maximalen Bettungswiderstands vorgeschlagen.

Eine Vielzahl von Parametervariationen wurden von THIEKEN ET AL. [2015] in einem FE-Modell durchgeführt. Dabei wurde das Hardening Soil Small Strain Modell verwendet. Neben der Anfangslagerungsdichte wurden das *L/D*-Verhältnis und der Pfahldurchmesser variiert. Für eine Modellvalidierung wurde, der den API-Kurven zugrundeliegende Pfahlversuch mit einem Durchmesser von 0,61 m, verwendet. Die Studie zeigt, dass für große Pfahldurchmesser und ein kleines *L/D*-Verhältnis die API-Methode die Steifigkeit bei kleiner Verformung unterschätzt. Bei großen Verformungen hingegen wird eine Überschätzung der Steifigkeit erkannt. Um dies zu kompensieren, wird ein eigenes Modell zur Abbildung der Pfahl-Boden-Interaktion vorgeschlagen.

2017 wurden von BURD ET AL. [2017] die Ergebnisse des Industrieforschungsprojekts PISA vorgestellt. Die Studie umfasst großmaßstäbliche Versuche an Pfählen in Ton und Sand sowie extensive FE-Analysen mit einem hochwertigen Stoffmodell. Im Vergleich zur API-Methode werden höhere laterale Widerstände und höhere Steifigkeiten für Pfähle mit großen Durchmessern erkannt und eine eigene Methode zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion vorgeschlagen. Neben lateralen Widerständen am Schaft wird ein Scherwiderstand in der Pfahlfußfläche angesetzt. Weiterhin werden Widerstände aus Rotation am Pfahlmantel und der Pfahlfußfläche angenommen. Die vier Widerstandskomponenten sind in Abbildung 8 dargestellt.

Die aus den verschiedenen Studien abgeleiteten Rückschlüsse sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Es ist dargestellt, in welcher Weise die Steifigkeit bei kleinen und größeren Dehnungen bzw. der Widerstand der API [2014] Kurven geändert werden müsste, um eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen der jeweiligen Studie zu erreichen. Falls eine Studie keine konkrete Vorgabe für eine Anpassung macht, wird angenommen, dass die API-Kurven für diesen Punkt von den Autoren akzeptiert werden.



Abbildung 8: PISA 1D Monopile Modell: (a) angenommene Pfahl-Boden-Interaktion (b) 1D Bemessungsmodell aus BURD ET AL. [2017]

| Tabelle 2: Rückschlüsse a | uf erforderliche A | Anpassung der | API [2014] Ku | rven für Sand |
|---------------------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|
|                           |                    |               |               |               |

| Studie                  | Steifigkeit bei<br>kleiner Deh-<br>nung | Steifigkeit bei<br>großer Dehnung | Widerstand      |
|-------------------------|---|-----------------------------------|-----------------|
| GRABE ET AL. [2005]     | Erhöhung                                | Keine Anpassung                   | Keine Anpassung |
| SØRENSEN [2012]         | Verringerung                            |                                   | Keine Anpassung |
| KALLEHAVE ET AL. [2012] | Erhöhung                                |                                   | Keine Anpassung |
| KIRSCH ET AL. [2014]    | Erhöhung                                |                                   | Verringerung    |
| THIEKEN ET AL. [2015]   | Erhöhung Verringerung                   |                                   | Keine Anpassung |
| BURD ET AL. [2017]      | Erhöhung                                |                                   | Erhöhung        |

99

Die Empfehlungen der verschiedenen Autoren fallen unterschiedlich aus und kommen teilweise zu konträren Ergebnissen. Dies liegt teilweise an den unterschiedlichen Methodiken, teilweise aber auch an den teilweise zu stark vereinfachten Untersuchungen. Viele der genannten Studien basieren auf FE-Analysen. Hierbei ist festzuhalten, dass die Wahl eines geeigneten Stoffmodells von entscheidender Bedeutung ist, wie PUCKER [2015] zeigt. Insbesondere eine Dehnungsabhängigkeit der Steifigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen ist bei Berechnungen von Monopiles wichtig. Eine Validierung der Modelle anhand von großmaßstäblichen Versuchen ist aufgrund der wenigen gut dokumentierten Versuche schwierig. Eine weitere Einschränkung der Aussagekraft von FE-Modellen ist, dass der Einbringprozess des Pfahls in der Regel nicht mit modelliert wird. Es wird angenommen, dass dies eine auf der sicheren Seite liegende Vereinfachung ist, da die Verdichtung des Bodens ignoriert wird.

Die Feldmessungen beinhalten demgegenüber solche Effekte. Dafür sind die in-situ Baugrundverhältnisse häufig so komplex, dass sie in den Vergleichsberechnungen vereinfacht werden. Im Fall der PISA-Versuche im Sand bestand eine wesentliche Schwierigkeit darin, dass die oberen Meter des Bodenprofils durch einen niedrigen Grundwasserstand teilgesättigt waren, was in den Modellen kaum zu erfassen ist. Frequenzmessungen geben einen guten Einblick in die in-situ Steifigkeiten. Es bestehen allerdings auch hier Unsicherheiten hinsichtlich der Modellierung, da die Anpassung der Gesamtmodellsteifigkeit nicht nur vom Boden beeinflusst wird.

Das im nächsten Abschnitt beschriebene Forschungsvorhaben TANDEM wurde initiiert, um einigen der zuvor aufgelisteten Unsicherheiten zu begegnen. Das Projekt verbindet Pfahlversuche an großen Pfählen unter kontrollierten Randbedingungen mit hochwertigen FE-Studien unter Berücksichtigung von offshore typischen Pfahldimensionen und Lasten.

### 4 TANDEM

### 4.1 Projektbeschreibung

Im Rahmen des vom BMWi geförderten Forschungsprojektes "Towards an Advanced Design of Large Monopiles" (TANDEM) wird sowohl die hydrodynamische als auch die geotechnische Bemessung von XXL-Monopiles hinterfragt. Bemessungsansätze, die Eingang in die gängigen Offshore-Richtlinien wie API [2014] und DNV [2013] gefunden haben, beruhen auf Untersuchungen von Pfählen mit kleinem Durchmesser D < 0,61 m. Angesichts der

100

wachsenden Abmessungen von Monopiles werden in TANDEM großmaßstäbliche Modellversuche zum Verformungsverhalten horizontal belasteter Monopiles durchgeführt, deren Ergebnisse zur Kalibrierung von numerischen Modellen verwendet werden. Ziel ist es, Unsicherheiten vorhandener Bemessungsansätze für XXL-Monopiles zu reduzieren und Einsparungen bei der Fertigung und Installation von schweren und damit teuren Großrohrpfählen aufzuzeigen. Das Forschungsvorhaben wird von den drei Verbundpartnern Fraunhofer IWES, Leibniz Universität Hannover und Ramboll durchgeführt.

### 4.2 Versuchsdurchführung

Die großmaßstäblichen Modellversuche mit zwei Versuchsreihen im Maßstab 1:10 wurden in der Grundbauversuchsgrube des Testzentrum Tragstrukturen Hannover (TTH) federführend durch das IWES durchgeführt. Basierend auf einem generischen Referenzpfahl (siehe Tabelle 3) mit einem Durchmesser von 8,0 m wurden drei skalierte Testpfähle mit Durchmessern von 0,61 m bis 1,22 m in der Versuchsgrube installiert und nachfolgend horizontal belastet. In der ersten Versuchsreihe wurden alle drei Pfähle gerammt. In einer zweiten Versuchsreihe wurde einer von drei Pfählen mit einem Durchmesser von 0,914 m vibriert und die anderen beiden Testpfähle gerammt. Im nachfolgenden wird nur auf die erste Versuchsreihe eingegangen.

|  | Referenzpfahl | D1220 | D914  | D610  |
|--|---------------|-------|-------|-------|
| Durchmesser D [m]                        | 8,0           | 1,220 | 0,914 | 0,610 |
| Gesamtlänge L [m]                        | 64,88         | 14,70 | 12,05 | 9,20  |
| Einbindelänge <i>L<sub>pen</sub></i> [m] | 32,00         | 7,50  | 6,15  | 4,70  |
| Lasteinleitungslänge L <sub>L</sub> [m]  | 32,88         | 7,20  | 5,90  | 4,50  |
| Wandstärke t [mm]                        | 70 - 90       | 10,0  | 8,0   | 6,3   |
| H <sub>ULS</sub> [kN]                    | 25.410        | 217   | 108   | 45    |

| Tabelle 3: | Kenndaten | des | Referenzi | ofahls | und | der | Testpfähle |
|------------|-----------|-----|-----------|--------|-----|-----|------------|
|            |           |     |           |        |     |     |            |

Eine detaillierte Versuchsbeschreibung findet sich in SPILL ET AL. [2017]. Ziel der Skalierung ist es ähnliche dimensionslose Biegelinien der Testpfähle im Vergleich zum Design des Referenzpfahls zu erreichen, um so Aussagen über das horizontale Last-Verformungsverhalten der Pfähle treffen zu können.

### 4.3 Numerisches Modell

Die Versuchsergebnisse werden zur Kalibrierung des numerischen Modells herangezogen. Das Finite-Elemente (FE) Modell verwendet die gekoppelte Euler-Lagrange-Methode (CEL, *Coupled Eulerian-Lagrangian*). Dabei wird der Boden mit Euler-Elementen abgebildet, welche für große Verformungen geeignet sind, da das FE-Netz als temporär unverformbar angenommen wird und sich das Bodenmaterial durch das Netz bewegen kann. Der Pfahl wird mit Lagrange-Elementen modelliert und *wished-in-place* in den Bodenkörper eingestellt. Der Pfahl wird am Kopf vertikal gehalten, um nur den Bettungswiderstand aus horizontaler Belastung zu mobilisieren. Dabei wird der Pfahlkopf verschiebungsgesteuert ausgelenkt, um die in Tabelle 3 angegebenen Horizontallasten zu generieren, siehe Abbildung 9.



Abbildung 9: Schematische Darstellung des FE Modells für die Kalibrierung

Im FE-Modell werden die Abmessungen der Grundbauversuchsgrube des TTH nachempfunden (siehe Abbildung 9) und die drei Versuche der ersten Testreihe modelliert. In der Versuchsgrube wurde TTH-Versuchssand lagenweise eingebaut und verdichtet. Der granulare Boden wird unter drainierten Bedingungen mit dem hypoplastischen Stoffmodell nach PUCKER [2013] ohne Einfluss der Porenzahl mit Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit bei sehr kleinen Dehnungen in einer effektiven Spannungsanalyse abgebildet. Die Materialparameter für das Stoffmodell sind in Tabelle 4 aufgelistet.

| Bezeichnung                             | Symbol         | Wert    |
|---|----------------|---------|
| Schubmodul bei großen Dehnungen [kPa]   | G              | 60.000  |
| Querdehnzahl                            | V              | 0,3     |
| Innerer Reibungswinkel [°]              | φ              | 36,5    |
| Dilatanzwinkel [°]                      | Ψ              | 2,0     |
| Kohäsion [kPa]                          | C'             | 0       |
| Exponent für pyknotropische Steifigkeit | т              | 0,4     |
| Krümmungsexponent                       | n              | 0,9     |
| Schubmodul bei kleinen Dehnungen [kPa]  | G <sub>0</sub> | 180.000 |
| Scherdehnung bei $G_s = 0.7 G_0$        | <i>γ</i> 0.7   | 0,0001  |

Tabelle 4: Materialparameter für das verwendete Stoffmodell nach PUCKER [2013]

Die CEL-Methode bietet einige Vorteile gegenüber der üblichen Lagrange-Formulierung des FE-Netzes. Große Verformungen des Bodens werden möglich. Der entstehende Spalt auf der Rückseite des monoton horizontal belasteten Pfahls wird dabei nicht über Netzablösungen modelliert, sondern über den Füllungsgrad der Euler-Elemente. Weiterhin wird die Pfahlstruktur über Shell-Elemente abgebildet, deren Knoten mit Volumenelementen gekoppelt sind. Über die Shell-Elemente ist die Extraktion der Pfahlbiegelinie direkt möglich. Der Kontakt zwischen Pfahl und Boden wird an der Kontaktfläche der Pfahlvolumenelemente ausgegeben. Über die Kontaktkräfte kann die Normalspannung und die Mantelreibung am

inneren und äußeren Pfahlschaft berechnet werden. Somit erhält man den horizontalen Bettungswiderstand *p* in Abhängigkeit der horizontalen Knotenverschiebung *y* und die Mantelreibung  $\tau_s$  in Abhängigkeit der vertikalen Knotenverschiebung *w*. Nach BURD ET AL. [2017] wird am Pfahlfuß der Scherwiderstand mobilisiert, welcher im Nachfolgenden als *Base Shear* bezeichnet wird (siehe Abbildung 8). Mit der CEL-Methode wird am Pfahlfuß keine exakte Scherfläche vorgegeben. Daher kann sich der Scherwiderstand am Pfahlfuß im FE-Modell frei ausbilden.

### 4.4 Kalibrierung

Das numerische Modell wird anhand der drei Pfahltests kalibriert. Die Ergebnisse der Messung und der Berechnung werden zu Vergleichszwecken normalisiert. Abbildung 10 zeigt den Verlauf der Horizontallast in Abhängigkeit von der horizontalen Verschiebung des Pfahls auf Höhe der Geländeoberkante (GOK) in der Testgrube.



Abbildung 10: Normalisierte Last-Verschiebungskurven der drei Modellpfähle an der Geländeoberkante und der zugehörigen Modellberechnung

Wie in SPILL ET AL. [2017] beschrieben, werden im Versuch drei Lastzyklen gefahren. Die erste Laststufe entspricht einer Vorbelastung auf dem Niveau von circa  $0,3 \cdot H_{ULS}$ . Die zweite Laststufe ist als  $1 \cdot H_{ULS}$  definiert. Im Anschluss (Stufe 3) wurden die Pfähle bis an die Grenze der Plastifizierung belastet. Auf dieser Laststufe sind die Testpfähle nicht mehr

vergleichbar, da dies zu unterschiedlichen Lastniveaus führt. Im FE-Modell werden die Lastzyklen nicht berücksichtigt. Die Belastung bis zur Stufe 3 erfolgt monoton. Als Ergebnis zeigt Abbildung 10, dass die berechneten Last-Verschiebungskurven sich ähnlicher zueinander verhalten als die gemessenen Testkurven. Die Diskrepanz zwischen FE-Modell und Pfahltest kann mit dem Installationseinfluss sowie mit den im Modell nicht berücksichtigten Kriechverformungen begründet werden. Die Veränderungen des Spannungszustandes im Boden durch die geschlagene Einbringung der Testpfähle wird im numerischen Modell durch die "wished-in-place"-Modellierung vernachlässigt.

In Abbildung 11 sind die gemessenen und berechneten normalisierten Biegelinien der drei Pfähle in der zweiten Laststufe  $1 \cdot H_{ULS}$  dargestellt. Die gemessenen und berechneten Biegelinien liegen mit gewissen Abweichungen übereinander. Ein ähnliches Verformungsverhalten kann demnach trotz des vernachlässigten Installationseinflusses festgestellt werden.



Abbildung 11: Normalisierte Biegeline der drei Modellpfähle und der zugehörigen Modellberechnungen

Das kalibrierte FE-Modell ist für die Berechnung von Bodenersatzfedern geeignet. Für die künftige Berechnung von Pfahl-Boden-Interaktionskurven wird jedoch ein größeres FE-Modell verwendet. Die Abmessungen des Bodenkörpers, wie in Abbildung 9 dargestellt, sind zu klein für die verlässliche Berechnung von Bodenersatzfedern. Das FE-Modell des Bodenkörpers sollte mindestens eine Ausdehnung von 20*D* in Belastungsrichtung und 6*D* senkrecht dazu aufweisen. Die vertikale Ausdehnung unterhalb des eingebundenen Pfahlfußes sollte mindestens 2*D* bei ausschließlich horizontaler Belastung aufweisen, sodass die Tiefe der Scherfuge unter Annahme eines Grundbruchs abgebildet werden kann.

### 4.5 Der Base Shear Ansatz

Aus dem FE-Modell können Bodenersatzfedern extrahiert werden. Gemäß dem PISA-Ansatz nach BURD ET AL. [2017] werden am horizontal belasteten Pfahl der horizontale Bettungswiderstand p(z,y) am Pfahlschaft, der Rotationswiderstand  $m_s(z,x,\tau)$  am Pfahlschaft, die *Base Shear* Kraft  $S_b(y)$  am Pfahlfuß und das Verdrehungswiderstandsmoment  $M_b(x,\tau)$ am Pfahlfuß angesetzt, siehe Abbildung 8. Dabei wird das Schaftmoment  $m_s$  aus der Mantelreibung  $\tau$  gebildet, siehe Abbildung 12.



Abbildung 12: Schematische Darstellung der extrahierten Kontaktspannungen entlang der Innen- und Außenseite des Pfahls aus dem FE Modell

Das 3D-Modell wird für die Berechnung der Pfahl-Interaktionskurven in eine 2D-Darstellung überführt. Die Komponenten in Belastungsrichtung *x* der Normalspannung auf den inneren und äußeren Pfahlmantel *pinnen* und *paußen* werden, wie in Abbildung 12 dargestellt, entlang der Axialrichtung *z* aus dem FE-Modell extrahiert. Ebenso wird mit der inneren und äußeren Schubspannung  $\tau_{innen}$  und  $\tau_{außen}$  am Pfahlmantel entlang der Pfahlachse verfahren. Die Pfahlmantelreibung wird in das Pfahlschaftmoment *m*<sub>s</sub> umgerechnet (Abbildung 12). Die mobilisierte innere und äußere horizontale Bettungsspannung *p* sowie das mobilisierte innere und äußere Pfahlschaftmoment *m*<sub>s</sub> ist für das Modell D1220 in der dritten Laststufe 1,8 · *Hu*<sub>LS</sub> in Abbildung 13 dargestellt.



Abbildung 13: Horizontaler Bettungswiderstand *p* inner- und außerhalb des Pfahls (links) und Pfahlschaftmoment *m*<sub>s</sub> infolge innerer und äußerer Scherspannung (rechts), jeweils bei 1,8 *H*<sub>ULS</sub> im Modell D1220

Die Verteilung  $p_{außen}$  entspricht, wenn sie in Abhängigkeit der lateralen Verschiebung *y* und der Tiefe *z* dargestellt wird, dem *py*-Ansatz. Wie zu erwarten, wird im Inneren des Pfahls kein horizontaler Bettungswiderstand mobilisiert. Jedoch zeigt sich eine ausgeprägte innere Bettung am Pfahlfuß. Die über den Umfang integrierte innere Kontaktspannung *p*<sub>innen</sub> am

Pfahlfuß in Belastungsrichtung wird dem Scherwiderstand, der *Base Shear* Komponente nach BURD ET AL. [2017], gleichgesetzt. In Abbildung 13 entspricht der innere Anteil der *Base Shear* Kraft *S*<sub>b</sub>.

Die Mobilisierung des äußeren Pfahlschaftmoments weist ein Minimum im Bereich des Rotationspunktes auf, der im Modell D1220 in einer Tiefe *z* von circa 5 m liegt. Am Pfahlfuß findet die größte Verdrehung  $\theta(w)$  des Pfahls statt, daher wird hier sowohl an der inneren als auch an der äußeren Kontaktfläche zwischen Pfahl und Boden der größte Anteil der Mantelreibung mobilisiert. Das innere Pfahlschaftmoment  $m_{s,innen}$  am Pfahlfuß entspricht dem Verdrehungswiderstandsmoment  $M_b$  am Pfahlfuß, wobei der nach PISA berücksichtigte Anteil aus Normalspannungen auf die Stahlringfläche am Pfahlfuß nicht eingeht.

Die Mobilisierung des *Base Shear* Widerstandes lässt sich in der Veränderung des Spannungszustandes um den Pfahl herum erkennen, siehe Abbildung 14.



Abbildung 14: Horizontalspannung  $\sigma'_x$  im Bodenkörper des FE Modells D1220 infolge der lateralen Belastung 1,8  $H_{ULS}$ 

Abbildung 14 zeigt die Horizontalspannung  $\sigma'_x$  im Querschnitt des Bodenkörpers des D1220 Modells. Im inneren Pfahlfußbereich erhöht sich die Horizontalspannung infolge der Pfahlverformung.

Hier zeigt sich der Vorteil der CEL-Methode, da keine vordefinierte Scherfläche wie bei der Lagrange-Modellierung aufgezwängt wird. Die Pfahl-Boden-Interaktion kann sich frei entfalten. Die resultierende Kontaktkraft am Pfahlinnenmantel entspricht der *Base Shear* Kraft. Durch die Bewegung des Pfahlfußes nach links (entgegen der Belastungsrichtung) wird der Widerstand hauptsächlich auf der Innenseite rechts der Axiallinie mobilisiert. Dies entspricht der Modellvorstellung des mobilisierten passiven Erddruckwiderstandes. Je größer der Pfahldurchmesser am Pfahlfuß ist, desto größer könnte der Mobilisierungsgrad sein, da die diametral gegenüberliegenden Punkte, in denen die Kontaktspannung am größten ist, umso weiter voneinander entfernt liegen und sich weniger beeinflussen.

### 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Randbedingungen für das Design von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) unterlaufen derzeit eine kontinuierliche Entwicklung. Zum einen verbessert sich die Leistung der Offshore-Windturbinen, wodurch Turbinenleistungen von bis zu 12 MW in der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Zum anderen ist ein Zuwachs der Wassertiefe an den Standorten der Offshore-Windparks zu verzeichnen. Wassertiefen bis zu 50 m sind hierbei für die Bemessung relevant. Diese veränderten Randbedingungen führen dazu, dass der Durchmesser und das Pfahlgewicht von Monopiles, welche bevorzugt zur Gründung von OWEA eingesetzt werden, deutlich größer werden. XXL-Monopiles mit Durchmessern bis zu 12 m und Gesamtgewichten bis zu 2.500 t befinden sich derzeit in der Planung. Zusätzlich wird über ein gedrungenes Design das *L/D*-Verhältnis, die relative Steifigkeit und die elastische Länge des Monopiles in der Bemessung verändert.

Die Abmessungen dieser XXL-Monopiles stehen im Widerspruch zu den Pfählen, auf welchen die Angaben in gängigen Designrichtlinien basiert sind. Die gegenwärtigen Bemessungsansätze beruhen auf Pfählen mit einem Durchmesser < 1,0 m. Die Anpassungen im Pfahldesign sowie im *L/D*-Verhältnis führen letztlich zu einem veränderten Verformungsverhalten der Monopiles.

Verschiedene, veröffentlichte Studien untersuchen diese Thematik. Die Untersuchungsergebnisse zur notwendigen Anpassung der Bemessungsansätze für XXL-Monopiles zeigen aber zum Teil konträre Ergebnisse. Darauf basierend fallen die Empfehlungen der verschiedenen Studien unterschiedlich aus. Dies liegt teilweise an den unterschiedlichen Methodiken, teilweise aber auch in zu stark vereinfachten Untersuchungen.

Aus diesem Grund wird das Forschungsvorhaben TANDEM ausgeführt, um diesen Unsicherheiten in den Empfehlungen zur Übertragbarkeit der gängigen Designmethoden auf XXL-Monopiles zu begegnen. Das Projekt verbindet Pfahlversuche an großen Pfählen unter kontrollierten Randbedingungen mit hochwertigen FE-Studien unter Berücksichtigung von offshore typischen Pfahldimensionen und Lasten. Mit Hilfe der Ergebnisse der Pfahlversuche werden FE-Modelle kalibriert. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchen und den Simulationen.

Aus den kalibrierten FE-Modellen können Bodenersatzfedern extrahiert werden, um p-y-Ansätze für Monopiles zu untersuchen. Im vorliegenden Beitrag wird als Verdeutlichung hiervon der Scherwiderstand am Pfahlfuß, verursacht durch die laterale Verschiebung des Pfahls, betrachtet. Infolge der Verschiebung des Pfahlfußes entgegen der Belastungsrichtung wird dieser Widerstand vor allem auf der, der Belastung zugewandten, Pfahlinnenseite mobilisiert. Die Annahme hieraus ist, dass je größer der Pfahldurchmesser am Pfahlfuß ist, desto größer könnte der Mobilisierungsgrad sein, da die diametral gegenüberliegenden Punkte, in denen die Kontaktspannung am größten ist, umso weiter voneinander entfernt liegen und sich weniger beeinflussen.

Die Extrapolation der derzeit erlangten Ergebnisse und FE-Analysen auf Monopiles mit größerem Durchmesser anhand der kalibrierten Modelle steht noch aus. Mit Hilfe der Simulation von Monopiles mit großem Pfahldurchmesser können die auftretenden Bodenmechanischen Mechanismen genauer untersucht und quantifiziert werden, so dass eine Überführung in zutreffende Pfahl-Boden-Interaktionskurven gelingt. Des Weiteren werden Effekte aus der Pfahlinstallation auf das horizontale Tragverhalten untersucht, um neben den veränderten Pfahlabmessungen auch die Pfahlinstallationseinflüsse zuverlässig in die Designmethoden integrieren zu können.

### 6 Danksagung

Das diesem Beitrag zum Teil zugrundeliegende Forschungsvorhaben TANDEM wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 0325841 gefördert.

### Literatur

**API**; Recommended Practice 2GEO, Geotechnical and Foundation Design Considerations, RP 2GEO, *American Petroleum Institute, October 2014* 

Burd, H.J.; Byrne, B.W.; McAdam, R.A.; Houlsby, G.T.; Martin, C.M.; Beuckelaers, W.J.A.P.; Zdravkovic, L.; Taborda, D.M.G.; Potts, D.M.; Jardine, R.J.; Gavin, K.; Doherty, P.; Igoe, D.; Skov Gretlund, J.; Pacheco Andrade, M.; Muir Wood, A.; Design aspects for monopile foundations, *In: Proceedings of TC 209 workshop on foundation design for offshore wind structures*, 19<sup>th</sup> *ICSMGE, Seoul, September 2017, pp. 35-44, 2017* 

**DNV**; Offshore Standard DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures, *Det Norske Veritas, January 2013* 

Grabe, J.; Mahutka, K.-P.; Dührkop J..; Monopilegründungen von Offshore-Windenergieanlagen – Zum Ansatz der Bettung, *In: Bautechnik* 82(1), pp. 1-10, 2005

Kallehave, D.; Thilsted, C.; Liingaard M.; Modification of the API P-Y formulation of initial stiffness of sand, *In: Proceedings of OSIG 2012, pp. 465-472, 2012* 

Kirsch, F.; Richter, T.; Coronel M.; Geotechnische Aspekte bei der Gründungsbemessung von Offshore-Windenergieanlagen auf Monopfählen mit sehr großen Durchmessern, *In: Stahlbau Spezial, pp. 61-67, 2014* 

**Pucker, T.**; Stoffmodell zur Modellierung von stetigen Materialübergängen im Rahmen der Optimierung geotechnischer Strukturen, *In: Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Dissertation, Heft Nr. 28,* 2013

Pucker, T.; Zur Ermittlung von P-y Kurven in granularen Böden mit der Finite-Elemente-Methode, In: BAW Mitteilungen Nr. 98, pp. 34-45, 2015

Sørensen, S.; Soil-Structure Interaction For Nonslender, Large-Diameter Offshore Monopiles, Volume 1 and Volume 2 ,Phd. Thesis, Department of Civil Engineering, Aalborg University, River Publishers, 2012.

Spill, S.; Kohlmeier, M.; Maretzki, S.; Dührkop, J.; Wefer, M.; Auslegung und Umsetzung großmaßstäblicher Versuche zum Tragverhalten von Monopiles, *In: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Pfahlsymposium 2017, Heft Nr. 102, S. 309-325, 2017* 

**WindEurope**; Offshore Wind in Europe – Key trends and statistics 2017: *https://windeurope.org/, 2018* 

#### Autoren

Dr.-Ing. Jan Dührkop, Dr.-Ing. Katja Siegl, Dr.-Ing. Evelyn Heins, Dr.-Ing. Tim Pucker,

Ramboll Burchardstr. 13, 20095 Hamburg jan.duehrkop@ramboll.com katja.siegl@ramboll.com evelyn.heins@ramboll.com tim.pucker@ramboll.com

> www.ramboll.com Tel.: +49 152 53210 758

# FICHTNER WATER & TRANSPORTATION

Hammerbrookstraße 47b D-20097 Hamburg Tel. +49 40 300673-0

### hamburg@fwt.fichtner.de www.fwt.fichtner.de



# Ihr Partner für Pfahlgründungen

## Planung

Rammstudien, Vibrationsanalysen, Hammerauswahl, Berechnung der Pfahltragfähigkeit aus dynamischen Probebelastungen, Ermüdungsberechnung, Bettungsberechnung, Setzungsberechnung, Pfahldimensionierung, Kombinierte Pfahl-Plattengründung, Boden-Bauwerks-Interaktion, Baugrunderkundung, geotechnisches Labor

## Baubegleitung

Rammbegleitende Messung, dynamische Probebelastung, Integritätsprüfung, Messtechnik und Datenerfassung, Bauüberwachung

# Unsere Schwerpunkte

Geotechnik Wasserbau Ingenieurbau Umweltplanung Offshore Wind Siedlungswasserwirtschaft Bergbau und Rohstoffe Abfallwirtschaft Verkehrswesen



# Experimentelle Versuche zur Steifigkeitsänderung von Monopfahlgründungen unter zyklisch lateraler Belastung

Philipp Stein, Nils Hinzmann, Jörg Gattermann, Joachim Stahlmann Technische Universität Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Deutschland

### 1 Motivation

Bei der Bemessung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) und deren Gründungen Grenzzustand sind der der Tragfähigkeit (ULS), der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS), die Sicherheit gegen Materialermüdung (FLS) sowie die dynamischen Eigenschaften des Systems nachzuweisen. Im Gegensatz zu den Grenzzuständen ULS, SLS und FLS gibt es bei der Eigenfrequenz (EF) einer OWEA i.d.R. keine sichere Seite. OWEA werden durch Wind, Welle, die Rotation der Turbine (1P) und den Rotorschlag beim Durchgang der Blätter (3P) angeregt. Abbildung 1 zeigt die entsprechenden Frequenzbereiche.



Abbildung 1: Frequenzbereiche der Anregung von OWEA

OWEA werden i.d.R. so ausgelegt, dass die Eigenfrequenz des Gesamtsystems zwischen der 1P- und der 3P-Frequenz liegt (Soft-Stiff-Konfiguration). Dementsprechend kann sowohl eine Über- als auch eine Unterschätzung der Eigenfrequenz der OWEA dazu führen, dass diese in Resonanz angeregt wird [THIELE & SIEMS, 2013]. Bei einer vorwiegend horizontalen Anregung durch Wind, Welle und Anlagenbetrieb ist die Biegeeigenfrequenz

der OWEA zu bestimmen. Diese hängt von den Massen und den Steifigkeiten der Komponenten ab. Abbildung 2 zeigt die Komponenten einer auf einem Monopile gegründeten OWEA mit den maßgeblichen Systemparametern.



Abbildung 2: Gesamtsystem einer OWEA

Die Massen und Biegesteifigkeiten der rohrähnlichen Elemente (Turm, Transition Piece, Monopile) sowie die Kopfmasse sind vergleichsweise leicht zu bestimmen. Weiterhin beeinflussen die Randbedingungen des Systems, in diesem Fall die Bettung des Monopiles im Boden, die Steifigkeit der OWEA. Diese korrekt abzuschätzen stellt eine Herausforderung für den Geotechniker dar.

### 2 Bettungssteifigkeit von Rohrpfählen

### 2.1 Federmodell

Die in Abbildung 2 angedeutete Darstellung des Bodens durch Federn geht auf WINKLER [1867] zurück. Die Steifigkeit dieser Federn kann nach TERZAGHI [1955] als Bettungsmodul k angegeben werden, welcher nach (1) den Zusammenhang zwischen der Belastung p und der Verschiebung y angibt. Der Bettungsmodul ist abhängig von den Bodeneigenschaften und steigt nach Formel (2) linear mit der Tiefe z an. Es ergeben sich somit für verschiedene Bodenschichten verschiedene lineare Federn mit der Steifigkeit k.

$$k = \frac{p}{y} \tag{1}$$

$$k(z) = m \cdot z \tag{2}$$

TERZAGHI [1955] gibt an, dass dieser Zusammenhang aufgrund der Lastabhängigkeit der Bodensteifigkeit nur für kleine Belastungen bzw. Verformungen gilt. Aktuelle Offshore-Standards geben nicht-lineare Zusammenhänge zwischen der Belastung p und der Verschiebung y in Abhängigkeit von Pfahldurchmesser, Bodeneigenschaften und Tiefe unter Geländeoberkante (GOK) an. Abbildung 3 zeigt p-y-Kurven für Sand nach API [2014]. Die graue Linie (2) stellt eine höher gelegene Bodenschicht als die schwarze Linie (1) dar. Mit zunehmender Tiefe erhöhen sich die Grenztragfähigkeit pult und die Anfangssteifigkeit k. Diese steigt dabei linear mit der Tiefe an.



Abbildung 3: p-y-Kurven (durchgezogen) und Anfangssteifigkeit (gestrichelt) für eine oberflächennahe (grau, 2) und eine tiefer gelegene (schwarz, 1) Sandschicht nach API [2014]

Die mathematische Formulierung durch einen Hyperbeltangens geht auf MURCHISON & O'NEILL [1984] zurück. Die p-y-Kurven wurden durch Versuche von REESE et al. [1974] an schlanken Pfählen kalibriert. Die Eignung dieser p-y-Kurven zur Bemessung von Monopfählen wird derzeit diskutiert (vgl. u.a. [Achmus, 2011]).

Für die dynamische Steifigkeit von OWEA und damit die Eigenfrequenz im Betrieb ist die Bodensteifigkeit bei kleinen Dehnungen maßgeblich [KIRSCH et al., 2014]. KALLEHAVE et al. [2012] haben auf Grundlage theoretischer Überlegungen und Messungen beim Offshore Windpark (OWP) Walny gezeigt, dass der Ansatz der Anfangs-Bodensteifigkeit nach Offshore-Richtlinien zu einer Unterschätzung der Eigenfrequenz der Anlagen führt, was gleichbedeutend mit einer Unterschätzung der Bettungssteifigkeit ist. Daraufhin wurde von KALLEHAVE et al. [2012] ein modifizierter Ansatz zur Konstruktion der p-y-Kurven entwickelt, bei dem die Anfangssteifigkeit der p-y-Kurven k in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers D und der Tiefe z, jeweils bezogen auf einen Referenzwert (D<sub>0</sub> = 0,61 m;  $z_0$  = 2,5 m), angepasst wird. Der mathematische Zusammenhang für die Anfangssteifigkeit der p-y-Kurven nach API [2014] entspricht grundsätzlich dem Ansatz von TERZAGHI [1955]. Formel (3) zeigt die Modifikation nach KALLEHAVE et al. [2012].

$$k_{Kallehave} = k_{API} \cdot z_0 \cdot \left(\frac{z}{z_0}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{D}{D_0}\right)^{0,5}$$
(3)

Durch die Modifikation von KALLEHAVE et al. [2012] wird die Anfangssteifigkeit der p-y-Kurven bei Pfahldurchmessern D > D<sub>0</sub> sowie für Tiefen z < z<sub>0</sub> erhöht. Die Modifikation hinsichtlich der Tiefe z spiegelt den nichtlinearen Zusammenhang zwischen Bodensteifigkeit und Überlagerungsspannung wider (vgl. OHDE [1939]). Durch die Anpassung des Durchmessers D wird die größere Steifigkeit bei kleinen Verzerrungen berücksichtigt [KALLEHAVE et al., 2012].

### 2.2 Kragarm-Modell

Alternativ zum federgebetteten Modell einer OWEA entsprechend Abbildung 2 lässt sich diese stark vereinfacht als Kragarm mit Punktmasse abbilden:



Abbildung 4: stark vereinfachtes mechanisches Modell einer OWEA

Für einen Kragarm mit konstanter Biegesteifigkeit EI und konstanter Massebelegung  $\rho$ ·A lässt sich die erste Biegeeigenfrequenz  $\omega$  des in Abbildung 4 dargestellten Systems nach DEN HARTOG [1952] näherungsweise wie folgt bestimmen:

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot EI}{L^3 \cdot (m+0,23 \cdot \rho A)} \tag{4}$$

Die Kragarmlänge L ist dabei nicht gleich der Gesamtlänge von Monopile, Transition Piece und Turm in Abbildung 2. Die Einbindelänge L<sub>pen</sub> wird auf das Maß L<sub>2</sub> verkürzt, um ein dem federgebetteten Balken äquivalentes System zu erhalten. Das Verhältnis L<sub>2</sub>/L<sub>pen</sub> kann als Maß für die Einspannung des Pfahls angesehen werden.

### 3 Modellversuche zum lateralen Tragverhalten offener Stahlrohrpfähle

### 3.1 Versuchsaufbau

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ZykLaMP ('Großmaßstäbliche Modellversuche zur lateralen Tragfähigkeit offener Stahlrohrpfähle unter zyklischer Belastung bei verschiedenen Einbringverfahren', FKZ 0324133), werden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) großmaßstäbliche Modellversuche (Maßstab 1:13) an geschlagenen und vibrierten Stahlrohrpfählen durchgeführt [STEIN et al., 2017]. Abbildung 4 zeigt links die Abmessungen des zylindrischen Versuchstrogs und des Modellpfahls sowie rechts ein Foto des Versuchsaufbaus. Weitere Angaben zum Versuchsaufbau können STEIN [2018] entnommen werden.





In den Versuchstrog wurde ein Feinsand lagenweise eingebaut und verdichtet, um eine dichte Lagerung zu erhalten. Es wurde eine Wichte von  $\gamma' = 10,3 \text{ kN/m}^3$  und ein Reibungswinkel des Bodens von  $\varphi = 42^\circ$  ermittelt. Der Boden wurde von unten aufgesättigt.

Als Modellpfahl wurde ein Edelstahlrohr (Durchmesser D = 610 mm, Wandstärke t = 3 mm) verwendet. Der Pfahl wurde mittels Vibrations- oder Schlagrammung installiert. Anschließend wurde das Transition Piece aufgesetzt. Die Kopfmasse am Transition Piece betrug ca. 175 kg, die Masse der Verbindung zwischen Modellpfahl und Transition Piece ca. 109 kg. Am oberen Ende des Transition Pieces wurde mittels eines pneumatischen Muskels eine zyklische Horizontallast kraftgesteuert aufgebracht. Die Krafteinleitung kann über einen Winkel von 108° in Schritten von 18° variiert werden. Am oberen und unteren Flansch des Transition Pieces wurde die horizontale Pfahlkopfverschiebung in x- und y-Richtung messtechnisch erfasst.

### 3.2 Versuchsdurchführung

Die hier vorgestellten Versuchsergebnisse sind dem Versuch Z07 entnommen. Der Pfahl wurde mittels Vibrationsrammung mit einem Vibrationshammer vom Typ J&M Model 23 mit einem exzentrischen Moment von 2,65 kg·m installiert. Die Vibrationsfrequenz wurde mit fortschreitender Eindringung des Pfahls von 12 Hz zu Beginn der Installation auf 26 Hz bei Erreichen der Endeinbindetiefe erhöht. Die reine Vibrationszeit betrug ca. 45 Sekunden.

Die zyklisch laterale Belastung wurde in mehreren Phasen mit verschiedenen Lastangriffsrichtungen aufgebracht. Die Versuchsparameter sind Tabelle 1 zu entnehmen. Die Last wurde bei jedem Zyklus bis zu einer Vorlast von 5 kN (Phasen 4 und 6) bzw. 1 kN (übrige Phasen) entlastet. Die hier gezeigten Ergebnisse beschränken sich auf die jeweils ersten 12.000 Zyklen der Phasen 1 bis 4.

| Phase | Richtung<br>α [°] | Belastung<br>F [kN] | Zyklenzahl<br>N [-] | Zyklenzeit<br>t [s] |
|-------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1     | 0 (x)             | 115                 | 12.000              | 5                   |
| 2     | 90 (y)            | 115                 | 12.000              | 5                   |
| 3     | 0 (x)             | 115                 | 12.000              | 5                   |
| 4     | 0 (x)             | 520                 | 96.000              | 7                   |
| 5     | 90 (y)            | 115                 | 65.000              | 5                   |
| 6     | 0 (x)             | 525                 | 45.000              | 7                   |

#### Tabelle 1: Lastregime Versuch Z07

### 3.3 Messgrößen

### Pfahlkopfverschiebung

Während der zyklisch lateralen Belastung wird die Auslenkung des Pfahls in x- und y-Richtung am Pfahlkopf (0,6 m über GOK, redundant gegenüberliegend) und am Kopf des Transition Pieces (1,9 m über GOK, vgl. Abbildung 5) durch Wegaufnehmer bei einer Messfrequenz von 100 Hz aufgezeichnet. Die unten gezeigten Pfahlkopfverschiebungen stellen den Mittelwert der beiden am Pfahlkopf erfassten Messwerte abzüglich des Offsets zu Beginn jeder Belastungsphase dar.

Die eingeleitete Kraft wird von einer Kraftmessdose gemessen und synchron zur Pfahlkopfverschiebung erfasst. Die verwendete Kraftmessdose dient auch der Reglung der (kraftgesteuerten) Lastaufbringung.

### Eigenfrequenzmessung

Vor und nach den zyklischen Versuchen sowie während Unterbrechungen nach N = 1, 10, 100 und 1.000 Zyklen wurde das System mit einem instrumentierten Hammer impulsartig angeregt und die resultierende Pfahlschwingung mittels Beschleunigungssensoren an der Oberkante des Transition Pieces (vgl. Abbildung 5) gemessen. Durch Frequenzanalysen der Anregung und der Systemantwort kann neben anderen Eigenfrequenzen (z.B. Rohrschwingung des Flansches) auch die erste Biegeeigenfrequenz des Systems bestimmt werden [SCHAFFITZEL, 2017]. Im Gegensatz zur Ermittlung der Steifigkeit aus Kraft und Verformung während der zyklischen Belastung lässt sich die Eigenfrequenz auch vor Versuchsbeginn und nach Versuchsende sowie theoretisch in jeder beliebigen Richtung bestimmen.

### 4 Versuchsergebnisse

### 4.1 laterale Pfahlkopfverschiebung

Aus dem Verhältnis der Messwerte der eingeleiteten Kraft und der Pfahlkopfverschiebung während des zyklischen Belastungsversuchs kann die laterale Pfahlsteifigkeit bestimmt werden. Abbildung 6 zeigt oben die eingeleitete Kraft F über die Pfahlkopfverschiebung u für verschiedene Zyklen von Phase 1 von Versuch Z07 (rote Kurven). Insbesondere beim ersten Zyklus lässt sich eine bleibende Verschiebung erkennen. Bei einem Lastniveau von 5 kN bis 7 kN (rote Kreise) wurde für jeden dargestellten Zyklus die laterale Sekanten-Pfahlsteifigkeit k<sub>sek</sub> ausgewertet.



Abbildung 6: laterale Pfahlkopfverschiebung

Vergleichend sind Nachrechnungen<sup>1</sup> nach KALLEHAVE et al. [2012] (schwarz) und API [2014] (grün) dargestellt. Die oben abgebildeten Berechnungen (gestrichelte Linien) wurden für den statischen Fall durchgeführt, welcher dem ersten Lastzyklus (N = 1) entspricht. Im unteren Teil der Abbildung sind zusätzlich Berechnungen für den zyklischen Fall dargestellt (durchgezogene Linien).

Das p-y-Verfahren für statische Belastung nach API [2014] unterschätzt die Steifigkeit im Lastbereich von 1 kN bis 15 kN stark. Durch die Modifikation nach KALLEHAVE et al. [2012] kann das Last-Verformungsverhalten hingegen gut abgebildet werden. Die größere Steifigkeit gegenüber dem Verfahren nach API [2014] ist auf die geringe Einbindetiefe gegenüber der Referenztiefe z<sub>0</sub> zurückzuführen. Ein Durchmessereffekt ist bei dem Modellpfahl nicht zu berücksichtigen, da der Pfahldurchmesser dem Referenzdurchmesser D<sub>0</sub> entspricht. Die Berechnungen für den zyklischen Fall zeigen größere Verformungen, welche durch Verformungsakkumulationen nach N Zyklen auch tatsächlich auftreten. Die geringeren Steifigkeiten entsprechen jedoch nicht den Versuchsergebnissen für einen einzelnen Zyklus.

Der Vergleich der Steigungen der dargestellten Lastzyklen zeigt, dass die Pfahlsteifigkeit über die Zyklenzahl ansteigt. In Abbildung 7 ist für die Phasen 1 bis 4 die Entwicklung der lateralen Steifigkeit des Pfahls bei einem Lastniveau von 5 kN bis 7 kN dargestellt. Die roten Reihen stellen die Steifigkeit in x-Richtung bei Versuchsphasen mit Belastung in x-Richtung dar. Die blaue Reihe stellt die Steifigkeit in y-Richtung bei Belastung in y-Richtung dar. Alle Verläufe zeigen tendenziell eine Vergrößerung der Steifigkeit mit zunehmender Zyklenzahl. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die Steifigkeit in x-Richtung zu Beginn von Phase 3 gegenüber dem Ende von Phase 1 deutlich abnimmt. Eine mögliche Ursache hierfür ist die zwischenzeitliche Belastung in y-Richtung während Phase 2.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Diese Berechnungen wurden mit der Software IGtHPile durchgeführt, entwickelt vom Institut für Geotechnik (IGtH) der Leibniz Universität Hannover.


Abbildung 7: Entwicklung der lateralen Pfahlsteifigkeit über die Zyklenzahl

#### 4.2 Eigenfrequenzmessung

Die Eigenfrequenz des Systems wurde, wie oben beschrieben, bei Unterbrechungen der zyklischen Belastung sowie vor Versuchsbeginn (N = 0) und nach Versuchsende jeweils in x- und y-Richtung bestimmt.

Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten Eigenfrequenzen (EF) des Pfahls in x- und y-Richtung zu verschiedenen Zeitpunkten nach Installation des Modellpfahls und vor der ersten Belastung. Die Abweichung der verschiedenen Messwerte vom Mittelwert liegt bei deutlich unter 1 %. Die gemessene erste Biegeeigenfrequenz des unbelasteten Systems liegt bei  $\omega$  = 131 1/s bzw. f<sub>1</sub> = 20,8 Hz.

Zum Vergleich kann die Eigenfrequenz des Ersatzsystems (Abbildung 4) nach Gleichung (4) berechnet werden. Da das Ersatzsystem nur eine Punktmasse am Kopf hat, das Modell jedoch zusätzlich über zwei schwere Flansche zur Verbindung von Modellpfahl und Transition Piece verfügt, ist folgende Vereinfachung nötig: Die Masse der Flansche zur Verbindung zwischen Modellpfahl und Transition Piece ( $m_2 = 109$  kg) wird auf die Länge des Kragarms umgelagert ( $\rho \cdot A + m_2/L$ ). Anschließend kann die Länge des Kragarms L iterativ bestimmt werden. Für die messtechnisch ermittelte Eigenfrequenz vor Beginn der Belastung ergibt sich bei den oben beschriebenen Annahmen eine Kragarmlänge L = 3,690 m bzw. ein Verhältnis L<sub>2</sub>/L<sub>pen</sub> = 0,704 nach Abbildung 4.

|                              | EF                   |                      | bezogene EF                           |                             |  |
|------------------------------|----------------------|----------------------|---------------------------------------|-----------------------------|--|
|                              | ω <sub>x</sub> [1/s] | ω <sub>y</sub> [1/s] | $\omega_x/_{\overline{\omega_x}}$ [-] | $\omega_{y}/\omega_{y}$ [-] |  |
|                              | 130,87               | 131,82               | 1,000                                 | 1,001                       |  |
| Messwerte                    | 129,92               | 131,35               | 0,993                                 | 0,997                       |  |
|                              | 130,87               | 131,82               | 1,000                                 | 1,001                       |  |
|                              | 131,82               | 131,82               | 1,007                                 | 1,001                       |  |
| Mittelwert                   | 130,87 131,70        |                      | 1,000 1,000                           |                             |  |
| Standardabweichung           | 0,78                 | 0,24                 | 0,006                                 | 0,002                       |  |
| mittlere absolute Abweichung | 0,48                 | 0,18                 | 0,004                                 | 0,001                       |  |

Tabelle 2: Eigenfrequenzermittlung vor Versuchsbeginn

Während jeder Versuchsphase wurde eine Eigenfrequenzbestimmung nach N = 1, 10, 100 und 1.000 Zyklen durchgeführt. Auf eine Messung nach N = 10.000 Zyklen wurde verzichtet, da nach Versuchsende (N = 12.000) die Eigenfrequenz ohne Eingriff in den Versuchsablauf bestimmt werden konnte. Abbildung 8 zeigt die Entwicklung der normierten Eigenfrequenz. Als Bezugswert wurde der Mittelwert der gemessenen Eigenfrequenzen vor Versuchsbeginn (N = 0) in die jeweilige Richtung gewählt (s. Tabelle 2). Die Formatierung der Linien für die einzelnen Versuchsphasen entspricht Abbildung 7. Zusätzlich ist im unteren Teil der Abbildung die Entwicklung der Eigenfrequenzen quer zur Belastungsrichtung während der Phasen 1 und 2 dargestellt (rot: EF in x-Richtung, blau: EF in y-Richtung).



Abbildung 8: Entwicklung der normierten Eigenfrequenz über die Zyklenzahl

Die durchgezogene rote Linie zeigt, dass zu Beginn von Phase 1 (nach Erstbelastung in x-Richtung) die Eigenfrequenz zunächst kleiner, also das System weicher wird. Das gleiche gilt für die Systemsteifigkeit in y-Richtung nach Erstbelastung in x-Richtung (blaue, gepunktstrichelte Linie unten). Im weiteren Verlauf von Phase 1 wird das System infolge der zyklischen Belastung in x-Richtung in dieser Richtung steifer. Die Steifigkeit in y-Richtung ändert sich nicht maßgeblich.

In Phase 2 wird das System infolge einer Belastung in y-Richtung in dieser Richtung steifer (durchgezogene blaue Linie). In x-Richtung wird das System zunächst deutlich weicher (Vergleich Ende Phase 1, Anfang Phase 2, rote Linien, unten) und später wieder etwas steifer.

In Phase 3 nimmt wieder die Steifigkeit in x-Richtung infolge des ersten Belastungszyklus in diese Richtung ab (Vergleich Ende Phase 2, x-Richtung, unten, mit Beginn Phase 3,

oben) und dann mit steigender Zyklenzahl wieder zu. Zuletzt steigt die Steifigkeit in x-Richtung infolge der (höheren) Belastung in Phase 4 noch leicht an (Phase 4, oben).

Bei allen Versuchsphasen lässt sich tendenziell ein Anstieg der Eigenfrequenz in Belastungsrichtung mit zunehmender Zyklenzahl erkennen. Der erste Belastungszyklus sowie eine Belastung in Querrichtung hingegen führen zu einer Verringerung der Eigenfrequenz was gleichbedeutend mit einer Abnahme der Systemsteifigkeit ist. Insgesamt steigt die Eigenfrequenz des Systems um bis zu 10 % bei einer zwischenzeitlichen Abnahme um bis zu 2 % an. Ausgedrückt durch das Verhältnis L<sub>2</sub>/L<sub>pen</sub> ist dies eine Spannweite von 0,683 bis 0,806.

# 5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Das laterale Last-Verformungsverhalten des untersuchten Modellpfahls kann für den ersten Lastzyklus mit dem statischen p-y-Ansatz nach KALLEHAVE et al. [2012], insbesondere im Vergleich zum Verfahren nach API [2014], gut beschrieben werden. Einschränkend muss berücksichtigt werden, dass dies auf die Modifikation der Anfangssteifigkeit bei geringer Einbindetiefe und dementsprechend geringem Spannungszustand zurückzuführen ist. Der zyklische Ansatz des p-y-Verfahrens mag geeignet sein, die Größenordnung der akkumulierten Verformungen infolge zyklischer Belastung abzuschätzen (wenngleich die Zyklenanzahl im Ansatz unberücksichtigt ist). Die Pfahlsteifigkeit für einen Einzelzyklus wird hingegen nicht korrekt abgebildet.

Hinsichtlich der beiden versuchstechnisch bestimmten Größen (Sekantensteifigkeit am Pfahlkopf und Biegeeigenfrequenz) sind folgende Unterschiede zu beachten:

- Die Biegeeigenfrequenz wird infolge eines stoßartigen Impulses mit vergleichsweise geringer Amplitude (ca. 600 N) ermittelt, während die Steifigkeit am Pfahlkopf bei einem Lastniveau von 5 kN bis 7 kN bestimmt wird.
- Bei der hier vorgestellten Auswertung der Pfahlkopfsteifigkeit bleiben das für die Beschreibung des Biegeverhaltens des Systems maßgebliche, am Pfahlkopf einwirkende Moment (infolge des Hebelarms der Lasteinleitung) sowie die Verdrehung des Pfahls unberücksichtigt. Die Biegeeigenfrequenz hingegen geht auf das Biegeverhalten des Systems zurück.

 Im Gegensatz zur Eigenfrequenzbestimmung ist bei der zyklischen Belastung keine Bestimmung der Steifigkeit vor Versuchsbeginn (N = 0) möglich. Wie die Ergebnisse zeigen, verändert die zyklische Belastung selbst das Systemverhalten. Der erste messtechnisch ermittelte Wert kann für N = 1 angegeben werden.

Die vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass die laterale Steifigkeit des Pfahlkopfes bzw. die Biegeeigenfrequenz des Gesamtsystems sich mit der Zyklenzahl ändern. Beide Effekte können auf eine Änderung der Bettungssteifigkeit für verschiedene Belastungsniveaus zurückgeführt werden. Infolge des ersten Zyklus in eine Belastungsrichtung kann ein Rückgang der dynamischen Steifigkeit in Belastungsrichtung beobachtet werden. Eine Aussage über die Änderung der zyklischen Steifigkeit durch den ersten Zyklus in eine Richtung ist nicht möglich. Weitere Zyklen führen tendenziell zu einer Erhöhung der Bettungssteifigkeit in Belastungsrichtung, jedoch teilweise zu einer Abminderung der Bettungssteifigkeit quer zur Belastung.

Die beschriebenen Effekte können auf eine Änderung von Bodeneigenschaften zurückzuführen sein. Theoretisch kann Kornbruch ein Grund hierfür sein, jedoch ist bei dem hier verwendeten Sand und den auftretenden Spannungen im Boden nicht von einem Kornbruch auszugehen. Zudem zeigen Siebungen zwischen den Versuchen, dass es nicht zu nennenswerten Änderungen in der Kornverteilung gekommen ist. Vielmehr ist von einer Änderung der Lagerungsdichte des Bodens auszugehen. An der GOK war während der zyklischen Versuche die Ausbildung einer trichterförmigen Setzungsmulde zu beobachten. Diese kann auf Kornumlagerungen im Boden, insbesondere auf Verdichtungen in Lastrichtung, zurückzuführen sein. An den Flanken des Modellpfahls (quer zur Belastungsrichtung) ist von einer Scherbeanspruchung des Bodens auszugehen. Diese führt bei dicht gelagertem Sand zu dilatantem Verhalten und einer Verringerung der Lagerungsdichte, was wiederum eine geringere Steifigkeit des Bodens erklärt. Abbildung 9 veranschaulicht diesen möglichen Erklärungsansatz.



Abbildung 9: mögliche bodenmechanische Phänomene während der zyklischen Belastung des Pfahls

Unabhängig von den noch zu klärenden bodenmechanischen Phänomenen, welche zu den beobachteten Änderungen der Pfahlsteifigkeit führen, wird deutlich, dass die für die Bemessung von Monopfahlgründungen wichtige Eigenfrequenz keine feststehende Systemgröße, sondern, infolge einer Änderung der Bettungssteifigkeit, eine von der Anzahl und Amplitude der Lastwechsel abhängige Variable darstellt. Dies ist bei der Bemessung durch ausreichende Toleranzen zu berücksichtigen. Beim Monitoring von OWEA ist die Veränderung der Bodensteifigkeit ebenfalls als eine mögliche Ursache für die Änderung der Eigenfrequenz des Systems zu beachten.

# 6 Ausblick

Zur besseren Vergleichbarkeit der Bettungssteifigkeit infolge dynamischer Belastung mit geringer Amplitude und zyklischer Belastung mit größerer Amplitude sollte die Bettungssteifigkeit des Bodens bestimmt werden. Für die zyklischen Belastungsversuche ist dies über die Schnittgrößen und die Biegelinie des Pfahls möglich, welche aus den hier gezeigten Messgrößen Kraft und Verschiebung sowie zusätzlich der Schiefstellung am Pfahlkopf und Dehnungsmessungen über die Pfahllänge abgeleitet werden können (vgl. REESE et al. [1974]). So ließen sich p-y-Kurven für die entsprechenden Lastbereiche versuchstechnisch ableiten. Die Biegeeigenfrequenzen eines gebetteten Balkens lassen sich nur mit einem numerischen Modell bestimmen. Für eine gesuchte Eigenfrequenz gibt es theoretisch unendlich viele Systeme mit unterschiedlich über die Tiefe verteilten Federsteifigkeiten. Unterstellt man jedoch einen z.B. linearen Verlauf der Bettungssteifigkeit wie TERZAGHI [1955] oder API [2014], so lässt sich aus der gemessenen Eigenfrequenz die Bettungssteifigkeit rückrechnen.

Zur Klärung der oben aufgestellten Hypothesen bezüglich der Änderung der Lagerungsdichte im Boden sind eine direkte Bestimmung der Lagerungsdichte durch die Entnahme ungestörter Proben oder eine indirekte Bestimmung durch Sondierungen notwendig. Beide Verfahren können nur nach Beendigung eines Versuchs durchgeführt werden, um den Versuchsablauf nicht zu stören bzw. die Randbedingungen nicht zu ändern. Dementsprechend ließen sich nur vergleichende Aussagen über die Eigenschaften des Bodens an verschiedenen Stellen (z.B. "vor" und "neben" dem Pfahl) nach Ende des Versuchs bzw. im Vergleich zum Zustand vor dem Versuch treffen. Bei der Gewinnung von Bodenproben (z.B. Ausstechzylindern) besteht zudem die Schwierigkeit, ausreichend kleine Proben weitestgehend ungestört zu gewinnen, um eine genügende räumliche Auflösung in unmittelbarer Pfahlnähe zu erreichen.

#### Danksagung

Die vorgestellten Arbeiten werden im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie gefördert und vom Projektträger Jülich betreuten Forschungsvorhabens ZykLaMP ('Großmaßstäbliche Modellversuche zur lateralen Tragfähigkeit offener Stahlrohrpfähle unter zyklischer Belastung bei verschiedenen Einbringverfahren', FKZ 0324133) durchgeführt. Wir bedanken uns für die Förderung.

#### Gefördert durch:



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

#### Literatur

Achmus, M.: Bemessung von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Konzepte und offene Fragen. *Bautechnik 88 (2011), Heft 9, Ernst & Sohn, Berlin, 2011, S. 602-616, DOI: 10.1002/bate.201101503* 

American Petroleum Institute (API): Geotechnical and Foundation Design Considerations. ANSI/API Recommended Practice 2GEO, 1st Edition, April 2011, Addendum 1, October 2014

**Den Hartog, I.P.:** Mechanische Schwingungen. Deutsche Übersetzung von G. Mesmer, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 1952

Kallehave, D., LeBlanc Thilsted, C., Liingaard, M.A.: Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand. Offshore site investigation and geotechnics: integrated technologies – present and future, September 12-14 2012, London, S. 465-472

Kirsch, F., Richter, T., Coronel, M.: Geotechnische Aspekte bei der Gründungsbemessung von Offshore-Windenergieanlagen auf Monopfählen mit sehr großen Durchmessern. *Stahlbau Spezial 2014 – Erneuerbare Energien, Ernst & Sohn, Berlin, 2014, S. 61-67, DOI: 10.1002/stab.201430008* 

**Murchison J.M., O'Neill M.W.:** Evaluation of p-y-Relationship in Cohesionless Soils. *Analysis and Design of Pile Foundations (ASCE), 1984, S. 174-191* 

Reese, L.C., Cox, W.R., Koop, F.D.: Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper No. OTC 2080,* 1974

**Schaffitzel, T.:** Bestimmung des Bettungsverhaltens offener Stahlrohrpfähle anhand von Lateral Frequency Response Tests. *Masterarbeit, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2017* 

**Stein, P.:** Modellversuche zur Vibrationsrammung offener Stahlrohrpfähle. *Forum für Junge Geoechnik-Ingenieure, 35. Baugrundtagung, 26.09.2018, Stuttgart, S. 173-182* 

**Stein, P., Gattermann, J., Tzschach, U.:** ZykLaMP – Modellversuche zum Tragverhalten zyklisch belasteter Monopfähle zum optimierten Einsatz des Vibrationsrammverfahrens. *Pfahl-Symposium, Fachseminar, 23./24.02.2017, Braunschweig, S. 329-350* 

**Terzaghi, K.:** Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique 5 (1955), No. 4,* S. 297-326.

Thiele, K.; Siems, M.: Zum Stahlbau an Offshore Windenergieanlagen. *Stahl im* Wasserbau 2013, Fachseminar, 26./27.09.2013, Braunschweig, S. 51-62

**Ohde, J.:** Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. *Der Bauingenieur,* 1939, S. 451-459

Winkler, E.: Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit. Prag, 1867

#### Autoren

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein Nils Hinzmann, M.Sc. Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig p.stein@tu-braunschweig.de n.hinzmann@tu-braunschweig.de j.gattermann@tu-braunschweig.de j.stahlmann@tu-braunschweig.de

> www.IGB-TUBS.de Tel.: 0531 391-62000











CAPE Holland is the world leading provider of offshore Vibro piling solutions. Its unique Vibro Lifting Tool (VLT) is a vibratory hammer and certified lifting tool hybrid, which is able to upend a pile, lift it to the seabed and start installing straight away. All this without any tool changes, guide frames or noise mitigation. This innovative cost saving equipment can greatly reduce installation times from large XXL Mono piles to piles for subsea structures.

Construction and Piling Equipment Holland B.V Romhof 5 9411 SB Beilen The Netherlands

T: +31(0) 593 540 470 F: +31(0) 593 541 811 Info@cape-holland.com www.cape-holland.com

# Einfluss der Vibrationspfahleinbringung auf das Last-Verformungsverhalten eines offenen Stahlrohrpfahls unter lateraler zyklischer Belastung

F. Remspecher, V. H. Le, F. Rackwitz Technische Universität Berlin V. Herwig, B. Matlock innogy SE Hamburg

# 1 Kurzfassung

Obwohl die Installation Pfählen von in den Boden ein jahrhundertealtes Standardbauverfahren darstellt, zählt es dennoch zu den kompliziertesten mechanischen Vorgängen in der Geotechnik und wird bis heute nicht vollständig verstanden. Durch die Eindringung wird der Zustand des Bodens im Nahbereich des Pfahls erheblich verändert. Wegen unzureichender Kenntnisse über diese Vorgänge werden die Zustandsänderungen des Bodens durch die Herstellung in den Berechnungen näherungsweise durch stark vereinfachte Ansätze berücksichtigt. Die Untersuchung der Einflüsse der Installationsart auf das Verformungsverhalten von Pfählen ist daher in den letzten Jahren ein wichtiger Aspekt in vielen Forschungsvorhaben geworden und hat eine große praktische Bedeutung beispielsweise bei der Planung der Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen.

Dieser Beitrag setzt seinen Schwerpunkt auf Untersuchungen des Pfahlvibrationsvorgangs und dessen Einflüsse auf den umgebenden granularen Boden eines Monopfahls im Modellmaßstab. In den vorgestellten Modellversuchen zur Pfahleindringung wird die Methode der Digitalen Bildkorrelation (DIC) verwendet, um Dichteänderungen im Pfahlnahbereich zu identifizieren. Ergänzende numerische Analysen dienen der Untersuchung des zyklischen Pfahltragverhaltens unter Berücksichtigung der Installationsphase sowie anschließender hochzyklischer Belastung. Die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie zeigen, dass die experimentell ermittelten Zonen von Dichteänderungen im Pfahlnahbereich infolge der vibrierten Installation einen Einfluss auf das zyklische Verformungsverhalten des Pfahls haben können.

#### 2 Motivation

Das aktuell gängigste Verfahren für die Installation von Pfählen für Offshore-Windenergieanlagen ist das Einrammen. In der Vergangenheit wurde großer Aufwand betrieben, dieses Verfahren in allen Belangen der Bemessung, ob konstruktiv hinsichtlich der der Stahlrohrherstellung oder in Bezug auf das Tragverhalten während des Betriebs, zu optimieren. Es ist aber bekannt, dass das Einrammen eines Stahlrohrpfahls auch eine Reihe von Nachteilen mit sich führt: Diese sind die Ermüdung von Schweißnähten infolge der eingeleiteten Stoßenergie, das Beulen der Pfahlspitze (sog. *pile tip buckling*) sowie die hohe Schallemission.

Einen alternativen Ansatz für die Pfahlinstallation bildet das Vibrationsrammen. Im Gegensatz zur stoßartigen Energieeinleitung beim Rammen wird der Pfahl beim Vibrationsrammen in eine kontinuierliche vertikale Schwingung versetzt. Mit diesem Verfahren kann die Installationszeit in granularen Böden erheblich reduziert werden und auch die Stahlermüdung sowie Schallemissionen werden reduziert. Obwohl das Verfahren der Vibrationsrammung seit Jahrzehnten u.a. im Spundwandbau eingesetzt wird, stellen sich mit der Anwendung im Offshore Bereich neue Anforderungen hinsichtlich des Tragverhaltens und der Größe des Rammguts. Pfähle von deutlich über 6 *m* Durchmesser sind einzuvibrieren und das zyklische laterale Tragverhalten ist von entscheidender Bedeutung bei Monopfahlgründungen. Dies verlangt nach neuen Berechnungsansätzen für die Installation und der anschließenden Belastung.

Dieser Beitrag beschreibt den Einfluss der vibrierten Pfahlinstallation auf das zyklisch laterale Pfahltragverhalten. In Modellversuchen wird ein Stahlrohrpfahl in einen gesättigten Sandboden einvibriert. Unter Anwendung der Digitalen Bildkorrelation werden die Dichteänderungen im Pfahlnahbereich während der Installation ermittelt. Basierend auf diesen Ergebnissen wird das numerische Modell für die Berechnung des zyklisch lateralen Tragverhaltens kalibriert. Dies bildet einen neuartigen Ansatz für die Erstellung des numerischen Modells, da Änderungen im Boden infolge der Installation bisher noch nicht berücksichtigt wurden.

# 3 Experimentelle Untersuchungen zur Pfahlinstallation

#### 3.1 Zielstellung und Vorgehensweise und Aufbau

Ziel der experimentellen Untersuchungen ist die gualitative wie auch guantitative Erfassung der Änderungen der bezogenen Lagerungsdichte infolge der Pfahlinstallation. Die Auswertung erfolgt anhand einer visuellen Auswertung der Bodenbewegungen im Pfahlnahbereich sowie im Pfahlinneren. Um eine Darstellung der Änderung der bezogenen Lagerungsdichte zu ermöglichen, ohne dabei die Bodenbewegungen selbst zu beeinflussen, wird der Versuchsaufbau als "Halbmodell" in einem Versuchskasten aufgebaut. An der Schnittkante dieses axialsymmetrischen Aufbaus ist eine Glasscheibe montiert. Der halbierte Pfahl dringt mit seiner Wandung direkt an der Scheibe ein. Somit sind die Pfahlposition wie auch die Bodenbewegungen im Pfahlinneren und -äußeren zu jeder Zeit sichtbar. Die glatte Glasscheibe beeinflusst nicht das Bodenverhalten durch unerwünscht induzierte Randbedingungen. Während des Installationsprozesses werden hindurch kontinuierlich hochauflösende durch die Glasscheibe Bildaufnahmen aufgezeichnet. Diese werden im Anschluss anhand eines intern entwickelten Matlab<sup>®</sup> Codes unter Verwendung der Methode der Digitalen Bildkorrelation (Digital Image Correlation, abgekürzt DIC) weiter verarbeitet. Hieraus können die Verschiebungen von Bodenfeldern direkt ermittelt werden. In einem weiteren Schritt können die Haupt-, Scher- und volumetrischen Dehnungen bestimmt werden.

#### 3.2 Digitale Bildkorrelation

Das Verfahren der Digitalen Bildkorrelation (DIC) ist ein optisches und berührungsloses Messverfahren, das in vielen Bereichen experimenteller Forschung verwendet wird. Es ist in der Lage, kleinste Verformungen von Probekörpern zu visualisieren und zu analysieren. Basierend auf der verwendeten bildverarbeitenden Technik können vollflächige Verschiebungs- und Dehnungsfelder für einen gewählten Untersuchungsbereich ermittelt werden.

Die Grundlage für die Bildauswertung bildet der Vergleich von mindestens zwei digitalen Graustufenbildern auf Pixelbasis, wobei Grauwert sowie Position des jeweiligen Pixels berücksichtigt werden. Das erste Bild, das sogenannte *Referenzbild*, wird mit einem Gitternetz überzogen, um so diskrete Fenster, auch *Subsets* genannt, mit einer Kantenlänge zwischen 20 und 50 Pixeln zu erzeugen, was bei einem Umrechnungsfaktor von

0,221 mm/pixel einer Subset-Größe von 4,4 mm bis 11,0 mm entspricht (WHITE, 2002). Jedes Subset enthält die Information zu den eigenen Koordinaten innerhalb des gewählten Bildausschnitts  $(x_0, y_0)$ , den normierten Grauwert aller Pixel innerhalb des Subsets  $(f_m)$  sowie die Koordinaten und die jeweiligen Grauwerte der einzelnen Pixel f(x, y). Im zweiten bzw. im nachfolgenden Bild, auch *Suchbild* genannt wird nun nach dem zuvor definierten Subset gesucht. Dies geschieht durch eine inkrementelle Verschiebung des Subsets um die Ausgangsposition. Für jedes Inkrement werden die Pixelinformationen gesammelt. Unter Verwendung der Formel zur normierten Kreuzkorrelation nach SUTTON et al. (2009) wird das Subset mit der höchsten Übereinstimmung ( $max. C_{cc}$ ) im Vergleich zum Subset aus dem Referenzbild ermittelt:

$$C_{cc}(\mathbf{p}) = \frac{\sum_{x=-M}^{M} \sum_{y=-M}^{M} (f(x, y) - f_m) (g(x', y') - g_m)}{\sqrt{\sum_{x=-M}^{M} \sum_{y=-M}^{M} [f(x, y) - f_m]^2 \sum_{x=-M}^{M} \sum_{y=-M}^{M} [g(x', y') - g_m]^2}}$$

Hierfür werden die Koordinaten und die jeweiligen Grauwerte der Pixel aus dem Subset g(x', y') sowie der normierte Grauwert  $(g_m)$  benötigt. So kann die Bewegung eines Subsets, basierend auf der höchsten Übereinstimmung innerhalb des Suchbereiches, verfolgt werden. Der schematische Ablauf dieses Verfahrens ist in Abbildung 1 dargestellt. Bei dieser Auswertung muss berücksichtigt werden, dass die Verschiebung eines Subsets nicht mit der Verschiebung eines diskreten Partikels gleichzusetzen ist, sondern vielmehr der Verschiebung einer Vielzahl von Partikeln innerhalb eines Feldes entspricht.



Abbildung 1: Verfahrensweise der digitalen Bildkorrelation: Erstellung eines Subsets mit Hilfe eines Gitternetzes im Referenzbild (oben), Betrachtung eines individuellen Subsets und Ähnlichkeitsbestimmung im Suchbild (unten)

# 3.3 Modellversuch zu einvibrierten offenen Pfählen

Ziel des Modellversuchs ist die realitätsnahe Nachbildung der vibrierten Einbringung von offenen Stahlrohrpfählen in einen granularen Boden. Unter Anlehnung an Großversuche zu einvibrierten Pfählen, beschrieben u.a. von GATTERMANN et al. (2016), sind die Modellversuche in Anlehnung an das Verfahren nach WALZ (2006) für geotechnische Anwendungen skaliert.

Der Testaufbau besteht aus einem Stahlcontainer mit den Innenmaßen Die *Breite x Tiefe x Höhe* =  $1,70 m \times 0,70 m \times 1,40 m$ . Höhe des eingebauten Bodenmaterials beträgt 1,15 m. Über dem Containerboden befindet sich eine Drainageschicht mit einer Höhe von 0,25 m, welche durch ein Vlies vom darüberliegenden Bodenmaterial getrennt ist. Das verwendete Stahlrohr, welches den modellierten Pfahl darstellt, hat bei einer Wandstärke von 4 mm einen Außendurchmesser von 200 mm. Dieser Pfahl erreicht eine Eindringtiefe von 0,87 m, ohne dass Randeinflüsse durch die Containerwände auftreten. Ein Deckel mit einer Aussparung für den Pfahl wird auf den Kasten aufgesetzt. Daran befestigt ist ein System aus Führungsrollen, welche den eingebrachten Pfahl über die Dauer der Einbringung exakt vertikal halten. Die Besonderheit an diesem Versuchsaufbau ist, dass auch Bodenbewegungen in Pfahlnähe dokumentiert werden können. Hierzu wird nur ein halbiertes Modell verwendet, wobei die Schnittkante des Modells mit einer Glasscheibe ausgestattet ist. Durch die Glasscheibe hindurch sind somit die Bodenbewegungen direkt sichtbar. Vor der Glasscheibe ist die Kamera für die kontinuierliche Bildaufnahme während der Einbringung aufgestellt. Der Versuchsaufbau für die Einbringung des Pfahls in der Ansicht ist Abbildung 2 zu entnehmen.

Als Bodenmaterial wurde Berliner Sand verwendet, welcher u.a. in der Arbeit von GLASENAPP (2016) ausführlich beschrieben wurde. Der Sand ist ein eng gestufter Mittelbis Grobsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl von  $C_U = 3,3$  und einer mittleren Korngröße  $d_{50} = 0,55 \text{ mm}$ . Erheblicher Aufwand wurde betrieben, die Einbaumethode des Sandes dem natürlichen Prozess der Sedimentation in der Nordsee nachzuempfinden. Hierzu wird der Sand zunächst getrocknet, sodann die Restfeuchte ermittelt, um ihn anschließend von einer konstanten Fallhöhe in den Stahlcontainer gleichmäßig einzurieseln. Im Vergleich zu der sonst in dieser Modellgröße gängigen Einbauart - der lagenweisen Aufschüttung mit anschließender Verdichtung - hat diese Art des Einbaus bei einer Sandmenge von 3.200 kg zwei entscheidende Vorteile: Zum einen werden keine zusätzlichen Spannungen im Boden

induziert und es herrschen  $K_0$ -Bedingungen. Zum anderen wird die Lagerungsdichte des Bodens im unteren Bereich nicht durch den Einbau der darüber liegenden Bodenlagen beeinflusst, wie es bei einem lagenweisen Einbau mit anschließender Verdichtung der Fall wäre. Im Anschluss wird der Sand durch die Drainageschicht gleichmäßig geflutet und über 24 Stunden gesättigt.



Abbildung 2: Schematischer Darstellung des Versuchsaufbaus mit den verwendeten Sensoren und dem Betrachtungsbereich für die Digitale Bildkorrelation

Zur Simulation der vibrierten Einbringung wurde ein Vibrationsmotor im Modellmaßstab nachgebaut. Dieser Vibrationsmotor besteht aus zwei Paaren gegenläufiger Unwuchtmassen, deren Drehzahl der Vibrationsfrequenz entspricht. Die gegenläufige Bewegung der Unwuchtpaare ergibt eine rein vertikale Vibration. Für die hier dargestellten Modellversuche wird eine Zentrifugalkraft des Vibrationsmotors von 1670 N bei 23 Hzgewählt.

Die Bildaufnahmen durch die Glasscheibe hindurch werden mit einer hochauflösenden Digitalkamera durchgeführt. Die Bildrate beträgt 4 fps (frames per second = Bilder pro Minute) bei einer Auflösung von 53 Megapixel. Mit dieser Bildrate können die summierten Änderungen der Bodenverschiebungen zwischen etwa sechs Vibrationszyklen aufgezeichnet werden. Mit Hilfe der Messwerte zur Pfahlkopfbewegung sowie der Bilder erfolgt eine genaue Bestimmung der Eindringtiefe des Pfahls für jedes Bild.

# 3.4 Zustandsänderung des Bodens infolge Pfahlinstallation

Im Folgenden werden die Ergebnisse eines Modellversuchs mit einem einvibrierten Pfahl in dicht gelagertem Sandboden ( $I_D = 76\%$ ) unter 1*g*-Bedingungen dargestellt. Die Eindringkurve über die gesamte Vibrationszeit des Pfahls ist in Abbildung 3 dargestellt. Diese wird mit dem in Abbildung 2 gezeigten Seilzugsensor direkt am Pfahlkopf gemessen. Bei einer Auflösung nach Zyklen ist das typische Bewegungsmuster eines einvibrierten Pfahls zu erkennen, welches sich aus Auf- und Abwärtsbewegungen zusammensetzt. Die Differenz zwischen beiden Bewegungen entspricht der Eindringung je Zyklus.



Abbildung 3: Eindringkurve eines vibrierten Pfahls in dicht gelagerten Sandboden über dessen Gesamttiefe und Detailansicht der Pfahlkopfbewegung

Für den in Abbildung 2 und Abbildung 3 markierten Ausschnitt wird die Bildauswertung mit Hilfe des in Abschnitt 3.2 erläuterten Verfahrens der Digitalen Bildkorrelation durchgeführt. Im ersten Schritt werden die Verschiebungen in x und y-Richtung für jedes Subset ermittelt, um so großflächige Verschiebungsfelder für den gesamten Versuchsquerschnitt zu erhalten (Abbildung 4).



Vertikale Verschiebung [mm]



Diese Ergebnisse alleine genügen jedoch noch nicht bei der Bewertung von Zustandsänderungen im Boden, da keine Rückschlüsse auf Zonen mit Auflockerung oder Verdichtung bzw. Änderungen von Lagerungsdichten getroffen werden können. Für diese Berechnung ist die Auswertung von volumetrischen Dehnungen notwendig, welche sich aus der Summe der Dehnungen in der Ebene der Glasscheibe ergeben. Durch die Annahme von zylindrischen Volumenelementen um den halbrunden Pfahl sind keine Dehnungen senkrecht zur Glasscheibe bzw. zur Betrachtungsebene möglich, da sich der radiale

Abstand dieser Volumenelemente zur Symmetrieachse nicht ändert. Demzufolge können Volumenänderungen anhand der zweidimensionalen Bildaufnahmen unter Zugrundelegung der obigen Annahme wiedergegeben werden.

Für die Dehnungsberechnung werden die Verschiebungen von vier benachbarten Subsets benötigt. Anhand der Relativverschiebungen dieser vier Subsets zueinander können die Dehnungen in der Ebene und somit auch die Volumendehnungen ermittelt werden. Hieraus ergibt sich ein neues Dehnungsnetz für den ausgewerteten Bereich. Im nächsten Schritt werden die Volumendehnungen auf eine Änderung der bezogenen Lagerungsdichte umgerechnet. Diese Änderung ist abhängig von den Grenzporenzahlen  $e_{min}$ ,  $e_{max}$  und der bezogenen Anfangslagerungsdichte nach dem Sandeinbau.

In diesem Beitrag wird die Änderung der bezogenen Lagerungsdichte für eine Pfahleindringung von -0,20 m bis -0,30 m ab Geländeoberkante untersucht. Hierdurch können die Anzahl der analysierten Bilder gering gehalten und auch die kumulierten Fehler reduziert werden. In dieser Auswertung kann der direkte Einfluss der Pfahlinstallation auf den umgebenden Boden untersucht werden. Ebenso wird der Einfluss entlang des Pfahlmantels auf den Boden visualisiert.

Abbildung 5 zeigt die Zustandsänderungen des Bodens infolge der Installation im Pfahlnahbereich. Der Auswertungsbereich beginnt ab der Symmetrieachse des Pfahls und schließt alle Bereiche mit messbarer Veränderung ein. Die Pfahlwandung ist mit einem schwarzen Strich gekennzeichnet, wobei sich rechts das Pfahlinnere und links das Pfahläußere befindet. Die analysierte Eindringtiefe von -0,20 m bis -0,30 m wird durch zwei horizontale Striche markiert. Direkt am Pfahlmantel ist eine schmale, aber deutliche Zone von Auflockerung zu erkennen, welche beidseitig sichtbar ist. Diese Auflockerungszone beschreibt eine Volumenzunahme des Bodens infolge der durch den Pfahl eingeleiteten hohen Schwingungsamplitude. In größerer Distanz außerhalb des Pfahls ist eine große Zone von Verdichtung zu erkennen. In diesem Bereich verursacht der Vibrationsprozess eine Verdichtung bzw. Volumenreduktion des Bodens. Sehr interessant sind die Ergebnisse auch dahingehend, dass oberhalb von -0.20 m Eindringtiefe keine nennenswerten Veränderungen der Lagerungsdichte des Bodens auftreten. Dies bedeutet, dass hauptsächlich der Pfahlfußbereich einen Einfluss auf das Bodenverhalten hat, nicht aber der Pfahlmantel. Sobald der Pfahl ein Bodenelement passiert hat, wird dieses Element nicht weiter durch den vibrierenden Pfahlmantel beeinflusst.



Änderung der bezogenen Lagerungsdichte  $\Delta I_D$  [%]

# Abbildung 5: Änderung der bezogenen Lagerungsdichte für eine Pfahleindringung von -0,20 m bis -0,30 m ausgehend von der bezogenen Lagerungsdichte nach einer Eindringung von -0,20 m. Symmetrieachse bzw. Pfahlinnenseite rechts, Pfahlaußenseite links

Der in Abbildung 5 gezeigte Bildausschnitt zeigt nur die Änderungen der bezogenen Lagerungsdichte über eine Eindringtiefe des Pfahls von 0,10 m. Weitere Bildauswertungen zeigen, dass diese Ergebnisse in qualitativer wie auch quantitativer Hinsicht für andere

Tiefen dieses Versuchs ebenfalls gültig sind. Der Einflussradius des vibrierten Pfahls auf den umgebenden Boden bleibt, unabhängig von der Tiefe, konstant.

Anhand der identifizierten Zonen von Verdichtung und Auflockerung sowie deren Größe und Magnitude kann das numerische Modell für die Horizontalbelastung dahingehend verfeinert werden, dass die Zustandsgrößen der Lagerungsdichte nach der Pfahlinstallation als Ausgangszustand für das numerische Modell übernommen werden können.

# 4 Numerische Simulation des horizontalen zyklischen Tragverhaltens

# 4.1 Konzept der expliziten Berechnung

Bei der FE-Berechnung des Randwertproblems mit zyklischer Belastung kommen zwei grundsätzlich unterschiedliche Vorgehensweisen zum Einsatz, einerseits die implizite Methode und andererseits die explizite Methode. Bei der impliziten Vorgehensweise wird die zyklische Belastung bei jedem Zyklus durch eine Belastung, Entlastung und eine Wiederbelastung simuliert. Diese Be- und Entlastungen werden mit der Spannungs-Dehnungsratenbeziehung in vielen einzelnen Inkrementen berechnet. Die akkumulierte Dehnung resultiert aus nicht vollständig geschlossenen Dehnungsschleifen infolge plastischer Dehnung bei Be- und Entlastung. Diese Methode ist aufgrund der systematischen Fehler der Materialmodelle und der numerischen Fehler der Integrationsroutine nur für wenige Zyklen (N < 50) sinnvoll anwendbar (NIEMUNIS, 2002). Für die Belastung infolge darüber hinausgehender Zyklenanzahl N, die sogenannte hochzyklische Belastung, ist die explizite Methode besser geeignet. Dabei wird die bleibende Dehnung explizit durch einen empirischen Ansatz ermittelt, ohne die Dehnungspfade der einzelnen Zyklen inkrementell zu verfolgen. Die Akkumulation unter einer zyklischen Belastung wird analog zum Dehnungsvorgang eines viskosen Materials behandelt. Anstelle der Zeit t tritt hier jedoch die Zyklenanzahl N auf. Durch dieses explizite Verfahren wird der Berechnungsaufwand, d.h. die Rechenzeit, und zusätzlich der systematische Fehler, deutlich reduziert.

Für die numerische Berechnung in dieser Studie wird das HCA-Modell (High-Cycle-Accumulation Model, nach NIEMUNIS et al., 2005) verwendet. Neben diesem Modell wird für die FE-Berechnung noch ein konventionelles Stoffmodell benötigt, mit dem die ersten zwei Lastzyklen implizit berechnet werden. Im zweiten Zyklus wird der Verlauf der Dehnungspfade in jedem Integrationspunkt der Finiten Elemente aufgezeichnet. Daraus wird anschließend die Dehnungsamplitude  $\varepsilon^{ampl}$  ermittelt. Die Dehnungsamplitude  $\varepsilon^{ampl}$  ist ein wichtiger Eingangsparameter für die Berechnung weiterer Zyklen, die explizit mit dem Akkumulationsmodell erfolgt. Dabei werden die bleibenden Dehnungen oder die Spannungsänderungen an den Integrationspunkten in Abhängigkeit vom Inkrement  $\Delta N$  der Zyklenanzahl berechnet. Das Inkrement  $\Delta N$  kann am Anfang der Berechnung klein und mit zunehmender Zyklenanzahl größer gewählt werden (z.B. am Anfang  $\Delta N = 0.1$  und ab 100.000 Zyklen  $\Delta N = 1.000$ ). Während der expliziten Berechnung wird die Dehnungsamplitude  $\varepsilon^{ampl}$  als konstant angenommen. Aufgrund von Verdichtung oder Auflockerung des beanspruchten Bodens kann sich  $\varepsilon^{\text{ampl}}$  während einer zyklischen Belastung jedoch verändern. Die Anpassung der Dehnungsamplitude ist daher erforderlich und erfolgt durch die Zwischenschaltung von implizit gerechneten Aktualisierungszyklen in den expliziten Berechnungen (Abbildung 6).



Abbildung 6: Schematische Darstellung einer Berechnung mit dem HCA-Modell

Für die implizite Berechnung wird das hypoplastische Stoffmodell mit intergranularer Dehnung nach NIEMUNIS & HERLE (1997) verwendet. In Kombination mit dem HCA-Modell wurde die Hypoplastizität erfolgreich in mehreren FE-Berechnungen eingesetzt, siehe auch LE (2015) sowie LE et al. (2017).

# 4.2 FE Modell und Randbedingungen

In dieser Studie wird das Verformungsverhalten eines Monopfahls unter lateral zyklischer Belastung numerisch anhand des HCA-Modell untersucht. Die Ergebnisse des Modellversuchs haben gezeigt, dass die Installation durch Vibration einen Einfluss auf die Lagerungsdichte um den Pfahl hat. Diese Änderung wird in der numerischen Berechnung berücksichtigt.

Alle Berechnungen in dieser Studie werden mit dem FEM-Programm ANSYS<sup>®</sup> 17.0 mit eigener implementierter Subroutine "USERMAT" durchgeführt. Für die Diskretisierung des 3D-Modells wird das 8-knotige Element SOLID185 mit tri-linearer Ansatzfunktion und voller Integration verwendet. Die Parameter des HCA-Modells für Berliner Sand werden in Tabelle 1 angegeben. Diese Parameter wurden durch elf zyklische Triaxialversuche kalibriert. Tabelle 2 fasst die Stoffparameter für die Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung zusammen. Die verwendeten Versuchsergebnisse und die Kalibrierungsprozedur können der Arbeit von Le (2015) entnommen werden. In den nachfolgenden Berechnungen wird Stahl mit einem linear elastischen Materialmodell mit dem E-Modul  $E = 2.1 \cdot 10^5 MN/m^2$ , der Poissonzahl v = 0.3 und einer Dichte  $\rho = 7850 kg/m^3$  simuliert. Die Interaktion zwischen Pfahl und Sand wird anhand von Kontaktelementen mit Mohr-Coulomb-Kontakt und einem Reibungskoeffizienten  $\mu = 0.5$  beschrieben. Der Sand ist vollständig gesättigt und drainiert während der Belastung. Die Verschiebungsrandbedingung wird so vorgegeben, dass alle Knoten am unteren Rand des Modells fest sind. Die Knoten am seitlichen Rand können sich nur vertikal bewegen.

| Tabelle 1: Parameter des HCA-Modells für Berlin |
|---|
|---|

| C <sub>ampl</sub> | $C_{\rm N1}$ | $C_{N2}$ | $C_{N3}$            | $C_p$ | $\mathcal{C}_{\mathrm{Y}}$ | Ce    | $C_{\pi 1}$ | $C_{\pi 2}$          |
|-------------------|--------------|----------|---------------------|-------|----------------------------|-------|-------------|----------------------|
| 2.05              | 0.002        | 0.022    | $8.5 \cdot 10^{-5}$ | 0.55  | 1.96                       | 0.325 | 56          | $1.25 \cdot 10^{-3}$ |

Tabelle 2: Parameter von Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung für Berliner Sand

| $arphi_{ m c}$ [°] | h <sub>s</sub> [MPa] | n    | e   | d0 e           | c0     | $e_{i0}$ | α    | β   |
|--------------------|----------------------|------|-----|----------------|--------|----------|------|-----|
| 31.5               | 2300                 | 0.30 | 0.3 | <b>391 0.0</b> | 588 O. | .791     | 0.13 | 1.0 |
|                    |                      |      |     |                |        |          |      |     |
|                    |                      |      |     |                |        |          |      |     |
|                    | 1                    | n_   | m_  | R              | ν      | ß        |      |     |
|                    | ,                    | "R   | mer | n              | λ      | Pr       |      |     |

Basierend auf den Versuchsergebnissen der experimentellen Untersuchung wird die Anfangsbedingung des Bodens mit einer Auflockerungs- und einer Verdichtungszone um den Pfahlmantel simuliert (Zustand nach der vibrierten Pfahlinstallation, Abbildung 7, links). Der Modellpfahl hat folgende Abmessungen: Außendurchmesser d = 0.2 m, Wandstärke

t = 4 mm. Die Auflockerungszone direkt am Pfahlmantel hat eine Breite von 4.0 mm und die Breite der Verdichtungszone entspricht 40 mm. Die bezogene Anfangslagerungsdichte des Sandes ist  $I_0$  (bezogene Lagerungsdichte vor Eindringung), bezogene Lagerungsdichte der Verdichtungszone  $I_{com}$  und bezogene Lagerungsdichte der Auflockerungszone  $I_{loo}$ .



Abbildung 7: Schematische Darstellung des Modells (links) und FE-Diskretisierung des Modells (rechts)

Für eine bessere Verteilung der Last werden die ersten 3 *cm* am Pfahlkopf mit erhöhter Steifigkeit  $E = 10^{10} kPa$  simuliert. Die horizontale Last wird an zwei gegenüberliegenden Punkten am äußeren Rand eingeleitet. (Abbildung 7, rechts). Die Spannung im Boden hat einen Anfangszustand mit  $K_0 = 1 - sin\varphi = 0.478$ . Die horizontale Belastung wird mit dem mittleren Wert von  $H_{av} = 0.25 kN$  und einer Amplitude von  $H_{ampl} = 0.20 kN$  angenommen.

# 4.3 Ergebnisse der Simulation

In der experimentellen Untersuchung im Modellmaßstab wurde festgestellt, dass sich nach der Eindringung mittels Vibration eine Auflockerungs- und eine Verdichtungszone ( $I_{too}$  und  $I_{com}$ ) um den Pfahl entwickelt. Der Einfluss dieser Zone wird in der numerischen Simulation untersucht.



Abbildung 8: Horizontale Verschiebung und Entwicklung der Porenzahl nach 10.000 Zyklen in dem Versuch mit I<sub>0</sub> = 76%, I<sub>loo</sub> = 55% und I<sub>com</sub> = 80%

In Abbildung 8 wird die typische Verteilung der horizontalen Verschiebung im Boden (links) und die Porenzahl (rechts) nach 10.000 Lastzyklen gezeigt. In der rechten Darstellung kann eine Änderung der Lagerungsdichte während der zyklischen Beanspruchung beobachtet werden. Die zyklische Belastung verursacht eine Verdichtung im oberen Bereich am Pfahl auf der Seite in Lastrichtung und eine geringe Auflockerung in der Gegenrichtung. Eine Drehung des Pfahls mit zunehmender Zyklenzahl kann ebenfalls beobachtet werden.

In einer Parameterstudie wird der Einfluss der Auflockerungszone um den Pfahl untersucht. In einer Serie wird die Lagerungsdichte der Auflockerungszone  $I_{loo}$  variiert, während die bezogene Anfangslagerungsdichte  $I_0 = 76\%$  und die bezogene Lagerungsdichte in der Verdichtungszone  $I_{com} = 80\%$  in allen Versuchen konstant gehalten werden. Abbildung 9 zeigt die Verschiebung am Pfahlkopf in Abhängigkeit von der Zyklenzahl (links) und mit Variation der bezogenen Lagerungsdichte  $I_{loo}$  (rechts). Es zeigt sich, dass die Verschiebung mit abnehmender Lagerungsdichte der Auflockerungszone steigt. Die Pfahlverschiebung für eine bestimmte Anzahl von Lastzyklen nimmt mit steigender bezogenen Lagerungsdichte  $I_{loo}$  ab (rechts).



Abbildung 9: Horizontale Verschiebung am Pfahlkopf in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte I<sub>100</sub> der Auflockerungszone

In einer weiteren Parameterstudie wird der Einfluss des Verdichtungsgrades untersucht. In vier Simulationen wird die bezogene Lagerungsdichte der Verdichtungszone von  $I_{com} = 76\%$  bis 100 % variiert, während die bezogenen Lagerungsdichten  $I_0 = 76\%$  und  $I_{loo} = 55\%$  konstant gehalten werden. Die Ergebnisse der Pfahlkopfverschiebung weisen einen kleinen Unterschied in der horizontalen Pfahlkopfverschiebung auf (Abbildung 10, links). Diese Verschiebung ist gering und im Vergleich zu der Gesamtverschiebung des Pfahls vernachlässigbar.



Abbildung 10: Horizontale Pfahlkopfverschiebung in Abhängigkeit der bezogenen Lagerungsdichte I<sub>com</sub> der Verdichtungszone

152

# 5 Schlussfolgerungen

Die Bewertung der Pfahlinstallation zeigt, dass Zustandsänderungen im Boden zuverlässig mit dem angewandten Versuchsaufbau und der Methode der Digitalen Bildkorrelation exakt bestimmt werden können. Es werden deutliche Zonen von Auflockerung und Verdichtung um den Pfahlmantel dokumentiert, deren Größe und Magnitude für die Erstellung des numerischen Modells zur nachfolgenden Belastung verwendet werden können.

Zur Simulation der Horizontalbelastung mit mehr als 100.000 Zyklen wird das HCA-Modell verwendet. Die Ergebnisse zeigen, dass die schmale Auflockerungszone direkt am Pfahlmantel einen Einfluss auf das laterale Verformungsverhalten hat, wohingegen die deutlich breitere Verdichtungszone im weiteren Pfahlumfeld einen nur noch geringen Einfluss hat. Dies zeigt, dass die Annahme einer homogenen Lagerungsdichte des Bodens für die Simulation einer Horizontalbelastung nicht realitätsnah wäre. Hierdurch werden Verschiebungen infolge der Belastung unterschätzt, da die Einflüsse der Installation nicht berücksichtigt werden.

Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen einen vielversprechenden Ansatz zur Bestimmung der horizontalen Verschiebung eines Pfahls unter Berücksichtigung von dessen Einbringart. Änderungen der bezogenen Lagerungsdichte in Pfahlnähe infolge der vibrierten Installation sind daher bei der Bewertung des zyklisch horizontalen Tragverhaltens zu berücksichtigen, da diese Dichteänderungen Auswirkungen auf das Tragverhalten haben können.

# 6 Danksagung

Die hier gezeigten Forschungsarbeiten wurden durch die *innogy SE* unterstützt, wofür an dieser Stelle gedankt wird, und sind Teil des Forschungsprojektes *"Scaled Testing of Vibration in Medium to very Dense Sand"*.

### Literatur

Gattermann, J., Herwig, V., Moormann, C.: VIBRO Project - Ergebnisse des Großversuchs zur Bestimmung des lateralen Tragverhaltens von vibrierten und geschlagenen Stahlrohrpfählen. In *10. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels' der Technischen Akademie Esslingen e.V. am 19.-20.01.2016, S. 183-190,* 2016.

Glasenapp, R.: *Das Verhalten von Sand unter zyklischer irregulärer Belastung*. PhD Thesis, Technische Universität Berlin, Berlin, 2016.

Le, V. H., Rackwitz, F., Savidis, S.: Verformungsakkumulation bei Monopilegründungen in Sand mit Lastrichtungswechseln. *Bauingenieur*, 92(6): S. 263-270, 2017.

Le, V. H.: Zum Verhalten vom Sand unter zyklischer Beanspruchung mit Polarisationswechsel im Einfachscherversuch. PhD Thesis, Technische Universität Berlin, Berlin, 2015.

Niemunis, A., Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2(4): S.. 279-299, 1997.

Niemunis, A.: *Extended hypoplastic models of soils*. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, 2002.

Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, T.: A high-cycle accumulation model for sand. *Computers and Geotechnics*, 32(4):S. 245-263, 2005.

Sutton, M. A., Orteu, J. J., Schreier, H. W.: Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements, 2009.

Walz, B.: Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik - Verfahren und Anwendung. In 2. . Hans Lorenz Symposium am 12.10.2006, Heft Nr. 40, Berlin. S. 13–26, 2006.

White, D. J.: An Investigation into the Behaviour of Pressed-In Piles. PhD Thesis, University of Cambridge, UK, 2002.

#### Autoren

Fabian Remspecher, M.Eng. Dr.-Ing. Viet Hung Le Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz Technische Universität Berlin Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik Gustav-Meyer-Allee 25, 13355 Berlin

Dr.-Ing Volker Herwig Benjamin Matlock, M.Sc.

Innogy SE Kapstadt Ring 7, 22297 Hamburg fabian.remspecher@tu-berlin.de v.le@tu-berlin.de frank.rackwitz@tu-berlin.de

> www.grundbau.tu-berlin.de Tel.: 030 314 72341

> volker.herwig@innogy.com ben.matlock@innogy.com

# Änderung der Bodenzustandsgrößen bei der Schlag- und Vibrationsrammung offener Stahlrohrpfähle in wassergesättigten Sanden

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann<sup>1</sup>, Johannes Labenski, M.Sc.<sup>1,2</sup>, Bastian Hoffmann, M.Sc.<sup>1</sup>, Shreyas Giridharan, M.Sc.<sup>1</sup>, Sujith Gowda, M.Sc.<sup>1</sup> Dr.-Ing. Volker Herwig<sup>3</sup>, Benjamin Matlock MEng<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik (IGS), <sup>2</sup>Arcadis Germany GmbH, Darmstadt, zuvor<sup>1</sup> <sup>3</sup>Innogy SE, Hamburg

# 1 Einleitung

Offene Stahlrohrpfähle werden für vielfältige Aufgabenstellungen im Wasser- und Hafenbau sowie im Offshore-Bereich eingesetzt. Stahlrohrpfähle, insbesondere im Offshore-Bereich, wurden bisher überwiegend mittels Schlagrammung installiert, obwohl das Potential der alternativen Vibrationsrammung aus der Einbringung von Spundbohlen bekannt ist: Insbesondere die Installationszeit und die Geräuschemissionen sowie die Fatigue-Beanspruchung des Stahlprofils während der Installation können gegenüber einer Schlagrammung signifikant reduziert werden.

Für viele Anwendungen ist das laterale Tragverhalten von besonderer Bedeutung, das aber für einvibrierter Stahlrohrpfähle wissenschaftlich noch wenig erforscht ist. Viele Untersuchungen zum lateralen Tragverhalten wurden ohne besondere Berücksichtigung des Installationsvorgangs an eingedrückten oder bereits im Boden vorinstallierten Pfählen durchgeführt (z. B. KLINKVORT ET AL. 2013, LEBLANC ET AL 2010). Zum lateralen Tragverhalten einvibrierter Monopiles wurde 2016 ein großmaßstäblicher Feldversuch durchgeführt (MOORMANN ET AL. 2016).

Untersuchungen zur Vibrationsrammung von Pfählen zeigen einen Einfl uss zyklischer und dynamischer Effekte auf, die das Penetrationsverhalten einerseits und den den Pfahl umgebenden Boden andererseits beeinflussen. Jüngste Untersuchungen von MASSARSCH ET AL. (2017) weisen dem Verhältnis von Vibrationsfrequenz zu optimaler Verdichtungsfrequenz bzw. optimaler Installationsfrequenz einen maßgebenden Effekt zu. Bei Vibration mit der optimalen Verdichtungsfrequenz nimmt die Penetrationsrate des Pfahls ein Minimum an und der Energieübertrag zwischen Pfahl und Boden maximiert sich. Vibriert man mit der optimalen Installationsfrequenz kommt es aufgrund der großen Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden zu einem geringen Energieübertrag infolge der Vibration, aber zu einer maximalen Penetrationsrate (LABENSKI 2018).

Infolge der Pfahlinstallation ändern sich also die Bodenzustandsgrößen und Spannungen im Umfeld des Pfahls, wobei die eingesetzte Installationsmethode sowie die gewählten Installationsparameter einen signifikanten Einfluss haben. Für das Verständnis der Auswirkung der Installationsparameter auf das laterale Tragverhalten ist daher die Erforschung der Bodenzustandsgrößen infolge der Einbringung von besonderer Beudeutung. Auf der Basis von physikalischen und numerischen Untersuchungen werden diese Wechselwirkungen in dem vorliegenden Beitrag näher untersucht.

# 2 Erfahrungswerte aus der Literatur

In der Literatur wird insbesondere über Untersuchungen zur Änderung der Bodenzustandsgrößen bei der Impulsrammung von Fertigteilpfählen mit geschlossenen und offenen Querschnitten berichtet (KEMPFERT & MOORMANN 2018), während die Vorgänge bei einvibrierten offenen Stahlrohrpfählen noch wenig erforscht sind.

So führte WITZEL (2004) Modellversuche zum Einbringen und zum axialen Widerstand von vorgefertigten Verdrängungspfählen in Sand durch. Die am Fuß geschlossenen Stahlrohrpfähle mit einem Außendurchmesser von 5,0 cm und variierender Einbindetiefe (0,60 m bis 1,40 m) wurden in dicht gelagerten, trockenen Sand gerammt. Die Dehnungsmessung am Pfahl erfolgte mit Dehnmessstreifen, die Messung der Spannungen im Boden mittels Erddruckgebern. WITZEL verzeichnete einen kontinuierlichen Anstieg der Radialspannungen, sobald der Pfahlfuß einen vertikalen Abstand von etwa 10-D zur Messebene unterschritt. Kurz bevor die Pfahlspitze die jeweilige Messebene passierte, erreichten die radialen Spannungen ihren Maximalwert. Nach Erreichen des Maximalwertes fiel die Radialpannung neben dem Pfahlmantel wieder ab und ging zum Ende der Rammung annährend auf ihren Anfangswert zurück. Diese Beobachtungen bestätigen die Vorstellung von LINDER (1977), dass sich unterhalb des Pfahlfußes eines Rammpfahls ein verdichteter Bodenpfropfen ausbildet, der im Laufe des Rammvorganges vom Pfahlfuß vorangetrieben tiefer gerammt wird. Über den Bodenpropfen hinausgehend entsteht danach durch den



**Abbildung 1:** Veränderung der vertikalen Spannung  $\sigma'_{v}$  unter der Pfahlfußebene infolge des Rammvorganges nach WITZEL (2004)

Rammvorgang ein Bereich erhöhter Vertikalspannungen unterhalb des Pfahlfußes. Abbildung 1 zeigt die prozentuale Zunahme der vertikalen Spannung  $\Delta \sigma'_{v}$  durch den Rammvorgang in Abhängigkeit des Abstandes zum Pfahlfuß und der horizontalen Position (60°und 80°-Linie in Anlehnung an LINDER 1977). Die vertikale Spannungszunahme  $\Delta \sigma'_{v}$  ist auch von der aufgewendeten Rammarbeit W abhängig.

Hinsichtlich der Vertikalspannungen im Sand beobachtete WITZEL (2004) im Umfeld des Pfahlmantels im Laufe des Rammvorganges eine Abnahme, deren Intensität umso höher war, je geringer der Abstand zum Pfahl war; die Reichweite der vertikalen Spannungsänderungen betrug etwa 4 D von der Pfahlachse. Die Auswertung in Abb. 1a, in dem die gemessene vertikale Spannungsänderung  $\Delta \sigma'_{v}$  in Abhängigkeit des Abstandes von der Pfahlachse aufgetragen ist, lässt erkennen, dass auch die Summe der Rammarbeit Einfluss auf die Abnahme der Vertikalspannungen hat: insbesondere im Nahbereich des Pfahlmantels bewirkt eine höhere Summe der Rammarbeit einen stärkeren Abfall der vertikalen Spannungen im Boden. WITZEL (2004) deutet diese Abnahme der vertikalen Spannungen als eine durch den Rammvorgang bedingte Auflockerung in direkter Umgebung um den Pfahlschaft, stellte aber andererseits fest, dass die mobilisierbare Mantelreibung mit zunehmender schichtbezogener Rammarbeit W anstieg. Diesen scheinbaren Widerspruch erklärte WITZEL (2004) mit dem Anstieg des Erdruhedruckbeiwertes K<sub>0</sub> infolge des Rammvorganges (Abb. 2b). Danach ergibt sich aus den durch die Rammung bedingten horizontalen und vertikalen Spannungsänderungen ein deutlicher Anstieg des "Erdruhedruckbeiwertes"  $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$  im Pfahlnahbereich, der im Abstand von 2·D von



**Abbildung 2:** a) Vertikale Spannungsänderung  $\Delta \sigma'_{\nu}$  in Abhängigkeit des Abstandes von der Pfahlachse und der Rammarbeit  $\Sigma W$ ; b) Änderung von  $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_{\nu}$  neben dem Pfahl infolge des Rammvorganges nach WITZEL (2004)

der Pfahlachse etwa um den Faktor drei höher ist als im Ausgangszustand vor der Pfahlrammung. Ein Effekt wurde bis in einen Abstand von 10·D von der Pfahlachse nachgewiesen.

STAHLMANN & FISCHER (2013) untersuchten die Änderung von Spannungszuständen im Boden bei gerammten und vibrierten offenen Stahlrohren in überwiegend wassergesättigtem Sand in einem großmaßstäblichen Modellversuch. Dafür wurden Stahlrohre mit einem Außendurchmesser von 0,36 m und einer Wandstärke von 3,0 mm jeweils 2,5 m tief in den Boden eingebracht. In verschiedenen Tiefen und Abständen zum Pfahl wurden sowohl die vertikalen und horizontalen bzw. radialen totalen Spannungen als auch der Porenwasserüberdruck gemessen. STAHLMANN & FISCHER (2013) stellten bei den gerammten Pfählen fest, dass mit herannahendem Pfahlfuß die Radialspannungen ansteigen. Passiert der Pfahlfuß jedoch die Messebene, so kommt es in der Folge wieder zu einer Reduktion der Horizontalspannung (Abb. 3a). Somit konnten die von WITZEL (2004) in trockenem Sand gewonnenen Erkenntnisse im wassergesättigten Sand bestätigt werden.

Die von STAHLMANN & FISCHER durchgeführten Porenwasserdruckmessung ergaben, dass bei einer schlagenden Pfahlinstallation unter den hier maßgebenden Randbedingungen keine wesentliche Akkumulation von Porenwasserüberdrücken auftritt (Abb. 4a).

Ergänzend zu den Rammversuchen wurden Vibrationsversuche durchgeführt. Abbildung 3b zeigt die Horizontalspannungen bei vibrierender Installation. Spannungserhöhungen, die in ihrer absoluten Größe zudem deutlich kleiner ausfallen als bei den Versuchen mit

160


**Abbildung 3:** Horizontalspannungen a) während der Impulsrammung und b) während der Vibrationsrammung nach STAHLMANN & FISCHER (2013)



Abbildung 4: Porenwasserdruckmessungen a) während der Impulsrammung und b) während der Vibrationsrammung nach STAHLMANN & FISCHER (2013)

schlagender Installation, sind lediglich bei Annhäherung des Pfahlfußes an die Messebenen zu beobachten. Die während der Vibrationsrammung gemesssenen Porenwasserdruckmessungen (Abb. 4b) zeigen geringfügig höhere Werte als während der Schlagrammung.

Die während der Vibrationsrammung und nachlaufend auftretenden bodenmechanischen Vorgänge und Interaktionen zwischen Pfahl und Boden sind komplex. Zur mathematischen Beschreibung des Vibrationsrammens entwickelten RODGER & LITTLEJOHN (1980) aufbauend auf Modellversuchen einen Ansatz, der physikalische Zustände in Abhängigkeit

von der Beschleunigungsamplitude unterscheidet. Hierauf aufbauend stellte DIERSSEN (1994) ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung von Vibrationsvorgängen im trockenen Sand vor. Eine Erweiterung und numerische Modellbildung mit Hilfe des hypoplastischen Stoffgesetzes präsentierte CUDMANI (2001). Basierend auf Feld- und Laborversuchen werden zwei Einbringmodi (Bewegungstypen) beim Vibrationsrammen identifiziet, die von dem Anfangszustand (Lagerungsdichte, Spannungsniveau) des Bodens abhängig sind, aber auch durch die Herstellparameter (Frequenz, statisches Moment, statische Auflast) beeinflusst werden können:

Kavitatives bzw. langsames Vibrationsrammen tritt insbesondere bei einer großen Bewegungsamplitude des Rammguts auf. Dies kann der Fall sein, wenn das Arbeitsmoment der Vibratoren (große Unwuchtstellung) sehr groß ist, wenn die Vibrationsfrequenz klein ist oder wenn der Boden auf Grund seiner Lagerung und seines Spannungszustands einen sehr großen Pfahlfußwiderstand generiert, also insbesondere bei mitteldichter bis dichter Lagerung (RODGER & LITTLEJOHN 1980, CUDMANI 2001). Beim kavitativen Vibrationsrammen findet bei der Aufwärtsbewegung ein Kontaktverlust zwischen Fuß des Rammguts und Boden statt, sodass die Abwärtsbewegung ohne Kontakt zwischen Fuß und Boden beginnt. Nach Auftreffen des Fußes auf den Boden wird



**Abbildung 5:** Idealisierter Verlauf der Spitzendruckkraft  $F_s$  für a) kavitatives Vibrationsrammen und b) nicht-kavitatives Vibrationsrammen nach DIERSSEN (1994)

der Spitzendruck erneut mobilisiert, ohne dabei den Grenzzustand zu erreichen (Abb. 5).

Nicht-kavitatives bzw. schnelles Vibrationsrammen liegt dann vor, wenn die Bewegungsamplitude des Pfahlfußes in Verbindung mit großen statischen Auflasten klein ist und sich die Pfahlspitze nicht vom Boden löst. Dies ist insbesondere der Fall bei Wahl eines geringen Arbeitsmoments der Vibratoren, hoher Vibrationsfrequenz oder wenn der Boden auf Grund seiner Lagerung und seines Spannungszustands einen geringen Pfahlfußwiderstand generiert, also insbesondere in locker bis mitteldicht gelagerten Böden (RODGER & LITTLEJOHN 1980, CUDMANI 2001). Beim nicht kavitativen Vibrationsrammen tritt bei der Aufwärtsbewegung des Pfahls kein Kontaktverlust zwischen dem Fuß des Rammgutes und dem Boden. Es kommt daher zu keiner vollständigen Entspannung des Bodens, sodass der Boden während der Abwärtsbewegung des Rammgutes einen Grenzwiderstand erreicht.

Unabhängig vom auftretenden Vibrationsmodus kommt es entlang des Pfahlmantels durch die zyklische Bewegung des Pfahls zu einer Reduktion der Scherfestigkeit des Bodens. Unterschiede ergeben sich insbesondere im Verhalten des Bodens am Pfahlfuß.

In einem umfangreichen Versuchsprogramm untersuchten VOGELSANG ET AL. (2017) unter anderem den Vibrationsmodus. Hierfür wurden Versuche mit verschiebungskontrollierten zyklischen Amplituden unter Einhaltung einer konstanten Durchschnittsgeschwindigkeit durchgeführt, um die Effekte des kavitativen und nicht-kavitativen Vibrationsrammens unter Ausschluss der Dynamik zu untersuchen. VOGELSANG ET AL. (2017) stellten fest, dass während der Pfahlinstallation sowohl monotone als auch zyklische Effekte den Bodenwiderstand gegenläufig beeinflussen. Durch eine monotone Pfahlbewegung erhöht sich die auf den Pfahl wirkende Spannung des Bodens. Die (hoch)zyklische Bewegung des Pfahls hingegen sorgt für eine Entspannung. Ein Indikator, welcher Effekt überwiegt, kann das Verhältnis von Aufwärtsbewegung innerhalb eines Bewegungszyklus zur effektiven Eindringung des Pfahls pro Zyklus sein. Mit Zunahme dieses Verhältnisses überwiegen zyklische Effekte, was zu einem einfacheren Penetrationsvorgang führt und dem kavitativen Vibrationsrammen zuzuordnen ist. Bei einem kleinen Verhältnis überwiegen monotone Effekte und der Widerstand während der Pfahlinstallation gleicht sich dem Widerstand während des monotonen Einpressvorgangs an, was dem nicht-kavitativen Vibrationsrammen zugeordnet werden kann. Die zyklischen Effekte machen sich insbesondere in mitteldicht gelagertem Sand bei Nutzung einer möglichst großen Verschiebungsamplitude des Pfahls bemerkbar. In Abbildung 6 sind die Verläufe des Pfahlspitzendrucks für die Versuche in mitteldichter Lagerung mit einem mit konstanter Geschwindigkeit eingedrückten Pfahl sowie für mit großer und kleiner Verschiebungsamplitude verschiebungskontrolliert zyklisch installierten Pfähle dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Pfahl, der mit einer großen Verschiebungsamplitude zyklisch installiert wurde, einen geringeren Pfahl-spitzendruck generiert, als der Pfahl, der mit kleiner Verschiebungsamplitude zyklisch installiert wurde. Zudem ist festzustellen, dass der Verlauf des Pfahlspitzendrucks im Fall der zyklischen Installation mit kleiner Verschiebungsamplitude gut mit dem Pfahlspitzendruck des mit konstanter Geschwindigkeit eingedrückten Pfahls übereinstimmt.



**Abbildung 6:** Pfahlfußwiderstand während der zyklischen Pfahlinstallation mit großer (links) und kleiner (rechts) Verschiebungsamplitude im Abgleich mit monotonem Eindrücken des Pfahls in Sand mit mitteldichter Lagerung nach VOGELSANG (2017)

Bei Versuchen mit einvibrierten Pfählen stellten VOGELSANG ET AL. (2017) in mitteldichter, dichter und sehr dichter Lagerung des Sands ein ähnliches Verhalten und lediglich geringe quantitative Unterschiede fest. Unter Heranziehung der beiden Vibrationsmodi kavitativ und nicht-kavitativ erkannten sie, dass lediglich bei dem Versuch in sehr dichter Lagerung ein eindeutig kavitativer Vibrationsvorgang stattfindet. Bei den Versuchen in mitteldichter und dichter Lagerung ließ sich keine vergleichbar klaren Aussage treffen. In beiden Fällen verlief der Pfahlspitzendruck ähnlich; es handelte sich weder um einen eindeutig kavitativen, noch um einen eindeutig nicht-kavitativen Pfahlspitzendruckverlauf.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Um detailliertere Aussagen zur Installation von Stahlrohrpfählen mittels Vibrationsrammung sowie zu deren lateralem Tragverhalten treffen zu können, wurden im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojektes mit der TU Berlin (LE ET AL. 2018; REMSPECHER ET AL. 2018) sowohl physikalische als auch nummerische Untersuchungen durchgeführt. Die physikalischen Untersuchungen wurden als 1g-Modellversuche konzipiert, bei denen der vibrierende Installationsvorgang von Stahlrohrpfählen in wassergesättigten Sanden unterschiedlicher Lagerungsdichte - unter Variation der maßgeblichen Installationsparameter - und das laterale Tragverhalten dieser Pfähle unter monotonen und zyklischen Einwirkungen simuliert wurde.

## 3.1 Versuchssand

Bei dem verwendeten Modellsand handelt es sich um einen enggestuften mittel- bis groben Berliner Sand mit einer Ungleichförmigkeitszahl von C<sub>U</sub> = 3,5. Die maximale bzw. minimale Dichte wurde von LE (2015) zu  $\rho_{d,max}$  = 1,906 g/cm<sup>3</sup> bzw.  $\rho_{d,min}$  = 1,570 g/cm<sup>3</sup> ermittelt. Die Korndichte beträgt 2,61 g/cm<sup>3</sup>. In Abbildung 7 ist die Sieblinie dargestellt.



Abbildung 7: Korngrößenverteilung des in den Modellversuchen eingesetzten Berliner Sandes

# 3.2 Modellpfahl

Der für die Modellversuche verwendete Versuchspfahl ist ein offenes glasfaserverstärktes Kunststoffrohr (GFK), mit dem im Hinblick auf die laterale Belastung am Pfahlkopf die sich aus den Modellgesetzen äquivalente Biegesteifigkeit zutreffend abgebildet werden (LABENSKI 2019). Die Abmessungen des Versuchspfahls mit einem Außendurchmesser von 208 mm und einer Wandstärke von 3,2°mm entsprechen den skalierten Abmessungen des Feldversuches 'VIBRO I' (MOORMANN ET AL. 2016). Das Verhältnis L/D wurde zu 4,2

gewählt, was einer Einbindetiefe von 870 mm entspricht. Der Modellpfahl wurde mit Dehnmessstreifen (DMS) entlang des Pfahlmantels sowie einem Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf instrumentiert. Über die DMS wurde während der Installation der Verlauf des Pfahlfußwiderstands aufgezeichnet, um Aussagen über den Vibrationsmodus machen zu können. Während der lateralen Pfahlprobebelastung wurde über die DMS die am Pfahlmantel entstehende Biegedehnung gemessen.

### 3.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau der Modellversuche ist in Abbildung 8a dargestellt. Die Versuche wurden in einem aus Betonringen erstellten Behälter mit einem inneren Durchmesser von 2,0 m sowie einer Höhe von 2,5 m durchgeführt. Der Versuchsbehälter wurde mit einer 0,3 m hohen Drainageschicht, gefolgt von einer 2,1 m hohen Sandschicht befüllt. Nach Einbau des Bodens wurde der Versuchsbehälter von unten mit Wasser geflutet.

Die Versuche wurden in mitteldicht, dicht und sehr dicht gelagertem Sand durchgeführt. Dafür wurde der feuchte Sand für jeden Versuch schichtweise eingebaut und mit einer elektrischen Rüttelplatte verdichtet, bis die gewünschte Lagerungsdichte erreicht war.

Für die Durchführung der Vibrationsversuche wurde eine Pfahlführung verwendet (Abb. 8b), die eine verkippungs- und verdrehungsfreie Installation der Pfähle ermöglichte. Als Erreger wurden Unwuchtmotoren am Pfahlkopf befestigt, deren Frequenz über einen Frequenzumrichter gesteuert werden. Die dynamische Kraft konnte zusätzlich durch Veränderung der Schwungmassen variiert werden.

Die Modellversuche wurden mit variierenden Pfahlherstellparametern durchgeführt. Es wurden neben der Lagerungsdichte des Sandes die Frequenz, das Arbeitsmoment und die Zentrifugalkraft variiert. Als Referenz wurden zusätzlich Pfähle eingedrückt und eingerammt. Die Installation durch Impulsrammung wurde durch ein elektrisches Rammsondiergerät realisiert, das pro Schlag einen Energieeintrag von 49,05 Nm mobilisierte.

Die Pfahlpenetrationstiefe wurde über einen Positionsmessgeber (PT) während des gesamten Installationsvorgangs aufgeszeichnet. Zur Messung der Spannung und des Porenwasserdruckes wurden drei radiale ( $\sigma_o$ ,  $\sigma_m$ ,  $\sigma_u$ ) sowie ein vertikaler( $\sigma_v$ ) Erddruckgeber bzw. Porenwasserdruckgeber ( $u_o$ ,  $u_m$ ,  $u_u$ ,  $u_v$ ) in den Sand eingebaut. Zusätzlich wurden drei triaxiale Beschleunigungsaufnehmer (Geo 1-3) in dem Versuchsboden eingebracht (Abb. 8a).



Abbildung 8: a) Versuchsaufbau für die vibrierende Pfahlinstallation,, b) Installation Vibrationsversuch

# 3.4 Ausgewählte Versuchsergebnisse

### 3.4.1 Pfahlpenetration

Im Folgenden werden die Ergebnisse zweier ausgewählter, repräsentativer Modellversuche mit einvibrierten Pfählen vorgestellt und mit den Ergebnissen eines eingedrückten Pfahls verglichen. Die drei Versuche wurden in mitteldicht gelagertem Sand durchgeführt. Die Vibrationsrammung der beiden vorgestellten Versuche erfolgte mit der gleichen Vibrationsfrequenz, die nahe an der optimalen Installationsfrequenz lag. Variiert wurde das Arbeitsmoment und folglich auch die dynamische Kraft, sodass sich ein Verhältnis von dynamischer Kraft zu statischer Gewichtskraft  $F_{dyn}/F_{stat}$  von 4,6 und 3,3 einstellte. Eine detaillierte Auswertung des Pfahlinstallationsvorgangs (LABENSKI 2019) ergab, dass es bei dem Versuch mit höherer dynamischer Kraft ( $F_{dyn}/F_{stat} = 4,6$ ) zu einem kavitativem Vibrationsvorgang kam, während es bei dem Versuch mit geringerer dynamischer Kraft ( $F_{dyn}/F_{stat}$ = 3,3) zu einem nicht-kavitativem Vibrationsvorgang kam.

167



**Abbildung 9:** a) Pfahlpenetrationskurven und b) vertikale Verschiebungen des Pfahls  $s_z$  für die beiden in mitteldichten Sand einvibrierten Pfähle.

In Abbildung 9a sind die Pfahlpenetrationskurven der beiden einvibrierten Pfähle dargestellt. Abgebildet ist die Eindringtiefe über die Vibrationszeit. Durch Eigengewicht befanden waren die Pfähle zu Beginn der Installation bereits 0,17 bzw. 0,19 m tief in den Boden eingedrungen. Es ist festzustellen, dass der Pfahl mit nicht-kavitativem Vibrationsvorgang schneller installiert werden konnte als der Pfahl, bei dem sich ein kavitativer Vibrationsvorgang einstellte. Dies passt zu der grundsätzlichen Modellvorstellung vom kavitativen und nicht-kavitativen Vibrationsrammen (RODGER & LITTLEJOHN 1980).

Die vertikalen Bewegungen des Pfahls s<sub>z</sub> während der Pfahlinstallaion (Abb. 9b) zeigen deutliche Unterschiede zwischen den beiden Tests und Vibrationsmodi Die Auf- (positiv) und Abwärtsbegungen (negativ) des nicht-kavitativ vibrierten Pfahls sind kleiner als jene des kavitativ gerammten Pfahles, wobei insbesondere der Unterschied in den Abwärtsbewegungen signifkant ist. Entscheidend für den Vibrotionsmodus sind jedoch nach VOGEL-SANG (2016) and LABENSKI (2019) die aufwärtsgerichteten Bewegungen, d.h. der kleine Unterschied bei den aufwärts gerichteten Verformungen in den beiden Tests führt zu einem entweder übewiegend kavitativen oder nicht-kavitativen Einbringmodus

Im Vergleich zur Vibrationsrammung fällt auf, dass die zum Eindrücken notwendige Kraft 5,7 mal größer ist als die mit den Unwuchtmotoren maximal erzeugbare dynamische Kraft. Dies verdeutlicht das enorme Potential der Vibrationsrammung hinsichtlich einer effizienten Pfahlinstallation

168

### 3.4.2 Laterales Tragverhalten

In Abbildung 10 sind die lateralen Last.Verschiebungskurven der ausgewahlten Modellversuche dargestellt (LABENSKI 2018). Die Last wird dimensionslos als F\* (Gleichung 1) nach KLINKVORT ET AL. (2013) mit  $\phi'$  nach LE (2015) und die laterale Verschiebung dimensionslos als y\* (Gleichung 4) dargestellt. D entspricht dem Ausendurchmesser des Pfahls.

$$F^* = \frac{H}{\gamma' K_p D^3}$$
(1)

$$K_{p} = \tan^{2}(45+0,5 \,\varphi') \tag{2}$$

$$\varphi' = 31.5^{\circ} \exp(0.42 |_{D}^{2.90})$$
(3)

$$y^* = \frac{y}{D}$$
(4)

Die Last-Verschiebungskurven der beiden in Absatz 3.4.1 vorgestellten vibrierend installierten Pfahle stellen gleichzeitig eine Einhüullende aller Last-Verschiebungsverlaufe dar, die in den Modellversuchen mit einvibrierten Pfahlen ermittelten wurden. Der mit einem kavitativem Vibrationsvorgang installierte Pfahl wies bei identischer Last stets die kleinsten lateralen Verschiebungen auf und entspricht dem Maximum der Einhüllenden. Der Pfahl, der einen überwiegend nicht-kavitativen Vibrationsvorgang aufwies, reprasentiert das Minimum. Alle anderen Versuche mit verschiedenen Kombinationen aus Lagerungsdichte,



Abbildung 10: Last-Verschiebungskurven des kavitativ und nicht-kavitativ vibrierten Pfahls sowie des eingedrückten Pfahls

Vibrationsfrequenz und Arbeitsmoment lagen innerhalb dieser beiden Kurven, d. h. im schraffierten Bereich (LABENSKI 2018). Im Vergleich der beiden Verläufe zeigen sich große Unterschiede. Bei einer maximalen Verschiebung von y\* = 0,14 kann der Pfahl mit kavitativem Vibrationsvorgang einen 1,6 mal größeren Widerstand mobilisieren als der Pfahl mit nicht-kavitativem Vibrationsvorgang. Aber auch bei einer geringeren Lateralverschiebung ist der Unterschied ähnlich groß. So beträgt der Faktor 1,75 bei einer Verschiebung von y\* = 0,025. Bezieht man die Last-Verschiebungskurve des eingedrückten Pfahls mit in die Betrachtung ein, so ist erkennbar, dass diese dem Verlauf des mit nicht-kavitativem Vibrationsvorgang installierten Pfahls folgt. Entsprechend den Erkenntnissen von VOGELSANG (2016) kommt es beim nicht-kavitativen Vibrationsrammen zu Vorgängen im Boden, die mit dem Eindrücken vergleichbar sind.

## 3.4.3 Pfahlkopfbeschleunigung während der Pfahlinstallation

Im Folgenden werden repräsentative Ergebnisse eines einvibrierten sowie eines eingerammten Pfahls in dichtem Sand vorgestellt und miteinander verglichen. Der einvibrierte Pfahl wurde mit 23 Hz und einem Verhältnis von dynamischer Kraft zu statischer Gewichtskraft von 4,6 installiert. Für die Installation des Rammpfahls wurde eine Gesamtenergie von 15.941,25 Nm benötigt. In Abbildung 11. sind die vertikalen Pfahlkopfbeschleunigungen während der Pfahlinstallation dargestellt. Die positive Koordinatenachse weist auf eine Beschleunigung in Verschiebungsrichtung hin. Die initiale Einbindetiefe durch Eigengewicht beläuft sich bei dem dargestellten Vibrationsversuch zu 141 mm; während durch den schwereren Aufbau des Rammversuches dieser Pfahl unter Eigengewicht bereits 170 mm tief eingedrungen war.

Durch das Einschalten der Vibratoren und dem gefolgten Einschwingvorgang des Pfahl-Boden-Systems zeigt sich in der vertikalen Beschleunigung des Vibrationsversuchs ein signifikanter Ausschlag zu Beginn der Installation. Mit weiterer Pfahlinstallation steigt auch die in Verschiebungsrichtung gerichtete Beschleunigung an. Der Anstieg ist auf den größeren Bodenwiderstand infolge der Reibung am Pfahlmantel und Pfahlfuß zurückzuführen. Der Effekt des steigenden Fußwiderstandes lässt sich indirekt über den negativen Beschleunigungsverlauf herleiten. Durch die Aufwärtsbewegung des Pfahles und der damit verbundenen Mantelreibung steigt die negative Beschleunigung mit zunehmender Einbindetiefe. Jedoch unterscheiden sich positive und negative Beschleunigung in ihrer Gradiente. Unter der Annahme, dass sich der Mantelwiderstand in der nach oben und der nach unten gerichteten Bewegungsrichtung gleich verhält, kann die größere Beschleunigung in positiver Richtung und der damit verbundene größere Widerstand nur aus einer Erhöhung des Spitzenwiderstandes resultieren. Der gemessene maximal Wert in positiver Richtung liegt bei ca. 8 g in negativer Richtung bei ca. -4 g.



Abbildung 11: :Beschleunigung am Pfahlkopf in Relation zur Pfahleinbindetiefe

Während der Impulsrammung weist die Pfahlkopfbeschleunigung in vertikaler Richtung Werte von im Maximum mehr als 50 g auf. Auffällig ist hierbei, dass bei großen Beschleunigungswerten in Verschiebungsrichtung auch relativ große Beschleunigungen entgegen der Verschiebungsrichtung gemessen werden. Diese Beschleunigungswerte lassen sich auf die elastische Verformung des Modellpfahls und des Pfahl-Boden-Systems zurückführen. Bei einem großen Bodenwiederstand wird der Modellpfahl bei Belastung wie eine Feder gespannt, die sich bei Entlastung entspannt und somit eine Beschleunigung in negativer Richtung verursacht.

Beim Vergleich des Vibrationsversuchs und der Impulsrammung ergibt sich bei der schlagenenden Einbringung eine signifkant größere Beschleunigung in Verschiebungsrichtung, da bei der Impulsrammung pro Schlag mehr Energie in das System eingeleitet wird. Zudem muss bei der Impulsrammung für jeden Schlag die Mantelreibung neu überwunden werden, während sich bei der Vibrationsrammung infolge Liquefaction eine merkliche Reduktion der Mantelreibung einstellt.

### 3.4.4 Spannungsänderungen infolge Pfahlinstallation

In Abbildung 12 sind die gemessenen relativen radialen Spannungsänderungen über die Pfahlpenetrationstiefe während der Installation mittels Vibrations- und Impulsrammung vergleichend dargestellt. Mit *z* wird die Installationstiefe der Erddruckgeber unter Sandoberfläche angegeben. Im Allgemeinen lässt sich für beide Installationsmethoden eine Erhöhung der radialen Spannungen erkennen, während sich der Pfahlfuß der Messebene nähert. Sobald der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, kommt es zu einer Entspannung in dem nun den Pfahlmantel umgebenden Boden. Auch ist zu verzeichnen, dass die Erhöhung der radialen Spannung mit der Tiefe zunimmt. So ergeben sich im Fall der Impulsrammung die Peaks von  $\sigma/\sigma_0$  zu 1,4, 1,6 sowie 1,8. Die Peaks im Fall der Vibrations-



Abbildung 12: Relative Radiale Spannungsänderung über die Pfahlpenetrationstiefe

rammung sind in den Tiefen von ca. 75 cm bzw. 55 cm zwar etwas geringer als im Fall der Impulsrammung, grundsätzlich aber in einer ähnlichen Größenordnung. Nahe der Geländeoberfläche sind deutliche Unterschiede zwischen den beiden einbringvarianten zu erkennen; das Verhältnis von  $\sigma/\sigma_0$  ist bei der Vibrationsrammung deutlich geringer als bei der Impulsrammung, was auf das Verhalten des Pfahls während der Vibrationsrammung zurückzuführen ist. Wie VOGELSANG (2017) und LABENSKI (2019) zeigen, stellt sich während der Vibrationsrammung der Vibrationsmodus als Systemantwort des dynamischen Gesamtsystems ein. So ist es charakateristisch, dass sich kein durchgängiger Vibrationsmodus einstellt, sondern dieser während der Installation variiert. Typischerweise kommt es aufgrund des geringen Bodenwiderstands nahe der Geländeoberfläche zu einem eher nicht-kavitativen Vibrationsmodus. Charakteristisch dafür ist, dass ein Großteil der Vibrationsenergie in plastische Verformung des den Pfahlfuß im Nahbereich umgebenden Bodens umgesetzt wird und nur ein kleinerer Teil sich in Form von Wellen im Boden fortsetzt. Nimmt der Bodenwiderstand zu und stellt sich das richtige Verhältnis von Auf- zu Abwärtsbewegung des Pfahlfußes ein, kann es zu einem kavitativen Einbrindmodus kommen. Oft stellen sich außerdem "Zwischenzustände" zwischen den beiden idealen Einbrindmodui ein. Auf diese Weise lässt sich im Fall der Vibrationsrammung der sehr kleine Peak nahe der Geländeoberfläche, aber die mit zunehmender Tiefe größer werdenden Peaks erklären.

Weitere Unterschiede in den Spannungsverläufen beider Herstellverfahren zeigen sich beim Verhalten, wenn der Pfahlfuß die Messebene passiert hat und die Einwirkung nur noch aus dem Pfahlmantel resultiert. Zwar kommt es bei beiden Herstellverfahren zu einer Entspannung des Bodens, allerdings ist der Gradient der Abnahme verschieden. Bei der Vibrationsrammung kommt es zu einer relativ stetigen Abnahme der Spannung. Der Gradient der Kurve bleibt während der gesamten Abnahme bis zum Ende der Installation annähernd konstant, wenngleich der Gradient in jeder Messebene anders ist. So ist die relative Entspannung an der Geländeoberfläche geringer als in einer Tiefe von 78 cm. Anders stellt sich dies bei der Impulsrammung dar: sobald der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, kommt es zu einer im Vergleich zur Vibrationsrammung schnellen Entspannung; hat der Pfahlfuß eine Entfernung von 0,5 D zur Messebene erreicht, ändert sich der Gradient der Spannungsabnahme, der Gradient nimmt nun einen ähnlichen Wert wie bei der Vibrationsrammung ein; die Kurven entsprechender Tiefe verlaufen nun annähernd parallel. Unterschiede sind in den nicht exakt gleichen Einbautiefen begründet. Dies deutet darauf hin, dass es bei der Impulsrammung noch einen nachlaufenden Effekt durch den Pfahlfuß im Boden gibt, welcher für eine Entspannung sorgt; dies bestätigt die Ergebnisse von LINDER (1977). Ein Grund für die Abnahme der radialen Spannung bei der Schlag- und Impulsrammung sind die in den umgebenden Boden induzierten Scherwellen, die durch großen Verschiebungsamplituden am Pfahlmantel bei jedem Schlag bzw. Vibrationszyklus entstehen. Durch diese Scherwellen kommt es zu Verdichtungseffekten und damit zu einer Reduktion der radialen Spannungen.

173

Ein weiterer Unterschied in den Spannungsverläufen ist am Ende der Pfahlinstallation zu erkennen. Interessanterweise ist die radiale Spannung in den dargestellten Messebenen nach Pfahlinstallation bei dem Pfahl mit Vibrationsrammung größer als bei dem Pfahl mit Impulsrammung, obwohl die Peaks während der Installation im Fall der Impulsrammung größer waren.



Abbildung13: Zeitlicher Verlauf der Radialspannung nach der Pfahlinstallation

In Abbildung 13 ist der zeitliche Verlauf der radialen Spannungsänderung nach der Pfahlinstallation dargestellt. Erkennbar ist für den Vibrationsversuch ein zeitlicher Abfall der Radialspannungen. Bei dem per Impulsrammung eingebrachten Pfahl bleibt die Radialspannung nach Installationsende annäherend konstant. Dadurch ergibt sich, dass sich die radialen Spannungen durch zeitliche Effekte im Fall der Vibrationsrammung derjenigen der Impulsrammung angleicht. Dies ist nahe der Geländeoberfläche ausgeprägter als am Pfahlfuß.

Der zeitliche Abfall der Radialspannungn nach Vibrationsende ist vermutlich auf zwei Effekte zurückzuführen: zum einen auf den Einfluss der Dynamik und zum andern auf den Abbau von Porenwasserüberdrücken, die sich während der Installation aufgebaut haben. Die dynamischen Effekte äußern sich in einer Umlagerung der Spannungen auf das Korngerüst, die zeitlich gesehen noch einige Sekunden nach der Installation andauern. diesbezüglich ist es auch möglich, dass Randeffekte des Versuchsbehälters und damit verbundene Interferenzen der Wellen einen Einfluss auf den zeitlichen Verlauf haben. Der Einfluss der Porenwasserüberdrücke infolge der Pfahlinstallation lässt sich in Abbildung 14 beobachten. Während der Vibrationsrammung kommt es zu einem Aufbau von Porenwasserüberdrücken in den dargestellten Messebenen. Während der Impulsrammung ist hingegen in den Messgebern, die radial 0,5·D vom Pfahlmantel entfernt liegen, nur ein sehr geringer Aufbau von Porenwasserüberdrücken zu verzeichnen.



**Abbildung 14:** Relative Porenwasserdruckänderung über die Pfahlpenetrationstiefe während der Vibrierende- und Rammenden Installation

Bei der Vibrationsrammung setzt der Anstieg der Porenwasserdrücke mit Beginn der Installation ein. Die Sensoren u<sub>O</sub> und u<sub>M</sub> zeigen mit ca. 1,6 u/u<sub>O</sub> ein Maximum der Porenwasserdruckakkumulation auf. Es ist festzustellen, dass mit Beginn der Vibration die Porenwasserdrücke in allen Tiefe zunehmen; dies kann ein Effekt der Behälterabmessungen bzw. der dynamischen Anregung des Gesamtsystems sein. Die beobachtete Akkumulation der Prorenwasserdrücke bei der Vibrationsrammung korreliert nicht mit den diesbezüglichen Messungen von STAHLMANN & FISCHER (2013). Die geringen Porenwasserüberdrücke während der Impulsrammung im Vergleich zur Vibrationsrammung lassen sich auf die geringere Geschwindigkeit der Belastung zurückführen; der umgebende Boden ist so durchlässig, dass sich von Schlag zu Schlag die Porenwasserüberdrücke abbauen können.

### 4 Numerische Simulation der Pfahleinbringung mittels CPDI

Das gewählte experimentelle Untersuchungskonzept erlaubt die wirklichkeitsnahe Untersuchung des Einbringvorgang von Stahlrohrpfählen und deren Tragverhaltens unter lateralen Einwirkungen an einem "Vollpfahlmodell". Auch die messtechnische Erfassung der Spannungsänderungen ist möglich. Der Einfluss des Einbringvorganges auf die Lagerungsdichte (Porenzahl) kann hingegen versuchstechnisch nicht quantifiziert werden, hier werden alternative Konzepte, beispielsweise mit einem "Halbpfahlmodell" (REMSPECHER ET AL. 2018) erforderlich. Ergänzende Erkenntnisse können in dieser Hinsicht mit numerischen Simulationen gewonnen werden, an deren Modellbildung aber im Hinblick auf die Simulation des Einbringvorganges hohe Anforderungen zu stellen sind: so muss das Modell den dynamische n Einbringvorgang transient unter Berücksichtigung der Mehrphasigkeit und der bei der Penetration eintretenden großen Verzerrungen bzw. Verformungen abbilden.

# 4.1 Grundlagen der Modellbildung

Für die vorliegenden Untersuchungen wurde mit der 'Convected Particle Domain Interpolation Method' (CPDI) eine fortschrittliche Varainte der 'Material Point Method' (MPM)' eingesetzt, die in einem institutseigenen Code umgesetzt und fortentwickelt wird und mit der u.a. die Abbildung der Mehrphasigkeit möglich ist. Das numerische Simulationstool wurde bereits erfolgreich zur Untersuchung der Pfahlinstallation in gesättigten Böden eingesetzt (MOORMANN ET AL. 2017, MOORMANN ET AL. 2018).

Die Material Point Method (MPM) ist eine netzbasierte Partikelmethode, bei der ein definiertes Hintergrundnetz mit "Materialpunkten" kombiniert wird, die sich frei durch das Hintergrundnetz bewegen. Das Kontinuum wird durch LANGRANGE´sche Punkte repräsentiert, die 'Material Points´ oder 'Partikel´ genannt werden und sich frei durch ein festes EU-LER´sches Netz bewegen. Die Partikel tragen alle Informationen zu den physikalischen Eigenschaften des Kontiunuums, wie Masse, Materialeigenschaften, Spannungen, Dehnungen, die Zustandsvariablen und die äußeren Einwirkungen, während das EULER´sche Netz und seine GAUSS-Punkte keine permanenten Informationen enthalten. Am Beginn eines jeden Zeitschrittes werden die Informationen von den Partikeln auf die Knoten des Hintergrundnetzes übertragen, bevor die Spannungs-Verformungsberechnung nach dem klassischen LANGRANGE´schen Ansatz erfolgt. Am Ende des Zeitschritts werden die Informationen wieder auf die Material Points zurück übertragen und das Netz zurückgesetzt, während die Material Points in der verformten Lage verbleiben. Mit diesem Ansatz kombiniert die MPM-Methode die Vorteile der LANGRANGE'schen und der EULER'schen Methode und vermeidet gleichzeitig weitgehend deren Einschränkungen, so dass dieses numerisches Modell einen sehr effektiven Simulationsansatz darstellt.

Die klassische MPM führt jedoch zu numerische Oszillationen, wenn sich Partikel über das Hintergrundnetz bewegen ('grid-crossing error'). Um diese Fehler zu vermindern, können die Materialpunkte, deren Masse auf einen einzelnen Punkt konzentriert ist, mit einer endlichen Domäne versehen werden. In dem hier verwendten Ansatz der Convected Particle Domain Interpolation (CPDI) werden die Partikel durch einen parallelogrammförmigen Bereich abgebildet. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird ein institutseigener Code mit explizitem Integrationsschema eingesetzt.

Das granulare Verhalten des Bodens wird mit dem hypoplastischen Stoffmodell nach VON WOLFFERSDORFF (1996) unter Berücksichtigung der intergranularen Dehnungen nach NIEMUNIS ET AL. (1997) simuliert. Für die Simulation werden die Parameter des Berliner Sandes entsprechend LE (2015) angesetzt. Zur Erfassung der aus der Mehrphasigkeit des porösen Mediums resultierenden Effekte in den wassergesättigten Sanden wird eine zweiphasige Formulierung eingesetzt (GIRDIHARAN ET AL. 2013), die in einem Partikel unterschiedliche Fluid- und Feststoffgeschwindigkeiten berücksichtigt ('v-w-Formulierung').

Der Kontakt zwischen Boden und Pfahl wird mit einer Penalty-Kontaktmethode modelliert (GIRIDHARAN & MOORMANN 2017). Bedingt durch den Penetrationsprozess sind die Kontaktflächen vorab nicht definiert, was besondere Lösungen zur Identifikation der Masterund Slave-Oberflächen im Zuge der Simulation erfordert (GOWDA ET AL. 2019).

Im Rahmen der numerischen Analyse wird zunächst der Ausgangsspannungszustand simuliert, bevor in einem zweiten Schritt das Pfahlprofil aktiviert wird und zunächst unter Eigengewicht in den Boden eindringt, bis ein Gleichgewichtszustand erreicht ist. Die Simulation der Vibrations- bzw. Schlagrammung erfolgt lastgesteuert, im Falle der Vibrationsrammung durch Aufbringen einer sinusförmigen Einwirkung.

Das geometrische Modell ist achsensymmetrisch (Abb. 15a). Das Bodenkontinuum hat eine Breite von 1,0 m und eine Höhe von 2,5 m. 25.000 Partikel repräsentieren die Bodendomäne und 1.000 lineare Elemente die Kontaktelemente. Der Pfahl wird mit einem Durchmesser von 208 mm, einer Randdicke von 3,2 mm und einer Länge von 1,0 m modelliert.



**Abbildung 15:** a) Geometische Konfiguration und Randbedingungen für die Back-Analysis der Modellversuche mit CPDI (links: Hintergrundnetz, rechts: Partikelverteilung) b) Ergebnisse der Back-analysis: oben:Vibrationsrammung, unten: Schlagrammung (grün: Versuch, rot: Numerik)



**Abbildung 16:** Änderung der Porenzahl im Zuge der vibrierenden Einbringung des Modellpfahls, a) Konturplot auf Basis der Digital Image Correlation (Remspecher et al. 2018), b) CPDI-Simulation

178

# 4.2 Berechnungsergebnisse

Abbildung 15b zeigt im Ergebnis einer Back-analyyis der Modellversuche für eine Vibrations- und eine Schlagrammung in wassergesättigtem mitteldicht gelagertem Berliner Sand. Für beide Installationsmethoden ergeben sich gute Übereinstimmungen. Abbildung 16 zeigt ergänzend einen Vergleich der sich im Zuge der Einbringung ergebenden Änderungen der Porenzahl im Umfeld des Stahlrohrpfahls. Das numerische Untersuchungsergebnis wird mit einem Konturplot verglichen, der bei den an der TU Berlin eingesetzten "Halbpfahlmodell" auf der Basis der Digital Image Correlation Methode von REMSPECHER ET AL. 2018 ermittelt wurde. durchgeführten Modellversuchen verglichen. Übereinstimmende ergeben sich Auflockerungen im Pfahlmantelbereich und außenliegend Verdichtungen.

### 5 Resümee

Sowohl durch die Impulsrammung als auch durch die Vibrationsrammung von Stahlrohrpfählen kommt es in wassergesättigten granularen Böden im Umfeld der Pfähle zu einer Veränderung der Bodenzustandsgrößen respektive der Spannungen und der Porenwasserdrücke. Diese Auswirkungen beeinflussen das laterale Tragverhalten der Pfähle deutlich. So ist bei der Vibrationsrammung ebenso wie bei der Impulsrammung im Zuge der Installation zunächst eine Anstieg der radialen Spannungen durch die Wirkung des Pfahlfußes zu beobachten. Wird durch die weitere Pfahleindringung der umgebende Boden durch den Pfahlmantel beeinflusst, so kommt es in beiden Fällen wieder zu einem Abfall der radialen Spannungen am Pfahlmantel. Der Betrag des Spannungsabfalls hängt bei der Vibrationsrammung von der Anzahl der am Pfahlmantel durchlaufenen Zyklen ab, bei der Impulsrammung von der Anzahl der Rammschläge. In beiden Fällen zeigt sich ein Abfall der radialen Spannungen unter den Ausgangsspannungszustand. Die Wahl der Installationsparameter beeinflusst die durch die Einbringung verursachten Änderungen der Bodenzustandsgrößen und damit das spätere Tragverhalten der Pfähle deutlich, so dass der Identifikation von in dieser Hinsciht optimaler Installationsparameter eine besondere Bedeutung zukommt.

## Danksagung

Die Untersuchungen wurden durch die innogy SE als Teil des Forschungsprojektes "*Scaled Testing of Vibration in Medium to very Dense Sand*" nachhaltig gefördert. Die Autoren danken der innogy SE für den regen Wissensaustausch und die finanzielle Unterstützung.

### Literatur

**Cudmani, R. (2001):** Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152.

**Dierssen, G. (1994):** Ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in körnigen Böden. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 133.

**Giridharan, S., Moormann, Ch. (2017):** A Penalty Function Method for Modelling Frictional Contact in MPM. *Procedia Engineering, 175, 116-123.* 

**Giridharan, S. Stolle, D., Moormann, Ch. (2019):** Modelling liquefaction using the Material Point Method – an evaluation using two constitutive models. *Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on the Material Point Method for Modelling Soil-Water-Structure Interaction, University of Cambridge, January 2019, 82-89* 

**Gowda, S., Moormann, Ch., Stolle, D. (2019):** Application of Geo-contact to pile installation using the CPDI variant of Material Point Method (MPM). *Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on the Material Point Method for Modelling Soil-Water-Structure Interaction, University of Cambridge, January 2019, 90-96* 

**Kempfert, H.-G., Moormann, Ch. (2018):** Pfahlgründungen. *Grundbau-Taschenbuch, Teil* 3. *Gründungen und geotechnische Bauwerke, 8. Aufl., 79-306.* 

Klinkvort, R.T., Hededal, O., Springman, S. (2013). Centrifuge modelling of drained lateral pile - soil response: Application for offshore wind turbine support structures. Dissertation, Technical University of Denmark. Lyngby.

Labenski, J. (2018): Experimentelle Untersuchungen zum lateralen Tragverhalten einvibrierter offener Stahlrohrpfähle. *35. Baugrundtagung, Tagungsband Spezialsitzung für junge Geotechnik-Ingeniere, DGGT, 163-172.* 

Labenski, J. (2019): Untersuchungen zum statisch lateralen Tragverhalten von in nichtbindigen Böden einvibrierten Monopiles. *Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart (eingereicht).*  Le, V.H. (2015): Zum Verhalten von Sand unter zyklischer Beanspruchung mit Polarisationswechsel im Einfachscherversuch. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 66.

**Le, V.H., Remspecher, F., Rackwitz, F. (2018):** Numerical investigation of installation effects on the cyclic behaviour of monopile foundation under horizontal loading. *Proc.* 1<sup>st</sup> *Vietnam Symp. on Advances in Offshore Eng., Hanoi, Vietnam,* 1-3 *November 2018.* 

**LeBlanc, C., Houlsby, G.T., Byrne, B.W. (2010):** Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Géotechnique 60(2): 79–90.* 

Linder, W.-R. (1977): Zum Eindring- und Tragverhalten von Pfählen in Sand. *Technische Universität Berlin*.

**Massarsch, K.R., Fellenius, B.H., Bodare, A. (2017):** Fundamentals of the vibratory driving of piles and sheet piles. *geotechnik*, 40(2): 126–141.

Moorman, Ch., Kirsch, F., Herwig, V. (2016): Vergleich des axialen und lateralen Tragverhaltens von vibrierten und gerammten Stahlrohrpfählen. *Vorträge der 34. Baugrundtagung*, 15.-17.09.2016, Bielefeld, DGGT, 73-81.

**Moormann, Ch., Gowda, S., Giridharan, S., Hamad, F. (2017):** Simulation of offshore piling using advanced dynamic material point method (MPM). *Proceedings of DFI-India 2017: 7th Conference on Deep Foundation Technologies for Infrastructure Development in India, IIT Madras, Chennai, Article* #2751, *Publication* #1035.

**Moormann, Ch., Gowda, S., Giridharan, S. (2018):** Numerical simulation of pile installation in saturated soil using CPDI. *Proceedings of the 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), Porto, Portugal 25-27 June 2018, London: Taylor & Francis Group, 665-672.* 

**Niemunis, A., & Herle, I. (1997):** Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials, 2, 279-299.* 

**Remspecher, F., Le, V.H., Rackwitz, F., Herwig, V., Matlock, B. (2018):** Vibratory driven installation of monopiles – an experimental investigation if the soil-pile interaction. *Proc.* 1<sup>st</sup> *Vietnam Symp. on Advances in Offshore Eng., Hanoi, Vietnam,* 1-3 *November* 2018.

Rodger, A.A., Littlejohn, G.S. (1980): A study of vibratory driving in granular soils. *Géotechnique 30, 269-293.*  **Stahlmann, J., Fischer, J. (2013)** Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore – Gründungsstrukturen, *Technische Universität Braunschweig, Abschlussbericht des BMU-Förderprojekts, 2013.* 

**Vogelsang, J. (2017):** Untersuchung zu den Mechanismen der Pfahlrammung, *Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 182.* 

**Vogelsang, J., Huber, G., Triantafyllidis, T. (2017):** Stress Paths on Displacement Piles During Monotonic and Cyclic Penetration. Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes, 82<sup>nd</sup> Ed.. *Springer International Publishing, 29–52.* 

von Wolffersdorff, P.A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials, 1, 251-271.* 

Witzel, M. (2004): Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden. Veröffentlichungen des Fachgebiets für Geotechnik, Universität Kassel, Heft 15.

### Autoren

| UnivProf. DrIng. habil. Christian Moormann | christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de |
|--|---|
| Bastian Hoffmann, M.Sc.                    | bastian.hoffmann@igs.uni-stuttgart.de   |
| Shreyas Giridharan, M.Sc.                  | shreyas.giridharan@igs.uni-stuttgart.de |
| Sujith Gowda, M.Sc.                        | sujith.gowda@igs.uni-stuttgart.de       |
| Institut für Geotechnik                    |   |
| Universität Stuttgart                      | www.uni-stuttgart.de/igs/               |
| Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart        | Tel.: 0711 685-62436                    |
| Johannes Labenski, M.Sc.                   | johannes.labenski@arcadis.com           |
| Aarcadis Germany GmbH                      |   |
| Abteilung Geotechnik                       | www.arcadis.com                         |
| Europaplatz 3, 64293 Darmstadt             | Tel.: 0151 17143151                     |
| Dring. Volker Herwig                       | volker.herwig@innogy.com                |
| Benjamin Matlock, Meng                     | ben.matlock@innogy.com                  |
| Innogy SE                                  | www.innogy.com                          |
| Kopstadtring 7, 22297 Hamburg              | Tel.:(0 40) 6 32 99 60-0                |
|  |   |

# **bsp** ingenieure

# Geotechnik Umweltschutz







# bsp ingenieure Beratende Ingenieure GmbH

**38106 Braunschweig** Bültenweg 67 +49 531 - 69 88 13 20 +49 531 - 69 88 13 99

**38518 Gifhorn** Röntgenstraße 37 +49 5371 - 58 96 59 +49 5371 - 58 96 61

www.bsp-ingenieure.de info@bsp-ingenieure.de

# Tragverhalten von Fertigrammpfählen als Tragglieder einer Baugrundverbesserung Erfahrungen aus dem Probefeld A7/K30

Dr.-Ing. S. Weihrauch, Dipl.-Ing. K. Pormetter Grundbauingenieure Steinfeld und Partner Beratende Ingenieure mbB, Hamburg

> Dipl.-Wirtsch.-Ing. H. Sychla Fugro Germany Land GmbH, Berlin

Dr.-Ing. S. Krohn, Dipl.-Ing. T. Hecht DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Im Zuge des Ausbaus der A7 südlich des Elbtunnels ist die tiefgegründete Brückenkonstruktion K30 mit einer Länge von rd. 420 m durch ein Dammbauwerk zu ersetzen. Der Baugrund ist gekennzeichnet durch stark wechselnde Mächtigkeiten von Auffüllungen und Weichschichten aus Klei und Torf, die von tragfähigen Sanden unterlagert werden.

Für die Gründung des Erddamms wurden im Rahmen der Vorplanung verschiedene Varianten untersucht. Hiernach wurde eine Baugrundverbesserung, bestehend aus einem geogitterbewehrten Sandpolster über starren Traggliedern aus Stahlbeton - Fertigrammpfählen als Vorzugsvariante ausgewählt. Um die Wirtschaftlichkeit des Gründungsentwurfs weiter zu optimieren und das Last-Verformungsverhalten des Baugrundverbesserungssystems in situ zu untersuchen, wurde ein Probefeld errichtet.

Für das Probefeld wurde die Herstellung des Baugrundverbesserungssystems in einem Teilbereich der späteren Baumaßnahme vorweggenommen. In einem Raster von 2,0 m x 2,0 m wurden 49 Stahlbeton-Fertigrammpfähle mit nachträglich aufgelegten Kopfplatten eingerammt und ein 2-lagiges, geogitterbewehrtes Sandpolster mit dem sich darüber befindlichen Erddamm aufgebaut. Zur Simulation der bei der Hauptmaßnahme maximalen Dammhöhe inkl. Verkehrslasten ergibt sich eine Höhe des Erdkörpers über den Traggliedern von rd. 6,5 m.

Zur Bestimmung der Mantelreibungsverteilung entlang der Tragglieder wurden 7 Messpfähle mit insgesamt 126 Dehnungssensoren sowie jeweils einer Druckmessdose am Pfahlkopf ausgerüstet. Ein hydrostatisches Linienmesssystem wurde oberhalb der Kopfplatten installiert, um die Setzung der Tragglieder und insbesondere der Zwischenbereiche zu bestimmen.

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse der Dehnungs- und Setzungsmessungen vorgestellt und das Last-Verformungsverhalten des Gründungssystems untersucht. Hierbei ist das Setzungs- und Zeit-Setzungsverhalten des Bodens zwischen den Traggliedern im Zusammenhang mit dem Effekt der negativen Mantelreibung von besonderem Interesse.

### 1 Einleitung

Für den Neubau des Rampenbauwerks K30 südlich des Elbtunnels in Hamburg ist der Einsatz eines Baugrundverbesserungssystems als aufgeständertes Gründungspolster mit starren Traggliedern aus Stahlbetonfertigrammpfählen geplant. Zur Verifizierung der Funktionalität und zur wirtschaftlichen Optimierung des Gründungsentwurfs wurde ein Teil der erforderlichen Baugrundverbesserung zeitlich vorgezogen, mit einem Erddamm belastet und messtechnisch begleitet.

In diesem Beitrag werden zunächst das Gesamtprojekt Ersatzneubau K30 im Rahmen des 8-spurigen Ausbaus der BAB 7 in Hamburg sowie die Motivation für das Probefeld erläutert, bevor im Anschluss die Planung und die Umsetzung des Probefelds sowie das zugrundeliegende Messkonzept vorgestellt werden.

Nach einer kurzen Beschreibung der technischen Umsetzung des Messkonzepts werden erste Ergebnisse und deren Interpretation vorgestellt.

# 2 Projektvorstellung

# 2.1 Ersatzneubau K30

Die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch die Freie und Hansestadt Hamburg, beauftragte die DEGES mit der Planung und Realisierung des 8-streifigen Ausbaus der A7 im Stadtgebiet Hamburg. Innerhalb von weniger als 10 Jahren konnten mehrere Bauabschnitte nördlich des Elbtunnels zur Ausführung gebracht werden und stehen teilweise schon kurz vor dem Abschluss. Ende 2018 werden die ersten größeren Maßnahmen südlich des Elbtunnels anlaufen.

Besonders dringlich ist u. a. der Ersatzneubau der Hochstraßenrampe, die unmittelbar südlich des Elbtunnels liegt, mit der Kurzbezeichnung "K30". Sie schließt direkt an das Trogbauwerk des Elbtunnels auf etwa 1 m Höhe über GOK an. In südlicher Richtung nimmt die Bauwerkshöhe über die Gesamtlänge von ca. 420 m auf ca. 6 m über GOK zu. Am südlichen Ende der K30 schließt die etwa 3,8 km lange Hochstraße Elbmarsch (Kurzbezeichnung "K20") an, s. Abbildung 1. Die Breite der A7 beträgt im Bauwerksbereich der K30 ca. 45 m.



Abbildung 1: Luftbild mit Bauwerksgrenzen der K30 (links: Übergang zur Hochstraße Elbmarsch im Süden, rechts: Übergang zum Trogbauwerk des Elbtunnels im Norden)

Das Bestandsbauwerk wurde 1974 als Stahlbetonbauwerk errichtet. Zur Ausführung kam damals ein Sondervorschlag, bei dem der Stahlbetonüberbau direkt auf die über Gelände verlängerten Gründungspfähle abgesetzt wurde, s. Abbildung 2.



Abbildung 2: Untersicht Bestandsbauwerk K30 - Stahlbetonüberbau auf Stahlrohrpfählen

Aufgrund der im Rahmen der Nachrechnung ermittelten geringen aufnehmbaren Verkehrslasten und der zum Teil erheblichen Schäden im Bereich der Bauwerksfugen fiel die Entscheidung zum Ersatzneubau der K30. Aus Kosten- und Unterhaltungsgründen wird das Brückenbauwerk durch ein Dammbauwerk ersetzt. Im Rahmen der Vorplanung wurden verschiedene Dammvarianten untersucht. Die Vorzugsvariante ist in Abbildung 3 dargestellt. Zwischen den tiefgegründeten Winkelstützwänden erfolgt eine Baugrundverbesserung mit Stahlbetonfertigrammpfählen und darüber liegendem Gründungspolster aus mehreren Lagen Geogitter.



Abbildung 3: Querschnitt des Ersatzneubaus mit Abbruch Bestandsbauwerk K30 (gelb)

Der Ersatzneubau erfolgt in zwei Bauabschnitten getrennt nach Richtungsfahrbahn Ost und West, sodass bauzeitlich eine rückverankerte Spundwand als Mittellängsverbau notwendig wird.

Das hohe Verkehrsaufkommen auf der A7 in diesem Bereich von rund 120.000 Fahrzeugen pro Tag macht es erforderlich, dass 3 Fahrstreifen pro Fahrtrichtung auch während der gesamten Bauzeit für den Verkehr zur Verfügung stehen. Diese Forderung ließ sich nur durch die Planung eines Hilfsdammes erfüllen, der 2 Fahrstreifen der Richtungsfahrbahn Hannover westlich an der K30 vorbeiführt, s. Abbildung 4. Für diesen temporären Hilfsdamm kommen wie für den Hauptdamm ebenfalls Stahlbetonfertigrammpfähle mit darüber liegendem Gründungspolster als Baugrundverbesserung zum Einsatz.



Abbildung 4: Grundriss mit Hilfsdamm westlich des Hauptbauwerks

In der Hamburger Elbmarsch sind relativ mächtige Weichschichten anzutreffen, die von sandigen Auffüllungen überlagert werden. Tragfähige Sande liegen in einer Tiefe von ca. 12 m unter GOK, sodass Rammpfahllängen von ca. 15 m erforderlich werden. Im Zuge der Planung wurden verschiedene Bemessungsansätze kontrovers diskutiert. Konservative Berechnungsansätze, bei denen negative Mantelreibung, resultierend aus Kompression der Weichschichten infolge Durchhang der Geogitterbewehrung, in vollem Umfang berücksichtigt wurde, führten zu deutlich längeren Pfählen. Die Rammbarkeit von Fertigteilpfählen mit diesen theoretischen Längen in den dicht gelagerten Sanden war anzuzweifeln. Um den Effekt der negativen Mantelreibung zu klären und die gewählten Bemessungsansätze zu bestätigen, wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Dammkörper und Baugrundverbesserung durch den Bau eines Probefeldes vor Ort untersucht. Das Probefeld wurde in die Achse des Hilfsdammes gelegt, sodass die Gründungselemente nicht nur für den Großversuch, sondern auch für die Gründung des Hilfsdammes genutzt werden. Die Kosten für das Probefeld halten sich daher im Rahmen. Für Hauptbauwerk und Hilfsdamm sind zusammen rund 7.000 Pfähle erforderlich. Das Probefeld besteht aus insgesamt 49 Pfählen. Daher ist es auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten vertretbar, in einem Großversuch realistische Bemessungsansätze projektspezifisch zu ermitteln, um Planungs- und Vertragssicherheit zu schaffen. Die Fertigteilrammpfähle sind in dem Verbundsystem mit dem geogitterbewehrten Tragpolster im Sinne des "Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund" [FGSV 542] sogenannte "starre Tragglieder". Zur Pfahlbemessung finden sich in diesem Merkblatt keine Hinweise; das Gleiche gilt auch für die "EA-Pfähle" [DGGT AK 2.1] für diesen Anwendungsfall. Insofern hat das Probefeld K30 auch den Charakter einer Grundsatzuntersuchung. Bei künftig durch DEGES in Hamburg zu realisierenden Projekten, wie z. B. dem Neubau der BAB 26, werden solche Bauweisen auch noch Anwendung finden. Insofern ist auch im Hinblick darauf die Investition gerechtfertigt.

### 2.2 Baugrundverbesserung

Zur Abtragung der Lasten dem 711 errichtenden Frddamm ist eine aus Baugrundverbesserung im Bereich zwischen den Stützwänden geplant. Diese besteht aus einem geogitterbewehrten Sandpolster über starren Traggliedern aus Stahlbetonfertigrammpfählen (35 cm x 35 cm), die mit einer lastverteilenden Kopfplatte (Ø 70 cm) versehen sind. Die 2-lagige Bodenbewehrung besteht aus quer zueinander verlegten Geogittern mit Nennzugfestigkeiten von 600 kN/m in Längs- und 100 kN/m in 5 Querrichtung. Abbildung zeigt einen Detailguerschnitt des Systems der Baugrundverbesserung. Zu sehen sind die starren Tragglieder mit Kopfplatte und der Aufbau des 2-lagigen Gründungspolsters mit jeweils einer Sandschicht von 20 cm Dicke unter bzw. zwischen den einzelnen Lagen. Die Tragglieder werden in einem Rechteckraster mit einem Achsabstand zwischen rd. 2,0 m und rd. 2,3 m angeordnet. Zur Minimierung von Setzungsunterschieden zwischen dem Bereich der Baugrundverbesserung und den tiefgegründeten Winkelstützwänden sind die Umschläge der unteren Geogitterlage bis in den Bereich der Baugrundverbesserung geführt, sodass sich im Übergangsbereich ein 3lagiger Aufbau des geogitterbewehrten Sandpolsters ergibt.



Abbildung 5: Detailquerschnitt Baugrundverbesserung K30

# 3 Probefeld

# 3.1 Standort

Durch die Anordnung des Probefeldes innerhalb der Trasse des westlich der K30 verlaufenden Hilfsdamms kann die herzustellende Baugrundverbesserung später auch für diesen genutzt werden. Der ausgewählte Standort im nördlichen Bereich berücksichtigt die vorhandene Vegetation in Verbindung mit Fällverboten, die generelle Baugrundschichtung sowie den erforderlichen Platzbedarf. Die folgende Abbildung 6 zeigt den Standort des Probefeldes in der Hilfsdammtrasse westlich der K30.



Abbildung 6: Standort Probefeld

Die folgende Abbildung 7 zeigt die Ergebnisse der Kleinbohrung KRB24 zusammen mit den Ergebnissen der zusätzlich ausgeführten Bohrungen B1/2017 und B2/2017 im Bereich des Probefeldes. Auf eine Darstellung von zusätzlich ausgeführten Drucksondierungen wird an dieser Stelle verzichtet.



Abbildung 7: Erkundete Baugrundschichtung im Probefeld

Danach stehen im Bereich des Probefeldes sandige Auffüllungen mit Mächtigkeiten zwischen rd. 4,5 m und rd. 6,0 m an. Darunter folgen holozäne Weichschichten aus Klei und Torf, die von gut tragfähigen Sanden unterlagert werden. Die Weichschichten besitzen eine Mächtigkeit zwischen rd. 4,6 m und rd. 6,5 m.

# 3.2 Umsetzung

Für das Probefeld wurden 49 Stahlbetonfertigrammpfähle (35 cm x 35 cm Kantenlänge) als starre Tragglieder in einem Raster von (überwiegend) 2,0 m x 2,0 m in den Boden eingebracht. Die Pfähle wurden gekappt und auf einem Frischmörtelbett die Pfahlkopfplatten aufgelegt. Nach Installation eines hydrostatischen Linienmesssystems (vgl. Abschnitt 4.1) folgten der Aufbau des 2-lagigen geogitterbewehrten Sandpolsters und

anschließend der Bau des Erddamms als Belastungskörper. Für eine möglichst realitätsnahe Abbildung der bei der Hauptmaßnahme auftretenden maximalen Lasten auf das Baugrundverbesserungssystem ergab sich eine Dammhöhe von 6,40 m über den Pfahlkopfplatten. Um Setzungen außerhalb des Pfahlrasters zu vermeiden, ergab sich daher eine verhältnismäßig steile Böschung des Erddamms von etwa 65°. Als Böschungssicherung wurden in insgesamt 5 Lagen sandgefüllte Kunststoff-Großsäcke (Big Bags) verwendet, die auf der Innenseite mit einem Vlies ausgelegt wurden, um ein Auslaufen des Füllsandes zu vermeiden. Die steile Böschung machte weiterhin den Einbau eines weiteren Geogitters zur Sicherstellung der Standsicherheit der Böschung erforderlich. In der folgenden Abbildung 8 sind der Aufbau der Baugrundverbesserung sowie der Belastungsdamm im Querschnitt dargestellt.



Abbildung 8: Querschnitt Probefeld

# 3.3 Messkonzept

Zur Verifizierung der Funktionalität des Gründungsentwurfs sind einerseits das Setzungsverhalten des Gesamtsystems und andererseits die Normalkraftentwicklung in den Traggliedern von besonderem Interesse. Hierfür wurde ein umfangreiches Messkonzept entwickelt. Während das Setzungs- und Tragverhalten des Baugrundverbesserungssystems im Bereich der Gründungsebene zwischen Traggliedern, Kopfplatten und Geogitter für das Last-Verformungsverhalten des Tragsystems untersucht werden sollen, ist auch die zeitliche Entwicklung der Setzungen an der Dammoberkante für die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks von Bedeutung. Eintretende Setzungen sollen noch während der Bauzeit durch den weiteren Dammbau kompensiert und die Restsetzungen nach Verkehrsfreigabe auf ein tolerierbares Maß begrenzt werden. Zur Bestimmung des Setzungsverhaltens an der Dammoberkante wurden nach Fertigstellung des Erdbaus Setzungspegel auf dem Probefeldkörper angeordnet.

Für die Untersuchung des Last-Verformungshaltens in der Gründungsebene wird mittels hydrostatischer Linienvermessung ein hochauflösendes Verformungsmesssystem in der Ebene der Kopfplatten-Oberkante installiert. Hierdurch ist es möglich, die Setzungen der Tragglieder und der Pfahlzwischenbereiche mit einem Messpunktabstand von nur wenigen Zentimetern zu ermitteln.

Die Bestimmung der Pfahlnormalkräfte innerhalb der Tragglieder erfolgt indirekt über Dehnungsmessungen in jeweils 9 Messquerschnitten in 7 Messpfählen. Hierbei werden die durch die Pfahlnormalkräfte hervorgerufenen Stauchungen mit Hilfe von zuvor einbetonierten Dehnungssensoren bestimmt und aus den gemessenen Stauchungen die korrespondierende Pfahlnormalkraft berechnet.

Zusätzlich werden die Messpfähle mit Druckmessdosen zwischen Pfahl und Kopfplatte ausgerüstet, um die über den Pfahlkopf in die Tragglieder eingeleiteten Lasten aus dem Gründungspolster und dem Erddamm direkt zu messen.

## 4 Ergebnisse

### 4.1 Hydrostatische Linienvermessung

Nach der Installation des Messsystems und Durchführung der Nullmessung Anfang November 2017 wurden die Folgemessungen bis Mitte Januar 2018 fast durchgängig im Abstand von jeweils einer Woche ausgeführt. Seit Mitte Januar werden die Messungen in einem 4-Wochen-Rhythmus ausgeführt. Hierbei zeigt sich in sämtlichen Messachsen im Kernbereich ein sehr ähnliches Bild der ermittelten Verformungen. In der Abbildung 9 ist für die letzte Messung der Bauphase und alle weiteren Messungen bis Anfang März 2018 jeweils die Setzungsdifferenz zur Nullmessung aufgetragen. Es wird deutlich, dass sich die Setzungen gleichmäßig innerhalb des gesamten Messquerschnitts im Rahmen der Messgenauigkeit entwickeln und es nur zu verhältnismäßig geringen Setzungsunterschieden zwischen den Kopfplatten und den Zwischenbereichen kommt. Dieses Gesamtbild zeigt sich auch in den anderen Messquerschnitten entlang der Traggliedreihen.



Abbildung 9: Setzungen oberhalb der Tragglieder

In den Zwischenbereichen der Tragglieder bzw. der Kopfplatten zeigt sich ein ähnliches Verformungsverhalten. In Abbildung 10 sind die ermittelten Setzungen für dieselben Messtermine entlang einer Achse zwischen zwei Traggliedreihen in Probefeldmitte dargestellt. Die Setzungsverläufe sind verhältnismäßig konstant innerhalb der Messgenauigkeiten und betragsmäßig gleich den Setzungsverläufen in den Achsen der Tragglieder bzw. Kopfplatten.


#### Abbildung 10: Setzungen zwischen den Traggliedern

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich das Verformungsverhalten in den Achsen oberhalb der Tragglieder und in den Achsen zwischen den Traggliedern nicht signifikant voneinander unterscheidet. Es zeigt sich ein gleichmäßiges und einheitliches Setzungsverhalten. Die Auswertung repräsentativer Zeitsetzungslinien hat ergeben, dass die nach Abschluss der Bautätigkeiten gemessenen und weiterhin noch zu erwartenden Verformungen (Restsetzungen) weniger als 1 cm betragen.

#### 4.2 Messungen an den Traggliedern

#### 4.2.1 Messwertaufkommen

Es wurden insgesamt 146 Sensoren an die Messwerterfassung angeschlossen. Seit Beginn der Messwertaufzeichnung im Oktober 2017 liefert jeder Sensor verlässlich alle 5 Minuten einen plausiblen Messwert. Eine Ausfallquote von 0,00 % bei der verwendeten Anzahl an Sensoren, der überwiegende Teil davon vor dem Einbringen in Rammpfählen verbaut, ist außergewöhnlich und aus messtechnischer Sicht ein großer Erfolg.

#### 4.2.2 Anordnung Messgeber

Mit Hilfe der Druckmessdosen, die zwischen OK Tragglied und Kopfplatte verbaut wurden, werden die direkt über die Kopfplatten in die Pfähle eingeleiteten Kräfte aus den Dammlasten bestimmt. Mit den Dehnungssensoren wird jeweils in 9 Messquerschnitten über die gesamte Pfahllänge die im Pfahl wirkende Normalkraft ermittelt. Der obere und untere Messquerschnitt ist jeweils rd. 0,5 m unterhalb des Pfahlkopfes bzw. oberhalb des Pfahlfußes angeordnet. Die übrigen 7 Messquerschnitte sind gleichmäßig über die Pfahllänge bzw. entsprechend vorliegender Schichtgrenzen verteilt (vgl. Abbildung 11).

#### 4.2.3 Normalkraftverlauf

Der aus den Messwerten der Dehnungssensoren abgeleitete Normalkraftverlauf über die Pfahllänge und dessen zeitliche Entwicklung ist exemplarisch für dem Pfahl Nr. P1 in Abbildung 11 dargestellt.

Die mittlere Normalkraftverteilung der 7 Messpfähle P1 bis P7 ist nach einer Liegezeit von etwa 2 Monaten und etwa 6 Monaten nach Lastaufbringung der Abbildung 12 zu entnehmen.

Die im Pfahlkopfbereich ermittelte Normalkraft von rd. 200 kN stimmt exakt mit dem Messwert der auf dem Pfahlkopf installierten Druckmessdose überein.

Innerhalb der sandigen Auffüllung steigt die Normalkraft bis auf rd. 550 kN an.

Innerhalb der Weichschicht steigt die Normalkraft zunächst weiter bis auf annähernd 700 kN an und fällt etwa ab Schichtmitte wiederum bis auf rd. 640 kN an der Schichtgrenze zu den unterlagernden Sanden ab.

Bis zum Pfahlfuß fällt die Normalkraft weiter bis auf einen Wert von rd. 270 kN ab.

199



Abbildung 11: Normalkraftverlauf P1



Abbildung 12: Normalkraftverlauf als Mittelwert aus den 7 Messpfählen P1 bis P7

# 4.3 Überprüfung des Bemessungsansatzes der Tragglieder nach EBGEO mit den Messwerten des Probefeldes

#### 4.3.1 Bemessungsansatz nach EBGEO

Im Rahmen der Entwurfsplanung für den Ersatzneubau der K30 sowie für das Probefeld wurde die charakteristische Kraft auf das Tragglied gemäß EBGEO, Abschnitt 9.6.3.2, ermittelt. Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass die gesamte Dammauflast einschl. des Verkehrslastanteils über die Tragglieder in den tragfähigen Baugrund abgetragen wird. Zusätzlich wird eine Mindesteinbindetiefe der Tragglieder von t<sub>E</sub>  $\geq$  2,5 m vorgegeben. Beim Probefeld wurde eine Einbindetiefe von t<sub>E</sub> = 3 m gewählt. Aus der Sandauflast des Probefeldes ergibt sich die charakteristische Last zu rd. F<sub>S,G</sub> = 500 kN.

Für den gewählten Fertigbetonrammpfahl (35/35) mit t<sub>E</sub> = 3 m ergibt sich nach einer Tragfähigkeitsbemessung entsprechend der EA Pfähle unter Ansatz von q<sub>b,k</sub> = 7.600 kN/m<sup>2</sup> und q<sub>s,k</sub> = 95 kN/m<sup>2</sup> der charakteristische Pfahlwiderstand R<sub>c,k</sub> zu R<sub>c,k</sub> = 1.330 kN entsprechend einer "zulässigen" charakteristischen Einwirkung von R<sub>E,k</sub> = 667 kN.

#### 4.3.2 Bemessungslast der Tragglieder im Probefeld

Unmittelbar am Pfahlkopf, oberhalb der Pfahlkopfplatte wurde eine Normalkraft von rd. 200 kN gemessen und am Übergang der Weichschichten zu den tragfähigen Sanden eine Normalkraft von rd. 640 kN. Das Tragglied erfährt demnach eine Zusatzbelastung durch Mantelreibung von rd. 440 kN. Das Tragglied im Probefeld ist für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit für eine charakteristische Einwirkung von Fs = 640 kN zu bemessen. Da die Gesamtsetzungen des Systems hier geringer sind als die Setzung des Traggliedes im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), ist der Nachweis jedoch nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) zu führen.

#### 4.3.3 Bewertung und Empfehlung

Die gemessene charakteristische Einwirkung von mit Fs = 640 kN liegt oberhalb des nach EBGEO gewählten auf der sicheren Seite liegenden Bemessungsansatzes mit Fs = 500 kN. Mit der gewählten Mindesteinbindetiefe von 3 m für die Tragglieder in den Sanden liegt die gemessene Belastung in der gleichen Größenordnung wie die zulässige charakteristische Einwirkung, so dass in diesem Fall eine ausreichende Bemessung vorliegt.

Eine Vergleichsberechnung zur Ermittlung der Zusatzbelastung aus negativer Mantelreibung nach EA Pfähle, Abs. 4.4.2, mit Ansatz der Tragglied- und Bodensetzung aus den Messergebnissen des Probefeldes zur Ermittlung des neutralen Punktes hat gezeigt, dass sich rechnerisch die gleiche Zusatzbelastung (negative Mantelreibung) ermitteln lässt. Der Hauptanteil der negativen Mantelreibung resultiert hier aus der mehr als 5 m mächtigen Sandüberdeckung der organischen Weichschichten.

Bei der Ermittlung der lotrechten Spannungen auf dem Tragglied bzw. zwischen den Traggliedern nach EBGEO wird bezogen auf die im Probefeld gemessenen Lasten der Lastanteil auf das Tragglied um etwa 50 % überschätzt.

Bei Dammhöhen > 3,5 m und mächtigen Sandüberdeckungen der organischen Weichschichten sind für eine wirtschaftliche Bemessung Kenntnisse über das Last-Verformungsverhalten des Gesamtsystems von entscheidender Bedeutung. Sofern Großversuche nicht möglich sind, empfehlen wir, die beiden in EBGEO aufgeführten Bemessungsansätze gegenüberzustellen und das Tragglied für den jeweils ungünstigeren Wert zu bemessen, wobei beim vereinfachten Ansatz der Anteil negativer Mantelreibung quasi implementiert ist.

#### 4.4 Interpretation des Gesamttragverhaltens

Die Ergebnisse der hydrostatischen Linienvermessung haben gezeigt, dass sich die insgesamt geringen Setzungen in den Messachsen oberhalb der Tragglieder und in den Messachsen zwischen den Traggliedern nicht signifikant unterscheiden. Demzufolge sind im oberen Pfahlabschnitt, im gesamten Tiefenbereich der sandigen Auffüllung, keine signifikanten Relativverschiebungen zwischen Pfahlmantel und Boden eingetreten.

Gleichzeitig deutet der starke Anstieg der Normalkraft innerhalb der sandigen Auffüllung auf eine entsprechende Lastübertragung vom Boden auf den Pfahlmantel hin.

Offensichtlich ist diese Lastübertragung zum einen auf einen spannungsabhängig aktivierten erhöhten Mantelwiderstand und zum anderen auf eine schon bei geringsten Relativverschiebungen aktivierte negative Mantelreibung zurückzuführen.



Ein hypothetisches Tragmodell für den oberen Pfahlabschnitt ist in Abbildung 13 skizziert.

Abbildung13: Hypothetisches Tragmodell im oberen Pfahlabschnitt

Das beobachtete Trag- und Systemverhalten wird durch die hier vorliegenden Randbedingungen bestimmt. Es ist davon auszugehen, dass es bereits im Zuge des Einrammens der Stahlbeton-Fertigrammpfähle zu einer Nachverdichtung der sandigen Auffüllung und zu einer gewissen Bodenverspannung gekommen ist. Offensichtlich wird die Sandauflast aus dem Bereich zwischen den Traggliedern nicht allein über eine klassische Gewölbewirkung innerhalb der Sandaufschüttung auf die Pfahlköpfe, sondern im Wesentlichen über den verspannten Bodenkörper im oberen Pfahlabschnitt auf den Pfahlmantel übertragen. Wenige Dezimeter oberhalb der Oberkante der Weichschichten liegen die gemessenen Pfahlnormalkräfte bei rd. 500 kN bis 550 kN, so dass über die sandige Auffüllung zwischen den Traggliedern wie mit einem zusätzlichen Gründungspolster quasi die gesamte Dammauflast in die Tragglieder eingeleitet wird.

#### Literaturverzeichnis

FGSV 542 (2010). *Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.; Ausgabe 2010, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau

DGGT AK 2.1 (2012). EA Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle. Dortmund: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)

#### Autoren

| DrIng. Stefan Weihrauch                               | s.weihrauch@steinfeld-und-partner.de |
|---|--------------------------------------|
| DiplIng. Klaus Pormetter                              | k.pormetter@steinfeld-und-partner.de |
| Grundbauingenieure Steinfeld und Partner              | www.steinfeld-und-partner.de         |
| Beratende Ingenieure mbB                              | Tel.: 040 389139-0                   |
| Reimersbrücke 5, 20457 Hamburg                        |                                      |
| DiplWirtschIng. Hauke Sychla                          | h.sychla@fugro.com                   |
| Fugro Germany Land GmbH                               | www.fugro.com                        |
| Wolfener Straße 36 U, 12681 Berlin                    | Tel.: 030 93651-0                    |
| Standort Braunschweig, Volkmaroder Straße 8c, 38104 B | rauschweig                           |
| DrIng. Sebastian Krohn                                | krohn@deges.de                       |
| DiplIng. Thomas Hecht                                 | hecht@deges.de                       |
| Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH   | www.deges.de                         |
| Zimmerstraße 54, 10117 Berlin                         | Tel.: 030202 43-0                    |



# Neue Erkenntnisse über das Tragverhalten von Fertigrammpfählen aus Stahlbeton in gemischtkörnigen Böden

Lars Vavrina, Peter Wardinghus Aarsleff Grundbau, Hamburg

#### 1 Motivation

Zur Bestimmung des statischen axialen Pfahlwiderstandes sind in der europäischen Normung mehrere Verfahren aufgeführt. In der Praxis etabliert haben sich die Ermittlung der Pfahlwiderstände vor Ort durch statische oder dynamische Probebelastungen sowie die rechnerische Bestimmung aus der Summe der mobilisierbaren Mantelreibung und dem Pfahlfußwiderstand. Die jeweiligen Anteile der Mantelreibung und des Fußwiderstandes werden dabei auf Grundlage von Erfahrungswerten errechnet. Der Arbeitskreis "Pfähle" gibt in seinen Empfehlungen (EA Pfähle, 2012) Erfahrungswerte für die in Deutschland gebräuchlichen Pfahlsysteme vor.

Nach EA Pfähle (2012) können mithilfe des Spitzenwiderstandes  $q_c$  einer Drucksondierung Erfahrungswerte für den Pfahlspitzendruck  $q_{b,k}$  und die Pfahlmantelreibung je Schicht  $q_{s,i,k}$  von nicht bindigen Böden hergeleitet werden. Zusammen mit der Pfahlmantelfläche je Schicht  $A_{s,i}$  und der Fußfläche des Pfahls  $A_b$  berechnet sich der charakteristische Pfahlwiderstand  $R_k$  zu:

$$R_k = A_b \cdot q_{b,k} + \sum A_{s,i} \cdot q_{s,i,k}$$

Bei bindigen Böden werden die Erfahrungswerte für den Pfahlspitzendruckwiderstand  $q_{b,k}$  und die Pfahlmantelreibung je Schicht  $q_{s,i,k}$  aus der Scherfestigkeit des undränierten Bodens  $c_u$  abgeleitet.

Die Erfahrungswerte stammen aus einer Datenbank von Probebelastungsergebnissen, die nach einer probabilistischen Auswertung abgeleitet wurden. Die Grundlagen und Randbedingungen für die Ableitung sind in Kempfert/ Becker (2007) dokumentiert.

Für die Anwendung der Erfahrungswerte ist zu beachten, dass diese als Spannen zwischen dem 10% Quantil (unterer Wert) und 50% Quantil (oberer Wert) angegeben und die unteren Werte verbindlich sind, sofern keine Bestätigung der Abweichung durch einen Sachverständigen für Geotechnik oder belegbare eigene Erfahrungswerte vorliegen.

Bei Anwendung der Tabellen 5.1 und 5.2 der EA Pfähle (2012) ergeben sich für nichtbindige Böden rechnerisch ermittelte Pfahlwiderstände, die mit in der Praxis aus Probebelastungen ermittelten Pfahlwiderständen gute Übereinstimmungen belegen. Bei heterogenen, insbesondere bei gemischtkörnigen Böden erfordert die Berechnung des Pfahlwiderstandes auf der Basis von Spitzendruckwerten von Drucksondierungen (für nichtbindige Schichten, Tab. 5.1 und 5.2) oder undrainierten Scherfestigkeiten (für bindige Schichten, Tab. 5.3. und 5.4) besondere Sorgfalt und gestaltet sich ohne Spezialkenntnisse teilweise schwierig. Auf diese Weise rechnerisch ermittelte axiale Pfahlwiderstände können unter Umständen zu erheblich über – aber auch unterschätzten Ergebnissen führen. Über Vergleiche solcher Berechnungen mit, in der Praxis während Probebelastungen gemessenen Ergebnissen, ist bisher wenig bekannt.

Im Folgenden soll zur Beantwortung anstehender Fragen ein Beitrag zunächst zum Tragverhalten von Fertigrammpfählen aus Stahlbeton in nichtbindigen Böden geleistet werden. Zur näheren Bewertung des Tragverhaltens von Fertigrammpfählen aus Stahlbeton in heterogenen oder gemischtkörnigen Böden werden darüber hinaus statische sowie dynamische Probebelastungen, die im Rahmen von zwei Tiefgründungsmaßnahmen mit Fertigrammpfählen ausgeführt wurden, vorgestellt und detailliert ausgewertet. Anhand der Probebelastungen werden zunächst die mittels statischen und dynamischen Probebelastungen gemessen Pfahlwiderstände verglichen und bewertet. Darüber hinaus werden die gemessenen mit den rechnerischen Pfahlwiderständen verglichen und zur Diskussion gestellt, sodass anhand der beschriebenen Probebelastungsergebnisse neue Erkenntnisse die Pfahlbemessung unter Berücksichtigung einer für besseren Längenrisikoabschätzung gewonnen werden können.

#### 2 Bewertung rechnerischer Pfahlwiderstände in nichtbindigen Böden

Zur messtechnischen Bestimmung des axialen Pfahlwiderstandes gibt es verschiedene Möglichkeiten, wobei in Deutschland die gängigsten Methoden statische sowie dynamische Pfahlprobebelastungen sind.

Mit einer statischen Probebelastung wird unter stufenweiser Lastaufbringung und Messung der dabei eintretenden Setzungen eine Widerstands-Setzungslinie ermittelt, die Erkenntnisse zum Tragverhalten der Pfähle liefert. Der Pfahlwiderstand im Grenzzustand

206

der Tragfähigkeit wird erreicht, wenn entweder der Pfahlbaustoff versagt, der Pfahl ohne weitere Lastaufbringung im Boden versinkt, ein zuvor definierter Kriechwert überschritten oder eine Grenzsetzung von 10% des äquivalenten Pfahldurchmessers erreicht wird. Die Definition der Grenzsetzung ist ein übliches Hilfskriterium, deren Anwendung sich in der deutschen Praxis etabliert hat. Wird die Grenzsetzung nicht erreicht kann die Widerstands-Setzungslinie mittels dem sogenannten "Hyperbelverfahren" mathematisch extrapoliert werden.

Nach der nicht mehr gültigen Rammpfahlnorm DIN 4026 wird der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit als "Grenzlast" bezeichnet und stellt in der Widerstands-Setzungslinie den Punkt dar, bei welcher der flache Ast, nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen, in einen steil abfallenden Ast übergeht. Sofern der Verlauf der Widerstands-Setzungslinie keinen genügenden Anhalt für die Festlegung dieses Punktes gibt, gilt gemäß DIN 4026 als Grenzlast die Last, die eine bleibende Setzung vom 0,025-fachen des Pfahldurchmessers hervorruft.

International gibt es zur Bestimmung des Pfahlwiderstandes aus statischen Probebelastungen gemäß Fellenius (2001) auch noch weitere Methoden, wie zum Beispiel das Davission Offset Limit, die De Beer Yield Load sowie das 80% Kriterium nach Hansen.

Bei der dynamischen Probebelastung wird der Pfahl durch einen Impuls aus einem Fallgewicht (alternativ Rammschlag) beaufschlagt und mittels der Wellengleichungstheorie der Pfahlwiderstand abgeleitet. Für die Auswertung gibt es verschiedene Verfahren, womit je nach Notwendigkeit zum Beispiel mit dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung auch die Mantelreibungsanteile– und der Fußwiderstand separat ermittelt werden können.

Gemäß Linkin und Rausche (2004) gibt es gute Übereinstimmungen der Pfahlwiderstände aus dynamischen Probebelastungen, die nach dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung ausgewertet wurden, und den Pfahlwiderständen aus statischen Probebelastungen. Die Pfahlwiderstände aus statischen Probebelastungen wurden aber nicht nachdem Hilfskriterium der Grenzsetzung, sondern nach den internationalen Methoden, wie in Fellenius (2001) beschrieben, ausgewertet. Die Methode "Davission Offset Limit" zeigte gemäß Linkin und Rausche (2004) eine besonders gute Übereinstimmung. Stahlmann et al. (2004) verglichen ebenfalls die Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Probebelastungen und kamen zu dem Ergebnis, dass es bei optimaler Messdurchführung eine Abweichung von maximal 20% geben kann, wobei in diesem Vergleich verschiedene Pfahlarten zusammen ausgewertet wurden. Gemäß Linkin und Rausche (2004) ist die Übereinstimmung der Pfahlwiderstände bei Rammpfählen genauer als bei gebohrten Pfahlsystemen.

Zur weiteren Prüfung der Übereinstimmung statischer und dynamischer Probebelastungsergebnisse von Fertigrammpfählen in nichtbindigen Böden werden in Abbildung 1 Erfahrungswerte aus insgesamt 8 Probebelastungen aus den 80 und 90er Jahren des letzten Jahrhunderts gegenübergestellt. Die Probebelastungen wurden am selben Pfahl ausgeführt, sodass eine direkte Vergleichbarkeit gegeben ist. Die Auswertung der dynamischen Probebelastungen erfolgte nach dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung und die Bestimmung des Pfahlwiderstandes aus statischen Probebelastungen erfolgte nach der alten Rammpfahlnorm DIN 4026.

Eine sehr gute Übereinstimmung gab es bei 3 Probebelastungen, 2 der 8 Probebelastungsergebnisse zeigen einen größeren Pfahlwiderstand bei der statischen Probebelastung und bei 3 von 8 Probebelastungsergebnissen ist der Pfahlwiderstand aus der dynamischen Probebelastung größer als bei der statischen Probebelastung. Bis auf einen einzigen Messwert lagen alle gemessen Pfahlwiderstände innerhalb einer maximalen Abweichung von 20%.

Aufgrund der zwar geringen Anzahl eigener Erfahrungen und den Angaben in der Literatur ist eine gute Übereinstimmung der Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Probebelastungen zu erwarten. Bei Pfählen, die nacheinander nach beiden Methoden (statisch und dynamisch) getestet wurden, könnten gemessene Abweichungen auf verschiedene Standzeiten, Testreihenfolge oder sonstige Störungen zurückzuführen sein.

Achten Sie bei der Erstellung von Abbildungen auf eine ausreichende Qualität. Farbige Fotos und Diagramme sind ausdrücklich erwünscht, da der Tagungsband in Farbe gedruckt und als Download angeboten wird.



Abbildung 1: Vergleich statisch und dynamisch ermittelter Probebelastungseregbnisse

Im Rahmen seiner Bachelorarbeit hat Martin (2015) insgesamt 71 Ergebnisse aus dynamischen Probebelastungen, an Fertigrammpfählen in Norddeutschland mit den Erfahrungswerten der EA Pfähle (2012) verglichen. Die dynamischen Probebelastungsergebnisse wurden mittels dem erweiterten Verfahren ermittelt, so dass der Pfahlfußwiderstand und die Pfahlmantelreibungsverteilung vorlagen. Mantelreibungsanteile aus Bodenschichten mit Spitzenwiderständen von  $q_c < 7,5$  MN/m<sup>2</sup> und solche aus bindigen Schichten wurde vom Pfahlwiderstand abgezogen.

Die Gegenüberstellung ist in Abbildung 2 dargestellt.

Als Ergebnis der Gegenüberstellung ergibt sich, dass bei 2 von 71 Messungen die gemessenen Widerstände höher sind als die rechnerischen Werte aus dem 10% Quantil. Bei einem Vergleich der 50% Quantilwerte sind 18 von 71 Messungen höher als die berechneten Pfahlwiderstände.

Die Ergebnisse bestätigen zunächst die Herangehensweise der EA Pfähle, da streuungsbedingt 10% der Pfahlwiderstände in situ unter den Erfahrungswerten nach EA Pfähle liegen dürfen und in den betrachteten Messungen nur rd. 3% Unterschreitungen vorliegen. Ab Pfahlwiderständen über 2.500 kN liegen sogar die Vergleichsergebnisse mit dem 50% Quantil bei nur 3 Unterschreitungen auf der sicheren Seite. Das könnte daran

liegen, dass die getesteten Pfähle zur Aktivierung der relativ hohen Widerstände in Böden mit Spitzendruckwerte von  $q_c > 25$ MN/m<sup>2</sup> gerammt wurden und die Werte gemäß EA Pfähle auf  $q_c = 25$  MN/m<sup>2</sup> begrenzt sind.



Abbildung 2: Nachrechnung mit Erfahrungswerten EA Pfähle aus Martin (2015)

Im Fazit gibt es nach diesen Ergebnissen bei der Anwendung der Erfahrungswerte gemäß EA Pfähle (2012) für nichtbindige Böden eine gute Übereinstimmung des rechnerischen und gemessenen Pfahlwiderstandes aus Probebelastungen.

Berechnungen des axialen Pfahlwiderstandes mit Erfahrungswerten des 50% Quantils und Spitzendruckwerten von  $q_c > 25$  MN/m<sup>2</sup> liegen danach auf der sicheren Seite.

# 3 Bewertung des axialen Pfahlwiderstandes anhand von Probebelastungsergebnissen

#### 3.1 Probebelastungen in Beckentonen und Geschiebemergel

Grundlage der vorliegenden Bewertung des Tragverhaltens sind Probebelastungsergebnisse aus 3 statischen Probebelastungen an denen im Nachhinein jeweils eine dynamische Probebelastung ausgeführt wurde.

Der Baugrund ist durch zahlreiche Bohrungen sowie Drucksondierungen untersucht und bewertet worden. Demnach wurde die generelle Baugrundschichtung unterhalb von Auffüllungen und Weichschichten aus Torf und Mudde mit Geschiebelehmen und Geschiebemergel erkundet, wo lokal Beckentone eingelagert sind. Zur Tiefe stehen Sande und Kiese an.

An den Standorten der statischen Probebelastungen wurden nahe der Pfahlachsen ebenfalls Bohrungen bis zu einer Tiefe von 30 m und Drucksondierungen bis zur maximalen Auslastung (ca. 25m) abgeteuft. Die Ergebnisse der Bohrungen sind Abbildung 3 zu entnehmen.

Am Standort der Probebelastung P1 befindet sich unterhalb von Schotter und bindigen Auffüllungen zunächst eine 3.70m mächtige Torfschicht. die aemäß der Baugrundansprache überwiegend zersetzt und kalkfrei ist. Die undränierten Scherfestigkeiten des Torfes liegen zwischen 10 und 20 kN/m<sup>2</sup>. Der Steifemodul ist zwischen 0.25 und 1.0 MN/m<sup>2</sup>. Im Torf ist eine geringmächtige Torfmuddeschicht eingelagert. Unterhalb der Torfschicht setzt sich diese Torfmuddeschicht mit einer Dicke von 2,3 m fort. Die Mudde hat eine undränierte Scherfestigkeit von 10 – 20 kN/m<sup>2</sup> und einen Steifemodul von 0.4 bis 0.8 MN/m<sup>2</sup>.

Unterhalb dieser Torf und Muddeschichten folgt ein steifer Geschiebemergel mit undränierten Scherfestigkeiten von  $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$  und Steifemoduli von 10 bis 30 MN/m<sup>2</sup>. Unter dem Geschiebemergel steht ein Beckenton mit einer undränierten Scherfestigkeit von  $c_u = 125 \text{ kN/m}^2$ . Nach einer 1,3 m Dicken Zwischenschicht aus Geschiebemergel folgen bis zur geplanten Pfahlfußtiefe Pleistozäne Sande und Kiese.

Am Standort der Probebelastung P2 stellt sich die Schichtung weniger abwechslungsreich dar. Zunächst befindet sich unterhalb von Aufschüttungen und Mutterböden eine 2,90m

mächtige zersetzte schluffige Torfschicht mit undränierten Scherfestigkeiten zwischen 10 und 20 kN/m<sup>2</sup> und Steifemodul zwischen 0,25 und 1,0 MN/m<sup>2</sup>.

Unterhalb dieser Torfschicht folgt ein zunächst weicher und zur Tiefe steifer Geschiebemergel mit undränierten Scherfestigkeiten von  $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$  und Steifemoduli von 10 bis 30 MN/m<sup>2</sup>. Die Geschiebemergelschicht hat eine Mächtigkeit von 14,2 m. Zur Tiefe folgen bis zur Endtiefe der Bohrung Pleistozäne Sande und Kiese.

Am Standort der Probebelastung P3 befindet sich unterhalb einer Auffüllung ein 2,50m mächtiger weicher Geschiebelehm. Die undränierte Scherfestigkeit des Geschiebelehms ist mit cu = 30 kN/m<sup>2</sup> angegeben. Der Steifemodul ist zwischen 4,0 und 8,0 MN/m<sup>2</sup>. Unterhalb der Geschiebelehmschicht folgt eine weich bis steife Geschiebemergelschicht mit einer Dicke von 3,7m. Unterhalb dieser Geschiebemergelschicht befindet sich ein steifer Beckenton. Gemäß der Baugrunduntersuchung hat der Beckenton eine undränierte Scherfestigkeiten von  $c_u = 125$ kN/m<sup>2</sup> und Steifemoduli von 10 bis 20 MN/m<sup>2</sup>.

Unter dem Beckenton mit einer Dicke von 3,6 m steht ein folgen bis zur geplanten Pfahlfußtiefe Pleistozäne Sande und Kiese. Ab einer Tiefe von 23,5 m unter dem Ansatzpunkt der Bohrung ist noch eine Geschiebemergelschicht mit einer steifen und zum Teil halbfesten Konsistenz und einer Dicke von 3,6 m eingelagert.





## Abbildung 3: Baugrundaufschlüsse an den 3 Standorten der Probebelastungen

Die mittels Drucksondierungen gemessenen Spitzenwiderstände der Drucksondierungen sind in Abbildung 4 dargestellt. Die Sondierungen CPT 1 und 2 sind relativ ähnlich und zeigen bis ca. 18m unter Ansatzpunkt Spitzenwiderstände von  $q_c \le 3$  MN/m<sup>2</sup>. In CPT 1 ist zwischen 18 und 21m zunächst noch ein Geschiebemergel mit Sandeinlagerungen, der ab ca. 21m durch sehr dicht gelagerte Sande unterlagert wird. In CPT 2 ist der Übergang zu sehr dicht gelagerten Sanden deutlicher. Bei CPT 3 wurden ab ca. 10m unter GOK sehr dicht gelagerte Sande mit Spitzendruckwerten von  $q_c \ge 40$  MN/m<sup>2</sup> gemessen.

An den jeweiligen Ansatzpunkten wurden Pfähle mit einem Querschnitt von 45 cm x 45 cm nach Vorgaben des Sachverständigen für Geotechnik eingebaut. Die Absetztiefen bei CPT 1+2 lagen bei etwa 25 m unter GOK und die bei CPT 3 bei etwa 21m unter GOK. Die Pfähle hatten demnach eine Einbindung in die Sande von 4m (CPT 2), 7m (CPT1) und ca. 10m (CPT 3).





Die Ergebnisse der 3 statischen Probebelastungen sind in Abbildung 5 zusammengefasst. Die geplante Prüflast betrug 4.000 kN, nach Erreichen dieser Prüflast wurden die Pfähle entlastet und die statische Probebelastung beendet. Innerhalb der vorgesehene Belastungsstufen wurde weder die Grenztragfähigkeit noch die Grenzsetzung erreicht.

Zur Ermittlung der Grenzlast wurden nach der statischen Probebelastung an jeden der Pfähle eine dynamische Probebelastung ausgeführt und Pfahlwiderstände von 5.800 kN (P1), 5.440 kN (P2) und 5.540 kN (P3) erreicht. Diese Ergebnisse decken sich ungefähr mit den rechnerischen Werten aus dem 50% Quantil. Bei Pfahl P1 liegt der gemessene Pfahlwiderstand rd. 13% sowie bei P2 rd. 3% über und bei P3 rd. 2,5 % unterhalb des rechnerischen Pfahlwiderstandes.

Das Verhältnis von Fuß- zu Mantelreibungswiderständen beträgt bei den Pfählen P1 und P3 etwa 40% zu 60%, wobei der Beiwert für den Fußwiderstand  $q_{b,m}$  dieser beiden Pfähle mit einem Wert von 11.700 kN/m<sup>2</sup> im Bereich des 50% Quantils liegt. Der Fußwiderstand von Pfahl P3 beträgt nur etwa 24 % vom Gesamtwiderstand, so dass der Beiwert für den Fußwiderstand  $q_{b,m} = 6.667$  kN/m<sup>2</sup> sehr gering ist und unter dem 10% Quantil liegt.



Abbildung 5: Ergebnisse der Probebelastung sowie der Nachrechnung

Die Pfahlwiderstände aus den statischen Probebelastungen wurden mit Hilfe des Hyperbelverfahrens extrapoliert und lagen zwischen 6.400 kN und 7.500 kN, also sogar deutlich über den Pfahlwiderständen aus den dynamischen Probebelastungen.

In den Abbildungen 6, 7 und 8 sind die gemessenen Mantelreibungsverteilungen der 3 Probepfähle gemäß der Auswertung der dynamischen Probebelastung mit dem erweiterten Verfahren dargestellt. In den Sanden ergaben sich Beiwerte für die Mantelreibung von  $q_{s,m}$  = 175 kN/m<sup>2</sup> bis  $q_{s,m}$  = 199 kN/m<sup>2</sup>. Im Beckenton lagen die Beiwerte für die Mantelreibung bei  $q_{s,m}$  = 56 kN/m<sup>2</sup> und  $q_{s,m}$  = 83 kN/m<sup>2</sup>. Für den Geschiebemergel ergaben sich wiederum Werte für die Mantelreibung von  $q_{s,m}$  = 44 kN/m<sup>2</sup> bis  $q_{s,m}$  = 50 kN/m<sup>2</sup>.



Abbildung 6: Verteilung der gemessenen Mantelreibung Pfahl P1



Abbildung 7: Verteilung der gemessenen Mantelreibung Pfahl P2



Abbildung 8: Verteilung der gemessenen Mantelreibung Pfahl P3

#### 3.2 Probebelastungen in schluffigen Böden

Im Rahmen eines Infrastrukturbauvorhabens in Norddeutschland wurden 4 Testfelder eingerichtet, wo statische Druck- und Zugprobebelastungen sowie dynamische Probelastungen zur Ausführung kamen. Die Probebelastungen wurden jeweils an separaten Pfählen durchgeführt. Damit die Streuungen aus dem Baugrund möglichst gering, aber die Beeinflussung der Pfähle nach Möglichkeit ausgeschlossen sein sollten, wurden die Pfähle je in einer Reihe mit einem Abstand von ca. 2,0m zueinander eingerammt.

Bei den Testpfählen handelte es sich um 2 Pfähle mit einem Querschnitt von 30 cm x 30 cm (Testfeld 1+2) sowie um einen Querschnitt 35 cm x 35 cm (Testfeld 3+4).

Der Baugrund in den 4 Testfeldern stellte sich als relativ heterogen dar. Unter Torf und Muddeschichten standen wechselhaft sandige Schluffe oder schluffige Sande an. Exemplarisch ist das erkundete Baugrundprofil am Testfeld 3 in Abbildung 9 dargestellt.



Abbildung 9: Exemplarisches Baugrundprofil am Standort Testfeld 3

Die mittels Drucksondierungen gemessen Spitzenwiderstände der Drucksondierungen bei den jeweiligen Testfeldern sind in Abbildung 10 dargestellt.

Die Drucksondierung am Standort Testfeld 1 zeigt bis ca. 12 m unter Ansatzpunkt nur geringe Spitzendruckwiderstände von  $q_c < 2 \text{ MN/m}^2$ . Hier standen Weichschichten aus Torf an. Darunter folgten sandige Schluffe und schluffige Sande im Wechsel, was durch die relativ stark zwischen 2 MN/m<sup>2</sup> <  $q_c > 5 \text{ MN/m}^2$  schwankenden Spitzendruckwerte wieder spiegelt. Ab einer Tiefe von 20 m unter Ansatzpunkt lagen die Spitzendruckwerte bei  $q_c > 10 \text{ MN/m}^2$ . Am Testfeld 2 lagen die Spitzenwiderstände bis 10 m unter Ansatzpunkt bei nahezu null. Ab 10 m stieg der Spitzendruck auf einen Wert vom im Mittel  $q_c = 12,5 \text{ MN/m}^2$ . Bei der Bodenschicht in dieser Tiefe handelte es sich um Sand. In einer Tiefe von 17 m bis 20 m war eine Schluffschicht zwischengelagert, wo die Spitzendrücke auf 5 MN/m<sup>2</sup> zurückgingen.

Die Drucksondierung am Testfeld 3 spiegelt die Bodenschichtung, wie in Abbildung 9 exemplarisch dargestellt wieder. Unterhalb der Torfschicht stand zunächst ein Schluff-Sand Gemisch, das von einer Mudde unterbrochen wurde und zur Tiefe als schwach feinsandiger toniger Schluff erschien.

Beim Testfeld 4 standen unterhalb einer Torfschicht bis ca. 4m überwiegend locker bis mitteldicht gelagerte Sande in einer Schichtmächtigkeit von ca. 10 m an. Die Spitzendruckwerte lagen hier zwischen  $q_c = 5$  bis 7,5 MN/m<sup>2</sup>. Darunter folgten bis zur geplanten Pfahlabsetztiefe sandige Schluffe.

Die unterschiedlichen Baugrundschichtungen spiegeln sich auch im Rammergebnis der Pfähle wieder. Die Pfähle (30 cm x 30) im Testfeld 1 wurden mit Längen von rd. 16m im Boden eingebracht und ohne nennenswerten Rammwiderstand (Fallhöhe 10, Hitzen > 10) abgestellt (vgl. Abbildung 10). Die Pfähle im Testfeld 2 (30 cm x 30 cm) hatten eine Länge von 19m und wurden mit Rammenergien von etwa 15.000 bis 24.000 kNm abgestellt.

Die Pfähle im Testfeld 3 (35 cm x 35 cm) wurden mit einer Länge von rd. 17 m gerammt. Die Rammergebnisse der 3 Pfähle auf Testfeld 3 wichen stark voneinander ab (siehe Abbildung 10). Die Pfähle auf dem Testfeld 4 (ebenfalls 35 cm x 35 cm) wurden mit einer Länge von 13m eingerammt. Der Rammwiderstand stellte sich ähnlich dar.



#### Abbildung 10: Zusammenstellung der Drucksondierungen und Einbaubedingungen

Die Ergebnisse der 4 statischen Druckprobebelastungen sind in Abbildung 11 zusammengefasst.

Außer beim Pfahl auf dem Testfeld 2 war eine rechnerische Bestimmung des Pfahlwiderstandes nicht möglich, dass die Spitzendruckwerte  $q_c < 7,5$  MN/m<sup>2</sup> und die undrainierten Scherfestigkeiten  $c_u < 60$  kN/m<sup>2</sup> sind. Das heißt, die Pfähle standen in nicht tragfähigen Baugrund.

Der rechnerische Pfahlwiderstand beim Pfahl im Testfeld 2 lag zwischen 1.110 kN und 1.540 kN, wobei für den Fußwiderstand ein Spitzendruckwert von  $q_c = 7,5$  MN/m<sup>2</sup> angesetzt wurde.

Die Probebelastungen auf dem Testfeld 2 +3 wurden bei 1.200 kN und 1.350 kN abgebrochen die Pfähle entlastet und die statische Probebelastung beendet. Innerhalb der vorgesehene Belastungsstufen wurde weder die Grenztragfähigkeit noch die Grenzsetzung erreicht. Die Extrapolation mit dem Hyperbelverfahren ergab auf dem Testfeld 2 einen Pfahlwiderstand von 1.914 kN und Testfeld 3 einen Pfahlwiderstand von 2.135 kN. Beim Pfahl auf dem Testfeld 1 wurde ein Pfahlwiderstand von 550 kN und auf dem Testfeld 4 ein Pfahlwiderstand von 1.100 kN erreicht.

An den Pfählen, an denen dynamische Probebelastungen ausgeführt wurden, ergaben sich Pfahlwiderstände von 550 kN (Testfeld1), 2.250 kN (Testfeld 2), 2.450 kN (Testfeld 3) und 1.200 kN (Testfeld 4).



## Abbildung 11: Widerstand-Setzungslinie der Druckversuche

Die Ergebnisse der 4 statischen Druckprobebelastungen sind in Abbildung 12 zusammengefasst. Der maximale Zugwiderstand wurde bei allen Pfählen erreicht. Bei den Pfählen wurde auf dem Testfeld 1 ein Pfahlwiderstand von 400 kN, auf dem Testfeld 2 ein Pfahlwiderstand von 500 kN, auf dem Testfeld 3 ein Pfahlwiderstand von 1.018 kN und auf dem Testfeld 4 ein Pfahlwiderstand von 565 kN erreicht.

An den Pfählen, an denen eine dynamische Probebelastung ausgeführt wurde, wurden Pfahlmantelreibungswiderstände von 360 kN (Tesfeld1), 1.480 kN (Testfeld 2), 1.090 kN (Testfeld 3) und 710 kN (Testfeld 4) erreicht.



# Abbildung 12: Widerstand-Setzungslinie der Zugversuche

# 4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden sowohl statische als auch dynamische Probebelastungsergebnisse ausgewertet und mit, nach den Erfahrungswerten gemäß EA Pfähle (2012) berechneten Pfahlwiderständen, verglichen. Auch ein Vergleich statisch und dynamisch gewonnener Probebelastungsergebnisse an gleichen Pfählen zeigte eine gute Übereinstimmung der Probebelastungsergebnisse (Abweichungen bis rd. 20%), wobei es hier Unterschiede je nach Auswertungsmethode und Pfahlsystem geben kann. Unschärfen in der Auswertung sind bei keiner Methode auszuschließen.

Folgende neue Erkenntnisse könnten aus den vorliegenden Ergebnissen gewonnen werden:

# Nichtbindige Böden:

Vergleich zwischen dynamischen Probebelastungsergebnissen und Erfahrungswerten gemäß EA Pfähle (2012):

- 10%-Quantil liegt deutlich auf der sicheren Seite (rd. 3% Überschreitung)
- 50%-Quantil ergibt 25% Überschreitung, aber nur rd. 3% Überschreitung bei Pfahlwiderständen von ≥ 2.500 kN

Die Messwerte bei höheren Pfahlwiderständen liegen auf der sicheren Seite, da der Anwendungsbereich der Rechenwerte (EA Pfähle, Tab. 5.1) auf Spitzendruckwerte von  $q_c \ge 25 \text{ MN/m}^2$  begrenzt ist.

Aufgrund modernster Geräteausrüstung, verbesserter Rammtechnologien, höherer Materialqualität der Stahlbetonpfähle sowie der Möglichkeit rammbegleitender Pfahlprüfungen können aktuell größere Einbindungen, auch in sehr dicht gelagerten, nicht bindigen Bodenschichten erzielt werden, so dass das 50%-Quantil bei höheren Pfahlwiderständen ebenfalls auf der sicheren Seite liegt.

#### Gemischtkörnige Böden

Es wurden projektbezogene Probebelastungsergebnisse aus zwei Bauvorhaben dargestellt aus denen folgende neue Erkenntnisse gewonnen werden können:

- Steiferes Tragverhalten als erwartet (sehr geringe bezogene Setzungen)
- Hilfskriterium der Grenzsetzung sg = 0,1 x Deq wurde zum Teil nicht erreicht
- die Extrapolation mit Hyperbelverfahren überschätzt den rechnerischen Widerstand aus 50%-Quantil
- Dynamische Probebelastungsergebnisse liegen in Größenordnung der 50%-Quantilwerte

Insgesamt liegen die rechnerischen Pfahlwiderstände für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton aus der EA Pfähle (2012) bautechnisch auf der sicheren Seite, unter bestimmten Randbedingungen gibt es allerdings noch Potential für eine wirtschaftlichere Pfahlbemessung. Zur weiteren Verifizierung des Tragverhaltens gemischtkörniger Böden müssen allerdings noch weitere Probebelastungsergebnisse bewertet werden.

#### Literatur

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

**Fellenius B.H. (2001)** What capacity value to choose from results of a static load test, Deep Foundation Institute, Fulcrum pp. 19-22

**Kempfert, H.-G.** / **Becker, P. (2007)** Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle, Bautechnik 84, S. 441-449

Likins, G. E., Rausche, F., August (2004) Correlation of CAPWAP with Static Load Tests Proceedings of the Seventh International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles 2004: Petaling Jaya, Selangor, Malaysia; 153-165. Keynote Lecture

**Martin B. (2015)** Beitrag zur Bewertung des axialen Pfahlwiderstandes von Fertigrammpfählen in nicht bindigen Böden anhand von Rammberichten, Bachelorarbeit, Hochschule 21 (nicht veröffentlicht)

Stahlmann J., Kirsch F., Schallert M., Klingmüller, O. Elmer, K.-H. (2004) Pfahltestsmodern dynamisch und / oder konservativ statisch?, 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Seite 23 ff

#### Autoren

Dr.-Ing. Lars Vavrina

vavrina@aarsleff-grundbau.de

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus MBA

wardinghus@aarsleff-grundbau.de

Aarsleff Grundbau GmbH Friedrich-Ebert Damm 111 22047 Hamburg

www.aarsleff-grundbau.de Tel.: 040 - 696720

# Willkommen bei AARSLEFF Grundbau!





Voller Freude und Stolz können wir bekannt geben, dass wir zwei neue Schwestergesellschaften bekommen haben:

Neidhardt Grundbau GmbH und Ponel Bau GmbH.





Zusätzlich zu unserem bewährten Premiumprodukt – dem Centrum Pfahl System – hat sich unser Leistungsspektrum im Spezialtiefbau somit um Ankersysteme und die Herstellung von Baugruben erweitert.

Wir freuen uns auf eine gemeinsame erfolgreiche Zukunft.



# Pfahltest der Superlative für ein innovatives Gründungskonzept im Rosenheimer Seeton

Jörg Zimbelmann, Andreas Simson, Karsten Beckhaus BAUER Spezialtiefbau GmbH, Deutschland Roberto Cudmani, Daniel Rebstock Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, Deutschland

#### 1 Einleitung

Im Rahmen des Neubaus der Bundestraße B15, Westtangente Rosenheim, ist durch das Staatliche Bauamt Rosenheim die Errichtung von zwei Brückenbauwerken mit einer Gesamtlänge von rund 650 m vorgesehen. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten wurde das Gesamtbauwerk in eine dreifeldrige Schrägseilbrücke (Länge 192,5 m, maximale Spannweite im mittleren Feld zwischen den Pylonen 103,5 m) zur Querung der Mangfall und des Mangfallkanals und eine durchlaufende Deckbrücke mit 18 Feldern (Länge 460 m, Stützweiten zwischen 20 m und 31 m) zur Querung des Gewerbegebietes Aicherpark und einer Bahnlinie getrennt (Abbildung 1, Abbildung 2).

Der Baugrund stellt sich verhältnismäßig einheitlich dar. Unter Auffüllungen und sandigen, schluffigen Kiesen (Unterkante im Bereich des Pfahlprobebelastungsfeldes bei ca. 6 m unter GOK) stehen im Projektgebiet bis in ca. 150 m Tiefe quartäre feinkörnige fluviatile Ablagerungen – die Seetone des Rosenheimer Beckens – an. Letztere bedingen aufgrund ihrer Strukturempfindlichkeit und der geringen Tragfähigkeit die besondere geotechnische Herausforderung bei diesem Projekt. Aufgrund der großen Mächtigkeit der Seetone sind die relativ hohen Pylon- und Stützenlasten in den Baugrund durch schwimmende Gründungen einzuleiten.



Abbildung 1 Brückenbauwerke zur Querung der Mangfall und des Mangfallkanals, des Gewerbe-gebietes Aicherpark und der Bahnlinie Holzkirchen – Rosenheim<sup>1</sup>



Abbildung 2 Seitenansichten von Teilbauwerk 1 (Schrägseilbrücke zur Querung der Mangfall und des Mangfallkanals, oben) und Teilbauwerk 2 (durchlaufende Deckbrücke zur Querung des Gewerbegebietes Aicherpark und der Bahnlinie Holzkirchen – Rosenheim, unten)

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Teilbauwerk 1: Mangfallbrücke: Ingenieurbüro Grassl GmbH (Bauwerksentwurf) | Reinhart + Partner Architekten und Stadtplaner (Visualisierung); Teilbauwerk 2: Aicherparkbrücke: SSF Ingenieure AG (Bauwerksentwurf)

Zunächst werden die wesentlichen Ergebnisse der umfassenden Baugrunduntersuchungen beschrieben. Anschließend werden die Ergebnisse von zwei früheren Pfahlprobebelastungskampagnen kurz angerissen, die ohne Beteiligung des Zentrums Geotechnik und der BAUER Spezialtiefbau GmbH ausgeführt worden waren. Die daraus abgeleiteten Erkenntnisse führten zur dritten Pfahlprobebelastung. Das vom Zentrum Geotechnik entwickelte Konzept, sowie die Anforderungen und einzuhaltenden Randbedingungen hinsichtlich Pfahlherstellung, Herstellungsdokumentation, Pfahlinstrumentierung und Mantelreibungsausschluss werden erläutert. Anschließend werden die Herstellung der Probeund Reaktionspfähle sowie die Durchführung der Pfahlprobebelastungen beschrieben. Diese wurden von der BAUER Spezialtiefbau GmbH ausgeführt und durch das Zentrum Geotechnik überwacht. Zuletzt werden die Ergebnisse der drei hochwertigen Pfahlprobebelastungen vorgestellt. Der Beitrag schließt mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick auf die Ausführung der tatsächlichen Brückengründung.

#### 2 Geologie und Ergebnisse der Baugrunderkundungskampagnen

Das Gebiet um Rosenheim liegt im Einzugsgebiet des Inn. In den Eiszeiten war der Ur-Inn ein gewaltiger Talgletscher, der sich vor dem Alpenrand zu einer imposanten Eisfläche ausweitete, flankiert von End- und Seitenmoränen der abgelagerten Schuttmassen. Nach der Eiszeit stauten die Moränenzüge das Schmelzwasser des Gletschers zu dem damals 50 km langen und 420 km<sup>2</sup> großen Rosenheimer See, der vor über 12.000 Jahren gänzlich auslief, als die Endmoräne nördlich Wasserburg am Inn durchschnitten war. Durch seine Ablagerungen veränderte der Inn immer wieder seinen Lauf. Auf den so freigelegten spätglazialen Seeablagerungen haben sich je nach Kornzusammensetzung des Ausgangsmaterials und Fließgeschwindigkeit sehr unterschiedliche Mischböden aus Sanden, Tonen und Schluffen gebildet. Diese jungpleistozänen Seetone weisen im Bereich der Brückenbauwerke eine Mächtigkeit von etwa 150 m auf. Darüber stehen Beckenablagerungen (Auelehme, und Kiese) mit einer Mächtigkeit von 4 bis 7 m, im Bereich des Pfahlprobebelastungsfeldes von ca. 6 m, an.

In der ersten Baugrunderkundungskampagne im Jahr 2015 waren sechs Kernbohrungen an der Widerlagern der Schrägseilbrücke, jeweils drei Kernbohrungen und Drucksondierungen im Bereich der Pylonachsen der Schrägseilbrücke sowie 34 weitere Kernbohrungen mit Erkundungstiefen zwischen 25 m bis maximal 70 m an den Stützenstandorten der Mehrfeldbrücke abgeteuft worden. Des Weiteren waren Scherflügelsondierungen und Klassifikationsversuche durchgeführt worden. Gemäß diesen geotechnischen Untersuchungen bestehen die Beckenablagerungen bis in eine Tiefe von mindestens 70 m überwiegend aus schluffigem Ton und tonigem Schluff mit Feinsandeinlagerungen. Die aus den Rammkernbohrungen entnommenen Proben wiesen eine überwiegend breiige und weiche Konsistenz auf. Die feinkörnigen Schichten sind gesättigt und werden als sehr schwach wasserdurchlässig eingestuft, wobei die Durchlässigkeit durch die in den feinkörnigen Böden eingelagerten dünnen Sandschichten in horizontaler Richtung größer ist als in vertikaler Richtung.

Zur Untersuchung der Baugrundverhältnisse im Bereich der Pylonen und insbesondere im Bereich des Testfeldes wurden 12 weitere Drucksondierungen mit Tiefen zwischen 40 m und 50 m durchgeführt. Ergänzend dazu wurden an allen Stützen der Mehrfeldbrücke 31 Drucksondierungen mit einer Tiefe von je 55 m unter GOK ausgeführt. Der gemessene Drucksondierwiderstand q<sub>c</sub> beträgt dabei zwischen 1 MPa an der Oberkante des Seetons und nimmt auf ca. 2 MPa in 60 m Tiefe zu. Die über das gesamte Tiefenprofil aufgezeichneten, erheblichen Ausschläge belegen die Existenz von sandigen und damit durchlässigeren Feinschichten (Abbildung 3). Neben vier Pressiometerversuchen wurden zudem auch Ödometer- und Triaxialversuche durchgeführt, um die für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit der Brückengründung mittels Finite-Elemente-Methode benötigten Stoffmodellparameter der Seetone zu ermitteln.

Aufgrund der ausgeprägten Strukturempfindlichkeit neigt der Seeton dazu, seine Scherfestigkeit bei monotonen, vor allem jedoch bei alternierenden und dynamischen Schervorgängen bzw. Erschütterungen teilweise oder vollständig zu verlieren. Die anhand von Flügelsondierungen und Drucksondierungen abgeleitete sowie im Labor ermittelte, undrainierte Scherfestigkeit stellt eine Obergrenze des erreichbaren Mantelreibungswiderstands für den ungestörten Baugrund dar.

Die aus dem Drucksondierwiderstand  $q_c$  mittels empirischer Beziehungen abgeleitete undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  zeigt eine Zunahme mit der Tiefe, wenngleich diese mit  $\Delta c_u / \Delta \sigma_0' = 0,1$  im Vergleich mit Erfahrungswerten von ca. 0,15 bis 0,3 für normalkonsolidierte, leicht plastische feinkörnige Böden verhältnismäßig klein ausfällt (Abbildung 3). Diese  $c_u$ -Werte wurden durch die Ergebnisse der Laborversuche sowie durch die Interpretation der Ergebnisse der Pressiometerversuche weitestgehend bestätigt. Insgesamt liegen die ermittelten  $c_u$ -Werte an der unteren Grenze der bisherigen Erfahrungswerte für die Rosenheimer Seetone. Das mechanische Verhalten des Seetons ist ratenabhängig. Der im Labor ermittelten Viskositätsindex liegt bei  $I_v = 0.03$  [KRIEG, 2000]. Somit ist eine Berücksichtigung der Belastungsgeschwindigkeit sowie von Kriechvorgängen bei der Beurteilung des Verhaltens der Gründung unabdingbar.



Abbildung 3 Exemplarische Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit aus dem Drucksondierwiderstand  $c_u = (q_c - \sigma_0) / N_k \text{ mit } N_k = 15$ 

## 3 Vorherige Pfahlprobebelastungen

In den ursprünglichen bautechnischen Empfehlungen, bei denen die Autoren des Beitrags nicht involviert waren, wurde von einem charakteristischen Mantelreibungswiderstand vom  $q_s = 30 \text{ kN/m}^2$  ausgegangen. Dieser sollte durch eine Mantelverpressung auf 60 kN/m<sup>2</sup> gesteigert werden können. Der Spitzendruck sollte in der Bemessung vernachlässigt werden.

Um die der Bemessung der Pfähle zugrunde gelegte Pfahlmantelreibung zu bestätigen, wurden zwischen Oktober 2015 bis September 2016 – ohne Beteiligung des Zentrums Geotechnik und der BAUER Spezialtiefbau GmbH – zwei Pfahlprobebelastungskampagnen durchgeführt. In der ersten Kampagne wurden drei Bohrpfähle auf Zug getestet. In der

zweiten Kampagne wurden acht Bohrpfähle in zwei Testfeldern hergestellt und auf Druck geprüft. Die Probepfähle hatten einen Durchmesser von 1,2 m und Längen zwischen 17,5 m bis 27,5 m (1. Kampagne) bzw. 30,5 m (2. Kampagne). Da aufgrund der Höhenlage der Pfahlkopfplatten nur eine sehr geringe mächtige Deckschicht verbleibt und das Tragverhalten der Pfahlgründung durch den Seeton bestimmt wird, war die Mantelreibung in den Deckschichten konstruktiv auszuschließen.

Sowohl bei der ersten als auch bei der zweiten Probebelastungskampagne konnte die erwartete Mantelreibung im Seeton nicht bestätigt werden. Des Weiteren zeigten sich bei der Auswertung ein Reihe von Unstimmigkeiten. Der Mantelreibungsausschluss hatte nicht funktioniert, und die höchsten Mantelreibungswiderstände waren in den grobkörnigen Deckschichten mobilisiert worden. Zusätzliche Maßnahmen wie eine Mantelverpressung und der Einbau von Drainagesäulen hatten keine eindeutige Wirkung auf den Pfahlwiderstand gezeigt und konnten für den anstehenden Baugrund nicht uneingeschränkt als tragfähigkeitserhöhend angesehen werden. Letztendlich war mit den beiden ersten Pfahlprobebelastungskampagnen weder eine zuverlässige Beurteilung des Tragverhaltens der Probepfähle noch eine gesicherte Extrapolation der ermittelten Mantelreibungswiderstände auf längere Pfähle möglich. Die Wirtschaftlichkeit und die technische Machbarkeit der Pfahlgründung und somit auch der gewählten Brückenkonstruktion wurden folglich in Frage gestellt.

#### 4 Dritte Pfahlprobebelastungskampagne

#### 4.1 Probebelastungskonzept

Das Ziel der dritten Pfahlprobebelastungskampagne war die Ableitung belastbarer Pfahlmantelreibungswiderstände für den Seeton. Es wurden drei Probepfähle (P09 bis P11) sowie sechs Reaktionspfähle (R19 bis R24) mit Nenndurchmesser  $D_s = 1180$  mm vorgesehen. Die Probepfähle waren 30 m (P09 und P10) sowie 60 m (P11) lang. Die planmäßige Länge der neu hergestellten Reaktionspfähle betrug durchweg 40 m. Das neue Testfeld wurde an das ehemalige Testfeld am Aicherpark angeschlossen, so dass drei alte Reaktionspfähle (R10, R13 und R16) aus der zweiten PPB-Kampagne erneut genutzt werden konnten und gleichzeitig die Spannweite der Widerlagerkonstruktion um den Faktor  $0,5^{1/2}$  reduziert wurde. Im Bereich der Deckschichten war ein Mantelreibungsausschluss herzustellen.
Der Probepfahl P10 mit 30 m Länge sollte die Bedingung der vorherigen Testpfähle nachstellen. Mit dem Probepfahl P11 sollte überprüft werden, ob unter den anstehenden Baugrundbedingungen und dem gewählten Bauverfahren ein Großbohrpfahl mit 60 m ausgeführt werden kann. Gleichzeitig sollte eine evtl. höhere Tragfähigkeit in größerer Tiefe ermittelt werden. Beim Probepfahl P09 sollte der Effekt einer "Baugrundverbesserung" mit insgesamt vier CMC-Vollverdrängersäulen V1 bis V4 (Durchmesser 0,4 m, Länge 28 m unter GOK) untersucht werden. Diese sollten nach der Bohrpfahlherstellung ausgeführt werden. Ziel war es, durch eine Verspannung des Bodens mit dem Bohrpfahl und Abbau der Porenwasserüberdrücke einen "Heilungseffekt" zu erzeugen und einen Teil des herstellungsbedingten Verlustes der Tragfähigkeit zurückzugewinnen. Um den Baugrund zu entwässern, wurden darüber hinaus vor der Herstellung der CMC-Säulen vier Drainagesäulen D1 bis D4 um den Probepfahl P09 angeordnet. Für die Überwachung der Porenwasserüberdrücke infolge des Herstellprozesses wurden vor den Baugrundverbesserungsmaßnahmen Porenwasserdruckmessgeber installiert (Abbildung 4). Diese Maßnahmen zur Baugrundverbesserung waren nicht im Auftrag der BAUER Spezialtiefbau GmbH und wurden durch den Bauherrn separat beauftragt. Entsprechend wird im Folgenden nicht weiter darauf eingegangen.



Abbildung 4 Dritte PPB-Kampagne – Testfeld und Anordnung der Probe- und Reaktionspfähle

233

#### 4.2 Messeinrichtungen im Pfahl

Die Probepfähle wurden gemäß den Vorgaben des Zentrums Geotechnik mit Betonverformungsgebern (BVG) und Extensometern (EXT) ausgerüstet. Derart standen zwei unabhängige Messsysteme zur Ermittlung des Normalkraftverlaufs in den Probepfählen zur Verfügung, sodass der Ausfall einzelner BVG bei der Auswertung der Pfahlnormalkraft kompensiert werden konnte<sup>2</sup>.

Bei den beiden 30 m langen Probepfählen P09 und P10 waren durch das Zentrum Geotechnik jeweils ein Referenz- und fünf Messquerschnitte vorgegeben worden. Beim 60 m langen P11 wurden ein Referenzquerschnitt und sieben Messquerschnitte installiert. Der Referenzquerschnitt war bei ca. 1,5 m unter OK Bewehrungskorb angeordnet. Der erste Messquerschnitt lag bei 6 m (P09 und P10) bzw. ca. 8,5 m unter OK Bewehrungskorb (P11) und damit innerhalb bzw. knapp unterhalb des Mantelreibungsausschlusses Der unterste Messquerschnitt war jeweils ca. 0,5 m über dem planmäßigen Pfahlfuß angeordnet. Die übrigen Messquerschnitte wurden äquidistant zwischen oberstem und unterstem Messquerschnitt verteilt (Abbildung 5). Je BVG-Querschnitt wurden drei Rebar Strain Meters, Model 4911 der Fa. Geokon ("Sister Bars") installiert. Die Daten der Stauchungsmessgeber wurden während der Pfahlprobebelastung digital aufgezeichnet.

Als Extensometer wurde das ausbaubare "Model 1300" der Fa. Geokon verwendet. Unterhalb der Ankerpunkte ist jeweils ein Schwingsaitenwegaufnehmer angeordnet (Abbildung 5). Die Extensometer wurden pneumatisch in eigens dafür installierten Stahlrohren mit Nenndurchmesser 50 mm verankert. Dazu wurden in jedem Probepfahl zwei Stahlrohre mit Muffenverbindungen in gegenüberliegenden Strängen eingebaut. Da nur neun Druckluftanschlüsse für die Verankerungspunkte zur Verfügung standen, wurden die Pfähle P09 und P10 mit jeweils zwei gegenüberliegenden Extensometersträngen mit drei bzw. vier Verankerungspunkten (und einem Fußpunkt je Extensometerstrang) ausgerüstet. Für den Pfahl P11 wurden die beiden kurzen Extensometerstränge zu einem langen Strang mit acht Verankerungspunkten und Fußpunkt umgebaut.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Alle BVG waren bei den Überprüfungen (vor dem Einbau in die Bewehrungskörbe, nach erfolgter Ausrüstung der Bewehrungskörbe und nach der Betonage) durchweg funktionsfähig. Nach der Betonage wurden die BVG dann sofort an die Datenlogger angeschlossen, um die zeitliche Entwicklung der Betontemperatur zu überwachen. Auch hier waren alle BVG funktionsfähig. Einige Tage nach Betonage fielen vereinzelte BVG unvermindert aus. Die Ursache konnte nicht geklärt werden.



Abbildung 5 Instrumentierung der Probepfähle – links: Lage der Messquerschnitte mit Betonverformungsgebern (BVG) und ausbaubaren Extensometern (EXT); rechts oben: Ausbaubare Extensometer mit pneumatischem Verankerungspunkt und Schwingsaitenwegaufnehmer; rechts unten: Messquerschnitt mit am Bewehrungskorb befestigten BVG

Die Ausrüstung der Bewehrungskörbe mit BVG und Extensometerrohren erfolgte parallel zur Bohrpfahlherstellung auf der Baustelle. Die BVG wurden an der Wendelbewehrung zwischen zwei Längseisen um 120° versetzt fixiert. Die Extensometerrohre wurden lediglich im untersten Bewehrungskorbschuss endgültig fixiert. In den oberen Bewehrungskorbschüssen wurden die Rohre nur längsverschieblich eingehängt, um ein Koppeln im Zuge des Bewehrungseinbaus zu ermöglichen.

Im 60 m langen Probepfahl P11 wurde zu Testzwecken zusätzlich ein faseroptisches Messsystem mit zwei Kabelschlaufen installiert. Da die entsprechenden Messdaten für die Auswertung nicht herangezogen wurden, wird im Folgenden nicht weiter darauf eingegangen.

# 4.3 Bohrpfahlherstellung

Die Herstellung der drei Probepfähle und der sechs neuen Reaktionspfähle erfolgte zwischen dem 10.01.2017 und dem 07.02.2017. Das eingesetzte Bohrgerät war eine BG46 (Abbildung 6). Bei einer Bohrtiefe von ca. 28,5 m unter GOK wurde eine Verrohrungsanlage BV 1500 C angebaut. Ab Bohrtiefen von ca. 40 m wurden die weiteren Bohrrohre mittels Verrohrungsanlage eingebracht. Das Ziehen der Bohrrohre erfolgte von Endtiefe bis ca. 25 m unter GOK ebenfalls mit Hilfe der Verrohrungsanlage und darüber mit der BG.

Die Probe- und Reaktionspfähle sollten möglichst schonend hergestellt werden, um Störungen der strukturempfindlichen Seetone so gut wie möglich zu vermeiden. Für den Bohrvorgang waren die folgenden Auflagen einzuhalten:

- Bohren unter Wasserauflast mit einem maximalen Absinkmaß von 2,5 m u GOK
- Abteufen der Bohrung unter Einhaltung eines Voreilmaßes der Unterkante der Verrohrung bezüglich der Bohrlochsohle von ≥ 2·D<sub>s</sub> ≈ 2,4 m.
- Ziehen des Kastenbohrers mit beschränkter Geschwindigkeit zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs, und um ein Überlaufen der Wasserauflast auf ein mögliches Minimum zu reduzieren
- Laufende Messung und Protokollierung der kumulierten Verrohrungslänge, des Überstands der Verrohrung über GOK, der Bohrlochtiefe sowie des Wasserspiegels
- Einbau eines Kiespolsters: Nach Erreichen der Endtiefe wurde zur Stabilisierung der Bohrlochsohle vor dem Einstellen der Bewehrung zusätzlich bei allen Pfählen ein ca. 0,5 m starkes Kiespolster eingebaut und durch Aufsetzen des Bohreimers verdichtet. Die Höhenlage wurde durch Messung an fünf Punkten aufgenommen und protokolliert.
- "Pfropfentest": Dazu wurde die Verrohrung nach Einbau des Kiespolsters um ca.
  0,5 m gezogen und durch erneute 5-Punkt-Messung der Kiespolsterkante kontrolliert, ob der Bodenpfropfen im Bohrrohr einschließlich des Kiespolsters im Bereich des Voreilmaßes absackt oder mit der Verrohrung nach oben gezogen wird.



Abbildung 6 BAUER BG46 – mit Kastenbohrer mit Räumerleiste (links), mit Verrohrungsmaschine und Wasserzufuhr (rechts)

Zunächst waren die Verwendung einer automatischen Wasserzufuhr und die Speicherung des Wassers in Pufferbecken angedacht. Aufgrund der extremen Temperaturen von teilweise unter -15°C gefror das Wasser in den Pufferbecken. Beim Einsatz der automatischen Wasserzufuhr lief auch stets ein wenig Wasser an den Bohrrohren herunter und gefror sofort. Die Eisschicht musste beim Einbringen der Bohrrohre mit der Verrohrungsmaschine vorab mit dem Schneidbrenner aufgetaut werden, da die Verrohrungsmaschine nicht griff. Entsprechend musste auch vor dem Aufsetzen neuer Rohrschüsse anhaftende Verunreinigungen zuerst aufgetaut werden bevor sie entfernt werden konnten. Beim Abschlagen der Bohrrohre mussten die Schraubenverbindungen teilweise aufgetaut werden, weil sie auch mit dem Schlagschrauber nicht zu lösen waren. Gegen Ende der Bohrpfahlherstellung setzte Tauwetter und Regen ein. Da der Boden gefroren war, konnte das Wasser nicht versickern, und das Baufeld stand unter Wasser bzw. Schlamm.

Um die Standzeit des Bohrrohrs und damit das Risiko für ein mögliches Festsetzen der Bohrrohre zu minimieren, wurde der 60 m lange Probepfahl P11 mit zwei Bohrkolonnen in einem Zug in Tag- und Nachtschicht hergestellt. Aufgrund der vielen Einzelmessungen bei jedem Herstellungsschritt, der einzuhaltenden Vorgaben wie Wasserauflast und der daraus resultierenden Erschwernisse in Kombination mit den Witterungsverhältnissen betrug die durchschnittliche Bohrgeschwindigkeit 4,4 m/h. Der Einbau des Kiespolsters am Pfahlfuß und der Pfropfentest dauerten im Schnitt 40 Minuten.



Abbildung 7 mit Draht gesicherte Muffenverbindung eines Extensometerrohrs (links), Befestigung der innenliegenden Schutzbügel für die BVG-Kabelstränge (rechts)

Die kurzen Probepfählen P09 und P10 hatten jeweils zwei Bewehrungskorbsegmente. Beim langen Pfahl P11 wurden vier Bewehrungskorbschüsse gekoppelt und eingebaut. Bei den Reaktionspfählen bestand ein Bewehrungskorb aus drei Segmenten. Im Zuge des Bewehrungseinbaues der Probepfähle wurden die Extensometerrohre gekoppelt (Abbildung 7, links), endgültig mit Bindedraht fixiert, mit Wasser gefüllt und zum Schutz vor Verunreinigungen während der Betonage verschlossen. Des Weiteren wurden die Kabelstränge der vormontierten BVG mit fortschreitendem Bewehrungseinbau nach oben geführt und mit Kabelbindern am Bewehrungskorb fixiert. Zum Schutz der BVG-Kabel wurden an der Innenseite der Bewehrungskörbe zusätzliche Schutzbügel mittels Seilklemmen befestigt (Abbildung 7, rechts). Für die spätere Zuordnung und damit die entsprechenden BVG der unterschiedlichen Messebenen übereinander lagen wurden die Bewehrungslängseisen, zwischen denen die BVG angeordnet waren, farblich markiert. Nach der Betonage wurde die Lage der Extensometerrohre und die Orientierung der vertikalen BVG-Stränge aufgenommen und dokumentiert.

Während der Einbau der Pfahlbewehrung bei den Reaktionspfählen im Schnitt nach 40 Minuten erledigt war, dauerte das Koppeln der vorinstrumentierten Bewehrungskörbe und der Messausrüstung bei den 30 m langen Probepfählen P09 und P10 etwa 4 Stunden. Beim 60 m langen Probepfahl P11 brach ein faseroptisches Messkabel und musste unter Baustellebedingungen geflickt werden. Entsprechend dauerte hier der gesamte Bewehrungseinbau ca. 8,5 Stunden.

Als Grundlage für eine Betonierkurve waren während der Betonage die ein- bzw.- ausgebauten Bohrrohr- und Schüttrohrlängen, der Verrohrungsüberstand über GOK, das eingebaute Betonvolumen und der Betonspiegel prozessbegleitend zu messen und zu dokumentieren. Die Messungen wurden jeweils vor und nach dem Abschlagen eines Bohrrohrs sowie nach jedem vollständigen Einfüllen eines Betonmischers durchgeführt. Des Weiteren war für jede Betoncharge bzw. jeden Betonmischer das Ausbreitmaß zu ermitteln. Nachdem bei den ersten beiden Pfählen der Bewehrungskorb abgesackt war und nur noch ca. 10 cm über GOK stand, wurde zusätzlich die Höhenlage des Bewehrungskorbs gemessen, um Rückschlüsse auf die tatsächliche Tiefenlage des Pfahlfußes zu erhalten. Bei den kurzen Probepfählen P09 und P10 sackte der Bewehrungskorb insgesamt um 65 cm sowie beim langen Probepfahl P11 um 90 cm ab. Der Großteil dieser Verformungen von 61 cm bzw. 81 cm trat dabei bereits nach dem Ziehen des ersten Bohrrohrschusses (entsprechend einem Anheben der Verrohrungsunterkante über die ursprüngliche Bohrlochsohle) auf. Unter der Annahme, dass sich der Bodenpfropfen im Bereich des Voreilmaßes der Verrohrung vollständig an die Bohrungsaußenwand anlegt, wäre ein Absacken des Bewehrungskorbes und damit der Pfahlunterkante von  $\Delta L = V_{Ringspalt}/A_{Pfahl} = 31 \text{ cm zu}$ erwarten gewesen. Offenbar wurde das Kiespolster zumindest teilweise zusätzlich in den Seeton der Bohrlochsohle gedrückt.

Analog zum Bohrvorgang wurde die Betonage durch die vielen Messungen verzögert. Im Schnitt betrug die mittlere Betoniergeschwindigkeit bei den Reaktions- und Probepfählen 8,6 m<sup>3</sup>/h. Nach ausreichender Erhärtung wurden der Mantelreibungsausschluss hergestellt (siehe folgender Abschnitt). Danach wurden die Pfahlköpfe der Testpfähle gereinigt und das Korngerüst freigelegt, ein Stahlrohr zur Pfahlkopfverstärkung aufgesetzt und der Pfahlkopf aufbetoniert (Abbildung 8).



Abbildung 8 Probepfahl P10 – Reinigen des Pfahlkopfs (links), aufgesetztes Stahlrohr (Mitte), fertig betonierter Pfahlkopf (rechts)

# 4.4 Herstellung des Mantelreibungsausschlusses nach dem System BAUER

Entsprechend den Vorgaben des Zentrums Geotechnik war im Bereich der den Seeton überlagernden Kiese ein Lastabtrag vollständig auszuschließen. Lösungsansätze wie die Ummantelung des Bewehrungskorbes mit Gleitfolien, der Einbau von starren Hülsen in Kombination mit Gleitmitteln oder die Installation von Doppelhülsen beinhalten jeweils spezifische Ausführungsrisiken (z.B. das Eindringen von Beton in den Ringraum der Doppelhülsen) und Einschränkungen (z.B. Reduzierung des Pfahldurchmessers). All diesen Methoden gemein ist, dass ein vollständiger Mantelreibungsausschluss erfahrungsgemäß nicht erzielt werden kann.

Die BAUER Spezialtiefbau GmbH hat ein neues und innovatives System für einen 100%igen Mantelreibungsausschluss entwickelt und patentrechtlich geschützt [Europäisches Patentamt, 2010]. Grundidee ist dabei das Überbohren des Pfahls mit einer Ringbohrschnecke mit außenliegender Wendel (Abbildung 9, links) bis zur gewünschten Tiefenlage. Der so geschaffene Ringraum wird mit einem reibungsmindernden Medium verfüllt, das idealerweise auch die Stützung der Ringraumwandung übernehmen kann<sup>3</sup>.

Im vorliegenden Fall wurde das Verfahren modifiziert und wie folgt vorgegangen: Vor der eigentlichen Herstellung der Probepfähle wurde jeweils eine Austauschbohrung mit einem Durchmesser von 2,0 m bis zur OK des Seetons in einer Tiefe von 6,7 m unter GOK – damit ca. 0,5 m in den Seeton einbindend – abgeteuft und mit einem niederfesten Beton verfüllt. Nachdem die Probepfähle durch die Betonplombe abgebohrt und betoniert waren, wurden sie bis zur Unterkante des Austauschbetons, d.h. mit einer geringen Einbindung in den Seeton, mit einer Ringbohrschnecke überbohrt (Abbildung 9, rechts oben). Der Außenring aus niederfestem Beton stützt dabei die Deckschichten und somit den frei stehenden Ringspalt. Im vorliegenden Fall wurde der Ringspalt nicht planmäßig mit einem Austauschmedium verfüllt (Abbildung 9, rechts unten), sondern durch vereinzelte, herstellungsbedingten Risse im Austauschbeton sickerte das anstehende Grundwasser ein. Zum Schutz des Ringspalts wurde ein Beton-Kanalring auf den Ringmantel der Austauschbohrung aufgesetzt.

Im Zuge der Pfahlprobebelastung kündigte sich mit zunehmender Belastung ein seitliches Ausweichen des Pfahlkopfes infolge unvermeidbarer Exzentrizitäten der Lasteinleitung bzw. der Überbohrung an. Um einem Stabilitätsversagen zu verhindern, wurde der Pfahlkopf punktweise gegen die Ringspaltwandung abgestützt.

Wie die spätere Auswertung der Probebelastungsergebnisse zeigte, wurde mit diesem System ein 100%-iger Mantelreibungsausschluss erzeugt.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Dieses Verfahren wird auch in Kapitel 9.2.1 der EA-Pfähle [DGGT, 2012] als eine Möglichkeit zur Herstellung des Mantelreibungsausschlusses aufgeführt.



Abbildung 9 Mantelreibungsausschluss System BAUER – BG46 mit Ringbohrschnecke (links), Ringbohrschnecke im Einsatz (rechts oben), überbohrter Probepfahlkopf (rechts unten)

# 4.5 Belastungsaufbau und Messausrüstung am Pfahlkopf

Als Widerlager für die Aufnahme der Prüflast wurde ein Kreuzaufbau aus Stahlträgern mit einer Spannweite von jeweils ca. 8,5 m verwendet. Die Lasten wurden über jeweils vier Reaktionspfähle in den Baugrund abgetragen. Die Lasteinleitung in die Reaktionspfähle erfolgte pro Reaktionspfahl über je zwei GEWI-Zugglieder Ø63,5 mm S555/700 mit einer charakteristischen Bruchlast R<sub>t,k</sub> = 1.757 kN pro GEWI (Abbildung 10). Die restliche Widerlagerkonstruktion war auf eine maximale Prüflast von 14 MN ausgelegt.

Die Lastaufbringung erfolgte mittels Hydraulikaggregat mit variablem Ölfördervolumen und einem Hydraulikzylinder vom Typ SDA 1100 (max. Last 11.000 kN bei einem Nenndruck

von 692 bar). Die Lastkonstanthaltung wurde über ein elektronisches Kontaktmanometer (Regelbereich ±0,5 bar) realisiert.



Abbildung 10 Pfahlprobebelastung (hier Probepfahl P10) – Kreuzaufbau, Belastungseinrichtung, Messtechnik-LKW und Nivelliergerät

Die Messung der Pfahlkopfkraft erfolgte mittels elektronischer Kraftmessdose (Messbereich 12.000 kN, Auflösung 1 kN), die zwischen Hydraulikzylinder und Kugelkalotte angeordnet war (Abbildung 11, links). Die Belastung wurde einerseits anhand des aufgebrachten Hydraulikdrucks (Drucksensor am Hydraulikzylinder, Messbereich 700 bar, Auflösung 0,1 bar) und der Summe der Zugkräfte in den GEWI-Stäben der Reaktionspfähle überprüft. Alle acht GEWI-Stäbe waren jeweils mit einer elektronischen Kraftmessdose ausgerüstet (Abbildung 11, rechts), womit zusätzlich die Exzentrizität bzw. Gleichmäßigkeit der Lasteinleitung überprüft wurde.

Entsprechend Kapitel 9.2.4 der EA-Pfähle [DGGT, 2012] wurden die Pfahlkopfverschiebungen mit folgenden Sensoren (Hauptmesssystem) erfasst:

 drei elektronische Wegaufnehmer (Messbereich 150 mm, Auflösung 1/100 mm) auf Plexiglasplatten zur Reibungsminderung, symmetrisch um den Pfahl angeordnet zur Messung der vertikalen Pfahlkopfverschiebung  zwei elektronische Wegaufnehmer (Messbereich 100 mm, Auflösung 1/100 mm), senkrecht zueinander angeordnet zur Erfassung der horizontalen Pfahlkopfverschiebung

Die elektronischen Wegaufnehmer waren an unabhängigen Messbrücken (Schalungsträger aus Holz) befestigt. Für die spätere Auswertung wurde die Ausrichtung der Wegaufnehmer für die horizontalen Kopfverschiebungen bezüglich der im Pfahlschaft installierten Messsysteme aufgenommen und dokumentiert (Abbildung 12).



Abbildung 11 Pfahlprobebelastung (hier Probepfahl P10) – Messeinrichtungen am Pfahlkopf (links), Kraftmessdosen An den GEWI-Stäben der Reaktionspfähle (rechts)

Zur Kontrolle des Hauptmesssystems wurden die Setzungen des Pfahlkopfes, der Messbrücken, der Reaktionspfähle und eines Fixpunkts (außerhalb des Einflussbereiches des Versuchsaufbaus) über ein Digitalnivelliergerät vom Typ Leica DNA03 (Auflösung 1/100 mm) händisch erfasst.



Abbildung 12 Pfahlprobebelastung (hier Probepfahl P10) – Orientierung der verschiedenen Messsysteme



Abbildung 13 Online Visualisierung Und Messdatenerfassung (OVUM)

Die Signale der Kraft- und Wegsensoren wurden durch eine Datenerfassungsanlage umgewandelt und an einen Computer weitergegeben, auf welchem die Messwerte visualisiert (Aktualisierung im 1-Sekunden-Rhythmus) und in einem Zyklus von 60 Sekunden gespeichert wurden (Abbildung 13). Derart war eine Steuerung und Überwachung in Echtzeit gegeben.

#### 4.6 Durchführung der Pfahlprobebelastung

Die Pfahlprobebelastungen wurden zwischen März und Mai 2017 durchgeführt. Bei allen drei Probepfählen wurden zwei Versuchsphasen durchlaufen (Abbildung 14). Die erste Phase war jeweils eine kraftgesteuerte Pfahlprobebelastung. An die kraftgesteuerten Versuchsphasen wurde eine zweite, weggesteuerte Versuchsphase mit abschnittsweise konstanter Vorschubgeschwindigkeit und jeweils drei Geschwindigkeitssprüngen angeschlossen.



Abbildung 14 Widerstand-Setzungslinie mit kraft- und weggesteuerten Versuchsphasen, hier beispielhaft für P10

In den kraftgesteuerten Versuchen wurde die Belastung in Stufen von ca. 250 kN zu Versuchsbeginn und etwa 100 kN gegen Versuchsende gesteigert. Während der Laststufen wurden fortlaufend die Messwerte aufgenommen und in einer gesonderten tabellarischen Auswertung das relative und das absolute Kriechmaß sowie die Setzungsgeschwindigkeit für ein Zeitintervall von 20 Minuten bestimmt. Die Höhe sowie die Dauer der Laststufen wurden jeweils separat mit dem Zentrum Geotechnik telefonisch abgestimmt. Die kraftgesteuerte Versuchsphase wurde jeweils bei einer Grenzsetzung von 0,1 D<sub>b</sub>  $\approx$  12 cm beendet. Anhand der kraftgesteuerten Versuche sollte gezeigt werden, dass sich die Kriechmaße k<sub>s</sub> trotz der zeitweise extrem hohen Werte von bis zu 20 mm schlussendlich stabilisieren bzw. bei ausreichend langer Beobachtungszeit sogar abklingen. Demnach wäre auch eine Beruhigung der Pfahlsetzungen nachgewiesen. Dies konnte durch entsprechend lange Beobachtungszeiten gezeigt werden (Abbildung 15).



Abbildung 15 Zeit-Kriechmaßdiagramm mit den letzten vier Laststufen zum Nachweis der Stabilisierung des Kriechmaßes, hier beispielhaft für P11

Die kraftgesteuerten Pfahlprobebelastungen wurden von Zwei-Mann-Teams der Abteilung Bautechnik in Tag-Nacht-Arbeit im 24-Stunden-Betrieb durchgeführt und überwacht. Dazu wurde eine Sondergenehmigung für 12-Stunden-Schichten erwirkt. Lediglich über die Osterfeiertage waren keine Mitarbeiter vor Ort. In dieser Zeit wurde die Last konstant gehalten und der Versuch mittels Datenfernübertragung und Web überwacht. Die Versuchsdauern betrugen bis zu 13,5 Tagen beim Probepfahl P09. Eine Übersicht der kraftgesteuerten Versuche gibt Tabelle 1.

In den weggesteuerten Versuchsphasen wurde die Vorschubgeschwindigkeit anhand der Pumprate des Hydraulikaggregats gesteuert. Die Referenzvorschubgeschwindigkeit betrug ca. 0,6 mm/min. In den drei Geschwindigkeitssprüngen wurde die Vorschubgeschwindigkeit mit den Faktoren 3,5, 0,5 und 7 skaliert (Abbildung 16). Der daraus abgelei-

tete Viskositätsindex beträgt  $I_v = 0,027-0,032$  und ist somit praktisch identisch mit den Laborversuchsergebnissen. Damit konnte aus der weggesteuerten Versuchsphase die statische Widerstand-Setzungslinie für eine Vorschubgeschwindigkeit von 0,005 mm/min entsprechend dem Grenzwert nach EA-Pfähle ermittelt werden (Abbildung 14). Mit Erreichen des beim maximalen Pressenhubs von 25 cm wurden die weggesteuerten Versuche beendet. Die Versuchsdauern waren mit ca. 9,5 h bei P09, 6,25 h bei P10 und 5,25 h bei P11 deutlich kürzer als bei den kraftgesteuerten Versuchsphasen.

|                       |      | P09<br>(L=30 m,<br>Bodenverbesserung) | P10<br>(L=30 m) | P11<br>(L=60 m) |
|-----------------------|------|---------------------------------------|-----------------|-----------------|
| Max. Prüfkraft        | [kN] | 3257                                  | 2200            | 6509            |
| Anzahl Laststufen     | [-]  | 20                                    | 12              | 26              |
| Gesamte Versuchsdauer | [h]  | ~ 354,75                              | ~ 232           | ~ 302,25        |
|                       | [d]  | ~ 14,8                                | ~ 9,7           | ~ 12,6          |





Abbildung 16 weggesteuerte Versuchsphase Pfahl P09 – Zeit-Verschiebungsgeschwindigkeits-Diagramm

# 4.7 Auswertung und Ergebnisse

Die Auswertung der mit den beiden Messsystemen erfassten Dehnungen der einzelnen Pfahlsegmente ergab in den einzelnen Laststufen der kraftgesteuerten Versuchsphasen plausible und übereinstimmende Normalkraftverläufe (Abbildung 17).



# Abbildung 17 Normalkraftverläufe drei Probepfähle in den einzelnen Laststufen der kraftgesteuerten Versuchsphasen

In der Rückrechnung musste aufgrund der unvermeidbaren Exzentrizität der Lasteinleitung die Biegung im Pfahl entsprechend der räumlichen Lage der einzelnen Geber (BVG bzw. EX) im Pfahlquerschnitt berücksichtigt werden. Trotz vereinzelt ausgefallener BVG war

aufgrund der redundanten Instrumentierung mit zwei unabhängigen Messsystemen eine detaillierte Auswertung und Ermittlung der Pfahlnormalkraft möglich.

Die Gegenüberstellung der drei Probepfähle in Abbildung 18 zeigt erwartungsgemäß, dass der 60 m Pfahl bei der Grenzverschiebung von ca. 0,1 D mit 6,5 MN den höchsten Grenzwiderstand erreicht. Mit den 30 m langen Pfählen konnten Grenzwiderstände von 3,2 MN (P09) und 2,2 MN (P10) erzielt werden. Gemäß diesen Ergebnissen konnte der Pfahlwiderstand mit Hilfe der Bodenverbesserung um rund 30% gesteigert werden. Aus der vorschubgesteuerten Versuchsphase zeigt sich, dass der bei zunehmender Verformung mobilisierte Pfahlwiderstand auch nach Erreichen der Grenzverschiebung von 0,1 D noch zunimmt. Dieser zusätzliche Widerstand entsteht ausschließlich an der Spitze.





Aus der Auswertung der einzelnen Messebenen wurde die (tiefenabhängige) Mantelreibung sowie der Spitzendruck ermittelt (Abbildung 19). Die Mantelreibung erreicht bei einer Verschiebung zwischen 15 mm und etwa 30 mm ihren Maximalwert. Der Spitzenwiderstand nimmt bei allen drei Pfählen linear mit der Pfahlverschiebung auf etwa 1.000 kN (P09 und P11) bzw. 900 kN (P10) zu und scheint am Ende der lastgesteuerten Phase noch nicht vollständig ausgenutzt zu sein, wie die Laststeigerung in der nachfolgenden, vorschubgesteuerten Phase zeigt. In der zweiten Versuchsphase wurde beim Pfahl P09 bei einer Verschiebung von ca. 23 cm der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht. Beim Rücksprung der Geschwindigkeit konnte trotz zunehmender Verschiebung bis maximal 25 cm im Gegensatz zu den beiden anderen Probepfählen P10 und P11 keine Zunahme des Widerstands mehr beobachtet werden.

Der aktivierte Spitzendruck ist trotz der doppelten Tiefe des P11 mit etwa 1.000 kN gegenüber 900 kN beim P10 mit nur 30 m weitgehend gleich. Dieses Ergebnis deutet darauf hin, dass der Spitzenwiderstand überwiegend durch die herstellungsbedingte Störung des Baugrunds sowie durch das eingebrachte Kiespolster kontrolliert wird.



Abbildung 19 Gegenüberstellung des mittleren Mantelreibungswiderstands (oben) und der Spitzenkraft (unten) über die Kopfverschiebung der drei Probepfähle in der lastgesteuerten Versuchsphase

Die "Heilungswirkung" der Baugrundverbesserung zeigt sich in der Auswertung der Mantelreibung der beiden 30 m Pfähle mit etwa 25 kN/m<sup>2</sup> (P09) gegenüber 15 kN/m<sup>2</sup> (P10). Bedingt durch die Baugrundverbesserung reagiert die Spitzenkraft bei P09 ein wenig steifer (Verschiebung bei 900 kN 85 mm anstelle 100 mm). Die mittlere Mantelreibung liegt mit 25 kN/m<sup>2</sup> für P11 (60 m) und damit über den 15 kN/m<sup>2</sup> bei P10. Dass der mittlere Mantelreibungswiderstand des 60 m Pfahl größer ist als der Wert des 30 m Pfahl, steht im Einklang mit der aus den Drucksondierungen und den Pressiometerversuchen abgeleiteten Zunahme der Scherfestigkeit mit der Tiefe.

Unter Berücksichtigung der Streuungsfaktoren der EA-Pfähle konnten aus den Ergebnissen der dritten Probebelastung charakteristischen Kennwerte des Pfahlwiderstands abgeleitet werden.

# 5 Zusammenfassung und Ausblick

Geotechnische Maßnahmen in strukturempfindlichen feinkörnigen Böden stellen besondere Anforderungen an die Baugrunderkundung, Planung und Ausführung von Spezialtiefbaumaßnahmen.

Die Vorgaben des Zentrums Geotechnik hinsichtlich Pfahlherstellung und Dokumentation wurden sämtlich umgesetzt und eingehalten. Damit wurden die herstellungsbedingten Störungen des Baugrunds weitest möglich reduziert und die Grundlage für reproduzierbare und aussagekräftige Pfahlprobebelastungen geschaffen.

Die durchgeführten Pfahlprobebelastungen lieferten plausible und zwischen den einzelnen Messsystemen konsistente Ergebnisse.

Anhand der kraftgesteuerten Versuchsphasen konnte gezeigt werden, dass sich die Kriechmaße  $k_s$  bei ausreichend langer Beobachtungszeit schlussendlich stabilisieren bzw. sogar abklingen.

Die anschließend durchgeführten weggesteuerten Versuchsphasen ergaben gleiche Werte des Viskositätsindex I<sub>v</sub> wie die Laborversuche. Die damit skalierten Widerstands-Setzungslinien schließen nahezu nahtlos an die quasi-statischen Widerstands-Setzungslinien der kraftgesteuerten Versuche an. Zur reinen Ableitung der Widerstands-Setzungslinien kann damit der Zeit- und Kostenaufwand für Pfahlprobebelastungen drastisch reduziert werden.

Der Mantelreibungsausschluss mit dem System BAUER hat zu 100 % funktioniert.

Die Wirksamkeit einer Bodenverbesserung mit Drainagesäulen und Vollverdrängerpfählen konnte durch die Probebelastung eindeutig nachgewiesen werden.

Schlussendlich konnte das Zentrum Geotechnik anhand der Pfahlprobebelastung und auf der Grundlage der vom Zentrum Geotechnik empfohlenen, zusätzlichen Baugrunduntersuchungen mit Labor- und Feldversuchen die Machbarkeit einer schwimmenden Pfahlgründung nachweisen. Die in diesem Zuge durchgeführten, extrem aufwendigen FE-Modellierungen zur Verformungsprognose wurden bereits in einer anderen Veröffentlichung vorgestellt [CUDMANI Et AL., 2018].

Die Ausführung der Spezialtiefbauarbeiten für die Brückengründungen mit Großbohrpfählen D = 1180 mm und Längen bis zu 45 m sowie Vertikaldrains und Vollverdrängerpfählen D = 400mm wurde an die Arbeitsgemeinschaft aus BAUER Spezialtiefbau GmbH und Menard GmbH vergeben. Die Arbeiten wurden im Januar 2019 aufgenommen.

#### Literatur

Cudmani, C., Rebstock, D., Högenauer, S.: Geotechnische Besonderheiten bei der Planung der Gründungen einer Schrägseilbrücke im Rosenheimer Seeton, *Beiträge zur 35. Baugrundtagung in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 147-155, 2018* 

**Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT):** Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" – EA-Pfähle, 2. Auflage, *2012* 

**Europäisches Patentamt:** Europäische Patentschrift 10004290.2, Verfahren und Vorrichtung zum Erstellen eines bereichsweise reibungsarmen Gründungselements, *Patentblatt* 2012/25, 2012

**Krieg, S.:** Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei, Veröffentlichungen des *IBF, Karlsruhe Institute of Technologie, Heft 150, 2000* 

#### Autoren

Dr.-Ing. Jörg Zimbelmann Dipl.-Ing (FH) Andreas Simson Dr.-Ing. Karsten Beckhaus

BAUER Spezialtiefbau GmbH Abteilung BT Bautechnik BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhausen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. M.Sc. Roberto Cudmani Dr.-Ing. Daniel Rebstock

Zentrum Geotechnik Technische Universität München Baumbachstraße 7, 81245 München joerg.zimbelmann@bauer.de andreas.simson@bauer.de karsten.beckhaus@bauer.de

> www.bauer.de Tel.: 08252 97-0

roberto.cudmani@tum.de daniel.rebstock@tum.de

> www.gb.bgu.tum.de Tel.: 089 289-27131

# Multi-Level Tests nach dem Osterberg-Verfahren – Erfahrungen aus einer Probebelastung in der Schweiz

Jan Lüking<sup>1</sup>, Thomas Geisler<sup>2</sup>, Berislav Kodrnja<sup>3</sup>, Guido Morri<sup>4</sup>, Hendrik Jan Tuenter<sup>5</sup> <sup>1</sup> Technische Hochschule Lübeck, Deutschland <sup>2</sup> HOCHTIEF IKS Schweiz AG, Schweiz <sup>3</sup> Kernkraftwerk Gösgen-Däniken AG, Schweiz <sup>4</sup> Gysi, Leoni, Mader AG, Schweiz <sup>5</sup> Geoprofile GmbH, Schweiz

# 1 Einleitung

Auf dem Gebiet des Kernkraftwerks Gösgen-Däniken, an der Aare zwischen Basel und Zürich in der Nähe der deutsch-schweizerischen Grenze gelegen, ist für die Aufnahme zusätzlicher Kühlflüssigkeiten ein neues Wasservorratsbecken (Deionatbecken) erstellt worden.

Dieses Becken hat aus örtlichen Gegebenheiten einen trapezförmigen Grundriss mit den Abmessungen von ca. 22 x 24 m, wobei die Unterkante des Beckens bei ca. 8,5 m unterhalb der Geländeoberkante gegründet und mit Zugpfählen rückverankert worden ist. Die Bauwerkswände bestehen aus einer überschnittenen Bohrpfahlwand und weisen einen Durchmesser von D = 0,9 m sowie eine Pfahllänge von ungefähr I = 20 m auf. Die Pfahleinbindetiefe ab Beckenunterkante beträgt ca. d<sub>e</sub> = 12 m.

Im Jahre 2003 wurden im Rahmen einer anderen Baumaßnahme im Projektgebiet bereits statische Zugversuche an zwei Probepfählen durchgeführt, wobei jedoch bei beiden Pfählen nicht der Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgrund zu geringer Pressenkräfte erreicht werden konnte.

Aufgrund des Fehlens von genauen Angaben zum charakteristischen Pfahlspitzendruck  $q_{b,k}$  und ergänzend zur Optimierung der Pfahllängen und Ermittlung der charakteristischen Pfahlmantelreibung  $q_{s,k}$  zur Dimensionierung der Bohrpfahlwand ist vor Abschluss der Ausführungsplanung eine Pfahlprobebelastung mit Hilfe von Osterbergzellen durchgeführt worden.

Die Ergebnisse der Planung, Durchführung und Auswertung dieser Pfahlprobebelastung werden im Folgenden vorgestellt und vergleichend zwischen Schweizer Normung und Eurocode ergänzend diskutiert.

#### 2 Baugrund

### 2.1 Allgemeines

Das Bauwerk liegt in der breiten Schotterebene des Aaretals zwischen Winznau und Schönenwerd. Die 25 - 35 m mächtige Talfüllung besteht aus spät- bis postglazialen Niederterrassenschottern, die im Gefolge der Würmeiszeit durch die junge Aare abgelagert worden sind. Unterhalb dieser Schicht befinden sich Kalkfelsen.

Im Rahmen der Erkundung wurden mehrere Rotationskernbohrungen, SPT-Versuche, Pressio-Menard-Versuche sowie ergänzende Laborversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Baugrunderkundung werden im Folgenden mit den jeweiligen Bodenkenngrößen zusammengefasst, siehe auch Abbildung 1.

# 2.2 Auffüllung

Als oberste Schicht wurde auf dem gesamten Projektareal beim damaligen Bau des Kernkraftwerkes eine künstliche Auffüllung aus sandigem Kies geschüttet und verdichtet eingebaut. Lokal sind auch Feinsande aufgeschlossen worden. Allenfalls handelt es sich hier auch um natürlich anstehende Schwemmsande. Vereinzelt sind Betonreste in Stein und Blockgrößen aus der damaligen Bauzeit erkundet worden.

#### 2.3 Niederterrassenschotter

Die Niederterrassenschotter sind, gesamthaft gesehen, aus sandigen Kiesen mit Steinen und vereinzelt Blöcken aufgebaut und reichen bis auf die erkundete Felsschicht in einer Tiefe von ca. 26,5 - 31,5 m unter der Geländeoberkante.

Die Niederterrassenschotter wurden während und nach der letzten Eiszeit von der Aare abgelagert und bestehen aus sandigen bis sauberen Kiesen mit meist geringen Siltanteilen.

N<sub>30</sub> [Anzahl Schläge je 30cm Eindringung] Nord Süd GOK + 0,00 m GOK + 0,00 m 0 20 40 60 80 100 oder 0 größer Auffüllung 2 +8 GW ~3,6 m 3,0 m Auffüllung 4 4,10 m 6 Unterkante Deionatbecken 8,4 m 8 10 12 14 16 16 18 Niederterrassenschotter ungefähre Absetztiefe 18 0 Bohrpfahlwand 19 - 20 m 20 ¢ 22 KB 1 Niederterrassenschotter KB 2 24 ٥ KB 3 26 KB 4 27,0 m KB 5 Δ 28 KB 5a Fels 30,0 m 30 Fels 29 m 28 m 27 m 26 25 m 24 m 23 m 22 21 m 20 m 19 m 18 m 17 m 16 m 15 m 14 m 13 m 12 m 11 m 10 m 2 m 9 m 8 m 7 m 6 m 5 m 4 m 3 m 1 m 0 m ÷

Abbildung 1: Ergebnisse der Kernbohrungen und Schichtenprofil

6 m

B

8 m

ъ

9 m

2 m

=

4 m

Ξ

28 m

25 m 26 m 27 m

29 m

30 m

24 m

10 m 11 m 12 m 13 m 13 m 15 m 16 m 16 m 16 m 16 m 17 m 18 m 18 m 19 m 19 m 20 m Die Bodenpartikel sind meist gut gerundete Kalke, Sandsteine und Quarzite, untergeordnet auch Granite, Gneise und Amphibolite. Teilweise wurden auch große Blöcke und Sandlinsen erkundet.

In den Sondierungen wurden alle 3 Meter SPT-Versuche in den Niederterrassenschottern ausgeführt. Die Resultate zeigen mit N<sub>30</sub>-Werten (Anzahl Schläge pro 30 cm) von über 60 eine sehr dichte Lagerung an. Bei über 50 Schlägen pro 15 cm wurden die Versuche abgebrochen. Tendenziell zeigt sich eine Zunahme der Lagerungsdichte mit der Tiefe. In Abbildung 1 sind die Ergebnisse der Kernbohrungen KB 1 bis 5a dargestellt, die an den jeweiligen Ecken des Deionatbeckens abgeteuft worden sind. Ein Schichtenprofil ist dem gegenübergestellt.

Geotechnisch gelten die Niederterrassenschotter als ein guter und tragfähiger Baugrund. Die Schotterschichten sind sehr gut durchlässig und stellen einen intensiv genutzten Grundwasserleiter von regionaler Bedeutung dar.

#### 2.4 Fels

Als unterste Schicht wurde in einer Tiefe von ca. 26,5 m unter der Geländeoberkante der Fels angebohrt. Die angetroffenen Gesteine werden als Geissbergschichten bezeichnet (Sequan-Kalke der Oxford-Stufe). Es handelt sich dabei um beige bis beigebraune Kalke mit zahlreichen Fossilien und vielen Stylolith-Säumen. Oberflächlich ist der Fels stark verwittert. Dies zeigt sich in einer ca. 50 cm mächtigen Schicht aus beigegrauen tonigen Silt von seifiger Konsistenz mit zahlreichen Kieseln. Die Kalke sind grobbankig und z.T. gut geschichtet. Es bestehen zahlreiche Stylolithsäume und der Kalk ist stark geklüftet und leicht verkarstet. Der Fels hat im allgemeinen eine geringe Durchlässigkeit, wobei das Grundwasser nur entlang der Klüfte zirkuliert.

Die relevanten Bodenkenngrößen sind nachfolgend in Tabelle 1 zusammengestellt. Die angegebenen Mittelwerte entsprechen den geschätzten Erwartungswerten X<sub>m</sub>. Zusätzlich sind die erwarteten Minimal- und Maximalwerte angegeben. Nach SIA Dokumentation D 0187, 2003 sind dann daraus die charakteristischen Werte X<sub>k</sub> nach dem in Gleichung (1) genannten Ansatz festzulegen.

$$X_k = X_m - \alpha \cdot \left( X_k - X_{Max;Min} \right) \tag{1}$$

| X <sub>k</sub>       | = Charakteristischer Wert   |
|----------------------|---|
| Xm                   | = Messwert  |
| $X_{\text{Max;Min}}$ | = Extremwerte in den jeweiligen Versuchen                         |
| α                    | = 0,2 (Faktor für Zuverlässigkeit nach SIA Dokument D 0187, 2003) |

Hiernach ist der charakteristische Wert X<sub>k</sub> einer geotechnischen Grösse der für die betrachtete Bemessungssituation vorsichtige Erwartungswert. Der Abstand zum geschätzten Erwartungswert ist in Abhängigkeit der Wertstreuung und der Zuverlässigkeit der Wertbestimmung anzunehmen. Aus statistischer Sicht wäre der charakteristische Wert einer geotechnischen Größe so zu bestimmen, dass die Wahrscheinlichkeit eines für die betrachtete Bemessungssituation ungünstigeren Werts unter 5 % liegt. Der charakteristische Wert entspricht nach wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen einem repräsentativen Wert mit einem Vertrauensniveau von 95 %.

Tabelle 1: Zusammenstellung der maßgebenden geotechnischen Kenngrößen

|   | Auffüllung     |                  | Niederterrassenschotter |                |                  | Fels             |                |                  |                  |
|---|----------------|------------------|-------------------------|----------------|------------------|------------------|----------------|------------------|------------------|
|   | X <sub>M</sub> | X <sub>min</sub> | X <sub>max</sub>        | X <sub>M</sub> | X <sub>min</sub> | X <sub>max</sub> | X <sub>M</sub> | X <sub>min</sub> | X <sub>max</sub> |
| Wichte des Bodens [kN/m <sup>3</sup> ]  | 22             | 21,5             | 22,5                    | 22,5           | 22               | 23               | 25             | 24,5             | 25,5             |
| Reibungswinkel φ' [°]   | 35             | 30               | 40                      | 40             | 38               | 42               | -              | -                | -                |
| Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]  | 0              | 0                | 0                       | 0              | 0                | 2                | 2000           | 5000             | 9000             |
| Zusammendrückungsmodul<br>Erstbelastung M <sub>E</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]   | 80             | 40               | 120                     | 120            | 100              | 140              | -              | -                | -                |
| Zusammendrückungsmodul<br>Wiederbelastung M <sub>E</sub> [MN/m <sup>2</sup> ] | 240            | 180              | 300                     | 300            | 250              | 350              | -              | -                | -                |
| E-Modul E [MN/m <sup>2</sup> ]  |                |                  |                         |                |                  |                  | 7000           | 5000             | 9000             |
| Querdehnzahl v [-]  | 0,35           |                  |                         | 0,35           |                  |                  | 0,40           |                  |                  |

Die vorab genannte SIA Dokumentation D 0187, 2003 ist eine Publikation ähnlich dem Handbuch Eurocode 7, 2011, in der ergänzende Informationen und Festlegungen formuliert sind.

# 3 Konzeptionelle Planung der Pfahlprobebelastung

# 3.1 Allgemeines

Zur Planung einer statischen Pfahlprobebelastung ist die Kenntnis der wahrscheinlich auftretenden Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzendruckes von entscheidender Bedeutung, da hiervon die gesamten Randbedingungen wie z.B. notwendige Pressenkräfte, Belastungsschema, etc. abhängen.

#### 3.2 Ergebnisse früherer statischer Pfahlzugversuche

Im Rahmen einer früheren Baumaßnahme wurden im Projektgebiet bereits zwei Probepfähle statisch auf Zug belastet, deren Ergebnisse für die Konzeptionierung der Pfahlprobebelastung verwendet werden konnten. Beide Bohrpfähle wiesen einen Pfahldurchmesser von D = 90 cm auf. Die Pfahleinbindetiefe betrug d<sub>e</sub> = 8 m bzw. d<sub>e</sub> = 12 m. Der Bruchzustand war bei einer Hebung von 10% des Pfahldurchmessers (s<sub>h</sub> = 9 cm) definiert. Beide Probepfähle konnten aufgrund nicht ausreichend dimensionierter Pressenkräfte jedoch nicht bis zum Bruch belastet werden. Daher wurde zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung im Bruchzustand beide Widerstands-Hebungs-Linien mit dem Verfahren nach ROLLBERG, 1985 bis zum Bruchzustand extrapoliert und daraus eine Pfahlmantelreibung q<sub>s,m</sub> (Messwert) ermittelt.

Das Verfahren extrapoliert in Abhängigkeit der vorhandenen Anfangsneigung der Widerstands-Hebungs-Linie den weiteren Verlauf. Die einzelnen Widerstands-Hebungs-Linien sind mit der Extrapolation in Abbildung 2 dargestellt.

Bei dem Verfahren nach ROLLBERG, 1985 wird über eine Hyperbelfunktion nach dem Ansatz s/R =  $b \cdot s$  + a der Pfahlwiderstand R im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei einer Setzung von s = 90 mm ermittelt. Die Faktoren a und b stellen hierbei die Hyperbelfaktoren der Extrapolation dar. Der Faktor a kennzeichnet dabei die Ordinate im Nulldurchgang der Abszisse und der Faktor b die Steigung der Geraden, wenn über die Ordinate das Verhältnis s/R und über die Abszisse die Setzung s aufgetragen ist, siehe Abbildung 2.

Mit den für diese beiden Probepfähle extrapolierten Widerstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit konnte nun die Größenordnung der zu ermittelten Pfahlmantelreibung q<sub>s,m</sub> zur Erreichung des Grenzzustandes grob prognostiziert werden, siehe Tabelle 2.



Abbildung 2: Ergebnisse (Messwerte und Extrapolation) der beiden statischen Pfahlzugversuche auf dem Projektgelände für a) Probepfahl 1 mit einer Pfahleinbindetiefe von d<sub>e</sub> = 8 m und b) Probepfahl 2 mit einer Pfahleinbindetiefe von d<sub>e</sub> = 12 m

| Tabelle 2: | Zu erwartende Pfahlmantelreibung | q <sub>s,m</sub> in | Abhängigkeit | unterschiedlicher | Aus- |
|------------|----------------------------------|---------------------|--------------|-------------------|------|
|            | wertemethoden                    |                     |              |                   |      |

| Auswertemethode   | q <sub>s,m</sub> Testpfahl 1 (d <sub>e</sub> = 8 m)<br>[kN/m²] | q <sub>s,m</sub> Testpfahl 2 (d <sub>e</sub> = 12 m)<br>[kN/m²] |
|---|--|---|
| Extrapoliert mit Pfahleigen-<br>gewicht                     | 509 kN/m²  | 533 kN/m²   |
| bei maximaler Pressenkraft,<br>Bruchzustand nicht erreicht! | 311 kN/m²  | 207 kN/m <sup>2</sup>   |

Es fällt auf, dass die beiden extrapolierten Pfahlmantelreibungswerte in einer gleichen Größenordnung von ca. 510 kN/m<sup>2</sup> (Probepfahl 1) bis ca. 530 kN/m<sup>2</sup> (Probepfahl 2) liegen.

Eine Pfahlmantelreibung von ca.  $q_{s,m} = 500 \text{ kN/m}^2$  ist als sehr hoch einzuordnen und liegt deutlich oberhalb des üblichen Erfahrungsbereiches. Die EA-PFÄHLE, 2012 liefert als Vergleich eine charakteristische Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle bei Druckbelastung von  $q_{s,k} = 170 \text{ kN/m}^2$  bei einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von  $q_c \ge 25 \text{ MPa}$  für das 50%

261

Quantil. Nun wird der Spitzenwiderstand einer hier durchgeführten Drucksonde wahrscheinlich über 25 MPa liegen, jedoch würde eine Rückrechnung dieses charakteristischen Erfahrungswertes der EA-PFÄHLE, 2012 auf einen Messwert bei Annahme eines moderaten Streuungsfaktors von ca.  $\xi$  = 1,2 zu einem Messwert von lediglich q<sub>s,m</sub> = 205 kN/m<sup>2</sup> führen.

Da die Analyse des Verlaufs der Widerstands-Hebungs-Linie jedoch keine typischen Anzeichen, die auf einen baldigen Versagenszustand während der Pfahlprobebelastung hingewiesen haben, aufzeigen, war als Messwert eine entsprechend hohe Pfahlmantelreibung planerisch zu berücksichtigen.

# 3.3 Planung des Multi-Level Tests

Bekannterweise läßt sich der Grenzzustand der Pfahltragfähigkeit versuchstechnisch mit dynamischen und statischen Pfahlprobebelastungen ermitteln, siehe EA-PFÄHLE, 2012.

Unter dynamischen Pfahlprobebelastungen werden Messverfahren mit zeitabhängiger Messung von Kraft und Bewegung am Pfahlkopf während eines Stoßimpulses verstanden. Aufgrund der besonderen Situation vor Ort wurde diese Idee jedoch verworfen und sich generell für eine statische Pfahlprobebelastung ausgesprochen.

In Anlehnung an EA-PFÄHLE, 2012 darf ein Probepfahl im Durchmesser bis um den Faktor 2 reduziert werden. Die späteren Bauwerkspfähle haben einen Durchmesser von D = 0,9 m. Somit wäre ein minimaler Pfahldurchmesser von D = 0,45 m einzuhalten. Aufgrund von Installationsrandbedingungen ist ein Probepfahl mit einem Pfahldurchmesser von D = 0,7 m gewählt worden. Die Pfahlabsetztiefe lag in einer vergleichbaren Größenordnung der späteren Bauwerkspfähle, um näherungsweise vergleichbare Spannungszustände am Pfahlfuß vorzufinden. Daraufhin wurde eine Pfahleinbindetiefe von de = 19 m festgelegt.

Aufgrund der zu erwartenden hohen Pfahlmantelreibung, die sich aus den beiden früheren Pfahlprobebelastungen auf Zug ergeben haben (siehe Abschnitt 3.2), wäre mit recht groß dimensionierten Reaktionspfählen zu rechnen. Daher fiel die Wahl auf die Durchführung eines Multi-Level Testes nach dem Osterbergverfahren. In Abbildung 3 ist eine beispielhafte Anwendung eines Multi-Level Testes dargestellt.

Hierbei werden einzelne Pfahlsegmente statisch einzeln betestet, während die anderen Segmente als entsprechende Widerlager dienen.





Der Bruchzustand des Pfahles ist im Allgemeinen definiert, wenn eine Pfahlsetzung eintritt, die 10 % des Pfahldurchmessers beträgt. In diesem Fall sind das 7 cm. Somit sollte der Kolbenweg der Pressen diesen Weg mindestens aufweisen.

Eine weitere Versagensdefinition ist das Erreichen des Kriechmaßes, siehe Abbildung 4. Die SIA 267/1, 2013 gibt eine Grenze von  $k_s = 2 \text{ mm}$  vor, welches auch in der Auswertung verwendet worden ist. Nach EA-PFÄHLE, 2012 ist kein fester Wert für das Kriechmaß angegeben, jedoch werden  $k_s \approx 2 \text{ mm}$  empfohlen.

Nach SIA 267/1, 2013 ist die Prüfkraft so festzulegen, dass nach Möglichkeit der äußere Pfahlwiderstand durch Bruch im Boden erreicht wird.

Basierend auf den vorab zusammengestellten Informationen wurden die folgenden Versuche durchgeführt:

263



Abbildung 4: Definition des Kriechmaßes ks nach EA-PFÄHLE, 2012

- <u>Phase 1:</u> In Phase 1 ist das Segment 3 auf Druck belastet worden, indem die Pressen der Ebene 1 auseinandergefahren worden sind. Die Pressen der Ebene 2 sind dabei starr geschaltet. Segment 3 wird auf Druck (Pfahlmantelreibung auf Druck) belastet und mobilisiert einen Pfahlspitzendruck und eine Pfahlmantelreibung, die messtechnisch erfasst werden. Segment 1 und 2 werden auf Zug (Pfahlmantelreibung auf Zug) belastet und wirken als Widerlager. Nach den Berechnungen ist eine Pressenkraft von ca. 7400 kN notwendig gewesen, um die veranschlagte Belastung aufbringen zu können, welche gleichzeitig als Prüflast definiert worden ist. Wichtig ist, dass während der gesamten Versuchsdurchführung das schwächste Bauteil in der gesamten Versuchseinrichtung nicht durch Überlastung beschädigt wird. Bautechnisch hätten die Pressen der Ebene 1 bis 7800 kN gesteigert werden können. Die innere Tragfähigkeit des Betons lag bei 7900 kN.
- <u>Phase 2:</u> Phase 2 wurde in eine Phase 2a und 2b aufgeteilt. In Phase 2a wurde das Segment 2 betestet, indem die Pressen der Ebene 2 auseinandergefahren wurden. Segment 1 diente dabei als Widerlager. Die Pressen in Ebene 1 waren hierbei kraftfrei geschaltet und das Segment 2 konnte in den in Phase 1 entstandenen Hohlraum gedrückt werden. Segment 2 simulierte somit einen Druckpfahl und Segment 1 einen Zugpfahl. Nachdem hierbei der Grenzzustand der Tragfähigkeit (Setzung 10% des Pfahldurchmessers) erreicht worden ist, wurden die Pressen der Ebene 1 dahingehend aktiviert, dass das Segment 3 zusätzlich als Widerlager diente und das Segment

3 bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit belastet werden konnte. Die Pressen der Ebene 2 sind auf eine Belastung von 5200 kN ausgelegt worden, welches ebenfalls die Prüflast darstellt.

<u>Phase 3:</u> Phase 3 wurde abschließend durchgeführt, wobei hier beide Pressenebenen gleichzeitig aktiviert worden sind, um den Beton des Segmentes 2 final auf Druck zu betesten.

# 3.4 Instrumentierung des Probepfahles und Messverfahren

Abbildung 5 zeigt einen Überblick des konstruierten Probepfahles mit den jeweiligen Pressenebenen und des Messequipments.



Abbildung 5: Abmessungen des Probepfahles und Anordnung der Messgeber

Es wurden je zwei Schwerlastzellen mit einer maximalen Prüfkraft von 780 to (Ebene 1, untere Zellen) bzw. 520 to (Ebene 2, obere Zellen) eingebaut, siehe Abbildung 6. Dabei wurde die Sollbruchstelle der unteren Zylinder 0,5 m oberhalb der Pfahlspitze angeordnet, und die der oberen Zylinder 4.9 m oberhalb der Pfahlspitze. Diese Anordnung ermöglichte sowohl eine separate Messung des Pfahlfusswiderstandes als auch die Aktivierung der Pfahlmantelreibung der einzelnen Pfahlabschnitte. Die relativen Verschiebungen der beiden Schwerlastzellen (Hub) wurden von je drei Wegmessgebern aufgezeichnet.

b)

a)





c)



Abbildung 6:

- a) Anordnung der Hydraulikpressen
- b) Bewehrungskorb mit Führungseisen für das Schüttrohr
- c) Pfahlfuß und untere Pressenebene

Die absoluten Verschiebungen der Stahlplatten direkt unter- und oberhalb der beiden Schwerlastzellen wurden jeweils mittels zwei sich frei im Pfahl bewegenden Glasfaser-Extensometern gegenüber einem Referenzrahmen gemessen. Zur Bestimmung des Verlaufs der Mantelreibung entlang des Pfahlschaftes wurden zudem in vier verschiedenen Tiefen je zwei Dehnungsmessgeber paarweise mit einbetoniert. Die hydraulischen Schwerlastzellen wurden nach Ende der Prüfung nicht ausinjiziert. In Abbildung 5 ist ein Überblick der Messgeber im Probepfahl gegeben.

Zur Erfassung des Pfahlfußwiderstandes kann zusätzlich am Pfahlfuß eine Kraftmessdose angeordnet worden. Da sich die untere Pressenebene mit der Sollbruchstelle jedoch ca. 0,5 m oberhalb des Pfahlfußes befand, wurde auf die Anordnung dieser verzichtet. Eine entsprechende Pfahlmantelreibung wurde bei der Auswertung des Pfahlspitzendrucks berücksichtigt und näherungsweise herausgerechnet, indem die Pfahlmantelreibung zwischen der unteren Pressenebene und Messebene 2 angesetzt worden ist. Der Einfluss auf das Gesamtergebnis war jedoch gering.

# 3.5 Pfahlherstellung

Zur Herstellung des Probepfahles wurde ein Großpfahlbohrgerät BG 18 H verwendet. Der Vortrieb erfolgte dabei bis zum Grundwasserspiegel mit einer Bohrschnecke und danach mit einer Bohrschappe im Schutze der Verrohrung, siehe Abbildung 7.



Abbildung 7: Vortrieb mit Bohrschnecke (links) oberhalb des Grundwasserspiegels und Vortrieb mit Bohrschappe (Bohreimer) unterhalb des Grundwasserspiegels (rechts) Die Verrohrung eilte dem Bohrkopf immer ca. 1.0 Meter voraus, um eine Auflockerung des anstehenden Bodenmaterials möglichst zu vermeiden. Im Grundwasser wurde mit Wasserüberdruck im Bohrrohr gebohrt, um einem hydraulischen Grundbruch im Boden entgegenzuwirken.

Die Aufrichtung des Bewehrungskorbes erfolgte mit Hilfe einer Spundbohle, auf der Bewehrungskorb befestigt war, sodass keine unzulässigen und die Messtechnik beeinflussenden Verformungen/Durchbiegungen aufgetreten sind.

Das Einbringen des Betons erfolgte über ein Stahlschüttrohr, welches bis an den Pfahlfuß reichte. Die ersten 12 Meter des Rohres wiesen einen Durchmesser von 300 mm auf, danach verjüngte es sich auf einen Durchmesser von 200 mm für die restlichen 7 m. Dadurch war gewährleistet, dass das Schüttrohr durch die Stahlplatte der Hydraulikzylinder durchgeführt werde konnte.

Infolge der eingebauten Hydraulikzylinder konnte hier nicht mit einem konventionellen Schüttrohr mit Ball (Stopper Grundwasser) gearbeitet werden. Als Alternative wurde vor dem Einbau das Schüttrohr daher mit einer Grundplatte (Abbildung 8) versehen, welche sich bei genügend Betondruck löste. Die Grundplatte verblieb unterhalb der unteren Pressenebene und wurde mit einbetoniert.



Abbildung 8: Stopper für Schüttrohr (links) und im eingebauten Zustand (rechts)

Als Beton wurde ein C45/55, CI 0.10, D<sub>max</sub> 8, F5, CEM I 52.5R verwendet. Das Größtkorn ist auf 8 mm beschränkt worden, um die Fließfähigkeit des Betons insbesondere im Bereich der Pressenzylinder zu gewährleisten. Die Probewürfel erreichten eine Druckfestigkeit von 54 MPa nach 7 Tagen bzw. 60 MPa nach 13 Tagen und übertrafen somit die gestellten Anforderungen.
Gemäß Bohrprotokoll der ausführenden Firma wurden im Probepfahl 9 m<sup>3</sup> Beton eingebracht. Der theoretische Betonbedarf für den 19 m langen Probepfahl mit einem Pfahldurchmesser von D = 0,7 m beträgt ohne Berücksichtigung der Einbauten (Bewehrungskorb und Messtechnik) V = 7,3 m<sup>3</sup>. Beim Ziehen des Bohrrohres wurde in einer Tiefe von ca. 3 bis 4 m jedoch ein rapides Absinken des Betonpegels um ca. 0.5 m beobachtet. Somit weist das obere Pfahlsegment sehr wahrscheinlich eine Ausbauchung auf.

Geologisch betrachtet ist insgesamt auf den obersten ca. 3 bis 4 m mit Auffüllungen (vereinzelt Backsteinbruch) zu rechnen. Demzufolge treten in dieser Zone lokale Hohlstellen auf, welche während der Betoneinbringung verfüllt worden sind.

Für die weiteren Berechnungen wurden daher folgende Annahmen getroffen:

| • | Absenkung (0,4 m) in ca. 3.0 Meter Tiefe | $\rightarrow$ 0,15 m <sup>3</sup> Beton |
|---|--|---|
|   |  |   |

• Beurteilung Betonkonsistenz  $\rightarrow$  0,25 m<sup>3</sup> Beton

 Mehrstärke geologisch bedingt im Bereich der obersten 3,0 m vom Pfahl (Ø 0,8 m statt 0,7 m) → 1,5 m<sup>3</sup> Beton

Unter Berücksichtigung vorab genannter Punkte beträgt der effektive Betonverbrauch dann ca. 8,3 m<sup>3</sup> für den eigentlichen Pfahlschaft (Mehrverbrauch  $\approx$  13.7%), welches einem mittleren Pfahldurchmesser von D = 0.746 m entspricht.

Erfahrungsgemäß ist im anstehenden Baugrund bei einer Betonkörnung D<sub>max</sub> 32 mm mit 10 bis 15 % Betonmehrmenge zu rechnen. Der im Versuch verwendete Beton weist einen Größtkorndurchmesser von 8 mm auf. Demzufolge ist der gesamte Betonmehrverbrauch in einer Größenordnung von ca. 13,7% als legitim zu bewerten.

Unter Berücksichtigung vorab genannter Randbedingungen konnte final ein Bohrpfahldurchmesser von  $d_{effektiv} = 0,75$  m ermittelt werden, der in der weiteren Betrachtung zu Grunde gelegt wurde.

Die Ausführung von geotechnischen Arbeiten im Bereich Pfahlgründungen ist in der SIA 267.104, 2015 geregelt. Weitere Erfahrungen hinsichtlich der Herstellung von Probepfählen mit Osterbergzellen können beispielhaft BRUNOW / WOLDT, 2011 entnommen werden.

#### 3.6 Versuchsdurchführung

Wie bereits in Abschnitt 3.3 dargelegt, erfolgte die Durchführung der Pfahlprobebelastung in mehreren Phasen. In Abbildung 9 sind die einzelnen Phasen hinsichtlich der Verformungen der einzelnen Segmente und die Laststufen dargestellt.



Abbildung 9: a) Setzungen und Hebungen der einzelnen Pressenebenen während der gesamten Versuchsdurchführung; b) Aufgebrachte Laststufen

Im Vergleich zur EA-PFÄHLE, 2012, bei der die Belastung je Laststufe ohne Eintreten eines Bruchzustandes nur für 15 Minuten aufrechtzuerhalten ist, ist nach Schweizer Norm SIA 267/1, 2013 jede Laststufe für mindestens 90 Minuten aufrechtzuhalten bevor die nächste Laststufe aufgebracht werden darf. Daraus resultiert auch die lange Versuchsdauer. Novum der Pfahlprobebelastung war daher, dass die einzelnen Phasen und Laststeigerungen während der Versuchsdurchführung online aus der Ferne gesteuert worden sind, sodass lediglich ein sporadisches Überprüfen vor Ort während der Versuchsdurchführung notwendig war.

Eine Entlastungsphase mit Wiederbelastung wurde nicht durchgeführt, da hierdurch Hysteresen entstehen. Die axialen Verschiebungen sind bei der gleichen Kraft nach der Ent- und Wiederbelastungsschlaufe größer als vor der Schlaufe, siehe Abbildung 10. Da sich der Bruchzustand bei einer axialen Verschiebung auf eine monoton steigende Belastung bezieht, müssen die Resultate somit wieder nachträglich für diese Hysterese korrigiert werden.

Hinzukommt, dass sich die Nullpunkte der Dehnungsmessstreifen bei Ent- und Wiederbelastungsschleifen verschieben können, welches entsprechend bei der Auswertung zusätzlich zu berücksichtigen ist. Vorallem in der angelsächsischen Literatur wird daher empfohlen keine Ent- und Wiederbelastungsschleifen durchzuführen, siehe z.B. FELLENIUS, 2018.

Allerdings wird die Pfahlspitze (Segment 3) am Ende von Phase 1 entlastet und in Phase 2 erneut belastet, wodurch eine Ent- und Wiederbelastung im Rahmen des gesamten Versuchsablaufs stattfindet.





## 4 Auswertung der Pfahlprobebelastung

## 4.1 Allgemeines

Gemäß Schweizer Norm SIA 267 sind folgende Kriterien, für die Bestimmung des äußeren Tragwiderstands eines Einzelpfahles, einzuhalten:

- Kriterium 1: Die Bruchlast entspricht der Kraft, die eine Setzung von einem Zehntel des Pfahldurchmessers verursacht.
- Kriterium 2: Die Bruchlast wird als jene Kraft definiert, bei der das Kriechmaß im Zeit-Verschiebungsdiagramm den Wert ks = 2 mm erreicht.

# 4.2 Versuchsergebnisse

Abbildung 11 zeigt den Kraftverlauf des Pfahlmantelwiderstandes sowie die daraus resultierende Verteilung der gemessenen Pfahlmantelreibung q<sub>s,m</sub> für die Phase 1. Ergänzend hierzu sind in Abbildung 12 die Ergebnisse der Phase 2a dargestellt.

Der Verlauf der Pfahlmantelreibung zeigt den erwarteten Verlauf. Als maximale Pfahlmantelreibung wurden bei der Laststufe 5000 kN in Phase 2a ca.  $q_{s,m} = 523$  kN/m<sup>2</sup> messtechnisch erfasst und erreicht somit näherungsweise den in Abschnitt 3.2 prognostizierten maximalen Wert. Hierbei ist jedoch zu erwähnen, dass das Kriechmaß das entscheidende Versagenskriterium darstellt, wie folgend in Abbildung 13 für die beiden Phasen 1 und 2a gezeigt wird.

In der Phase 1 wird das zulässige Kriechmaß von  $k_s = 2 \text{ mm}$  nach der Laststufe 2800 kN überschritten. Die zugehörige Setzung zu dieser Laststufe beträgt s = 3,17 cm und ist somit deutlich geringer als der zulässige Setzungsanteil von 0,1 D.

273



Abbildung 11: Versuchsergebnisse der Phase 1; a) Verlauf der Kraftabtragung über die Pfahllänge; b) aus dem Kraftverlauf resultierende gemessene Pfahlmantelreibung q<sub>s,m</sub>

a)





Das gleiche ergibt sich auch bei der Auswertung der Phase 2a, bei der die letzte Laststufe vor Überschreiten des zulässigen Kriechmaßes 3800 kN beträgt. Die dazugehörige Setzung betrug s = 2,5 cm und somit ebenfalls deutlich unterhalb des zulässigen Setzungsanteils von 0,1.D.

a)

b)



Abbildung 13: Kriechmaß für a) Phase 1; b) Phase 2a

Der Pfahlspitzendruck wurde messtechnisch bei der Durchführung in Phase 1 ermittelt. Dieser Betrug als Messwert auf der letzten Kraftstufe von 5100 kN final q<sub>b,m</sub> = 11.544 kN/m<sup>2</sup>. Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass das zulässige Kriechmass bereits überschritten war. Unter Einhaltung von k<sub>s</sub> = 2 mm bei der Laststufe 2800 kN betrug der gemessene Spitzendruck q<sub>b,m</sub> = 6.338 kN/m<sup>2</sup>. Die EA-PFÄHLE, 2012 liefert zur Einordnung einen Erfahrungswert für den charakteristischen Pfahlspitzendruck von q<sub>b,k</sub> = 5.300 kN/m<sup>2</sup> als 50% Quantil bei einem Spitzendruck der Drucksonde von q<sub>c</sub> = 25 MPa. Somit liegt der gemessene Wert in einer plausiblen Größenordnung. Eine Herausforderung bei der Auswertung von Multi-Level Tests ist die Erstellung der gesamten Widerstands-Setzungs-Linie des Probepfahles. Hierbei müssen die jeweiligen Widerstandsanteile bei gleichen Pfahlsetzungen miteinander addiert werden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit muss dann ggfs. extrapoliert werden, wenn der Widerstand bei höheren Setzungen notwendig ist. Weitere Details zur Auswertung sind EA-PFÄHLE, 2012 oder MOORMANN ET AL., 2005 zu entnehmen.

In Abbildung 14 ist die zusammengesetzte Widerstands-Setzungs-Linie des Probepfahles dargestellt.





# 5 Vergleich SIA mit EA-PFÄHLE

## 5.1 Allgemeines

In der Schweiz werden Normen durch die Schweizerische Normen-Vereinigung (SNV) erarbeitet. Die SNV ist Vollmitglied der Internationalen Organisation für Normung (ISO) und des Europäischen Komitees für Normung (CEN). Die SNV ist daher prinzipiell mit dem Deutschen Institut für Normung (DIN) in Berlin vergleichbar. Veröffentlichte Normen werden unter dem Kürzel SN geführt.

Ergänzend werden vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein (SIA) als maßgebender Berufsverband der schweizerischen Bauindustrie ergänzend Normen, Dokumentationen und Merkblätter erarbeitet und in Kooperation mit dem SNV veröffentlicht. Die Eurocodes sowie auch weiterführende ergänzende technische Regelwerke wie z.B. EA-Pfähle dürfen in der Schweiz zwar angewendet werden, jedoch müssen in diesem Fall die national zu bestimmenden Parameter (NDP) zwischen Planer und Bauherr projektbezogen festgelegt werden.

Bzgl. der Tragwerksplanung wurde im Jahre 1999 zwar das Projekt Swisscodes initiiert, dessen Ziel die Entwicklung praxistauglicher Tragwerksnormen für die Schweiz ist, die mit den Eurocodes kompatibel sind, jedoch wurde dieses Projekt vom SIA vorerst aufgegeben.

Weiterführende Informationen zu den Schweizer Normen sind den entsprechenden Webseiten der SNV (www.snv.ch) und SIA (www.sia.ch) zu entnehmen.

Hinsichtlich der Geotechnik ist die SIA 267, 2013 maßgeblich. In der SIA 267/1, 2013 werden ergänzende Festlegungen getroffen, wobei hier die Strategie ist, dass erstgenannte längerfristig gelten soll und in letztgenannter in verhältnismäßig kurzen Abständen die laufenden Arbeiten in der europäischen Normung berücksichtigt werden sollen. Vertragsrechtliche (geotechnische) Fragestellungen werden in der SIA 118/267, 2004 geregelt.

## 5.2 Auswertung und Diskussion

Die SIA 267, 2013 übernimmt und vereinfacht das von der Norm SIA V 192, 1996 eingeführte Bemessungskonzept. Der Bemessungswert der äußeren Pfahltragfähigkeit R<sub>a,d</sub> wird nach SIA 267, 2013, in Gleichung (2) ermittelt:

$$R_{a,d} = \frac{\eta_a \cdot R_{a,k}}{\gamma_{M,a}} \tag{2}$$

R<sub>a,k</sub> = Charakteristischer Wert des äußeren axialen Pfahlwiderstandes,

- η<sub>a</sub> = Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung der Unsicherheiten in der Übertragung des durch Versuche, Berechnungen oder aus Erfahrungswerten ermittelten Pfahlwiderstandes R<sub>a,k</sub>:
  - $\eta_a \leq 1,0$  für statische Pfahlbelastungsversuche,
  - $\eta_a \leq 0.9$  beim Übertragen von vergleichbarer Erfahrung,
  - η<sub>a</sub> ≤ 0,9 für dynamische Pfahlbelastungsversuche,
  - $\eta_a \le 0.7$  bei rechnerischer Ermittlung des Pfahlwiderstandes.

- γ<sub>M,a</sub> = Widerstandsbeiwert (Teilsicherheitsbeiwert) zur Berücksichtigung der Abweichungen der Baugrundeigenschaften, durch die Ausführung bedingte Festigkeitseinbußen, systembedingte Ausführungsungenauigkeiten sowie Unschärfen im Widerstandsmodell:
  - γ<sub>M,a</sub> = 1,3 für Druckbelastung,
  - $\gamma_{M,a} = 1,6$  für Zugbelastung.

Insbesondere auffallend ist, dass im Vergleich zum EC 7-1 keine Streuungsfaktoren  $\zeta$  verwendet werden, um aus den Messwerten der Pfahlprobebelastungen charakteristische Werte abzuleiten. Nach SIA 267, 2013 sind die gemessenen Werte als charakteristische Werte definiert.

#### 5.3 Vergleich der Pfahltragfähigkeit nach SIA 267 und EC 7-1

Basierend auf den in Abschnitt 4 dargestellten Versuchsergebnissen wird im folgenden die Pfahltragfähigkeit vergleichend nach SIA 267 und EC 7-1 beispielhaft für eine Laststufe ausgewertet.

Bei Durchführung der Phase 2a wurde in der Laststufe 3800 kN eine maximale Pfahlmantelreibung im Segment 2 von  $q_{s,m} = 411 \text{ kN/m}^2$  messtechnisch erfasst, bevor das Kriechmaß von  $k_s = 2 \text{ mm}$  überschritten worden ist. In Tabelle 3 ist der Vergleich der Auswertung nach SIA 267 und EC 7-1 zusammenfassend dargestellt. Darin zeigt sich beispielhaft, dass der ermittelte Bemessungswert der Pfahlmantelreibung nach EC 7-1 ca. 12 % geringer ist als in der Auswertung nach SIA 267. Dieses ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass nach SIA 267 der Umrechnungsfaktor zu  $\eta_a = 1,0$  gesetzt werden kann, welcher näherungsweise der Bedeutung eines Streuungsfaktors zukommt. Der Einfluss wird wieder dadurch etwas abgemindert indem der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{M,a}$  größer ist als nach EC 7-1.

|   | Auswertung nach SIA 267 | Auswertung nach EC 7-1 |
|---|-------------------------|------------------------|
| Messwert q <sub>s,m</sub>                                   | 411 kN/m <sup>2</sup>   | 411 kN/m <sup>2</sup>  |
| Streuungsfaktor ζ nach<br>EC7-1                             | -                       | 1,35                   |
| charakteristische Pfahlman-<br>telreibung q <sub>s,k</sub>  | 411 kN/m <sup>2</sup>   | 304 kN/m <sup>2</sup>  |
| Umrechnungsfaktor $\eta_a$                                  | 1,0                     | -                      |
| Teilsicherheitsbeiwert<br>(Druckbelastung)                  | 1,3                     | 1,1                    |
| Bemessungswert der Pfahl-<br>mantelreibung q <sub>s,d</sub> | 316 kN/m <sup>2</sup>   | 277 kN/m <sup>2</sup>  |

Tabelle 3: Beispielhafte Ermittlung des Bemessungswertes der Pfahlmantelreibung auf Druck nach SIA 267 und EC 7-1

## 6 Zusammenfassung

Im Rahmen des Neubaus eines Wasservorratsbeckens bei einem Schweizer Kernkraftwerk ist ein Pfahlversuchsprogramm im Rahmen eines Osterbergzellenversuches (Multi-Level-Test) durchgeführt worden. Hieraus konnten Pfahlmantelreibungswerte und Spitzendrücke abgeleitet werden, die im Rahmen der Bemessung angewendet worden sind. Hierbei wurden Pfahlmantelreibungen von bis zu  $q_{s,m} = 525 \text{ kN/m}^2$  gemessen, die näherungsweise vorab prognostiziert werden konnten.

Die Ansteuerung der einzelnen Laststufen während der Pfahlprobebelastung erfolgte online, sodass keine dauerhafte Anwesenheit während des Versuches notwendig war, welches ein entsprechendes Novum darstellt und bisher recht wenig angewendet wird. Es erfolgten lediglich temporäre Vorortkontrollen.

Ein beispielhafter Vergleich der Auswertung einzelner Lastschritte nach Schweizer Norm SIA 267 und EC 7-1 mit nationalem deutschen Anhang zeigt, dass die Bemessungswerte der Pfahltragfähigkeit nach Schweizer Norm ca. 12 % größer sind als nach deutscher Norm DIN 1054:2010, welches auf die unterschiedliche Definition der Streuungsfaktoren und Umrechnungsfaktoren zurückzuführen sind.

#### Literatur

**Brunow, K.; Woldt, J.:** Probebelastungen an Bohrpfählen im Hamburger Hafen mit der Osterbergmethode, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94, S.* 397-419, 2011

**DIN EN 1997-1:2009-09:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2009* 

EA-Pfähle; Empfehlung des Arbeitskreises "Pfähle", 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2012

Fellenius, B.H.: Basics of Foundation Design, Electronic Edition, www.fellenius.net, 2018

Handbuch Eurocode 7 Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln; Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.), 1. Auflage, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011

**Moormann, C.; Jud, H.; Keysberg, J.;** Single- und Multi-Level Tests nach dem Osterbergverfahren – Erfahrungen bei Probebelastungen an Großbohrpfählen in Zentralamerika, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 80, S. 391-428, 2005* 

Rollberg, D.; Zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Sondierungen, *Bauingenieur, Heft* 60, S. 25-28, 1985

SIA 118/267:2004 Bauwesen; Allgemeine Bedingungen für geotechnische Arbeiten, Schweizer Norm SN 507 267, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013

**SIA 267:2013 Bauwesen;** Geotechnik, Schweizer Norm SN 505 267, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013

**SIA 267/1:2013 Bauwesen;** Geotechnik – Ergänzende Festlegungen, Schweizer Norm SN 505 267/1, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013

**SIA 267.104 Bauwesen;** Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle, *Schweizer Norm SN EN 1536+A1:2015, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2015* 

**SIA Dokumentation D 0187;** Geotechnik, Einführung in die Norm SIA 267, *Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003* 

SIA V 192:1996 Bauwesen; Pfähle, Schweizer Norm SN 533 192, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 1996

| Autoren   |                               |
|---|-------------------------------|
| Prof. DrIng. Jan Lüking                                 | jan.lueking@th-luebeck.de     |
| Technische Hochschule Lübeck                            | www.th-luebeck.de             |
| Mönkhofer Weg 239, 23562 Lübeck                         | Tel.: +49 451 300 5137        |
| ehemals HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult Infrastructu | re, Hamburg                   |
| DiplIng. Thomas Geisler                                 | thomas.geisler@hochtief.ch    |
| HOCHTIEF IKS Schweiz AG                                 | www.hochtief-iks.ch           |
| Balz-Zimmermann-Str. 7, CH-8302 Kloten, Switzerland     | Tel.: +41 43 557 2772         |
| DiplIng. FH Berislav Kodrnja                            | bkodrnja@kkg.ch               |
| Kernkraftwerk Gösgen-Däniken AG                         | www.kkg.ch                    |
| Kraftwerkstr., CH-4658 Däniken, Switzerland             | Tel.: +41 62 288 2000         |
| DiplIng. HTL Guido Morri                                | guido.morri@glm-lgs.ch        |
| Gysi, Leoni, Mader AG                                   | www.glm-lgs.ch                |
| Konradstr. 54, CH-8005 Zürich, Switzerland              | Tel.: +41 43 444 7030         |
| DiplIng. Hendrik Jan Tuenter                            | hendrik.tuenter@geoprofile.ch |
| Geoprofile GmbH   | www.geoprofile.ch             |
| Ebikonerstr. 75, CH-6043 Adligenswil, Switzerland       | Tel.: +41 41 240 3612         |







vanthek.com

Steel sheet piling Tubular piles Concrete piles Hekpiles Marine dolphins Cofferdams Drilling



# Stat*Rapid* used on instrumented piles for optimization of design parameters for high rise building in Den Haag

R.F. van Dorp, M.Sc., Allnamics Pile Testing Experts BV, The Netherlands

M.C.H. van Delft, M.Sc., Allnamics Pile Testing Experts BV, The Netherlands

P. IJnsen, B.Eng. MBA, IEng, Hektec BV, The Netherlands

## 1 Abstract

For a new high rise development in the centre of The Hague (NL) heavily loaded piles have to be installed through the existing basement floor of an underground car park. The project and its environmental boundaries required for an optimization of the pile design, beyond the limits of the Dutch design codes for the anticipated pile type. For this reason it was decided to perform pile load tests on sacrificial, instrumented test piles, in order to establish optimized design parameters for the pile design.

Discussed in this paper are the background of the test procedures, the test method (Rapid Load Testing with Stat*Rapid*) and its analysis method. Additionally the RLT setup and measurement results are discussed including the contributions of toe resistance and shaft friction to the ultimate resistance.

The tests were performed with a 40-ton dropmass Stat*Rapid* device. This approach made it possible to reduce the number of piles in the original design by 10%.

# 2 Introduction

The Hague, located at the North Sea shore, is the third largest city of The Netherlands and is the residence of the Dutch government and parliament. In the centre of the city, between City Hall and the Ministry of Internal Affairs, close to parliament house, two new high rise buildings are being developed. The foundations of the new towers have to be installed in and through an existing underground parking garage. This 2-storey garage was left in place during demolishing of the previous building on the project location (the former Ministry of Justice) and will be reused when the new towers are completed

#### 2.1 Project description

The presence of the existing underground parking garage and its foundations required a foundation design with a minimum amount of piles, because there was limited space available to choose the positions of new piles. Another reason for using a minimum amount of new piles was the fact that pile installation has to be done from a working platform above ground water level, through riser casings placed on the basement floor, because lowering of the groundwater table (by dewatering) was not allowed by local authorities. Obvious consequence of minimizing the amount of piles is that the piles themselves will be heavily loaded, which implies large pile dimensions. Displacement screw piles were practically the only option for the foundation. Driven piles were not allowed because of resulting noise and vibrations.



Figure 1. project location with location of test piles in red

The required capacities and resulting dimensions of the considered pile type were on the edge of what could be installed with available state of the art equipment in the Netherlands. For that reason the pile design required optimization; partially beyond the regulations of the existing Dutch design code for displacement screw piles.

# 2.2 Soil profile



Figure 2 shows a typical CPT from the project location.

Figure 2. typical CPT

Ground level is to Ref (NAP) is approx. NAP +0,8 m. The typical soil profile is defined by [a] weak layers down to NAP -3,0 m, [b] medium to dense sands till approx. NAP -16,0 m, [c] an overconsolidated layer of clay and peat until approx. NAP -16,5 m,[d] followed by medium dense to very dense sands down to the maximum investigated depth of NAP -31 m.

Groundwater level is encountered at approx. NAP -0,5 m. The deepest floor of the existing underground car par is at approx. NAP -5,0 m.

# 2.3 Basic pile design

Based on the soil conditions and project boundary conditions the preferred foundation solution was to install HEK casing piles, which is a bored and grouted displacement pile type with a permanent steel casing. The preliminary design consisted of 102 HEK casing piles with pile shoe diameter 950 mm (casing diameter 762 mm) and pile toe level NAP - 27 m.





#### Figure 3. casing with pile shoe

Figure 4. installation of test pile

The pile system which is covered in this article is a full displacement screw pile that is installed using grout as drill mud. In The Netherlands this pile type has been installed in lengths up to 63 m, with pile tip diameters up to 1000 mm and steel casings up to 864 mm in diameter.

Project based pile testing on sacrificial test piles was considered in order to check if toe level could be reached without trouble with the anticipated maximum pile size and at the

same time find out whether or not number of piles and/or pile size (toe depth) could be reduced.

The Piling Contractor for this project is "Gebroeders van 't Hek", a leading Dutch piling company who are experts in the field of full displacement piles, sheet piling, vertical anchor systems monitoring and geotechnical design for residential, commercial, industrial, infrastructural, and marine works worldwide. For design and testing of its (pile) foundation projects Gebr. van 't Hek works close together with sister company HekTec, who were also involved in this project. HekTec asked Allnamics Pile Testing Experts for assistance with setup and execution of the test campaign.

#### 3 Backgrounds oft he test campaign

Typical for Dutch pile design are the reliance on (and trust in) the CPT-based calculations. Pile load tests for checking or optimizing the pile design for a project are not executed for the majority of the projects; only for special occasions.

Dominating design factors in the design code are  $\alpha_p$  for toe resistance and  $\alpha_s$  for shaft friction calculations based on CPT measurements. The Dutch code NEN-EN-9997-1 prescribes their default values based on the pile type and installation method.

## 3.1 Recent changes in Dutch design code

Recently, an important change has been introduced into the Dutch pile design codes: the default value of factor  $\alpha_p$  for toe resistance calculations has been reduced by 30%. However, using a higher factor  $\alpha_p$  value for a design is allowed, but only when confirmed by pile load tests.

This recent change of the Dutch design code had a very negative impact on the pile design for this project: the design factors for bored grouted piles were already considered to be conservative and the reduction of the default value for pile toe factor  $\alpha_p$  would make things a lot worse with respect to the foundations costs. The required pile dimensions when based on these reduced default values for the design factors ( $\alpha_p = 0,63$ ;  $\alpha_s = 0,009$ ) would possibly be would beyond the limit of what – given the circumstances - could be installed with available state of the art equipment. In any case it would introduce a serious risk that the desired installation depth could not be reached.

Because experiences with this pile type in the past had already indicated that it should be possible to apply significantly higher values for the relevant design factors, it was considered to perform load testing on sacrificial test piles installed on site. Purpose of these tests was to establish project based values for the relevant pile design factors  $\alpha_p$  and  $\alpha_s$ .

# 3.2 New Dutch guideline for pile load testing

Almost parallel with the changed Dutch design code NEN-EN-9997-1 the new, refreshed Dutch national practical guideline NPR 7201 for pile load testing was launched; partially because it was anticipated that the changed design code would result in more pile load testing in The Netherlands.

Guideline NPR 7201 defines different classes of pile load tests, depending on purpose and test setup. See table 1 below:

| class | purpose / application       | max. test<br>Ioad | required<br>test method | remarks                                  |
|-------|-----------------------------|-------------------|-------------------------|--|
| A1    | to establish ultimate       | geotechnical      | SLT                     | [1] embedded instrumentation             |
|       | generic design factors      | Tallure           |                         | toe resistance [2] strict demands for    |
|       | for all future projects for |                   |                         | soil profile and its uniformity [3] at   |
|       | a specific pile type,       |                   |                         | least 2 series of tests required on      |
|       | nation wide                 |                   |                         | different locations                      |
| A2    | to establish ultimate       | geotechnical      | SLT or RLT              | embedded instrumentation required to     |
|       | bearing capacity and        | failure           |                         | separate shaft friction and toe          |
|       | project based design        |                   |                         | resistance                               |
|       | factors for a specific pile |                   |                         |  |
|       | type                        |                   |                         |  |
| В     | to establish ultimate       | geotechnical      | SLT or RLT              | instrumentation only at pile head level, |
|       | bearing capacity of a       | failure           |                         | no distinction between shaft and toe     |
|       | specific pile (type and     |                   |                         |  |
|       | dimensions) on a            |                   |                         |  |
|       | specific project            |                   |                         |  |

#### table 1: overview of load classes according to guideline NPR 7201

|  | purpose / application     | max. test      | required    | romerko                                 |  |
|--|---------------------------|----------------|-------------|---|--|
| CIASS  |                           | load           | test method | remarks                                 |  |
| С  | to check the design of a  | design load    | SLT or RLT  | load factor depends on test method      |  |
|  | specific project          | (incl. safety) |             | and number of test piles                |  |
|  |                           | multiplied by  |             |   |  |
|  |                           | a load factor  |             |   |  |
| D  | to check the bearing      | design load    | SLT or RLT  | instrumentation only at pile head level |  |
|  | capacity of an individual | (incl. safety) |             |   |  |
|  | pile                      |                |             |   |  |
| SLT = Static Load Testing RLT = Rapid Load Testing |                           |                |             |   |  |

 Classes A1, A2 and B are related to establishing ultimate capacity and require therefore that the pile gets tested until complete geotechnical failure.

- Classes C and D are about checking on sufficient capacity compared to the design load. Therefore the required test load has a relation with the specific design load. For class C a minimum safety factor (depending on test method and number of test piles) has to be proven for a test pile or a group of test piles, in order to apply the result on the complete (design for) foundation. Class D is meant for checking individual piles, for instance in case suspicions have risen based on installation records or results of integrity testing.
- Classes A1 and A2 are meant for separating contributions of shaft and toe to the total bearing capacity and therefore require the use of instrumentation in the pile shaft. Once these contributions have been established, they can be converted to unit values based on toe area and shaft friction area. This makes it possible to use scaled piles for the test. The unit based values for resistance can be linked to CPT-values and there for be used to establish values for design factors α<sub>p</sub> and α<sub>s</sub>.
- Class A1 is meant for establishing design factors that can be used for future projects nationwide for the considered pile type. For that reason there are very strict demands: at least 2 series of tests need to be conducted, at geographically separate locations, on at least 3 piles per location, with the soil profile at each location being uniform and complying with general demands regarding number, thickness and stiffness of layer types in the profile (in order to make the interpretation of results as straightforward as possible). Next to that, only Static Load Testing (SLT) is accepted for this class of

testing and cast in situ piles need to be extracted after the test to establish actual dimensions and stiffness properties of the test piles.

- Class A2 is technically the same as class A1, however the application of the results is limited to the project site where the tests are performed. The absence of strict demands for the location of the test field and its soil profile, combined with the possibility to use Rapid Load Testing (RLT) make it attractive to use this type of testing for a specific project, especially when required test loads are high.
- Class B can be compared more or less to the ultimate load test that are encountered mostly on projects around the world; in a similar way class C can be compared more or less to the working load test.

## 3.3 Setup of test program

Based on the project circumstances discussed above and the expectation that that values in the ranges of  $\alpha_p = 0.8 - 0.9$  and  $\alpha_s = 0.008 - 0.010$  could be confirmed by performing class A2 pile load tests, it was decided to perform load testing on sacrificial grouted HEK casing piles installed on site.

The following basic setup of the test field and test campaign was chosen by the client, contractors and consultants:

- load testing class A2 on 3 instrumented test piles (P1-P3 in figures 5 and 6)
- testing by RLT, using the 40-ton Stat Rapid device
- 1 additional test pile installed (P4 in figure 5) to check the possibility of installation of the maximum anticipated pile dimensions (diameter 950 mm, toe level NAP -27 m)



Figure 5. location of test piles P1-P3 (load tested) and P4 (installation test)



Figure 6. test piles P1-P3 just before testing

The test piles for Rapid Load Testing were designed as follows:

- pile shoe diameter scaled down to 850 mm (corresponding casing diameter 720 mm)
- based on calculations for the relevant CPT's, the pile toe level limited to NAP -18 m (to make sure the pile could be brought to geotechnical failure with the available device)
- shaft friction (according to design) only in the grouted length between NAP -18 m and NAP -13 m

 The shaft friction above NAP -13 m was (attempted to get) reduced by injecting a bentonite-Dämmer mixture around the casing between ground level and NAP -13 m during pile installation

The instrumentation of the test piles is discussed in chapter 4.4; the test protocol is discussed in chapter 4.5



Figure 7. main dimensions of test piles P1-P3 projected in relevant CPT

The choice of the client, contractors and consultants for the application of Rapid Load Testing with the Stat*Rapid* device was based on the advantages of Stat*Rapid*. These advantages include: user independent results with good correlation with static behaviour, the small footprint of the test installation, the minimum interference with the rest of the ongoing construction work on an already confined site, the absence of need for expensive and time consuming reaction piles or anchors, the possibility to generate high test loads using a relatively small reaction mass and the limited time needed for the testing itself. The field work for testing 3 piles, with maximum test loads possibly up to 10 MN, took 2 working days.

# 4 Rapid Load Testing (RLT) with Stat Rapid (STR)

The Allnamics StatRapid Load Test is a so called Rapid Load Test in accordance with Euro Code EN ISO 22477-10, ASTM D7383-10 standard and Dutch CUR 230 Guideline.

## 4.1 StatRapid

The Stat*Rapid* 20/40 ton drop mass device is designed to apply loads to the pile head ranging from 0.2 MN to in excess of 8 MN. The principle of Stat*Rapid* encompasses dropping a drop weight on a specially designed modular spring assembly, placed on the pile head. By tuning the combination of the total mass of the drop weight and the stiffness of the spring assembly, the magnitude and duration of the load can be influenced in order to satisfy quasi-static behaviour of the pile. This combination can be pre-defined by using AllWave-RLT simulation software(Middendorp et all, 2018).



Figure 8. StatRapid Device ready for testing on site

The Stat*Rapid* device has a modular design for easy transport in standard containers. After arrival on site (on trailers), the device is assembled with the use of a mobile crane. First the bottom frame is positioned over the test pile, connected to its hydraulic power pack and levelled by adjusting the hydraulic legs. Subsequently the top frame with drop weight container is placed on top of the bottom frame (and secured with twist locks) and the modular drop weights are lowered in the container. From this point on the device is ready for testing. During testing the device is self-supporting; the lifting system and catching system are operated by the hydraulic power pack. The catching system catches the drop mass after rebound from the springs. This prevents unwanted multiple impacts and allows for successive cyclic testing with increasing loads similar to static load cycling testing.

According to the above-mentioned standards, the duration of the load should be long enough to generate a quasi-static condition. By applying a load in several increasing steps, load settlements diagram comparable to the steps of static load tests are obtained. Results of Stat*Rapid* are presented as load-settlement curves.

#### 4.2 Unloading Point Method (UPM)

Rapid Load Test analysis results are unique and person independent. The analysis technique is simple and straightforward, and signal matching is not required. ISO 22477-10:2016 unambiguously describes how the monitoring results must be processed into static load-displacement behaviour of a foundation pile, see also [MIDDENDORP, BERMINGHAM 1992]. The method of presenting the load-settlement diagram is the so called Unloading Point Method (UPM).

This Unloading Point Method (UPM) is based on following main principles:

The duration of the load is long enough to make the movements (velocity, acceleration) of all pile particles fully synchronised. Because of this, the pile soil interaction can be considered quasi static and modelled as a one mass spring system. A stress wave analysis of the pile is not needed.

The requirement for the load duration  $T_F$  is  $10 \le [T_F / (L/c)] \le 1000$ .

With L the length of the pile [m] and c the stress wave velocity of the pile material [m/s].

296

The Unloading Point Method is based on the principle that at time of maximum displacement ( $t_{umax}$ ) the pile velocity is zero, which corresponds with a quasi-static situation. So at time  $t_{umax}$  the mobilised static resistance  $F_{soil}$  equals the measured rapid load ( $F_{RLT}$ ) minus the pile mass ( $M_{pile}$ ) times acceleration (a):

 $F_{soil} = F_{RLT} - M_{pile}$ . a

with: F<sub>RLT</sub> the measured force at the pile head [N]

F<sub>soil</sub> the mobilized static soil resistance [N]

M<sub>pile</sub> the mass of the pile [kg],

a the measured acceleration of the pile [m/s<sup>2</sup>]

Parameters  $[F_{RLT}]$  and [a] are measured and are thus known quantities. So is the mass of the pile, which is known from the design and the installation records. This makes the UPM user independent. So  $F_{soil}$  and the corresponding displacement at time  $t_{umax}$  determine a point on the equivalent static load testing curve, with additional loading cycles yielding additional points.

For the local sandy soil conditions a loading rate factor  $\eta = 0.94$  has to be applied, based on many documented correlations of the CUR guideline and ISO 22477-10:2016. Dutch guideline NPR 7201 requires an additional safety factor 1,1 to be applied on the loading rate factor, yielding an effective value of  $\eta = 0.94/1, 1 = 0.85$ 

#### 4.3 Instrumentation and monitoring - standard

During the test, the force, displacement and acceleration are measured at the pile head. From the monitoring data the load-displacement behaviour and the maximum static load mobilized can be directly calculated, by using the Unloading Point Method (UPM), which is described in ISO 22477-10 [HORVATH, BERMINGHAM & MIDDENDORP, 1993].

The load on the pile head is monitored with load cells, the displacement of the pile head is monitored with the Reyca optical system and the acceleration with a dedicated accelerometer.

The self-calibrating Reyca system measures the dynamic displacement of the pile head during each load cycle accurately by monitoring the movement of the black and white interfaces on a reflector plate, mounted at the side near the top of the pile. Because of this method, the Reyca-system does not need to be at right angles with the reflector plate.

The accelerometer is primarily used for monitoring the acceleration of the pile head as a function of time during each load cycle, but also as a back-up and/or check of the displacement measurement by double integration in time.





#### Figure 9: The Allnamics PDR-system, Figure 10: Reyca Optical System

The load cells and accelerometer are connected to the Allnamics PDR-system, a 4channel data logger that collects, stores and subsequently transmits the raw data via Wi-Fi to a field laptop that runs the Allnamics-RLT monitoring software. With this software preliminary, graphical presentations of the test results in accordance with ISO 22477-10 are immediately available on site after each load cycle. The Reyca system is triggered by the PDR, to ensure an identical time stamp.



Figure 11: standard monitoring set up. A steel load transfer plate [E]. The load is transferred to the pile head [D] via a steel load transfer plate [E] and is monitored with load cells [A]. The displacement of the pile head is monitored with the Reyca optical system which read the black/white reflector [B] and the accelerations with a sensitive accelerometer [C]

# 4.4 Instrumentation and monitoring - additional

In order to be able to separate the contributions of toe resistance and shaft friction (over the grouted length) the test piles were instrumented with strain gauges at relevant levels. This works according the same principles for Rapid Load Testing (RLT) and Static Load Testing (SLT).

In this case there were 2 monitoring levels: (1) close to the pile toe (NAP -18 m) and (2) just above the top of the grouted length of the pile (NAP -13 m). At each monitoring level 2 sisterbars were mounted. In order to be able to monitor at a sample rate that is required for RLT (> 500 Hz) resistance type strain transducers were used instead of the vibrating wire type.

The sisterbars were mounted on the reinforcement cages, next the reinforcement cages were placed in the pile casing and after that the casing was filled with concrete. After a waiting period of 28 days for setup and hardening of concrete and grout the piles were ready for testing.





Figure 12: sisterbars on reinforcement cage

Figure 13: placing of instrumented cage



Figure 14: pilehead with instrumented cage



Figure 15: instrumented & concreted pile

For monitoring all sensors (in this case 8 channels per pile in total), an adapted PDRsystem was used. All monitoring channels were triggered and synchronized by the same accelerometer.

By multiplying with the stiffness of the pile shaft (EA) the measured strains can be converted to the normal force at sensor level.

Note: All parties involved in the test would have preferred to use more instrumentation levels and more sensors per instrumentation level. But limitations with respect to the available time frame for preparation and execution of the test, available supply of sisterbars and delivery times for extra sensors made this impossible for this project.

## 4.5 Establishing test protocol with simulations

Typical for Stat*Rapid* (and RLT in general) is that the test load can only be applied in in a range close to a predefined value. The drop height can be adjusted to an accurate value, but the maximum test load and mobilized capacity that result from the combination of drop weight and drop height are depends on the pile/soil reaction.

At earlier design stages, calculations of ultimate pile bearing capacity have been made according to Dutch design code for different scenarios, by varying the values of design factors  $\alpha_p$  and  $\alpha_s$  between a pessimistic approach (values according to new design code) and a more optimistic approach (higher values based on experience and expectations). The designers wished these possible bearing capacities to be incorporated in the test protocol. It was also desirable to increase the load in proportional steps, in order to get the best possible information on the static load-displacement behaviour.

With the AllWave-RLT software simulations of tests can be made, prior to performing the tests on site [Minddendorp, Bielefeld & Bakker, 2018]. Pile and soil are modelled, together with the main characteristics of the Stat*Rapid* device.

The main parameters are the drop weight (is in this case fixed to the maximum of 40 tons), the drop height and the spring assembly.



Figure 16: The spring set up can be adjusted in stiffness to get optimal load and load duration

Based on the predictions, a protocol for the drop height per cycle was developed for the first 4-5 load cycles, with the load increasing to the anticipated lower bound ultimate bearing capacity in equal steps.



Figure 17: examples of simulation results: generated load vs time for drop heights 0,15m, 0,40m, 0,70m and 1,25m

The test results will be discussed in chapter 5. The figure below shows the predicted generated load as a function of drop height vs. the measured load during testing.



Figure 18: predicted loads compared to measured test loads

The drop heights for loads beyond the anticipated lower bound capacity were estimated in the field, based on the results and observations so far.

## 5 Test results

The load – displacement behaviour at pile head level was monitored with the standard instrumentation for RLT, see chapter 4.3.

# 5.1 Load – displacement behavior at pile head level

An example of typical field results is shown below for test pile P1, for load cycles 5-8. For each load cycle graphs are shown for force, displacement, velocity and acceleration vs. time.

Similar results were obtained for the other piles and load cycles.





Figure 19: Cycle 5 pile 1, drop height 0,70mFigure 20: Cycle 6 pile 1, drop height 1,20m



Figure 21: Cycle 7 pile 1, drop height 2,50mFigure 22: Cycle 8 pile 1, drop height 3,00m

Load and acceleration are measured directly; velocity and displacement are derived by numeric (double) integration of the acceleration signal. The calculated displacement is
checked with the independently achieved of the result of the optical displacement system (Reyca). See example below for pile 1, load cycles 7 and 8.



Figure 23: Cycles 7 and 8 pile 1, check with Reyca result

For each load cycle an RLT load displacement diagram is produced from measured force and displacement. By applying the Unloading Point Method (UPM) the mobilized static resistance for each cycle is established by adding the inertia force (which is known from the mass of the pile and the measured acceleration at the unloading point) and applying the loading rate factor  $\eta = 0,94$  for piles in sand. Dutch guideline NPR 7201 prescribes an additional safety factor of 1,1 to be applied on the loading rate factor, so in this case effectively  $\eta = 0,85$  was used. The graphic results for each pile and all its subsequent load cycles are shown below.



Figure 24:static load displacement diagram pile 1 derived from RLT results



Figure 25: static load displacement diagram pile 2 derived from RLT results



Figure 26: static load displacement diagram pile 3 derived from RLT results

It can clearly be seen that all piles have been brought to complete geotechnical failure during the last load cycle, so they have been tested to ultimate capacity. This implies that the results of the last 2 load cycles of each pile can be used to establish (project based) pile design factors  $\alpha_p$  and  $\alpha_s$ .

Table 2 below shows a numeric overview of the results.

| pile | cycle | drop   | load     | maximum     | permanent   | permanent permanent maximu |              | mobilized             |
|------|-------|--------|----------|-------------|-------------|----------------------------|--------------|-----------------------|
|      |       | height | duration | set         | set         | set                        | set          | static                |
|      |       |        |          | (per cycle) | (per cycle) | (cumulative)               | (cumulative) | capacity <sup>1</sup> |
|      |       | m      | ms       | mm          | mm          | mm                         | mm           | MN                    |
| 1    | 1     | 0,05   | 120,3    | 1,5         | 0,0         | 0,0                        | 1,5          | 1,4                   |
|      | 2     | 0,12   | 111,4    | 1,8         | 0,1         | 0,1                        | 1,8          | 1,7                   |
|      | 3     | 0,24   | 107,3    | 2,5         | 0,1         | 0,2                        | 2,6          | 2,5                   |
|      | 4     | 0,45   | 104,9    | 3,8         | 0,4         | 0,6                        | 4,0          | 3,2                   |
|      | 5     | 0,70   | 101,9    | 5,4         | 0,6         | 1,2                        | 5,9          | 4,2                   |
|      | 6     | 1,20   | 97,9     | 8,6         | 1,9         | 3,1                        | 9,7          | 5,4                   |
|      | 7     | 2,50   | 92,0     | 22,8        | 11,3        | 14,4                       | 25,9         | 7,1                   |
| 1    | 8     | 3,00   | 128,3    | 39,5        | 25,4        | 39,8                       | 53,9         | 7,1                   |
| 2    | 1     | 0,05   | 112,0    | 1,3         | 0,1         | 0,1                        | 1,3          | 1,3                   |
|      | 2     | 0,16   | 107,4    | 1,9         | 0,1         | 0,2                        | 2,0          | 1,9                   |
|      | 3     | 0,50   | 103,8    | 4,0         | 0,5         | 0,7                        | 4,2          | 3,2                   |
|      | 4     | 0,80   | 101,0    | 5,8         | 1,1         | 1,8                        | 6,5          | 4,1                   |
|      | 5     | 1,20   | 98,2     | 8,6         | 2,0         | 3,8                        | 10,3         | 5,2                   |
|      | 6     | 1,35   | 98,7     | 7,8         | 1,0         | 4,8                        | 11,7         | 5,4                   |
|      | 7     | 1,60   | 94,7     | 9,4         | 1,7         | 6,5                        | 14,2         | 5,9                   |
|      | 8     | 2,50   | 94,2     | 12,8        | 3,0         | 9,5                        | 19,4         | 6,8                   |
| 2    | 9     | 3,50   | 94,3     | 53,6        | 41,9        | 51,4                       | 63,2         | 6,5                   |
| 3    | 1     | 0,05   | 110,8    | 1,4         | 0,0         | 0,0                        | 1,4          | 1,6                   |
|      | 2     | 0,16   | 104,9    | 2,1         | 0,0         | 0,0                        | 2,1          | 2,2                   |
|      | 3     | 0,40   | 103,2    | 3,3         | 0,3         | 0,3                        | 3,3          | 3,1                   |
|      | 4     | 0,72   | 100,7    | 5,0         | 0,9         | 0,9                        | 5,4          | 4,2                   |
|      | 5     | 1,12   | 97,2     | 7,2         | 1,2         | 2,1                        | 8,4          | 5,4                   |
|      | 6     | 1,60   | 95,4     | 8,6         | 1,5         | 3,6                        | 11,0         | 6,2                   |
|      | 7     | 2,50   | 92,2     | 13,5        | 4,0         | 7,6                        | 17,4         | 7,2                   |
| 3    | 8     | 3,50   | 94,0     | 44,7        | 32,2        | 39,6                       | 52,6         | 7,0                   |

Table 2 StatRapid results, standard instrumentation

<sup>1</sup>: with correction for loading rate effect (including additional safety required by guideline NPR 7201 (0,94 / 1,10 = 0,855)

### 5.2 Determination of toe resistance and shaft friction

The strains measured by the strain gauges have been converted to axial forces by multiplying them with the (estimated) pile stiffness EA at sensor level.

- At the deep monitoring level (pile toe at NAP -18 m) the cross section of the pile consists of steel (casing and reinforcement), concrete inside the casing and the grouted skin outside the casing.
- At the upper monitoring level (above grouted length, at NAP -13 m) the cross section of the pile consists of steel (casing, reinforcement, additions on the casing for grout injection), concrete inside the casing and the skin of Dämmer-bentonite outside the casing.

The cross sections and E-modulus of the main components (steel and concrete) are very well defined; the cross sections of the grout skin and the Dämmer-bentonite skin are reasonably well defined. The E-modulus of the concrete, grout and Dämmer have been established with lab tests that have been done on samples taken from site.



Figure 27: axial force in pile shaft at 3 levels, as a function of time during a load cycle

The figures above show for testpile 1 - as a function of time during load cycles 5-8 - the axial force at pile head level (see also figures 18-21), together with the normal forces at deeper levels NAP -13 m and NAP -18 m. The axial forces are based on the values for EA (pile stiffness) as discussed above. Similar results were obtained for piles 2 and 3.

From the distance between the red lines and blue lines in the graphs it can be seen that there was still a considerable shaft friction along that section of the pile; despite the presence of the skin of Dämmer-bentonite mixture between pile head and NAP -13 m.

The axial forces at the deep instrumentation levels have been converted to mobilized static values by adding an inertia force based on the measured acceleration at the unloading point, combined with the (remaining) pile mass below the considered instrumentation level. This approach was also used for the development of the Segmental Unloading Point Method (SUPM) [MULLINS, LEWIS, JUSTASON, 2002]. This results are in the graphs below, with the static axial force as a function of depth during the final load cycles (where ultimate capacity was reached):





Table 3 below shows a numeric overview of the results.

| pile | cycle | Exal      | Evol       | Eicertia | <u> Einertia</u> | mobilized              | mobilized.          | friction      | friction    |
|------|-------|-----------|------------|----------|------------------|------------------------|---------------------|---------------|-------------|
|      |       |           |            | h        | (30%)            | static                 | static              | <u>Dämmer</u> | grout       |
|      |       | 1000-1010 | NAF-10 III | neuu     | NAP-13 m         | top grout <sup>1</sup> | toe <sup>1, 2</sup> | above         | NAP -13m    |
|      |       |           |            |          |                  | NAP -13 m              | NAP -18 m           | NAP -13 m     | ~ NAP -18 m |
|      |       | MN        | MN         | MN       | MN               | MN                     | MN                  | MN            | MN          |
| 1    | 7     | 5,06      | 2,06       | -2,38    | -0,72            | 4,94                   | 1,76                | 2,17          | 3,18        |
|      | 8     | 5,59      | 2,48       | -3,39    | -1,03            | 5,65                   | 2,12                | 1,45          | 3,53        |
| 2    | 8     | 4,13      | 1,41       | -0,73    | -0,22            | 3,72                   | 1,20                | 3,06          | 2,51        |
|      | 9     | 4,76      | 0,82       | -4,31    | -1,30            | 5,17                   | 0,70                | 1,34          | 4,47        |
| 3    | 7     | 3,58      | 1,33       | -0,75    | -0,23            | 3,25                   | 1,14                | 3,95          | 2,12        |
|      | 8     | 5,02      | 1,70       | -3,72    | -1,13            | 5,26                   | 1,46                | 1,81          | 3,80        |

| Table 3: StatRapid results, add | tiona; instrumentation (sisterbars) |
|---------------------------------|-------------------------------------|
|---------------------------------|-------------------------------------|

<sup>1</sup>: with correction for loading rate effect (including additional safety required by guideline NPR 7201 (0,94 / 1,10 = 0,855) <sup>2</sup>: Energie at toe level is 0 MN, no pile mass below sensor level

Also from the graphs in figure 25 and in table 3 it can be seen that despite the presence of the skin of Dämmer-bentonite mixture between pile head and NAP -13 m, there was still a considerable shaft friction along that part of the pile. But the change of inclination of the graphs at level NAP -13 m indicates that the unit shaft friction in the top part was a lot lower than in the bottom part.

## 5.3 Establishing project based pile design factors

The results of the test have been analyzed by the piling contractor together with the (independent) geotechnical consultant from the client and will just be discussed briefly in this paper. The following project based pile design factors have been established and accepted by authorities:

| _ | $\alpha_{\rm p} = 0,84$  | (default value Dutch design code = $0,63$ )  |
|---|--------------------------|--|
| _ | $\alpha_{\rm s} = 0,009$ | (default value Dutch design code = $0,009$ ) |

The consequence of this test result was that the number of piles for the foundation could be reduced by 10%. A significant saving in materials, installation time and – given the specific project circumstances – also a significant reduction of the risks associated with the construction work for this foundation.

### 6 Conclusions

Based on the experiences and results of the instrumented load tests performed for this project, the following can be concluded:

- Testing instrumented test piles with StatRapid (= class A2 of NPR 7201) is a good option for establishing shaft friction and toe resistance and thus corresponding design parameters.
- The field work for testing 3 piles, with maximum test loads up to 10 MN, took only 2 working days.
- The testing with sacrificial piles in combination with the application of Rapd Load Tests (Stat*Rapid*) resulted in considerable cost reductions for the final foundation design.
- The application of a bentonite-Dämmer mixture has not resulted in full elimination of shaft friction in the section where this mixture was applied. In this case this was not a problem because the test piles could still be brought to complete geotechnical failure with the test installation.

## 7 Recommendations and discussion

Based on the experiences and results of the instrumented load tests performed for this project, the following recommendations can be made:

- Especially for concrete piles, it is recommended to apply an additional monitoring level close to the pilehead. Because the normal force in the pile shaft at this level should match the applied load the strain readings at this level can be used to calibrate the stiffness of the pile.
- It is also recommended to apply an extra instrumentation level at approx. 1,0-1,5\*D above the pile toe level. The strains and stresses in the pile shaft below this level are influenced by both shaft friction and toe resistance. Strains above this level are influenced by shaft friction only. The extra monitoring level makes interpretation of results more straightforward.
- It is recommended to use more strain gauges per monitoring level; preferably 4 sensors per level. This results in a more reliable average at each level and it provides redundancy for sensors getting damaged during pile installation.
- Applying more monitoring levels and using more sensors per monitoring level will not only result in higher cost for the test (because of more sensors), it can also have the practical consequence that there is not enough room in the pile shaft for all sensor cables. The use of fibre optics (FBG) does not have this disadvantage and

could therefore be attractive. However, not all FBG types are capable of monitoring at the minimum sample frequency of 500 Hz. Further research for the use of FBG's is needed. Some first experimental tests have already been performed on a different test project in NL and the results are promising.

 It should be noted that these recommendations also apply for static load testing of instrumented piles.

## References

**Bielefeld, M.W.; Middendorp, P.**, 1995, Statnamic simulation, *First International Statnamic Seminar, Vancouver* 

**Gijt, J.G. de; Dalen J.H. van; Middendorp, P.**, 1995, Comparison of Statnamic Load Test and Static Load Tests at the Rotterdam Harbour, *First International Statnamic Seminar, Vancouver* 

Horvath, R.G.; Bermingham, P.; Middendorp, P., 1993, The equilibrium point method of analysis for the Statnamic load testing with supporting case histories, *Proceedings of the Deep Foundation Conference, Pittsburgh, Pennsylvania* 

Matsumoto, T.; Middendorp, P.; Bermingham, P.; Tsuzuki, M., 1995, Rapid load tests of a steel pipe pile driven in a diatomaceous mudstone, *Journal of Geotechnical Engineering, Japanese Society of Civil Engineering, Vol.III-31, No.517, (in Japanese)* 

**Middendorp, P; Bielefeld, M.W.**, 1995, Statnamic Load Testing and the Influence of Stress wave Phenomena, *First International Statnamic Seminar, Vancouver* 

Middendorp, P., 1999, Wann wendet man die dynamische Belastungprüfung an und wann die Rapid Load Prüfung, *Pfahl-Symposium 1999, Wolfsburg* 

**Schmuker, C.**, 2005, Vergleich statischer und Rapid Load Pfahlprobebelastungen, *Diplomarbeit Fachhochschule Biberach* 

**Stahlmann, J.; Fischer, J.; Middendorp, P.**, 2012, Rapid-Load-Tests und dynamische Probelastungen-Ein Vergleich, *Baugrundtagung, Mainz* 

**Chew, S.H.; Middendorp, P.; Bakker J.; Chua G.**, 2015, Recent advances of rapid load testing in Asia and Europe, *XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, Scotland* 

Mullins, G; Lewis, C.L.; Justason, M.J., 2002, Advancements in Statnamic data regression techniques, International Deep Foundations Congress, Orlando, Florida, USA

(2017). NEN 9997-1+C2:2017 nl Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels

Hölscher P.; Tol van F. (2009). Rapid Load Testing on Piles, Boek, *ISBN 978-0-415-*48297-4 ; e-book: 978-0-203-88289-4 , P.1-180 , CRC Press / Balkema. **IJnsen, P; Meinhardt, G; Van der Sluis, A; Van Delft, M.C.H.**, (2018) Snelle Paaltesten voor Hoogbouw Project Sonate te Den Haag; bepaling van projectspecifieke paalklassefactoren middels RLT", *Geotechniek magazine, to be published in July 2019.* 

Hölscher P.; Brassinga H.; Brown M.J.; Middendorp P.; Profittlich. M.; van Tol F.A. (2010). CUR Publication 230 - Rapid Load Testing on Piles, Interpretation Guideline - Cur Commission H410, Boek, ISBN: 978-0415-69520-6 (Hbk); *ISBN: 978-0-203-14588-3 (eBook)*, *CRC Press/Balkema*.

Jardin R.J., Chow.F.C., Overy.R.F. and Standing.J.R. (2005) ICP Design methods for driven piles in sand and clays. *Thomas Telford London, 97.* 

**Middendorp. P.** (2000). Keynote lecture: Statnamic the engineering of art., *International Conference on Application of Stress Wave Theory to Piles, Sao Paulo, Brazil, P.551-562 , A.A. Balkema.* 

Hölscher, P., van Tol, A.F., Middendorp, P. (2008). European standard and guideline for Rapid Load Test, 8th Int. Conf. Application of stress-wave theory to piles, Lisbon, P.699

Van Tol, A. F., R. Stoevelaar, and J. Rietdijk. "Draagvermogen van geheide palen in internationale context." *Geotechniek, Dec (2010).* 

**Middendorp, P., Bielefeld, M., Bakker, J**., Rapid Load Testing Prediction Methods. *10th International Conference on Stress Wave Theory and Testing Methods for Deep Foundations ASTM 2018* 

Authors

R.F. van Dorp, M.Sc. M.C.H..van Delft, M.Sc. Allnamics Pile Testing Experts BV Waterpas 98, 2495AT Den Haag, NL

P. IJnsen, B.Eng. MBA, IEng, Hektec BV Nekkerweg 63, 1461LD Zuidoostbeemster, NL vandorp@allnamics.eu vandelft@allnamics.eu www.allnamics.com tel. +31 88 255264

p.ijnsen@vanthekgroep.nl tel +31 299 313 020



PILE TESTING EXPERTS

#### GEOTECHNICAL EQUIPMENT

4-8 MN StatRapid Gerät

# IHR PROFESSIONELLER PARTNER BEI GEOTECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN



#### BERATUNGSLEISTUNGEN

SACHVERSTÄNDIGER FÜR GEOTECHNIK UND PFAHLGRÜNDUNGEN

DURCHFÜHRUNG VON MESSKAMPAGNEN IN DER GEOTECHNIK

RAMMANALYSE UND -PROGNOSE FÜR IMPULS- UND VIBRATIONSRAMMUNGEN

**ONSHORE - NEARSHORE - OFFSHORE** 

## PDR, Datenerfassungsanlage mit Wi-Fi Datenübertragung

- Rammbegleitende Messung (PDA)
  - Überwachung der
    - Vibrationsrammung (VDA)
    - Dynamische Probebelastung (DLT)
      - Rapid-Load-Test
         (RLT: StatRapid / Statnamic)

## www.allnamics.eu



# Rapid Load Tests von Duktilpfählen

Oswald Klingmüller, Christian Mayer und Matthias Schallert GSP mbH, Mannheim

## 1 Einleitung

Bei vielen Baumaßnahmen, bei denen kleinere Lasten in den Baugrund über Pfähle abgetragen werden und eingeschränkte Zugänglichkeit für schwere Geräte besteht, werden zunehmend Rammpfähle aus duktilem Gusseisen eingesetzt.

Duktiles Gusseisen besitzt einen Elastizitätsmodul von ca. E=160.000 N/mm<sup>2</sup> und ist mit einer Bruchdehnung von mindestens 10% als Rammgut geeignet. Die Pfähle werden aus Rohrstücken von 5 m Länge mit Durchmessern von 118 mm und 170 mm und verschiedenen Wandstärken hergestellt. Das untere Ende ist als Konus ausgebildet, das obere als Steckmuffe.

Die Pfähle werden in der Regel mit leichten Schnellschlaghämmern eingebracht. Hierbei werden die 5,15 m langen Stücke ineinandergesteckt und jeweils gerammt, bis der tragfähige Boden bzw. die planmäßige Einbindetiefe erreicht ist. Überstände werden bei weiteren Rammungen als unteres Teilstück verwendet (Abb. 1). Dadurch ist eine optimale Materialausnutzung gegeben.



Abbildung 1: Duktile Gusspfähle mit Reststücken

Zur Erhöhung des Widerstandes und auch der Dauerhaftigkeit werden die Rohre mit Beton verfüllt oder auch am Pfahlmantel verpresst. Dafür kommen unterschiedliche Pfahlfußausbildungen (Pfahlschuh) zum Einsatz [TRM, 2017].

## 2 Nachweise

Eine übliche Schnellschlagramme arbeitet mit einer Schlagfrequenz von ca. 10 Schlägen pro Sekunde.

In der Regel wird für jeden Pfahl ein Rammprotokoll erstellt, in dem die Dauer der Rammung für eine Einheitseindringung über die Rammtiefe eingetragen wird. Bei höherem Widerstand und geringerem Rammfortschritt wird die Eindringungstiefe als Bezugsgröße verringert. Wird zum Beispiel am Anfang der Rammung die Rammzeit je Meter Eindringung angegeben, werden bei erhöhtem Widerstand Rammzeiten für 50 cm oder auch 10 cm Eindringung erfasst, insbesondere wenn bei Erreichen der tragfähigen Schicht der Rest-Rammweg kleiner ist als 1 m. Zur Auswertung muss die Rammzeit auf einen Vergleichswert der Einheitseindringung umgerechnet werden (Abb. 2).



Abbildung 2: Rammprotokoll – Rammzeit pro Einheitseindringung

Für die Bemessung liegen auf Erfahrungswerten basierende Diagramme vor [TRM, 2014], aus denen sich der Pfahlwiderstand in Abhängigkeit der aufgebrachten Energie ablesen lässt. In diesen Bemessungsdiagrammen wird die Rammgeschwindigkeit den CPT-Werten oder den Schlagzahlen der Rammsonde zugeordnet. Nach Angaben der Ersteller dieser Diagramme wurden die angegebenen Werte durch statische Probebelastungen überprüft.

## 3 Pfahlprobebelastung

Durch die Zulassung sind Probebelastungen zum Nachweis des Widerstandes vorgeschrieben. Mit Zustimmung der geotechnischen Sachverständigen werden auch dynamische Probebelastungen an Probepfählen durchgeführt, um z.B. das Erreichen eines tragfähigen Felshorizontes nachzuweisen.

Für dynamische Probebelastungen an duktilen Rammpfählen werden Belastungseinrichtungen mit Fallgewichten bis ca. 5 t eingesetzt, die für die vergleichsweise kleinen Pfahlabmessungen und zu erwartenden Widerstände ausreichend groß dimensioniert sind. Das Fallgewicht wird durch weiche Rammfutter abgefangen, so dass sich in Verbindung mit den Eigenschaften des Pfahlsystems im Vergleich zu einer "normalen" dynamischen Pfahlprobebelastung z.B. an Stahlprofilen eine verlängerte Belastungszeit ergibt, die dann auch den Kriterien eines Rapid Load Tests ("Schnellprüfung") entspricht.

## Vorbereitungen der Pfähle und Durchführung der Prüfung:

Der Pfahlvorbereitung für die Prüfung kommt eine besondere Bedeutung zu, um zuverlässig auswertbare Messergebnisse zu erhalten. Die Pfähle müssen für die Prüfung vollständig bis zur Oberkante mit Beton gefüllt werden und für eine axiale Lasteinleitung senkrecht angeordnet sein (Abb. 3). Die Pfahlkopfoberkante sollte ca. 60cm bis 70 cm über der Aufstellfläche des Belastungsrahmens (i.d.R. GOK, Abb. 4) liegen. Ist am Pfahlkopf eine Muffe angeordnet, muss diese vorher entfernt werden.

Am Pfahlkopf wird zur Lasteinleitung eine geeignete Lastverteilungsplatte angeordnet. Für die Prüfung wird zusätzlich ein Rammfutter angeordnet. Es werden mehrere Prüfschläge je Pfahl aufgebracht. Dabei wird die eingeleitete Energie (Fallhöhe) gesteigert und die bleibende Setzung je Schlag vor Ort erfasst.

Für die Messung der Dehnungen und Beschleunigungen werden gemäß EA-Pfähle 2012 zwei Aufnehmerpaare montiert. Zur Datenerfassung und Steuerung der Messungen wird die für dynamische Probebelastungen übliche Messtechnik, z.B. Pile Driving Analyzer<sup>®</sup> (PDA) des Herstellers Pile Dynamics Inc., eingesetzt.



Abbildung 3: Duktiler Gussrammpfahl, betongefüllt und Lasteinleitungsplatte



Abbildung 4: Instrumentierter Probepfahl (links) und Belastungseinrichtung (rechts)

## Auswertung der Prüfung :

Durch die Verwendung des Fallgewichtes anstelle eines Schnellschlaghammers und des Rammfutters sowie die Pfahlkopfausbildung ergibt sich eine lange Lasteinleitungsdauer.

In Abb. 5 sind gemessene Zeitverläufe der Kraft und der Geschwindigkeit dargestellt. Die Zeit der Druckbelastung beträgt für dieses Beispiel ca. 30ms.



Abbildung 5: Kraft- und Geschwindigkeitszeitverlauf bei dynamischer Probebelastung eines duktilen Rammpfahls mit Freifallgewicht

Der Pfahl hat eine Länge von 10,3 m. Die Wellengeschwindigkeit für duktiles Gusseisen ergibt sich aus E-Modul und Dichte zu 4.770 m/s. Durch Verfüllen und Verpressen mit Beton wird ein repräsentativer E-Modul des Verbundmaterials zu 72.500 MPa und ein repräsentatives spezifisches Gewicht von 3,96 t/m<sup>3</sup> bestimmt. Die tatsächliche Wellengeschwindigkeit ergibt sich damit zu 4.281 m/s.

Die Laufzeit der Stoßwelle beträgt vom Pfahlkopf bis zum Pfahlfuß T = 10,3m/4,281m/s = 2,4ms. Da das Verhältnis der Druckbelastungszeit von 30 ms zur Laufzeit der Stoßwelle größer ist als 10, kann diese Art der Probebelastung als "Rapid Load Test" (bzw. Schnellprüfung, siehe ISO 22477-10, Gleichung 4.1) klassifiziert werden.

In der niederländischen Empfehlung für Rapid Load Tests wird die Unloading Point Methode als Auswertungsverfahren beschrieben.

In ISO 22477-10 wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass auch Rapid Load Tests mit vollständiger Modellbildung (signal matching, Abb. 6) ausgewertet werden können.



Abbildung 6: Vollständige Modellbildung und Unloading Point Methode

Bei der vollständigen Modellbildung wird der Pfahl in Segmente unterteilt und den angeschlossenen Bodenelementen werden elastisch-plastische (bilineare) Widerstände sowie Dämpfungswiderstände zugeordnet. Die Numerik ist darauf ausgelegt, die durch eine Stoßbelastung eingeleitete Welle auf ihrem Weg durch den Pfahl zu verfolgen. Hierbei können variable Pfahlgeometrien und variable Bodeneigenschaften modelliert werden.

Beim Unloading Point Modell wird der Pfahl durch einen Massenpunkt dargestellt. Die Berechnung wird nur für den Unloading Point, d.h. den Zeitpunkt, bei dem die Verschiebung ein Maximum erreicht, ausgeführt. Am Unloading Point gibt es folglich den Nulldurchgang der Geschwindigkeit und bei einem einfachen viskosen Modell treten keine Dämpfungswiderstände auf. Der Bodenwiderstand Rc,m (Messwert des Widerstandes nach EC7) ergibt sich damit als

 $R_{c,m} = F_{up} - m \; a_{up}$ 

Da die Beschleunigung aup am Pfahlkopf im Unloading Point negativ ist, erhöht sich der Widerstand Rc,m gegenüber der gemessenen eingeleiteten Kraft Fup um die Trägheitskraft (Masse multipliziert mit am Pfahlkopf gemessenen Beschleunigung zur Zeit der maximalen Verschiebung).

Die Auswertung mit vollständiger Modellbildung ergibt für den Pfahl in Beispiel 1 einen Gesamtwiderstand von 1,7 MN, bei einem Spitzendruck von 842 kN (siehe Auswertungsblatt, Abb. 7 links).



Abbildung 7: Auswertung mit vollständiger Modellbildung (Bsp. 1 links, Bsp. 2 rechts)

Eine besondere Schwierigkeit bei der Modellbildung ist die richtige Erfassung des Pfahlprofils. Es müssen Baustellenangaben zur Stückelung des fertigen Pfahles vorhanden sein und ausgewertet werden. Da die Länge der einzelnen Stücke sich erst aus dem Rammvorgang ergibt, können die Muffen, die ja immer eine konzentrierte Impedanzzunahme darstellen, in beliebiger Tiefe auftreten. Erst wenn die Länge der einzelnen Stücke und die Reihenfolge der Einbringung durch eine genaue Dokumentation bei der Herstellung bekannt ist, kann eine zuverlässige Auswertung vorgenommen werden. Weiterhin ist die Verteilung des Verfüll- und Verpressbetons zu beachten. Während bei Beispiel 1 (Abb. 7, links) eine gleichmäßige Verteilung des Betons entlang der Achse festgestellt werden konnte, zeigte sich bei Beispiel 2 (Abb. 7, rechts), dass die Verteilung des Betons und der Einfluss auf das Impedanzprofil entlang der Achse sehr unterschiedlich war.

Zum Vergleich der Auswertung mit vollständiger Modellbildung sowie mit der ansonsten bei Rapid Load Tests verwendeten sehr einfachen Unloading Point Methode wird ein Beispiel 3 (Pfahl mit 2 Teilstücken und einer Muffe) herangezogen.



Abbildung 8: Auswertung mit vollständiger Modellbildung, Beispiel 3



Für den Vergleich werden die Lastsetzungskurven betrachtet.

#### Abbildung 9 : Gemessene dynamische und errechnete statische Lastsetzungskurve

#### Beispiel 3:

- Fup 1.364 kN
- aup 20 g im Unloading point

Die Masse des gesamten Pfahls wird zu 352 kg bestimmt. Es ergibt sich ein Widerstand mit der Unloading Point Methode von

 $R_{c,m} = 1.364 - 352^* (-20g) \ 10^{-3} = 1.433 \ kN.$ 

Dieser Widerstand ist etwas geringer als der durch die vollständige Modellbildung bestimmte Widerstand von 1.468 kN.

Bei dem vergleichsweise kurzen Pfahl mit hoher Steifigkeit ist der intrinsische Fehler, der die Unloading Point Methode kennzeichnet, nämlich dass die gesamte Pfahlmasse mit der Pfahlkopfbeschleunigung multipliziert wird, gering.

Ob die in der Norm ISO 22477-10 vorgesehenen Skalierungsfaktoren auf diesen Wert zu einem statischen Widerstand aus einer statischen Probebelastung führen, muss allerdings bezweifelt werden.

Für Tragfähigkeitsnachweise nach EC7 wird empfohlen, ausschließlich Widerstände zu verwenden, die mit vollständiger Modellbildung (signal matching) bestimmt wurden.

### Literatur

**DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.:** Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle), 2. ergänzte und erweiterte Auflage, *Hrsg. Arbeitskreis "Pfähle" der DGGT, Verlag Ernst & Sohn Berlin, (2012).* 

**DIN EN ISO 22477-10:2017-01:** Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen - Teil 10: Pfahlprüfungen: Schnellprüfung mit axialer Druckbelastung (ISO 22477-10:2016); Deutsche Fassung EN ISO 22477-10:2016

**DIN EN ISO 22477-4:2018-07:** Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen - Teil 4: Pfahlprüfungen: Dynamische Pfahlprobebelastung (ISO 22477-4:2018); Deutsche Fassung EN ISO 22477-4:2018

Handbuch EC 7-1, Handbuch Eurocode 7 — Geotechnische Bemessung, Band 1 Allgemeine Regeln. 1. Auflage, *Beuth Verlag, Berlin, 2011* 

HÖLSCHER, P., BRASSINGA, H., BROWN, M.J., MIDDENDORP, P. & PROFITTLICH, M.
& van TOL, F.A (2011): Rapid load testing on piles: Interpretation guideline. CUR Building and Infrastructure. CUR Guideline 230. The Netherlands, *CRC Press/Balkema. ISBN:* 978-0-415-69520-6 (Hbk), ISBN: 978-0-203-14588-3 (eBook).

**TRM Tiroler Rohre GmbH**, Gussrohrsysteme für Pfahlgründungen, Produktbeschreibung, 2014

**TRM Tiroler Rohre GmbH,** TRM Pfahlsysteme, Pfähle und Pfahlzubehör, Produktübersicht, 2017

#### Autoren

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller Dipl.-Ing. Christian Mayer Dr.-Ing. Matthias Schallert

GSP - Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH Steubenstraße 46, 68163 Mannheim ok@gsp-mannheim.de cm@gsp-mannheim.de ms@gsp-mannheim.de

www.gsp-mannheim.de Tel.: 0621 33 13 61

327





# **Offshore – Rammpfähle**

Tragfähigkeitsnachweis nach EC7 - Dynamische Probebelastung



Konzept · Rammbarkeit · Durchführung · Beratung · 2. Meinung GRLWEAP<sup>®</sup> · Pile Driving Analyzer<sup>®</sup> · CAPWAP<sup>®</sup> Onshore – Prüfungen von Pfählen aller Art Ramm- u. Bohrpfähle · Stahl- u. Betonpfähle duktile Rammpfähle · Holzpfähle · Spundwandbohlen

**Zertifiziert – PDCA** (Pile Driving Contractors Association)

Integritätsprüfung von Pfählen

PIT - Hammerschlag · CHA - Ultraschall · TIP - Temperatur

Erschütterungsüberwachung

DIN 4150 Teil 2 und 3 - empfindliche Anlagen Sonderprobleme der Bau- und Bodendynamik

# Repräsentant von Pile Dynamics, Inc.

Steubenstraße 46 · 68163 Mannheim Tel: +49 621 33 13 61 · Fax: +49 621 34 35 8 info@gsp-mannheim.de www.gsp-mannheim.de

# Kontraktorbeton 2020 – für jeden Pfahl das passende Rezept

Karsten Beckhaus BAUER Spezialtiefbau GmbH, Deutschland

## 1 Einleitung

Der Baustoff Beton hat entscheidenden Anteil an der Bohrpfahlqualität. Insbesondere für sehr tiefe Bohrungen und gleichzeitig oft stark bewehrte Pfähle ergeben sich dabei möglicherweise besondere Anforderungen an den Beton, der unter einer Stützflüssigkeit mit dem Kontraktorrohr eingebracht wird.

Der Beton muss in seinem frischen Zustand entsprechende Eigenschaften aufweisen, u.a. um die Stützflüssigkeit sicher zu verdrängen, den Hohlraum vollständig auszufüllen, die Bewehrung vollständig zu umschließen und sich ausreichend selbst zu verdichten, ohne sich gleichzeitig durch Sedimentation, Bluten oder Filtration von Wasser oder Zementleim in den umgebenden Boden unzulässig zu verändern.

Neben diesen – zeitlich sich ändernden – Baustoffeigenschaften und den unvermeidbaren Toleranzen bei der Ausführung haben selbstverständlich auch die statische Bemessung und vor allem die Bewehrungsführung Einfluss auf die spätere Bauteilqualität. Je nach Komplexität eines zu erstellenden Bauteils müssen unterschiedlich hohe Anforderungen an die Planung, den Beton und an die Ausführung und vor allem auch an deren Interaktion gestellt werden. Ein entsprechendes durchgängiges Konzept wird übergreifend für den gesamten Beton- und Stahlbetonbau in der zurzeit vom Arbeitskreis Beton des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton erarbeitet. Die DAfStb-Richtlinie "BetonBauQualität BBQ" soll zukünftig helfen, jede Bauaufgabe entsprechend ihrer Komplexität mit der angemessenen Kommunikation und unter Beachtung der Normen sowie weiterer Regelwerke (z.B. ZTV-ING oder ZTW-W) zu planen und prüfen, wobei Bauteile/Bauwerke mit "normalen", erhöhten" oder "besonders festzulegenden" Anforderungen in die Betonbauqualitätsklassen BBQ-N, -E und -S eingeteilt werden [MÜLLER, 2019].

Beton mit hoher Festigkeit bzw. niedrigem Wasserzementwert, der dennoch sehr fließfähig und bei Bedarf über mehrere Stunden verarbeitbar ist, sind in der Bauindustrie längst nichts Besonderes mehr. Gut abgestufte Gesteinskörnungen und ein stabiler Zementleim sind dabei nicht nur erforderlich, um den Frischbeton möglichst stabil gegen Sedimentation der groben Gesteinskörnung, gegen Bluten und Ausfiltern zu machen, sondern auch, um ein Blockieren an der Bewehrung zu vermeiden. Ein niedriger Wasserzementwert, der inzwischen regelmäßig den Wert 0,45 unterschreitet, begünstigt zwar grundsätzlich diese Anforderungen und ist auch oft obligatorisch für anspruchsvolle Dauerhaftigkeitsklassen, ist aber bezüglich einer angestrebten hohen Fließfähigkeit im Grunde kontraproduktiv. Die betontechnologische Herausforderung ist also die richtige Balance zwischen Verarbeitbarkeit und Stabilität eines Frischbetons zu finden und dabei die planerischen und ggf. normativen Anforderungen an Rezeptur und Festbeton zu beachten.

Der "Leitfaden Kontraktorbeton für Tiefgründungen" [EFFC/DFI, 2018] verfolgt das gleiche Prinzip einer anforderungsgerechten Planung (von Betonbauteilen) und Prüfung (von Beton) wie die o.g. DAfStb-Richtlinie, aber ohne Klasseneinteilungen. Auch der Leitfaden dient als Ergänzung zur Normung, ist dabei aber so aufgestellt, dass er international anwendbar ist. Er ist im Juni 2018 in zweiter Fassung erschienen und kann sowohl im englischen Original als auch in deutschsprachiger Fassung über die Homepages der European Federation of Foundation Contractors<sup>1</sup> sowie des deutschen Hauptverbands der deutschen Bauindustrie<sup>2</sup> heruntergeladen werden. Der Schwerpunkt dieses Leitfadens liegt auf der leistungsbasierten Qualitätssicherung für Frischbeton, die im Folgenden in Auszügen erläutert werden soll.

## 2 Leistungsbasierte Qualitätssicherung für Frischbeton gemäß EFFC/DFI Leitfaden Kontraktorbeton für Tiefgründungen

Solange Festigkeitsklasse bzw. Dauerhaftigkeit hauptsächlich durch Anpassung des Wasserzementwerts angepasst wurden, der Mischungsentwurf für Beton eher "eindimensional" war, konnte die Rheologie bzw. die Verarbeitbarkeit des Betons zuverlässig alleine durch ein Konsistenzmaß beschrieben werden, das in Deutschland üblicherweise mit dem Ausbreitversuch nach EN 12350-5 bestimmt wird. Die rheologischen Eigenschaften heutiger Betone können aber nicht mehr durch eine einzelne Konsistenzprüfung ermittelt werden [EFFC/DFI, 2018].

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> www.effc.org/news/effc-dfi-guide-to-tremie-concrete-for-deep-foundations-2nd-edition-launches

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> www.bauindustrie.de/themen/bundesfachabteilungen/spezialtiefbau/effc-dfi-leitfaden\_kontraktorbeton-fuer-tiefgruendungen

Bei modernen, aus fünf Komponenten bestehenden Betonen sind die Möglichkeiten, den Beton für bestimmte Eigenschaften individuell auszulegen, mehrdimensional, d. h. die Charakterisierung von Frischbeton ist komplexer geworden und erfordert für eine ausreichende Beschreibung mindestens zwei rheologische Parameter. Vereinfacht kann Kontraktorbeton als Bingham-Fluid beschrieben werden, durch die beiden Parameter Viskosität und Fließgrenze. Abbildung 1 veranschaulicht die vereinfachte Charakterisierung von Frischbeton durch die Rheologie eines Bingham-Fluids.

Beton benötigt einen bestimmten Energieeintrag um zu fließen: die Fließgrenze muss überschritten werden. Die Viskosität charakterisiert den Widerstand Fließbewegung gegen die Fließbewegung. Während normaler Beton, der durch Rütteln verdichtet wird, eine relativ hohe Fließgrenze hat, benötigt selbstverdichtender Beton (SVB) eine sehr geringe Fließgrenze, damit er unter Eigengewicht selbstverdichtend ist. Die Fließgrenze von Kontraktorbeton liegt in der Regel dazwischen, muss niedrig genug sein, ein gutes Füllvermögen zu leisten, aber hoch genug, um die Stützflüssigkeit sicher zu verdrängen und die Sedimentation zu limitieren. Die Auflast v.a. durch den bereits eingebrachten Beton unterstützt die Verdichtung und macht eine (noch) niedrigere Fließgrenze überflüssig, die andernfalls einen stabilitätsempfindlichen Beton zur Folge haben könnte [EFFC/DFI, 2018].



Abbildung 1: Vergleich verschiedener Betonarten anhand ihrer Rheologie

Der bezogen auf eine maximale Packungsdichte der Gesteinskörnung für fließfähige Betone unvermeidliche Überschuss an Wasser und Leim macht ein gewisses Maß an Sedimentation, Bluten und Filtration quasi unvermeidlich. Das Ausmaß kann betontechnologisch beeinflusst werden. Dem gezielten Versuch, das Bluten zeitlich abzukürzen, steht die Forderung gegenüber, dass der Beton ausreichend lange verarbeitbar sein muss, bis er seine endgültige Lage erreicht hat. Dieses Beispiel zeigt die oben genannte Herausforderung, zwischen Verarbeitbarkeit und Stabilität einen guten Kompromiss beim Betonentwurf zu finden [EFFC/DFI, 2018].

Wie weiter oben beschrieben sind die maßgebenden charakterisierenden Eigenschaften für die Verarbeitbarkeit die Fließgrenze und die Viskosität. Hier hat sich der Setzfließversuch (nach EN 12350-8 und ASTM C1611) als am besten geeignet erwiesen, die Fließgrenze von Kontraktorbeton zuverlässig zu messen.

Der gemäß Abbildung 2 empfohlene Bereich einer mittleren bis geringen Fließgrenze stellt die Mehrheit der Fließgrenzen von realen Betonmischungen dar, die in einem von wissenschaftlichen Partnern durchgeführten F&E-Programm im Labor sowie im Feld verwendet wurden. Ein konkreter Zielwert für das Setzfließmaß soll gemäß Leitfaden vom "Specifier" auf Grundlage seines Ingenieurverstands ("by engineering assessment") festgelegt werden.



Abbildung 2: Konzeptionelle Darstellung des Blutens über die Zeit [EFFC/DFI, 2018]

Setzfließmaße größer als 550 mm [22 in] möglich sind. Oder es ist mit entsprechendem Sachverstand zu prüfen, ob bei planmäßig niedrigen Setzfließmaßen unter 400 mm [16 in])

die Bewehrung an jeder Stelle sicher umschlossen werden kann. Bei eher "klebrigen" Mischungen mit Setzfließwerten unter 400 mm könnte die ausreichende Füllfähigkeit durch Großversuche oder durch Vergleichsstudien nachgewiesen werden. Gegebenenfalls kann ein größerer lichter Abstand der Bewehrungsstäbe, eventuell kombiniert mit einer größeren Betondeckung, eine geringere Verarbeitbarkeit des Betons kompensieren. Für "nasse" Mischungen mit Setzfließwerten über 550 mm kann eine ausreichende Stabilität ebenfalls durch Großversuche nachgewiesen werden. Eine ingenieurtechnische Beurteilung könnte auch zu dem Ergebnis führen, dass eine eingeschränkte Stabilität akzeptabel ist, wenn z.B. Imperfektionen in geringem Umfang das Bauwerk nicht beeinträchtigen.

Auch für weitere Betoneigenschaften werden im Leitfaden je nach Komplexität der Bauaufgabe Akzeptanzkriterien empfohlen. In jedem Fall sollte bezüglich der Herausforderungen an das Betonieren der spezifischen Tiefgründung eine Abstimmung erfolgen, welche die wichtigsten Faktoren wie den kleinsten lichten Bewehrungsabstand, das Betoniervolumen, die maximale Tiefe sowie die voraussichtliche Betonierzeit einschließen. Weitere Faktoren, die bei einer Risikoanalyse hilfreich sein könnten, sind in im Anhang F des Leitfadens aufgeführt.



## Abbildung 3: Schematische Darstellung eines wölbenden und schiebenden Betonfließens [EFFC/DFI, 2018]

Bei der Prüfung der Konsistenzhaltung wird die besondere Anforderung an den Kontraktorbeton für lange Betonierzeiten für Tiefgründungen berücksichtigt. Als Standard

gilt, dass Beton bis zum Ende des Schüttvorgangs verarbeitbar sein muss, dann also noch ein Mindest-Setzfließmaß haben muss. Für besonders komplexe Situationen könnte ein Bauteilversuch mit eingefärbtem Beton planmäßige Fließmechanismen nachweisen, vgl. Abbildung 3. Aber auch numerische Modelle können nach Auffassung der Concrete Task Group helfen, die relevanten Abhängigkeiten für das Fließverhalten von Beton in Tiefgründungen zu erklären und in Zukunft möglicherweise die Konsistenzhaltung des Frischbetons besser auf die besonderen Einbaubedingungen anpassen zu können.

## 3 Zusammenfassung

Prüfverfahren zur Bestimmung der rheologischen Eigenschaften von Kontraktorbeton haben sich nicht im gleichen Maß wie der Beton weiterentwickelt. Mit dem primären Ziel, durch die Berücksichtigung technischer Notwendigkeiten Mängel in Tiefgründungen zu vermeiden und Imperfektionen zu reduzieren, stellt der 2018 in zweiter Fassung veröffentlichte EFFC/DFI "Leitfaden Kontraktorbeton für Tiefgründungen" ein Konzept für die leistungsbasierte Qualitätssicherung und baustellentaugliche Prüfverfahren vor.

## Literatur (Schriftgröße 12, fett, ohne Nummerierung)

**Müller, Ch.;** Konzept Betonbauqualität (BBQ): Differenzierung als Schlüssel für die Zukunftsfähigkeit der Betonbauweise, *Vortrag, SCHWENK Betonseminare 2019* 

**EFFC/DFI**; Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations. 2nd edition. European Federation of Foundation Contractors, UK, Deep Foundation Institute, USA, 2018

Autoren

Karsten Beckhaus, Dr.-Ing.

BAUER Spezialtiefbau GmbH BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhause bek@bauer.de

www.bauer.de Tel.: 08252 97-0



Mit Sachverstand und Erfahrung realisieren wir Ihr Bauvorhaben, egal bei welchem Boden.

OTTO QUAST – Die Spezialisten für Pfahlgründungen.

### **OTTO QUAST**

Bauunternehmen Siegen Weidenauer Straße 265 57076 Siegen Telefon 0271 4031-233 email siegen@quast.de



Hochbau · Straßen- und Tiefbau · Schlüsselfertigbau Betonfertigteile · Spezialtiefbau · Trinkwasserbehälter Bauwerterhaltung · Ingenieurbau · Konzeption

www.quast.de

## Verhinderung von Maschinenumstürzen im Spezialtiefbau

Dipl.-Ing. U. Hinzmann, Dipl.-Ing. D. Siewert

BFA Spezialtiefbau im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, Berlin

Der Vermeidung von Maschinenumstürzen kommt aus Gründen des Arbeitsschutzes und aus wirtschaftlicher Sicht eine herausragende Bedeutung zu. Die ausführenden Spezialtiefbauunternehmen haben sich dieser Problematik in den letzten Jahren verstärkt angenommen und möchten mit einem speziellen Merkblatt Bauherren, Planern/Steuerern und den Bauunternehmen eine Handlungsanleitung geben.

#### 1 Einleitung

Umstürze von Großgeräten gehören zu den schwerwiegendsten Unfällen im Baugeschehen. Neben der Gefahr von schweren oder tödlichen Verletzungen bei Mitarbeitern, besteht auch ein hohes Risiko für unbeteiligte Dritte. Unfälle und "Beinahe-Unfälle" führen außerdem zu einer hohen psychischen Belastung des Baustellenpersonals, die zu einer zeitweisen oder vollständigen Arbeitsunfähigkeit führen kann. Des Weiteren kann es zu massiven Produktionsausfällen, Mehrkosten durch Projektverzögerung und nicht zuletzt zu einem erheblichen Imageverlust kommen.

Die Auswertung von 75 Geräteumstürzen auf nationalen und internationalen Baustellen des Spezialtiefbaus hat ergeben, dass der überwiegende Anteil der Umstürze auf eine unzureichende Arbeitsplattform zurückzuführen ist. Als weitere wesentliche Aspekte sind die Qualifikation des Maschinenbedieners und des Baustellenpersonals, die Koordination, Kontrolle und Kommunikation auf der Baustelle sowie mangelhafte Gerätetechnik zu nennen.

Ein spezieller Arbeitskreis der Bundesfachabteilung (BFA) Spezialtiefbau hat sich in den letzten 2 Jahren intensiv mit der Thematik befasst und in Kooperation mit Forschungseinrichtungen, Ausbildungsstätten, Gutachtern und Juristen konkrete Handlungsempfehlungen für die Baubeteiligten erarbeitet.



Abbildung 1: Geräteumsturz aufgrund von Fehlbedienung

Die detaillierten Ergebnisse des Arbeitskreises werden ca. Mitte 2019 in Form eines Merkblattes veröffentlicht.

## 2 Allgemeine Darstellung der Problematik

Die spezifischen Standsicherheitsprobleme bei hohen Bohr- und Rammgeräten ergeben sich vor allem aus den gegenüber Standard-Erdbaumaschinen deutlich höher gelegenen, wechselnden Schwerpunkten. Damit ist die Anfälligkeit dieser Gerätetypen gegenüber Neigungsänderungen wesentlich größer als bei Erdbaumaschinen. Weiterhin kommt es verfahrensbedingt sehr häufig zu hohen dynamischen Belastungen des Untergrundes.

Die Standsicherheit von Spezialtiefbaugeräten wird u. a. in der DIN EN 16228 "Geräte für Bohr- und Gründungsarbeiten" geregelt. Die Hersteller müssen demnach die Maschinen so konstruieren und bauen, dass sie unter den vorgesehenen Betriebsbedingungen (Transport, Aufbau, Umsetzen, Abstellen und Arbeiten) standsicher sind und dass kein Risiko des Umstürzens besteht. Vorhersehbare Fehlanwendungen sind ebenfalls zu berücksichtigen.


# Abbildung 2: Prinzipdarstellung der Flächenpressung unter den Ketten Drehbohrgerät mit Kelly-Ausrüstung, Oberwagen 30 Grad geschwenkt

Dabei getroffene Annahmen, z. B. der maximale Neigungswinkel des Mäklers und Berechnungsergebnisse sind in der Betriebsanleitung des Gerätes als Grenzwerte anzugeben. Hierbei wird jedoch lediglich die Standsicherheit des starren Körpers betrachtet. Die Realität in der Spezialtiefbaupraxis wird mit dieser Betrachtungsweise jedoch noch nicht ausreichend abgebildet. Deshalb werden derzeit ergänzende Betrachtungen zur Interaktion zwischen Baugrund und Maschine u. a. im Rahmen von Forschungsvorhaben durchgeführt.

Die maximalen Bodenpressungen in den vorderen Kettenbereichen von Spezialtiefbaumaschinen können auf Grund des hohen, verlagerten Schwerpunktes um ein Vielfaches höher liegen als bei Standard-Erdbaumaschinen. Sie führen bei diesen Gerätetypen deshalb eher zu einem Maschinenumsturz als bei vorgenannten Erdbaumaschinen, bei denen in der Regel eine nahezu flächenmäßige Lastverteilung vorliegt.

### 3 Untersuchung der Umsturzsachen

Die Auswertung der Maschinenumstürze hat gezeigt, dass alle Baubeteiligten (Maschinenhersteller, Auftraggeber/Bauherr, Planer, Steuerer, Bauunternehmer, Nachunternehmer etc.) in noch stärkerem Maße ihre Aufgaben und Pflichten wahrnehmen müssen, um Unfälle zu vermeiden. Oftmals führt erst eine Kombination aus verschiedenen Ursachen zu einem Umsturz.

Die nachfolgende Aufstellung zu den Unfallursachen erfolgt im Grundsatz zunächst unabhängig von der jeweiligen Verantwortlichkeit, die je nach Baustelle unterschiedlich sein kann.

### 3.1 Unzureichende Arbeitsplattform

Folgende, stichpunktartig aufgeführte Ursachen wurden im Themenfeld Arbeitsplattform ermittelt (ohne Rangfolge):

- unzureichende Stärke und Qualität der ausgeführten Arbeitsplattform (z. B. Art und Einbau, Material, Geotextil)
- zu geringe Breite der Arbeitsplattform
- unzureichende Kennzeichnung der Arbeitsplattform, d. h. der tragfähigen Bereiche
- mangelhafte Unterhaltung der Plattform (Nachbesserung, Entwässerung etc.)
- unbekannte Bauwerke im Untergrund oder Baugrundanomalien
- mangelhafte Verfüllung/Verdichtung bei vorausgegangenen bzw. parallel laufenden Arbeiten (z. B. Gräben, Schächte)
- zu starke Neigung der Arbeitsplattform, von Rampen und Zufahrten
- Nichtbeachtung von Sonderereignissen (Frost-Tau-Wechsel, Starkregen o. ä.)

#### 3.2 Sonstige Ursachen

- unzureichende Qualifikation des Maschinenbedieners (Fehlbedienung Risiken werden nicht erkannt und/oder nicht beachtet)
- unzureichende Qualifikation/Sensibilisierung des sonstigen Baustellenpersonals und der anderen Baubeteiligten (Risiken werden nicht erkannt und/oder nicht beachtet)
- mangelhafte Koordination, Kommunikation und Kontrolle auf der Baustelle (firmenintern und firmenübergreifend)
- fehlende Regeln und vertragliche Vereinbarungen bzgl. Arbeitsplattform
- allgemeiner Zeit- und Kostendruck
- zu viele Baustellenaktivitäten parallel zueinander
- fehlende/mangelhafte Hinweise zu den "physikalischen Grenzen" der jeweiligen Geräte

#### 4 Spezifische Maßnahmen zur Unfallvermeidung

Den Baubeteiligten kommen mit Blick auf die Gesetze und Regelwerke auf Grund ihrer rechtlichen Stellung innerhalb des Bauprojektes und ihrer fachlichen Kompetenz unterschiedliche Aufgaben im Zusammenhang mit der Unfallvermeidung zu.

#### 4.1 Auftraggeber/Bauherr und seine Planer/Steuerer

Im Rahmen des Zusammenwirkens mit den ausführenden Unternehmen kommt dem Auftraggeber/Bauherrn eine besondere Verantwortung für die Sicherheit der von ihm veranlassten Bauarbeiten zu.

Der Auftraggeber/Bauherr und seine ihn unterstützenden Fachleute (Planer, Steuerer, Bodengutachter, Bauüberwachung) sind in die gesamtheitliche Verantwortung für sicheres Arbeiten im Spezialtiefbau eingebunden. Die gesetzlichen Regelungen (z. B. im Arbeitsrecht, Bauvertragsrecht, Strafrecht) fordern ein konsequentes und ernsthaftes Befassen mit der ordnungsgemäßen Erkundung, Planung und Herstellung sowie dem Unterhalt adäquater und hinreichend sicherer Arbeitsplattformen. Zukünftig muss der Thematik standsicherer Arbeitsplattformen in viel stärkerem Maße Rechnung getragen werden, denn viele der oben genannten Unfallursachen lassen sich durch eine vorausschauende, fachgerechte Planung und Steuerung des Baugeschehens vermeiden. Hierzu zählen unter anderem:

- zwingende Aufnahme der Thematik Arbeitsplattform in das Baugrundgutachten gemäß der gültigen Normen und Regelwerke (u. a. exakte Beschreibung des Baugrundes in den für die Arbeitsplattformen relevanten Bereichen)
- explizite Planung und detaillierte Ausschreibung der Arbeitsplattformen und aller damit im Zusammenhang stehender Leistungen (z. B. Unterhalt)
- Berücksichtigung realistischer Bauzeiten unter Beachtung der Witterung und dem Zusammenwirken verschiedener Gewerke etc.
- zeitliche und örtliche Koordination der Gewerke auf der Baustelle (u. a. durch SiGeKo)
- Festlegen der spezifischen Verantwortlichkeiten bzgl. Arbeitsplattform

Für die genannten Aufgabenstellungen liegen schon heute ausreichende Informationen z. B. zu den Spezialtiefbaugeräten und den Arbeitsverfahren vor. Sollten einzelne Angaben fehlen, könnten diese bei den Bauunternehmen gezielt erfragt werden. Das Merkblatt der BFA Spezialtiefbau wird zu diesem Thema eine zusätzliche Hilfestellung liefern.

#### 4.2 Spezialtiefbau-Unternehmen

Den Bauunternehmen werden u. a. folgende Maßnahmen zur Unfallvermeidung angeraten:

- Sensibilisierung des gesamten Baustellenpersonals bzgl. des Risikos eines Maschinenumsturzes
- Qualifikation der Gerätefahrer und des sonstigen Baustellenpersonals (Gerätefahrertraining, Erkennen von Risiken, Risikoabschätzung, Handeln in Grenzsituationen)
- Schaffung klarer interner Regeln und Kontrollen im Zuge des Bauprozesses (klare Festlegung/Abgrenzung von Verantwortlichkeiten etc.)

 Unterstützung der Planer u. a. durch Weitergabe der spezifischen Geräte- und Arbeitsdaten für die bauseitige Planung/Ausschreibung der Arbeitsplattformen - auf Anforderung



Abbildung 3: Planmäßiger Kippversuch im Rahmen eines Gerätefahrertrainings ("Point of No Return")

### 4.3 Forschung, Regelsetzung / Normung, Maschinenhersteller

Auch auf Seiten der Forschung, der Regelsetzung/Normung und bei den Maschinenherstellern gibt es Handlungsbedarf, um zukünftig Maschinenumstürze wirksam zu vermeiden. Derzeit laufen auch hier zahlreiche vielversprechende Aktivitäten. Grundsätzlich wurden u. a. folgende Arbeitsfelder erkannt:

- Forschung: Verbesserung der theoretischen Grundlagen über die Interaktion von Baugrund und Maschine
- Forschung und Regelsetzung/Normung: realitätsnähere Betrachtung der (tatsächlichen) Bodenpressungen und des hieraus abzuleitenden Tragschichtaufbaus (Fokus: konsequente Beachtung der Wirtschaftlichkeit)
- Regelsetzung/Normung: Schaffung klarerer Vorgaben und Handlungsanweisungen bzgl. Arbeitsplattform
- Hersteller: Weiterentwicklung allgemeinverständlicher Informationen zu den Umsturzrisiken in Form von lesbaren und leichtverständlichen Betriebsanleitungen, zusätzlichen Informationsblättern, Schulungen u. ä. (auch für Bestandsgeräte)
- Hersteller: Weiterentwicklung von Sensorik, Warneinrichtungen und Software zur frühzeitigen Vermeidung von Umstürzen

#### 5 Hinweis auf das Merkblatt

Die BFA Spezialtiefbau wird ca. Mitte 2019 ein entsprechendes Merkblatt herausgeben. Dieses wird zum kostenfreien Download auf der Website der BFA Spezialtiefbau (https://www.bauindustrie.de/themen/bundesfachabteilungen/spezialtiefbau/) veröffentlicht.

# Bildnachweis

Abbildung 1: Siewert

Abbildung 2: Krollmann, Grabe, Milatz: Standsicherheit von Spezialtiefbaugeräten. Fachtagung Spezialtiefbau, BG BAU 9.6.2011, Hamburg

Abbildung 3: Bauer Training Center GmbH

#### Autoren

U. Hinzmann, Dipl.-Ing.

D. Siewert, Dipl.-Ing.

Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e.V. Bundesfachabteilung Spezialtiefbau Kurfürstenstraße 129 10785 Berlin Tel. +49 30 21286-243 Fax +49 30 21286-250

www.bauindustrie.de

U.Hinzmann@kellergrundbau.com Dirk.Siewert@bauindustrie.de



Erschütterungsmessungen

intuitiv - präzise - zuverlässig

Wir freuen uns auf Ihren Besuch an unserem Stand!

# SEMEXENGCON

VIBRATION MONITORING SOLUTIONS

www.semex-engcon.com

# Pfahlstatiksoftware zur Berücksichtigung und relevanten Senkung der Herstellkosten

Dr. Ingo Hylla / Axel Hylla Grundbaustatik / -software

#### 1 Einleitung

Die Auslegung einer Pfahlgründung muss zunächst den statischen und konstruktiven Anforderungen genügen. Das zweite, und für die Bauherren maßgebendere Ziel ist, bei der Auslegung ein Kostenoptimum zu erzielen.

Im folgenden Beitrag wird ein neuer Ansatz zur Erfüllung beider Forderungen vorgestellt, welcher zusätzlich den Ingenieursaufwand bei der Auslegung der Gründung reduziert.

# 2 Aktueller Stand

### 2.1 Software

Die übliche Pfahlbemessungssoftware ermöglicht die Auslegung eines Pfahls in einem Bodenprofil mit entweder unterschiedlichen Durchmessern oder unterschiedlichen Längen in einem Berechnungsschritt.

#### 2.2 Bemessung

Die zu bemessenden Pfähle werden zu Gruppen zusammengefasst, die in gleichen Lastbereichen und Bodenprofilen liegen, und die Pfahllängen beispielsweise in 1 m Schritten abgestuft. Die Konsequenz daraus ist, dass bei dieser Vorgehensweise im Mittel je Pfahl 50 cm "verschenkt" werden.

Ist zusätzlich - wie in Norddeutschland und insbesondere in Hamburg üblich - eine Pfahlfußabtreppung zu berücksichtigen, werden im Allgemeinen noch gröbere Gruppierungen vorgenommen und somit weitere unnötige Pfahllängen ermittelt.

Bei einer Pfahlherstellfirma, welche z.B. im Jahr 20.000 Pfähle herstellt, ergibt sich eine nicht notwendige Mehrlänge von 10 Pfahlkilometern und mehr.

Die Pfahllängen allein sind dabei nicht die einzigen Kostenparameter. In den folgenden Abschnitten wird auf einzelne Aspekte näher eingegangen, die bei der Entwicklung der hier vorgestellten Softwarelösung berücksichtigt werden.

# 3 Grundlagen der Optimierung

# 3.1 Kosten

Prinzipiell lässt sich eine Unterscheidung in Material- sowie Maschinen- und Personalkosten treffen, wobei der zweite Teil im Wesentlichen zeitabhängig ist.

Neben den Beton- und Stahlkosten kommen die Liefer- und Materialkosten für vorgefertigte Pfahlsysteme in Frage. Je nach Pfahlabmessung und herzustellender Pfahllänge fallen zusätzlich unterschiedliche Baustelleneinrichtungskosten für die dafür jeweils notwendigen Maschinen an.

Betrachtenswert sind z.B. auch die Entsorgungskosten für eventuell kontaminiertes Bohrgut oder auch der Gewinn aus dem auf der Baustelle wiederverwendbaren Bohrgut.

# 3.2 Software

Die Pfahlstatiksoftware muss in der Lage sein, alle Pfähle eines Bauwerks inkl. der gegenseitigen Beeinflussung in einem Berechnungsdurchgang zu bemessen. Diese Software steht unter <u>www.pfahlstatik.de</u> zur Verfügung.

# 3.3 Zeitlicher Austausch von Prozesselementen

Üblicherweise folgt dem architektonischen Entwurf die konstruktive und statische Auslegung. Auf dieser Grundlage werden dann die Kosten kalkuliert, Angebote erarbeitet und Aufträge vergeben.

Liegen die Konstruktion und die Kalkulation der Kosten in der Hand eines Akteurs oder lässt der Projektsteuerer eine Interaktion zu, so ist durch einen iterativen Prozess die Optimierung der Herstellkosten in einem gewissen Maß möglich.

So werden bei Großprojekten<sup>1</sup> oft nur noch die Nutzungsanforderungen definiert und den ausführenden Firmen überlassen, ein optimales System anzubieten. Die sich dabei

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Leider wird hierbei von den Projektsteuerern oft die Notwendigkeit der Zurverfügungstellung ausreichender Baugrunduntersuchungen verkannt.

ergebenden Aufwendungen in der Angebotsphase sind für die Bieter immens und rentieren sich nur im Beauftragungsfall.



Ideale Prozessreihenfolge

### Abbildung 1: Austausch von Prozesselementen

Der Abbildung 1 ist der sehr vereinfachte Prozessverlauf und die theoretisch notwendige Reihenfolge zur Findung eines Kostenminimums zu entnehmen.

Die Komplexität von Bauwerken sowie die zur Verfügung stehende Zeit zur Konstruktion und nicht zuletzt die Änderungswünsche der Bauherrn während der Ausführung lassen das Finden eines Kostenminimums nicht zu. Deshalb wurde bisher kein Bauwerk mit den theoretisch minimal möglichen Herstellkosten errichtet.

Die Parameteranzahl und Komplexität von üblichen Pfahlgründungen hingegen ist überschaubar, wodurch sich durch die hier vorgestellte Softwarelösung zumindest für diesen Teil eines Bauwerks ein Kostenminimum finden lässt.

Die derzeit berücksichtigten Parameter und deren Wechselwirkung werden im folgenden Abschnitt aufgeführt.

### 4 Parameter und deren Abhängigkeiten

#### 4.1 Allgemein

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit werden in diesem Abschnitt einige Parameter aufgeführt, welche die Kosten beeinflussen, um deren Auswirkungen aufzeigen zu können. Weiterhin wird aufgezeigt, welche Werte diesbezüglich in der Software eingegeben werden können.

# 4.1.1 Pfahlabmessungen<sup>2</sup>

Eine Erhöhung der auf einer Baustelle zulässigen Anzahl unterschiedlicher Pfahldurchmesser führt zu zusätzlichen Kosten bei der Baustelleneinrichtung sowie bei dem Umbau des Bohrwerkzeugs.

- Dem gegenüber weisen dünnere Pfähle eine auf das Betonvolumen bezogen größere Oberfläche und somit auch einen größeren Mantelreibungsanteil auf.
- Wenn aufgrund der Forderung nach einer Fußabtreppung Pfähle länger werden müssen als bei der Einzelbemessung, kann es sinnvoll sein, diese mit einem kleinerem Durchmesser auszulegen, wodurch sie im Zweifel die notwendige Länge allein deshalb aufweisen.
- Das Bohren mit Wasser- oder Suspensionsauflast wird im Allgemeinen erst beim Erreichen des Grundwassers notwendig. Sind davon nur wenige Pfähle betroffen, kann es kostengünstiger sein, diese mit einem größeren Durchmesser auszulegen, um nicht unter dem Grundwasserspiegel absetzen zu müssen.
- Bei Fertigteilpfählen können die Kupplungskosten beim Erreichen der maximalen Lieferlänge dazu führen, dass es sinnvoller ist, einen größeren Durchmesser zu wählen, um auf eine Kupplung verzichten zu können.

Als Eingabeparameter kann je Lastpunkt der zu untersuchende Durchmesserbereich vorgegeben werden.<sup>3</sup>

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Im Folgenden wird immer der Pfahldurchmesser erwähnt. Bei z.B. quadratischen Pfahlquerschnitten ist damit die Kantenabmessung gemeint.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Die zur Verfügung stehenden Durchmesser werden an anderer Stelle im Programm vorgegeben.

# 4.1.2 Pfahlanzahl

Oft besteht die Möglichkeit oder Notwendigkeit, unter Lastpunkten der Hochbaustatik mehrere Pfähle anzuordnen.

- Es ergeben sich die gleichen Abhängigkeiten wie bei den Pfahlabmessungen gemäß dem Abschnitt 4.1.1.
- Durch die Vorgabe der minimalen Pfahlanzahl kann gewährleistet werden, dass z.B. bei Einzelfundamenten mindestens 3 oder 4 Pfähle angeordnet werden.
- Treten Momente auf, so können diese durch die Wahl einer Pfahlgruppe in Vertikallasten aufgeteilt werden.
- Eine größere Pfahlanzahl bedingt wiederum einen höheren Aufwand beim Abstecken der Ansatzpunkte sowie bei den Kappkosten und erfordert ein mehrmaliges Umsetzen der Maschine.

Als Eingabeparameter kann je Lastpunkt die minimal und die maximal zu untersuchende Pfahlanzahl vorgegeben werden.

#### 4.1.3 Maschinenklassen

Maschinenklassen weisen unterschiedliche Tageskostensätze sowie Baustelleneinrichtungskosten auf. Teilweise bedingen sie auch eine andere Personalanzahl zur Bedienung.

- Im Gegenzug sind mit größeren Maschinen größere Pfahllängen oder Pfahldurchmesser herstellbar.
- Während mit stärkeren Maschinen schneller in den Boden eingedrungen werden kann, erhöht sich im Allgemeinen die notwendige Dauer für das Umsetzen von einem Pfahlansatzpunkt zum nächsten.
- Je nach Lagerungsdichte bzw. Festigkeit sind einige Bodenschichten nur mit größeren Maschinen durchfahrbar.

Je Maschinenklasse lassen sich die Baustelleneinrichtungskosten, die notwendige Personalstärke, der Dieselverbrauch, die Umsetzdauer, Zusatzkosten für das Umsetzen, z.B. in Form von Baggermatratzen, die tägliche Dauer für das Vorbereiten und Reinigen usw. vorgeben.

#### 4.1.4 Pfahlsorten

Je Spezialtiefbauunternehmen werden verschiedene Pfahltypen und Durchmesser angeboten. Diese müssen als Grundlage für die Berechnung definiert werden.

- Eine größere Herstelldauer bei steigender Verdrängungswirkung des Pfahls geht im Allgemeinen mit einer höheren vertikalen Tragfähigkeit einher.
- Je nach Verdrängungsgrad fällt mehr oder weniger Bohrgut an.

Bei den Pfahlsorten kann unter anderem vorgegeben werden, welche maximale Belastung sie erhalten dürfen, wobei dies auch von der zu verwendenden Pfahlbetonfestigkeit abhängig gemacht werden kann.

Je Maschinenklasse kann vorgegeben werden, wie schnell welche Bodenschicht durchfahren werden kann und wie groß die maximal mögliche Eindringtiefe in entsprechend in den Bodenprofilen definierten Schichten ist und welche Pfahllänge maximal herstellbar ist.

Ebenso kann die Betonierdauer vorgegeben werden, bei Fertigteilpfählen die maximale Lieferlänge und die Kupplungsmaterialkosten sowie die Dauer des Einbaus der Kupplung.

Auch die Kapp- und Querkappkosten sowie zusätzlicher Werkzeugverschleiß je Pfahlmeter können an dieser Stelle vorgegeben werden.

# 4.1.5 Baustellenbezogen

Die Abbildung 2 zeigt beispielhaft die Eingabemaske für die baustellenbezogenen Parameter.

Zur Berücksichtigung der zeitrelevanten Parameter ist die täglich mögliche Arbeitszeit maßgebend.

Weiterhin werden hier die Betonkosten je Betonklasse, die Stahlkosten, die Dieselkosten, die Kosten für die Lieferung eines weiteren Bohrwerkzeugs sowie jedes weiteren zur Herstellung verschiedener Durchmesser, globale Faktoren für die Herstellzeiten und Umlagen, die Standardanzahl des Personals usw. eingegeben.

Es kann gewählt werden, ob die Bohrgutentsorgung, das Einmessen oder z.B. das Kappen in die Analyse einbezogen werden sollen und letztlich, nach welcher Zielfunktion optimiert werden soll, wobei eine reine Kostenoptimierung, eine Herstelldaueroptimierung, sowie in beliebiger Abstufung eine Wichtung zwischen diesen Zielen gewählt werden kann.

|                                    |                    |                                    |                           | Speichern                               | Export Impo |
|------------------------------------|--------------------|------------------------------------|---------------------------|---|-------------|
| d Pfahlabmessungen Maso            | chinenklassen Outp | out                                |                           |   |             |
| Aufwandsoptimierung du<br>Material | rchführen Optimi   | erung nach: sämtliche Kosten -     | Materialkostenwichtung [% | ] 0                                     |             |
|                                    |                    | Hax. Alizani unterschiediicher Fia |                           | Globale Faktoren                        |             |
| Beton C25/30 [€/m³] ()             | 80                 | mehrere Pfahlabmessungen           |                           | für Herstellzeiten [%]                  | 100         |
| Beton C30/37 [€/m <sup>3</sup> ]   | 85                 | für 2. Pfahlabmessung [€] 1000     | )                         | für Umsetzzeiten [%]                    | 0           |
| Beton C35/45 [€/m³] ()             | 90                 | je weitere Pfahlabmessung [€]      | 50                        |   | 0           |
| Mehrverbrauch [%] 10               |                    | Dauer Wechsel Abmessung [Min]      | 2                         | pro Pfahl [€/Stck.]                     | 0           |
|                                    |                    |                                    |                           |   |             |
| Stahl [€/to] 0                     |                    | Anzahl Bautelder                   | 0                         | Sonstige                                |             |
| Bohrgut [€/m³] 50                  |                    |                                    |                           | Umlage [€/Tag]                          | 200         |
| Diesel [€/I] 0,7                   |                    | Längenbeschränkungen               |                           | Umlage [%]                              | 100         |
|                                    |                    | max Findringtiefe [m] 10           | _                         | Vermessung [€/Stk.]                     | 10          |
| Einbeziehen                        |                    | max Lieferlänge [m] 0              |                           | Baustelleneinrichtung<br>Vermessung [£] | 2000        |
| Bohrgutentsorgung                  |                    | max. Eleventange [m]               |                           | Baustelleneinrichtung                   | 200         |
| Vermessungskosten                  |                    |                                    |                           | Kappen und Stemmen [                    | 6]          |
| V Stemmen und Kappen               |                    | Zeiten                             |                           |   |             |
| 🔲 Wasserauflastbohren              |                    | Maschineneinsatz [h/Tag] 8         |                           | Personal                                |             |
|                                    |                    | Personaleinsatz [h/Tag] 8          |                           | Anzahl Personal                         | 3           |
| Wasserauflastbohren                |                    | Umsetzdauer [Min] 4                |                           | Anzani i Gradnar                        | 5           |
| Baustelleneinrichtung [€]          | 0                  | ] ]                                |                           | pro Personal [€/h]                      | 20          |
| Tagessatz [€/Tag]                  | 0                  |                                    |                           | pro Personal [€/Tag]                    | 50          |
| Ab m unter GW [m]                  | 0                  |                                    |                           |   |             |
| Bohrdauerfaktor [%]                | 100                |                                    |                           |   |             |

#### Abbildung 2: Eingabe der baustellenspezifischen Daten (mit fiktiven Werten)

#### 5 Kritik

Den Autoren ist bewusst, dass Neuerungen – insbesondere, wenn sie mit Veränderungen im Arbeitsablauf verbunden sind – oft auf Widerstand stoßen.

Im folgenden Abschnitt wollen wir auf einige der häufig geäußerten Kritikpunkte eingehen.

#### 5.1 Längenabstufung

Eine feinere Abstufung der Pfahllängen als z.B. 50 cm mag für bestimmte Pfahlsysteme nicht praktikabel sein, z.B. bei einer durchgehend geplanten Bewehrung oder wenn die feine

Abstufung die Gefahr mit sich bringt, dass sich auf der Baustelle Fehler<sup>4</sup> beim Ablesen der Pfahltabelle ergeben.

Bei der Sicherstellung der Pfahlfußabtreppung ist der Einfluss der Längenabstufung sehr groß. Die Längenabstufung ist im Programm vorgebbar und so lassen sich die Differenzkosten aus dieser Entscheidung durch 2 separate Berechnungsdurchläufe offenbaren.

#### 5.2 Verschiedene Pfahldurchmesser auf einer Baustelle

Verschiedene Bohrgarnituren werden nicht gern in Betracht gezogen. Die Auswirkungen dieser Entscheidung auf die Kosten sind jedoch nur sichtbar, wenn beide Varianten untersucht werden. Die Software wirft deshalb nach jeder Berechnung nicht nur die minimalen Kosten, sondern auch die Kosten bei der Wahl einer geringeren Durchmesseranzahl aus, so dass unmittelbar eine Entscheidungsgrundlage zur Verfügung steht.

### 5.3 Aufwand der Parameterangabe

Der Aufwand der Zurverfügungstellung der Werte der zuvor angeführten Parameter erscheint zunächst sehr groß.

Tatsächlich entspricht er dem Aufwand, welcher bei jeder einzelnen Kostenkalkulation entsteht, denn spätestens dann muss der Betonpreis eingegeben werden, die Maschinenklasse gewählt und deren Kosten übernommen werden, geprüft werden, ob die vorliegende Pfahlauslegung überhaupt herstellbar ist, abgeschätzt werden, welche Herstelldauer zu erwarten ist usw..

Nach einmaliger Vorgabe entfällt dieser Aufwand für alle weiteren Projekte. Es sind dann lediglich die Parameter, wie z.B. der Betonpreis, anzupassen, welche von Projekt zu Projekt unterschiedlich sind.

Eventuell liegen keine Kenntnisse über die Bohrdauer je Maschinenklasse, Pfahldurchmesser bzw. -typ und Bodenklasse vor. Auch dies betrifft im Allgemeinen die

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Einzelne Hersteller verwenden mittlerweile elektronische Pfahltabellen, bei denen diese Fehlerquelle ausgeschlossen ist.

Standardkostenkalkulation ebenso, wobei Annahmen getroffen werden müssen, welche ebenso gut als Eingangswerte für die Optimierungssoftware verwendet werden können.

Die Güte der Datengrundlage inkl. der Kostenoptimierungsmöglichkeit entspricht somit 1:1 der Güte der nachträglichen Kostenkalkulation, welche dann jedoch auf einer nicht optimierten Pfahlstatik beruht.

# 6 Zusatznutzen

Da die Software alle möglichen Varianten von Pfahlanzahl und Pfahldurchmesser je Lastpunkt innerhalb einer Berechnung untersucht und auch statisch nachweist, reduziert sich der Aufwand<sup>5</sup> für den Pfahlstatiker darauf, die Berechnungsprofile aus dem Bodengutachten zu übernehmen<sup>6</sup>, die Lasten und Pfahloberkanten je Lastpunkt vorzugeben sowie Vorgaben für die zu untersuchenden Durchmesser und Pfahlanzahlen zu machen.

Da außerdem Pfähle, welche mit den definierten Maschinenklassen aufgrund der Längenbegrenzungen sowie den maximal möglichen Eindringtiefen, z.B. in Fels, während der Berechnung ausgeschlossen werden, entfällt die nachträgliche Prüfung der Herstellbarkeit.

Bei Pfahlgruppen wird automatisch die Mantelreibung gemäß großem Ersatzpfahl der EA-Pfähle reduziert, wozu die Achsabstände der Pfähle in den Lastpunkten vorgegeben werden können.

#### 7 Zusammenfassung

Durch die zusätzliche Vorgabe aller relevanten Kostenparameter der Pfahlherstellung in ein integrales Pfahlbemessungsprogramm ergibt sich die Möglichkeit derer Berücksichtigung mit dem Ergebnis, dass mit geringerem Aufwand als bei üblichen Pfahlstatiken eine kostenoptimierte Pfahlstatik erstellt werden kann.

Das Einsparpotenzial der Anwendung der Software liegt je nach Komplexität des Baugrundes und des Bauwerks in Bereichen<sup>7</sup> bis zu 30%, üblich sind 10%.

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Soll eine Pfahlfußabtreppung automatisch berücksichtigt werden, sind zusätzlich die Koordinaten einzugeben.

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> In den meisten Fällen fehlt deren normativ geforderte koten- und gültigkeitsbereichsbezogene Angabe in den geotechnischen Berichten und sie werden durch die Statiker entwickelt, deren Aufgabe dies eigentlich nicht ist.

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Abgeleitet aus Vergleichsberechnungen mit Pfahlstatiken, welche ohne die Software erstellt wurden.

Ein Großteil der Einsparung ist allein darauf zurückzuführen, dass jeder Pfahl in der Bemessung separat betrachtet wird. Eine entsprechende Software für die Bemessung aller Pfähle eines Bauvorhabens in einem Berechnungsdurchgang steht unter www.pfahlstatik.de zur Verfügung.

# 8 Schlusswort

Über die CO<sub>2</sub> Emissionen der Baustoffe Stahl und Beton finden sich je nach Interessenslage der Verfasser sehr unterschiedliche Angaben.

Inkl. der Annahme der anteiligen Wiederaufnahme von CO<sub>2</sub> durch Beton nach seiner Herstellung dürfte als Mindestwert des CO<sub>2</sub>-Äquivalents 260 kg je m<sup>3</sup> Pfahlbeton anzunehmen sein. Dabei sind die ebenfalls relevanten Emissionen für den Transport des Betons sowie die eigentliche Pfahlherstellung unberücksichtigt.

Bei Stahlpfählen sowie der Pfahlbewehrung ergibt sich eine noch verheerendere Bilanz.

Die Verbrennung von 5 Litern Benzin erzeugt 13 kg CO<sub>2</sub>. Das Einsparen eines halben m<sup>3</sup> Pfahlbetons (1 m Pfahl mit 80 cm Durchmesser) entspricht somit mindestens einer Fahrstrecke von 1.000 km mit einem PKW.



Abbildung 3: Der umweltbewusste Statiker fährt statt mit dem Fahrrad mit dem Auto ins Büro und nutzt die gewonnene Zeit zur Optimierung der Pfahllänge.

Autoren

Dr.-Ing. Ingo Hylla Axel Hylla Ingo.Hylla@IB-Hylla.de Axel.Hylla@IB-Hylla.de

Grundbaustatik / -software Golmer Straße 8 15526 Bad Saarow

www.pfahlstatik.de Tel.: +49 160 90 30 69 30

# Zur Bestimmung der axialen Tragfähigkeit von Gründungspfählen für Offshore Windparks deutschen – Fallstudie aus der Nordsee

Mussie Kidane, Uwe Tzschach Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

#### 1 Motivation

Die Erhöhung des Anteils erneuerbarer Energien ist ein wichtiges Ziel der deutschen Energiepolitik. Die Offshore-Windenergie stellt bei diesen Bemühungen eine bedeutsame Quelle der zukünftigen Stromversorgung in Deutschland dar, da Offshore-Windparks aufgrund der hohen und stetigen Windgeschwindigkeiten große Energieerträge erwarten lassen.

Die Mehrheit der Windparks ist auf großen, offenen Stahlrohrpfählen gegründet. Somit stellt die Anwendung von Berechnungsverfahren zur Prognose ihrer Tragfähigkeit eine wichtige Aufgabe dar. Dieser Textbeitrag gibt einen Überblick über die Herausforderungen, die bei der Bemessung von axial belasteten offenen Stahlrohrpfählen unter Anwendung der einschlägigen Prognoseverfahren aus den Empfehlungen des American Petroleum Institute [API, 2011] entstehen.

Die meisten Studien, welche die Leistungsfähigkeit bestehender Berechnungsverfahren für die axiale Pfahltragfähigkeit großer offener Stahlrohrpfähle untersuchen, verwenden fiktive Bodenprofile und Pfahlabmessungen oder öffentlich verfügbare Datenbanken mit Pfahlprobebelastungen die signifikante Unterschiede zu den Fällen von Offshore-Pfahlgründungen in der deutschen Nordsee aufweisen. Im Gegensatz dazu verwendet diese Studie ortsspezifische Daten und reale Pfahlabmessungen von fast 100 Pfählen mit Durchmessern von bis zu 7,8 m und Pfahllängen von bis zu 70 m. Diese Pfähle wurden während des letzten Jahrzehnts für Windparks in der deutschen Nordsee in vorwiegend dichtem Sand installiert.

Ausgehend von den gesetzlichen und normativen Rahmenbedingungen, die bei der Planung von Pfahlgründungen für Offshore-Bauwerke in Deutschland gelten, wird zunächst ein Überblick über Standortbedingungen und Abmessungen der Pfähle gegeben. Der Textbeitrag vergleicht anschließend die aktuell verwendeten Prognoseverfahren mit einem traditionelleren Ansatz – ebenfalls in [API, 2011] erwähnt – und zieht Schlussfolgerungen. Unter Berücksichtigung der untersuchten Fallbeispiele lassen sich für fast alle Prognoseverfahren, klare Trends hinsichtlich der Änderung der Pfahltragfähigkeit in Bezug auf Pfahllänge, Längen-Durchmesser-Verhältnis und relative Dichte des umgebenden Baugrunds erkennen. Es scheint, dass der traditionelle Ansatz im Vergleich zu den neueren (CPT-basierten Methoden) im Allgemeinen nicht konservativer ist, wenn er für Pfähle von Offshore-Windparks in der deutschen Nordsee verwendet wird. Ausgehend von bisherigen Erfahrungen wird abschließend dargestellt, welche Möglichkeiten bestehen, wenn die prognostizierte Pfahltragfähigkeit nicht erreicht wird und die Gefahr besteht, geforderte Nachweise nicht erfüllen zu können.

#### 2 Einführung

Den Anteil der erneuerbaren Energien zu steigern, ist ein wichtiges energiepolitisches Ziel der Bundesregierung. Dabei soll die Windenergie auf dem Meer einen wesentlichen Teil der zukünftigen Energieversorgung sicherstellen. Im Vergleich zu den Bedingungen an Land (onshore) treten auf dem Meer (offshore) hohe stetige Windgeschwindigkeiten auf, sodass hohe Erträge zu erwarten sind. Beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen wird oft technisches Neuland betreten. In vielen Bereichen gilt es daher, grundlegende Qualitätsstandards zu entwickeln und diese in Normen und Vorschriften einzubringen.

Deutsche Offshore-Windpark Projekte sind hauptsächlich an küstenfernen Standorten und im Tiefwasser geplant. Sie befinden sich in der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) der Bundesrepublik Deutschland, die sich von der 12-Seemeilen-Linie bis zu 200 Seemeilen von der Küste bis in den Ozean erstreckt. Die Bedingungen für die Errichtung von Offshore-Windparks (OWP) mit Wassertiefen bis zu 50 m, hohen Wind- und Wellenlasten sind sehr anspruchsvoll. Folglich ist der fortlaufende Bau von OWP in Deutschland weltweit einzigartig.

Diese schwierigen Randbedingungen erfordern eine sorgfältige Grundlagenermittlung und Planung. Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) als zuständige Behörde hat bisher die Genehmigung für 28 Windparks sowie 9 Konverterplattformen erteilt. Das BSH gibt Regelwerke heraus, die als technische Vorschriften für Offshore-Windenergieanlagen dienen. An der Ausarbeitung und Weiterentwicklung dieser Standards sind Expertengruppen beteiligt. Nach dem BSH Standard Konstruktion [BSH, 2015] haben deutsche und europäische Normen ([EC7-1, 2009], [DIN 1054, 2010]), die bereits von den Bauaufsichtsbehörden eingeführt wurden, Vorrang vor anderen Normen und Vorschriften.

Für die Bemessung von Pfahlgründungen schreiben [EC7-1, 2009] und sein nationales Anwendungsdokument [DIN 1054, 2010] vor, dass Pfahlprobebelastungen als Tragfähigkeitsnachweis durchzuführen sind, wenn nicht genügend Erfahrung mit z. B. dem Pfahlsystem, den Pfahlabmessungen, den Baugrundbedingungen oder dem Pfahlinstallationsverfahren bestehen. Die EA-Pfähle [EAP, 2012] geben Hinweise zur Durchführung dieser Pfahlprobebelastungen.

Die überwiegende Mehrheit der Bauwerke innerhalb von Offshore-Windparks ist auf offenen Stahlrohrohrpfählen gegründet. Diese haben Dimensionen, die die Pfahlabmessungen von denen aus Datenbanken überschreiten, die zur Entwicklung von Pfahlentwurfsmethoden verwendet werden. Die "Geotechnical and Foundation Design Consideration" des American Petroleum Institute (API) [API, 2011] stellen hierbei die für Offshore Bauwerke gängigen Pfahlentwurfsmethoden und über Quellenverweise, die zugehörige Datenbank gesammelt dar. Da viele Planer von Offshore-Pfahlgründungen diese Methoden Vordimensionierung für die vor der Durchführung von Pfahlprobebelastungen verwenden, sollen in diesem Beitrag Unterschiede zwischen der Erfahrungsbasis aus [API, 2011] im Vergleich zu den Pfählen aufgezeigt werden, die für Fundamente in Offshore-Windparks in der deutschen AWZ installiert wurden.

#### 3 Übersicht zur Datenbasis

Die API-Richtlinie [API, 2011] enthält in Ihrem Anhang C vier Verfahren zur Abschätzung der axialen Pfahltragfähigkeit von Rammpfählen, welche die Ergebnisse von Drucksondierungen als Eingangsparameter benötigen (CPT-basierte Methoden). Die Verfahren wurden von verschiedenen Autoren entwickelt, welche verschiedene Mechanismen – von denen bekannt ist dass sie die axiale Tragfähigkeit von Rammpfählen beeinflussen – berücksichtigt. Diese Verfahren sollen eine bessere Einschätzung der Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Rammpfählen widerspiegeln als die der Haupttextmethode von API (API-00) welche ebenfalls in [API, 2011] unter Abs. 8.1 dargestellt ist. Autoren wie [LEHANE ET AL., 2005A] haben die Leistungsfähigkeit dieser Methoden im Vergleich zu API-00 untersucht. Sie fanden heraus, dass diese die Tragfähigkeit von Rammpfählen statistisch besser einschätzen. Die vorstehende Studie verwendet eine Datenbank der University of Western Australia (UWA-Datenbank) zu

statischen Pfahlprobebelastungen, die Fälle umfasst, die sich von den in Offshore-Windparks in der deutschen AWZ eingesetzten Pfählen deutlich unterscheiden. Die folgenden Grafiken zeigen einen Vergleich der wichtigsten Parameter der UWA-Datenbank und eine Zusammenstellung von Pfählen für Offshore-Windparks in der deutschen AWZ, die dynamischen Pfahlprobebelastungen unterzogen wurden (OWP-Datenbank).

Bei vielen Bauvorhaben werden dynamische Pfahlprobebelastungen zur Bestimmung der axialen Pfahltragfähigkeit auf Druck durchgeführt, da diese den Vorteil der Wirtschaftlichkeit bieten. Ein negativer Aspekt dynamischer Pfahlprobelastungen besteht hingegen darin, dass die Tragfähigkeit nicht direkt gemessen wird sondern die Lösung einer mathematischen Optimierungsaufgabe im Anschluss einer vereinfachten Modellbildung des Pfahl-Boden Systems darstellt. Die Bestimmung der Pfahltragfähigkeit auf diese Weise ist nicht eindeutig – es ist daher viel Erfahrung erforderlich, um diese Tests durchzuführen und auszuwerten. Im Allgemeinen sind statische Pfahlbelastungen zuverlässiger, was in den Sicherheitsfaktoren für die Pfahlauslegung nach DIN-1054: 2010, Kapitel 7.6.2.4 [DIN 1054, 2010], Berücksichtigung findet.



Abbildung 1: Vergleich der Pfahldurchmesser D aus UWA- und OWP-Datenbank



Abbildung 2: Vergleich der Pfahllängen L aus UWA- und OWP-Datenbank



Abbildung 3: Vergleich der L/D Verhältnisse aus UWA- und OWP-Datenbank

Die Pfähle der UWA-Datenbank umfassen Fälle mit wesentlich kleineren Durchmessern D (Abbildung 1) im Vergleich zur OWP-Datenbank. Obwohl es Ähnlichkeiten bei der maximalen Pfahllänge L gibt (Abbildung 2), ist die durchschnittliche Pfahllänge der OWP-Datenbankpfähle fast doppelt so lang wie die der UWA-Datenbank (Tabelle 1). Das L/D-Verhältnis für beide Datenbanken ist in Abbildung 3 dargestellt, es zeigt eine größere Gewichtung auf kleinere L/D-Werte für die OWP-Datenbank. Die OWP-Datenbank umfasst nur Pfähle, die in überwiegend sehr dichtem Nordseesand gerammt wurden, angezeigt durch die hohen Werte der relativen Dichte D<sub>r</sub> - berechnet nach [JAMIOLKOWSKI ET AL., 2001] - (siehe Tabelle 1). Dieser Parameter ist ein gemittelter Wert in Bezug auf die Pfahllänge. Der Durchschnittswert von D<sub>r</sub> ist für beide Datenbanken sehr ähnlich, aber der Vergleich der Bandbreiten zeigt, dass locker - oder mitteldicht gelagerte Sandhorizonte nicht Teil der OWP-Datenbank sind.

|                                   | UWA-Datenbank | OWP-Datenbank |
|-----------------------------------|---------------|---------------|
| Pfahldurchmesser [m]              | 0,356 - 2,0   | 1,8 - 7,8     |
| Pfahldurchmesser Mittelwert [m]   | 0,725         | 2,81          |
| Pfahleinbindelänge [m]            | 5,3 - 79,1    | 19,6 - 68,6   |
| Pfahleinbindelänge Mittelwert [m] | 25,6          | 42,0          |
| Lagerungsdichte Dr [%]            | 23 - 104      | 65 - 93       |
| Lagerungsdichte Dr Mittelwert [%] | 74            | 76            |

Tabelle 1: Vergleich einiger Parameter der UWA-Datenbank und der OWP-Datenbank

#### 4 Pfahlbemessungsverfahren

Die Gesamttragfähigkeit eines Pfahls ( $Q_t$ ) errechnet sich aus der Summe seines Mantel - ( $Q_s$ ) und Spitzenwiderstandes ( $Q_b$ ).

$$Q_t = Q_s + Q_b \tag{1}$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int \tau_f \, dz \tag{2}$$

$$Q_b = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) q_{b0,1} \tag{3}$$

mit

- $Q_s$  = Gesamte Mantelreibung
- $Q_b$  = Gesamter Spitzenwiderstand
- $\tau_{\ell}$  = Bruchwert der lokalen Mantelreibung am Pfahlschaft
- $q_{bo1}$  = Lokaler Spitzendruck

bei Pfahlspitzensetzung von 0,1D für API-00, Fugro-05 und UWA-05; bei Pfahlkopfsetzung von 0,1D für ICP-05 und NGI-05

- D = Pfahlaussendurchmesser
- z = Pfahleinbindelänge

Während sich die API-00-Methode auf die Überlagerungsspannung bezieht, leiten die CPT-basierten Methoden UWA-05 [LEHANE ET AL., 2005B], NGI-05 [CLAUSEN ET AL., 2005], Fugro-05 [KOLK ET AL., 2005] und ICP-05 [JARDINE ET AL., 2005] die Pfahlwiderstände aus dem Spitzenwiderstand einer Drucksondierung (CPT) ab. Die CPT-basierten Methoden berücksichtigen im Gegensatz zu API-00 eine Reihe von Faktoren, von denen bekannt ist, dass sie das Pfahltragverhalten beeinflussen - wie Reibungsermüdung oder die incremental filling ratio. Reibungsermüdung ist die Reduzierung der Wandreibung an einem bestimmten Bodenhorizont, wenn der Pfahl tiefer gerammt wird [WHITE & LEHANE, 2004]. Incremental filling ratio stellt einen Parameter dar, welcher den Grad der Pfropfenbildung während des Rammvorganges eines offenen Rohrpfahles beschreibt [PAIK & SALGADO, 2003].

Teile der Fachwelt bezeichnen die API-00-Methode als eine traditionelle Methode, die in der Vergangenheit für die meisten Offshore-Gründungsstrukturen angewendet wurde. Eine Annahme, die ebenfalls häufig geäußert wird, ist dass die API-00-Methode eine konservative Entwurfsmethode ist, um die Pfahltragfähigkeit für Offshore Windparks abzuschätzen – verglichen mit den CPT-basierten Methoden.

#### 5 Vergleich der berechneten axialen Pfahlwiderstände

Um die verschiedenen Bemessungsverfahren zu vergleichen, wurde eine Neuberechnung der axialen Zug- und Drucktragfähigkeit von 111 OWP-Datenbankpfählen durchgeführt. Da mehrere Tragwerke auf Pfahlgruppen mit ähnlichen Belastungen und ähnlichem oder gleichem Bodenprofil gegründet wurden, haben Teile der OWP-Datenbankpfähle für mehrere Pfähle ähnliche Tragfähigkeiten. Aus diesem Grund haben sich 43 Fälle herauskristallisiert, welche signifikante Unterschiede aufweisen und daher für den folgenden Vergleich der verschiedenen Entwurfsmethoden weiter untersucht wurden. Als Referenz wurde die mit der traditionellen API-00-Methode (Q<sub>API</sub>) berechnete axiale Tragfähigkeit verwendet. Hierauf wurden alle berechneten Tragfähigkeiten bezogen. Viele Planer gehen davon aus, dass API-00 die konservativste der vorgenannten Methoden ist, die für Offshore-Pfahlgründungen verwendet wird. Daher wurde der Quotient Q<sub>CPT</sub>/Q<sub>API</sub> als Maß für den Vergleich der vier CPT-basierten Pfahlbemessungsverfahren verwendet. Die Berechnungen wurden mit der vom Institut für Geotechnik (IGtH), Leibniz Universität Hannover, entwickelten Software IGtHPile (Version 3.01, 2015) durchgeführt.



Abbildung 4: Berechnete axiale Pfahltragfähigkeiten über D (a) UWA-05 & ICP-05 Lastfall Druck (b) UWA-05 & ICP-05 Lastfall Zug (c) NGI-05 & Fugro-05 Lastfall Druck (d) NGI-05 & Fugro-05 Lastfall Zug

Es scheint, dass beim Vergleich der Bemessungsverfahren in Bezug auf den Pfahldurchmesser D allein, keine klare Abhängigkeit erkennbar ist (siehe Abbildung 4). Bei Verwendung von API-00 als Referenz (siehe Abbildung 4 (a) bis (d)) kann eine große Streuung der Druck- und Zugtragfähigkeit beobachtet werden. Einerseits beinhaltet die OWP-Datenbank eine große Bandbreite an Pfahldurchmessern (siehe Tabelle 1), andererseits fehlen jedoch Daten für Pfähle mit Durchmessern zwischen 3 m und 7,8 m, wie in Abbildung 4 (a) bis (d) zu sehen ist.

Beim Vergleich der Bemessungsverfahren bezogen auf die Pfahllänge L zeigt sich, dass längere Pfähle zu einer geringeren relativen Pfahltragfähigkeit führen. Diese Tendenz zeigt auf, dass längere Pfähle zu konservativeren Ergebnissen in Bezug auf API-00 führen würden (Abbildung aus Platzgründen nicht dargestellt). Aufgrund des Einflusses der Reibungsermüdung, die in den CPT-basierten Methoden berücksichtigt wird [WHITE & LEHANE, 2004], konnte diese Tendenz erwartet werden, obwohl sie für NGI-05 (Zugtragfähigkeit) nicht deutlich sichtbar war.



Abbildung 5: Berechnete axiale Pfahltragfähigkeiten über L/D (a) UWA-05 & ICP-05 Lastfall Druck (b) UWA-05 & ICP-05 Lastfall Zug (c) NGI-05 & Fugro-05 Lastfall Druck (d) NGI-05 & Fugro-05 Lastfall Zug

Beim Vergleich des Längen-Durchmesser-Verhältnisses L/D (Abbildung 5) sind die Trends zu konservativeren Ergebnissen ähnlich. Alle Methoden mit Ausnahme der Zugtragfähigkeit für die NGI-05-Methode (siehe Abbildung 5 (d)) zeigen einen Trend zu konservativeren Ergebnissen mit zunehmendem L/D-Verhältnis.



Abbildung 6: Berechnete axiale Pfahltragfähigkeiten über Dr (a) UWA-05 & ICP-05 Lastfall Druck (b) UWA-05 & ICP-05 Lastfall Zug (c) NGI-05 & Fugro-05 Lastfall Druck (d) NGI-05 & Fugro-05 Lastfall Zug

Abbildung **6** zeigt den Trend zu weniger konservativen Ergebnissen der CPT-basierten Methoden, was an der vereinfachten Berücksichtigung sehr dichter Sande im Rahmen von API-00 liegt. Dieser Trend ist jedoch für den Fall der Zugtragfähigkeit der NGI-05-Methode nicht erkennbar (siehe Abbildung **6** (d)).

Die folgenden Tabellen geben einen Überblick über die oben vorgenannten Tendenzen. Dazu gehört auch die Anzahl der mit CPT-Verfahren berechneten Pfähle, die eine geringere Kapazität und damit eine konservativere rechnerische Pfahltragfähigkeiten aufweisen als nach API-00.

| Parameter | D↑ | L↑           | L/D↑         | Dr↑      | Q <sub>CPT</sub> /Q <sub>API</sub><br><1 |
|-----------|----|--------------|--------------|----------|--|
| UWA-05    | 0  | $\downarrow$ | $\downarrow$ | 1        | 31 %                                     |
| ICP-05    | 0  | $\downarrow$ | $\downarrow$ | Ť        | 36 %                                     |
| NGI-05    | 0  | $\downarrow$ | $\downarrow$ | Ť        | 0 %                                      |
| Fugro-05  | o  | $\downarrow$ | $\downarrow$ | <b>↑</b> | 12 %                                     |

Tabelle 2: Tendenzen der berechneten Pfahltragfähigkeiten (Druck)

Kein Tendenz erkennbar = ° ; Erhöhung/Reduktion der Pfahltragfähigkeit = ↑/↓ ; Anteil der Pfähle mit Q<sub>CPT</sub>/Q<sub>API</sub><1

| Tabelle 3: Tendenzen der berechneten Pfahltragfähigkeiten (Zu | ug) |
|---|-----|
|---|-----|

| Parameter | D↑ | L↑           | L/D↑         | Dr↑ | Q <sub>CPT</sub> /Q <sub>API</sub><br><1 |
|-----------|----|--------------|--------------|-----|--|
| UWA-05    | 0  | $\downarrow$ | Ļ            | ↑   | 42 %                                     |
| ICP-05    | 0  | $\downarrow$ | $\downarrow$ | 1   | 36 %                                     |
| NGI-05    | 0  | 0            | o            | 0   | 33 %                                     |
| Fugro-05  | o  | $\downarrow$ | $\downarrow$ | ↑   | 31 %                                     |

Kein Tendenz erkennbar = °; Erhöhung/Reduktion der Pfahltragfähigkeit =  $\uparrow/\downarrow$ ; Anteil der Pfähle mit  $Q_{CPT}/Q_{API} < 1$ 

#### 6 Hinweise zur Nachweisführung mittels Probebelastung

Im Anschluss an die Vorbemessung hat gemäß [BSH, 2015] der Nachweis mittels statischer oder dynamischer Pfahlprobebelastungen zu erfolgen. Bei Fällen in denen die prognostizierte Pfahltragfähigkeit nicht über Probebelastung nachgewiesen werden kann stellt dieser Zustand in der Regel eine große Herausforderung für den Planer dar.

In diesen Fällen wird zunächst die Suche nach "versteckten" Sicherheiten empfohlen. So kann eine vertretbare Reduktion einer konservativen Herangehensweise im Entwurf in letzter Konsequenz zu einem erfolgreichen Nachweis der axialen Pfahltragfähigkeit führen.

Beispielsweise wird das Eigengewicht des Bauwerkes im Rahmen der Planung mit Sicherheitsfaktoren beaufschlagt. Bei Durchführung von z. B. dynamischen Pfahlprobebelastungen für Offshore Windparks sind die aufgehenden Strukturen unterwegs von der Werft beim Verladen gewogen worden. Die gewogenen Massen können mit geringeren Sicherheitsfaktoren beaufschlagt werden, was zur Reduktion der einwirkenden Lasten auf den Pfahl führen kann.

Eine weitere Möglichkeit stellt ein *redesign* der gesamten Struktur unter Zugrundelegung der gemessenen Pfahlwiderstände dar. Die Ermittlung der Einwirkungen auf die Gründungspfähle erfolgt in der Regel im Rahmen einer gesamtdynamischen Berechnung. Bei einer erneuten Berechnung der messtechnisch ermittelten geringeren Pfahlwiderstände (und damit auch Pfahlsteifigkeiten), könnte sich ebenfalls die Einwirkung reduzieren – näheres zum Zusammenhang von Pfahltragfähigkeit, -steifigkeit und - einwirkung kann z. B. aus (Dürkop et al. 2016) entnommen werden.

#### 7 Zusammenfassung

Die Planung von Pfahlgründungen für Offshore-Windparks ist eine anspruchsvolle Aufgabe. Daher verlangen die europäischen und deutschen Vorschriften Pfahlprobebelastungen zur Nachweisführung für diese Pfähle. Dieser Beitrag beschreibt kurz die weit verbreiteten Pfahlentwurfsmethoden aus Anhang C von [API, 2011], mit denen Planer ihre Pfahlgründungen vorentwerfen können. Diese Methoden wurden mit der traditionellen API-00-Methode (im Haupttext von [API, 2011] ebenfalls aufgeführt) anhand einer Datenbank mit realen Fällen von Pfählen mit großen Abmessungen verglichen, die in dichtem Nordseesand für Offshore-Windparks gerammt wurden.

Bei der Darstellung der berechneten Pfahltragfähigkeiten gegen unterschiedliche Parameter konnten mit Ausnahme des Falles NGI-05 (Zugtragfähigkeit) ähnliche Tendenzen festgestellt werden. Steigende Pfahllängen L und L/D-Verhältnisse sowie abnehmende relative Dichten Dr führen zu einem abnehmenden Konservatismus der CPTbasierten Methoden. Die allgemeine Annahme, dass API-00 im Vergleich stets auf der sicheren Seite liegt, konnte nicht bestätigt werden (siehe Tabelle 2 und Tabelle 3, letzte Spalte). Für bestimmte Fälle, die sich innerhalb der OWP-Datenbank befinden, führen CPT-basierte Methoden zu geringeren Tragfähigkeiten als API-00. Dies führt zu dem Schluss. dass es keine pauschale Aussage über das konservativste Pfahlbemessungsverfahren gibt, da alle der in [API, 2011] genannten Verfahren von den Pfahlabmessungen und den spezifischen Standortbedingungen abhängen.

Abschließend werden mögliche Vorgehensweisen dargestellt, falls die prognostizierte Pfahltragfähigkeit über Pfahlprobebelastungen zunächst nicht erreicht wird und die Gefahr besteht, den Nachweis der äußeren Pfahltragfähigkeit nicht erbringen zu können.

Dieser Beitrag untersucht den Konservatismus bei der Auslegung von Pfahlgründungen für Offshore-Windparks in Deutschland bzgl. des Pfahlwiderstandes. Da es bei der Planung von Pfahlgründungen nicht ausschließlich darum geht, konservativ und damit sicher zu bemessen, sondern auch wirtschaftlich, besteht Forschungsbedarf, um die Anwendbarkeit bestehender Entwurfsmethoden zu erweitern. Dies kann nur durch eine weitere Vertiefung des Verständnisses des Pfahltragerverhaltens durch grundlegende Forschung, aber auch durch statische und dynamische Pfahlprobebelastungen an Fällen, die denen der OWP-Datenbank ähnlich sind, erreicht werden.

#### Literatur

American Petroleum Institute (API); Geotechnical and Foundation Design Consideration. API 2GEO, Washington DC, USA, 2011

Clausen, C. J. F., Aas, P. M. and Karlsrud, K.; Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach. *Proc., Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geomechanics, ISFOG, Taylor & Francis, London, S.* 677–681, 2005

**DIN 1054;** Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. 2010

**Eurocode 7 (EC7-1);** Geotechnische Bemessung – Band 1: Allgemeine Regeln; *EN 1997- 1. 2009* 

**Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH);** Standard Konstruktion, Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen. *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2015* 

Jamiolkowski, M., LoPresti, D. C. F. und Manassero, M.; Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test. *In Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP 119), pp. 201--238, (ASCE, Reston, VA),* 2001

Jardine, R. J., Chow, F. C., Overy, R. F. und Standing, J. R.; ICP design methods for driven piles in sands and clays. *Telford, London, 2005* 

Kolk, H. J., Baaijens, A. E. und Senders, M.; Design criteria for pipe piles in silica sands. Proc., Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geomechanics, ISFOG, Taylor & Francis, London, 711–716, 2005

Lehane, B. M., Schneider, J. A. und Xu, X.; The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand. *Proc., Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geomechanics ISFOG, Taylor & Francis, London, 683–689, 2005a* 

Lehane, B. M., Schneider, J. A. und Xu, X.; A review of design methods for offshore driven piles in siliceous sand. *Report GEO:05358. Perth: The University of Western Australia, 2005b* 

Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EAP); 2. Auflage, DGGT e. V., Verlag Ernst & Sohn, 2012

White, D. J. und Lehane, B. M.; Friction fatigue on displacement piles in sand. *Géotechnique*, *54(10)*, *645-658*, *2004* 

Paik, K. und Salgado R.; Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), 129 (1), 46-57, 2003* 

Dührkop, J., von Borstel, T., Pucker T. und Nielsen M. B.; Influence of soil and structural stiffness on the design of jacket type substructures. *Stahlbau, 85(9), 612–619, 2016* 

Autoren

Dipl.-Ing. Mussie Kidane Dipl.-Ing. Uwe Tzschach

Bundesanstalt für Wasserbau Dienststelle Hamburg Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg mussie.kidane@baw.de uwe.tzschach@baw.de

> www.BAW.de Tel.: 040 81908-0





# Qualitätssicherung für Tiefgründungen

# Neue Entwicklungen von Pile Dynamics, Inc. (PDI) für Ortbetonpfähle





Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE) - Wirtschaftliches Instrument der Qualitätssicherung zur 3D-Visualisierung der Geometrie des Aushubs vor dem Betonieren von Bohrpfählen, Schlitzwänden und Barretts





Shaft Quantitative Inspection Device (SQUID) - Neue Technologie zur quantitativen Bewertung der Bohrlochsohle





Thermal Integrity Profiler (TIP) - Bewertung von Ortbetonpfählen durch Messung und Auswertung der Abbindewärme mit Infrarotsonde oder Thermal Wire®

Steubenstraße 46, D-68163 Mannheim, Germany


# Zur Nachrechnung der axialen Pfahlwiderstände einer internationalen Pfahldatenbank mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle

Patrick Becker<sup>1</sup>, Jan Lüking<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Kempfert Geotechnik GmbH, Hamburg, Deutschland<sup>2</sup> Technische Hochschule Lübeck, Lübeck, Deutschland

#### 1 Einleitung und Problemstellung

Die in der EA-Pfähle genannten Erfahrungswerte zur Ermittlung der Pfahlwiderstände unterschiedlicher Pfahlsysteme basieren auf einer Datenbank mit mehr als 1000 Probebelastungsergebnissen, siehe KEMPFERT/BECKER, 2007 und LÜKING/BECKER, 2015.

In LÜKING/BECKER, 2017 und BECKER/LÜKING, 2017 wurden unterschiedliche Berechnungsverfahren zur Ermittlung des axialen Widerstandes von Einzelpfählen hinsichtlich ihrer bodenmechanischen Modellbildung, der Anwendbarkeit sowie die rechnerische Lastaufteilung und Spannungsverteilung im Verhältnis zu den Erfahrungswerten der EA-Pfähle basierend auf einer nationalen Datenbank des Pfahlausschusses der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik verglichen. Diese Arbeiten sind nun fortgeführt worden, indem das Berechnungsverfahren zur Ermittlung des axialen Pfahlwiderstandes von offenen Stahlrohrpfählen nach EA-PFÄHLE, 2012 bzw. LÜKING/BECKER, 2015 auf die ZJU-ICL Datenbank (siehe YANG ET AL, 2016) angewendet worden ist.

Der Beitrag befasst sich mit der Nachrechnung von offenen Stahlrohrpfählen aus der ZJU-ICL Datenbank mit dem nationalen Verfahren der EA-Pfähle sowie ausgewählter internationaler Berechnungsverfahren.

#### 2 Vorstellung der ZJU-ICL Datenbank

Die ZJU-ICL Datenbank ist eine Pfahldatenbank, die in YANG ET AL, 2016 publiziert worden ist. Zur Aufnahme in dieser Datenbank sind nur Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen berücksichtigt worden, die über ein Mindestmaß charakterisierender Kenngrößen verfügen. Hierdurch sind bei der methodischen Nachrechnung der ZJU-ICL Datenbank mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren keine Annahmen erforderlich, die das Ergebnis maßgebend beeinflussen. So sind z.B. nur Pfahlprobebelastungen berücksichtigt worden, die ausschließlich in nicht bindigem Boden statisch durchgeführt worden sind. Ergänzend mussten für die jeweils ausgewerteten Probebelastungen u.a. Ergebnisse von Drucksondierungen vorliegen. Die Datenbank beinhaltet dabei auch teilweise Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen aus der ICP (JARDINE ET AL., 2005) sowie der UWA (LEHANE ET AL., 2005) Datenbank. Die ZJU-ICL Datenbank umfasst Probebelastungen aus unterschiedlichen Teilen der Welt, siehe Abbildung 1.



Abbildung 1: Geographische Verteilung der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen aus YANG ET AL., 2016

Tabelle 1 gibt einen Überblick der allgemeinen Pfahlrandbedingungen, die sich in der ZJU-ICL Datenbank befinden.

Hinsichtlich der untersuchten offenen Stahlrohrpfähle konnten aus der ZJU-ICL 14 auf Druck belastete statische Pfahlprobebelastungen entnommen werden, dessen Randbedingungen in Tabelle 2 zusammengefasst und vergleichend mit denen der bereits erwähnten Datenbank des Pfahlausschusses nach LÜKING/BECKER, 2015 gegenübergestellt werden.

Die Nachrechnung der ZJU-ICL Datenbank erfolgte nun neben den Verfahren der EA-PFÄHLE, 2012 bzw. LÜKING/BECKER, 2015 ergänzend mit den Verfahren ICP-05 (JARDINE ET AL., 2005), ICP-05 unter Berücksichtigung zweier Quantilbereiche mit einer Kalibrierung nach Becker/Lüking, 2017, UWA-05 (Lehane et al., 2005), NGI-05 (Clausen et al., 2005), FUGRO-05 (Kolk et al., 2005) und API RP 2GEO.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Randbedingungen von Fertigrammpfählen aus der ZJU-ICL Datenbank nach YANG ET AL., 2016

| Pfahlart                          | Fertigrammpfähle (ZJU-ICL)                            |
|-----------------------------------|---|
| Anzahl an Pfahlprobebelastungen   | 116   |
| Einbringmethode                   | nur mittels Impulsrammung eingebrachte Pfähle         |
| Pfahldurchmesser D                | 0,2 m bis 2,0 m                                       |
| Pfahleinbindetiefe de             | 5,3 m bis 79,1 m                                      |
| Pfahlprobebelastung               | ausschließlich statisch<br>(Druck- oder Zugbelastung) |
| Zeitpunkt der Pfahlprobebelastung | 0,5 Tage bis 220 Tage nach Pfahlinstallation          |

| Tabelle 2: | Vergleich der beiden Datenbanken ZJU-ICL nach YANG ET AL., 2016 und des |
|------------|---|
|            | Pfahlausschusses LÜKING / BECKER, 2015 für offene Stahlrohrpfähle       |

|  | ZJU-ICL Datenbank,<br>Yang et al, 2016                    | Datenbank<br>Pfahlausschuss,<br>Lüking/Becker, 2015 |  |  |
|--|---|---|--|--|
| Anzahl Pfahlprobebelastungen                 | 14  | 113   |  |  |
| Äußerer Pfahldurchmesser D                   | 0,324 m bis 2,0 m   | 0,318 m bis 1,42 m                                  |  |  |
| Pfahleinbindetiefe de                        | 5,3 m bis 79,1 m  | 7,0 m bis 32,0 m                                    |  |  |
| Wandstärke t der Profile                     | 13,5 mm bis 35,6 mm                                       | 8,8 mm bis 42,0 mm                                  |  |  |
| Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_{\rm c}$ | 9,2 MN/m² bis<br>70,8 MN/m²                               | 5,0 MN/m² bis<br>25,0 MN/m²                         |  |  |
| Gemessener Pfahlwiderstand R <sub>c,m</sub>  | 1,0 MN bis 35,2 MN  | 1,0 MN bis 8,5 MN                                   |  |  |
| Ort der Pfahlprobebelastung                  | Frankreich, Niederlande,<br>England, USA, Japan,<br>China | Deutschland,<br>überwiegend norddeut-<br>scher Raum |  |  |

Für das FUGRO-05 Verfahren sei kurz darauf hingewiesen, dass sich in der Originalliteratur in KOLK ET AL., 2005 ein Druckfehler für die Berechnung der Pfahlmantelreibung befindet, der in DIN EN ISO 19902:2008-07 korrigiert worden ist.

Weitergehende Informationen für die nachfolgend angewendeten Berechnungsverfahren können der Originalliteratur entnommen werden. Eine Formelübersicht ist auch LÜKING/BE-CKER, 2017 zu entnehmen.

## 3 Berechnungsergebnisse für den axialen Pfahlwiderstand von offenen Stahlrohrpfähle aus der ZJU-ICL Datenbank

Die in der ZJU-ICL Datenbank vorhandenen 14 offenen Stahlrohrpfähle wurden zunächst mit den unter Abschnitt 2 genannten Berechnungsverfahren nachgerechnet und mit den Ergebnissen der statischen Probebelastungen verglichen. In Abbildung 2 sind hierzu die berechneten, charakteristischen Pfahltragfähigkeiten R<sub>c,cal</sub> den Ergebnissen der Pfahlprobebelastung R<sub>c,m</sub> gegenübergestellt.

Zur Veranschaulichung der untersuchten Probebelastungen kann eine Gruppierung in Abhängigkeit der gemessen axialen Pfahlwiderstände  $R_{c,m}$  vorgenommen werden. Bei insgesamt 7 Probebelastungen liegen die Pfahlwiderstände in einer Größenordnung von  $R_{c,m} = 6,6$  MN bis 18,7 MN (i.M. 13,4 MN). Diese Pfähle haben Durchmesser D = 0,76 m bis 1,22 m (i.M. 0,87 m) und eine Einbindetiefe  $d_e = 26,0$  m bis 79,1 m (i.M. 49,6 m). In einer zweiten Gruppe mit insgesamt 6 Probebelastungen betragen die Pfahlwiderstände  $R_{c,m} = 1,0$  MN bis 3,3 MN (i.M. 2,1 MN) bei Pfahldurchmessern D = 0,32 m bis 0,46 m (i.M. 0,36 m) und Einbindetiefen  $d_e = 5,3$  m bis 42,7 m (i.M. 14,5 m). Zur Übersicht ist der Ausschnitt mit axialen Pfahlwiderständen  $R_{c,m} \le 5,0$  MN in Abbildung 2b) vergrößert dargestellt. Die ZJU-ICL Datenbank beinhaltet eine Probebelastung von einem offenen Stahlrohrpfahl mit Pfahldurchmesser D = 2,0 m, Pfahleinbindetiefe  $d_e = 30,6$  m und maximalen Pfahlwiderstand von  $R_{c,m} = 35,2$  MN.

Der globale Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messwerten zeigt, bei Vernachlässigung der Verfahren mit einer zusätzlichen Sicherheitsreserve (10% Quantil), dass zunächst eine große Streubreite vorliegt. Die maximalen Abweichungen werden mit dem recht konservativen API RP 2GEO Verfahren und dem hier progressivem ICP-05 Verfahren unter Berücksichtigung der Kalibrierung für die Datenbank der EA-Pfähle erzeugt.







Abbildung 3: Normalverteilung für Nachrechnungen von offenen Stahlrohrpfählen aus der ZJU-ICL Datenbank

Für eine tiefergehende Bewertung der untersuchten Berechnungsverfahren sind in Abbildung 3 die Normalverteilungen mit Angabe der Konfidenzintervalle sowie die Histogramme und in Tabelle 3 die dazugehörigen statistischen Kenngrößen mit einem ungefähren Quantilbereich auch im Vergleich zur Datenbank des Pfahlausschusses dargestellt. Verfahren, bei denen der Messwert  $R_{c,m}$  aus der Pfahlprobebelastung kleiner als der rechnerische Pfahlwiderstand  $R_{c,cal}$  ist, weisen beim Mittelwert  $\bar{x}$  ein negatives Vorzeichen auf. Der Quantilbereich gibt statistisch an, wieviel berechnete Pfahlwiderstände  $R_{c,k}$  sich streuungsbedingt oberhalb der Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen  $R_{c,m}$  befinden.

Generell ist zunächst festzuhalten, dass aufgrund der geringen Anzahl von lediglich 14 Pfahlprobebelastungen die Ermittlung des Quantilbereiches sehr sensitiv ist, weswegen hierzu in Abbildung 3 die Histogramme ergänzend dargestellt werden. Lediglich ein "Ausreißer" ist ausreichend um die Quantilbereiche stark zu verändern. So fällt z.B. auf, dass der Quantilbereich des Berechnungsverfahrens der EA-Pfähle (50% Quantil) von 50% in der Datenbank des Pfahlausschusses auf 14% absinkt. Diese Abweichung ergibt sich durch eine Probebelastung für einen Pfahl mit D = 0,36 m,  $d_e = 7,0$  m und  $R_{c,m} = 1,0$  MN. Das Berechnungsergebnis ergibt einen axialen Pfahlwiderstand von  $R_{c,k} = 1,8$  MN und führt somit zu einer Abweichung  $\Delta R$  = -72,7 %. Dies gilt ebenso für die Verfahren EA-Pfähle (10% Quantil), NGI-05 und FUGRO-05. Das Verfahren ICP-05 verhält sich hierzu umgekehrt und steigt bei allen drei Anwendungsmöglichkeiten (JARDINE ET AL., 2005 sowie Anpassungen durch BECKER/LÜKING, 2017 für ein 10% und 50% Quantil basierend auf der Datenbank des Pfahlausschusses) deutlich an. Lediglich das Verfahren UWA-05 behält den gleichen Quantilbereich von ungefähr 60% bei. Beim API RP 2GEO Verfahren sind alle Berechnungsergebnisse Rc,cal kleiner als der Messwert der Pfahlprobebelastung Rc,m, weshalb sich hieraus ein Quantilbereich von 0% ergibt.

Das Konfidenzintervall zeigt daher eine deutlich von der Standardnormalverteilung (Glockenkurve) abweichende Form, die auf die vorab genannten Gründe zurückzuführen ist. Daher ist die Angabe eines auf der Normalverteilung ermittelten Quantilbereiches wie in Tabelle 3 geschehen, kritisch zu hinterfragen.

Mit Ausnahme der Verfahren UWA-05, NGI-05 und FUGRO-05 bleibt die Standardabweichung s als Maß der Streuungsbreite relativ konstant. Dieses bedeutet, dass die Streubreite sich nicht signifikant verändert, sondern die Normalverteilung lediglich auf der Abszisse verschoben wird, welches gut an der Veränderung im Mittelwert  $\bar{x}$  erkennbar ist. Der in der Geotechnik übliche Bereich der Streubreite liegt ungefähr bei 20 bis 35% und wird von den meisten Berechnungsverfahren eingehalten.

## Tabelle 3: Statistische Kenngrößen der in Abbildung 3 dargestellten Normalverteilungen für die ZJU-ICL Datenbank sowie im Vergleich mit der Datenbank des Pfahlausschusses

|   | ZJU-I<br>YA                    | ICL Datenb<br>NG ET AL, 20                 | ank <sup>1)</sup> ,<br>)16             | Datenbank Pfahlausschuss,<br>Lüking/Becker, 2017 <sup>2)</sup> |  |  |  |
|---|--------------------------------|--|--|--|--|--|--|
|   | Mittel-<br>wert<br>$ar{x}$ [%] | Stan-<br>dard-<br>abwei-<br>chung<br>s [%] | Unge-<br>fährer<br>Quantil-<br>bereich | Mittel-<br>wert<br>$ar{x}$ [%]                                 | Stan-<br>dard-<br>abwei-<br>chung<br>s [%] | Unge-<br>fährer<br>Quantil-<br>bereich |  |
| EA-Pfähle<br>(10% Quantil)                              | 40,5                           | 22,8                                       | 4%                                     | 29,7   | 23,7                                       | 10%                                    |  |
| EA-Pfähle<br>(50% Quantil)                              | 14,4                           | 31,3                                       | 14%                                    | -1,0   | 34,1                                       | 50%                                    |  |
| ICP-05  | 0,5                            | 17,2 54% 1                                 |  | 19,4   | 26,9                                       | 22%                                    |  |
| ICP-05 (10% Quantil<br>nach Becker/Lüking,<br>2017)     | 3,8                            | 27,6                                       | 41%                                    | 30,2   | 20,6                                       | 10%                                    |  |
| ICP-05 (50% Quantil<br>nach Becker/Lüking,<br>2017)     | il<br>3, -38,0 40,             |  | 93%                                    | 1,4  | 27,9                                       | 50%                                    |  |
| UWA-05  | -11,3                          | 28,4                                       | 61%                                    | -16,7  | 37,1                                       | 62%                                    |  |
| NGI-05  | -2,0                           | 27,6                                       | 61%                                    | -69,5  | 59,8                                       | 84%                                    |  |
| FUGRO-05  | -12,2                          | 38,9                                       | 56%                                    | -65,0  | 58,0                                       | 86%                                    |  |
| FUGRO-05 mit Be-<br>richtigung nach<br>DIN EN ISO 19902 | -6,4                           | 36,6                                       | 50%                                    | -59,6  | 55,9                                       | 85%                                    |  |
| API 2 GEO   | 39,1                           | 20,7                                       | 0%                                     | nicht untersucht worden  |  |  |  |

<sup>1)</sup> Siehe auch Abbildung 3

<sup>2)</sup> Für detaillierte Berechnungsergebnisse siehe LÜKING/BECKER, 2017

In Abbildung 4 ist das Aufteilungsverhältnis des berechneten Pfahlfußwiderstandes R<sub>b,cal</sub> bzw. des Pfahlmantelwiderstandes R<sub>s,cal</sub> bezogen auf den Gesamtpfahlwiderstand R<sub>c,cal</sub> im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgetragen. Der Pfahlfußwiderstand beinhaltet je nach Berechnungsverfahren den inneren Pfahlmantelwiderstand oder den Widerstand auf den Pfropfen und die Profilaufstandsfläche.

Das ICP-05 Verfahren weist gefolgt vom NGI-05 Verfahren rechnerisch einen hohen Pfahlmantelwiderstandsanteil mit einem vergleichsweise geringen Pfahlfußwiderstandsanteil auf. Der erhöhte Lastabtrag über den Pfahlmantel beim ICP-05 Verfahren im Vergleich zu den anderen Verfahren liegt vornehmlich darin begründet, dass bei erstgenanntem rechnerisch keine innere Pfahlmantelreibung berücksichtigt wird, wenn die Kriterien zur Pfropfenbildung nicht erfüllt sind, welches bei der Mehrheit der Pfähle in der Datenbank der Fall ist.

Die Verfahren EA-Pfähle und API RP 2GEO sind quantitativ vergleichbar und haben einen Pfahlfußwiderstand von ungefähr 55%. Beim FUGRO-05 Verfahren sind die Widerstandsanteile näherungsweise ausgeglichen.

In Abbildung 5 ist das Aufteilungsverhältnis R<sub>c,cal</sub>/R<sub>c,m</sub> über den äußeren Pfahldurchmesser D, die Pfahlschlankheit d<sub>e</sub>/D sowie den Spitzenwiderstand der Drucksonde q<sub>c</sub> am Pfahlfuß für die untersuchte Pfahldatenbank gegenübergestellt, um so einen Eindruck der Leistungsfähigkeit der einzelnen Verfahren bei variierenden Randbedingungen zu erhalten.



Abbildung 4: Prozentuales Aufteilungsverhältnis des charakteristischen Pfahlfußwiderstandes R<sub>b,cal</sub> bzw. des Pfahlmantelwiderstandes R<sub>s,cal</sub> bezogen auf den Gesamtpfahlwiderstand R<sub>c,cal</sub> im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ZJU-ICL Datenbank)



Abbildung 5: Aufteilungsverhältnis R<sub>c,cal</sub>/R<sub>c,m</sub> über den äußeren Pfahldurchmesser D, die Pfahlschlankheit d<sub>e</sub>/D und den Spitzenwiderstand der Drucksonde q<sub>c</sub> am Pfahlfuß für die untersuchte ZJU-ICL Datenbank von offenen Stahlrohrpfählen

Ein Wert  $R_{c,cal}/R_{c,m} > 1$  bedeutet, dass die rechnerische Pfahltragfähigkeit größer ist als der entsprechende Wert aus der Pfahlprobebelastung ("unsicher") und umgekehrt. Eine zusammenfassende Bewertung der Tendenzen ist in Tabelle 4 angegeben.

Das Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle (50% Quantil) zeigt keine Tendenz im Aufteilungsverhältnis R<sub>c,cal</sub>/R<sub>c,m</sub> über die Pfahlschlankheit d<sub>e</sub>/D. Jedoch ist eine abnehmende Tendenz hinsichtlich des Pfahldurchmessers D und dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q<sub>c</sub> am Pfahlfuß erkennbar. Die Ergebnisse sind gleichmäßig mit der jeweiligen Streuung verteilt.

Beim ICP-05 Verfahren ist tendenziell keine Beeinflussung erkennbar. Die Ergebnisse streuen gleichmäßig.

| Derechnunge   | Tendenzielle Veränderung des Aufteilungsverhältnisses R <sub>c,cal</sub> / R <sub>c,m</sub><br>bei zunehmendem |                                    |   |  |  |  |
|---|--|------------------------------------|---|--|--|--|
| verfahren   | Pfahldurchmesser D   | Pfahlschlankheit d <sub>e</sub> /D | Spitzenwiderstand<br>der Drucksonde q₀<br>am Pfahlfuß |  |  |  |
| EA-Pfähle<br>(50% Quantil)                              | Ļ  | $\rightarrow$                      | Ļ   |  |  |  |
| ICP-05  | $\rightarrow$  | $\rightarrow$                      | $\rightarrow$   |  |  |  |
| ICP-05 (50%<br>Quantil nach<br>BECKER/<br>LÜKING, 2017) | ţ  | →                                  | →   |  |  |  |
| UWA-05  | $\rightarrow$  | Ļ                                  | ↑   |  |  |  |
| NGI-05  | 1  | $\rightarrow$                      | $\rightarrow$   |  |  |  |
| FUGRO-05<br>mit Ber. nach<br>DIN EN ISO<br>19902        | →  | Ļ                                  | →   |  |  |  |
| API RP 2GEO   | 1  | $\rightarrow$                      | $\rightarrow$   |  |  |  |
| ↑: zunehmend; →: keine Tendenz erkennbar; ↓: abnehmend  |  |                                    |   |  |  |  |

### Tabelle 4: Zusammenstellung jeweiliger Tendenzen für die untersuchten Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung der ZJU-ICL Datenbank für offene Stahlrohrpfähle

Das UWA-05 Verfahren dagegen zeigt eine deutlichere Tendenz, da das Aufteilungsverhältnis  $R_{c,cal}/R_{c,m}$  mit zunehmendem Pfahlschlankheit abfällt und mit Zunahme des Spitzenwiderstands der Drucksonde  $q_c$  am Pfahlfuß ebenfalls zunimmt. Hinsichtlich des Pfahldurchmessers ist keine Tendenz festzustellen.

Die NGI-05 Verfahren weist lediglich beim zunehmenden Pfahldurchmesser eine erkennbare Tendenz auf. Bei der Pfahlschlankheit und dem Spitzenwiderstand der Drucksonde lassen sich keine Abhängigkeiten feststellen.

Das FUGRO-05 Verfahren mit Berichtigung nach DIN EN ISO 19902:2008-07 zeigt vergleichbare Tendenzen wie das NGI-05 Verfahren. Diesen Tendenzen schließt sich das API RP 2GEO Verfahren mit an.

Es ist allgemein bekannt, dass sich die Tragfähigkeit besonders bei Verdrängungspfählen mit der Standzeit nach der Pfahlherstellung vergrößert. Bei Fertigrammpfählen in nicht bindigen Böden führt insbesondere eine herstellungsbedingte Umlagerung der Radialspannungen im Boden, d.h. Relaxation der radialen Gewölbespannung um den Pfahl herum, zu einer Zunahme der Mantelreibung. Der Spitzendruck bleibt dabei nahezu unverändert.

Die Tragfähigkeitszunahme wird in der Literatur vielfach über den empirischen Ansatz nach CHOW ET AL. 1996 mit dem Anwachseffekt (Set-up effect) und Bezug auf den Pfahlmantelwiderstand  $R_s$ 

$$\alpha_{s} = R_{s(t)} / R_{s(t=1d)} = 1 + A \cdot \log (t / t = 1d)$$

abgebildet. In der vorstehenden Gleichung ist A ein empirischer Faktor, mit A = 0,50 (±0,25). Mit diesem Ansatz wird eine Zunahme des Pfahlmantelwiderstands um 50% im Mittel mit jeder logarithmischen Dekade, d.h. nach 10 Tagen, 100 Tagen, 1000 Tagen, etc., angenommen. In Abbildung 6 ist der Anwachseffekt nach CHOW ET AL. 1996 mit einer Streubreite von +/- 25 % sowie ergänzenden aus der Literatur entnommenen Daten dargestellt. Eine Auswertung der Datenbank der EA-Pfähle führt für bei offenen Stahlrohrpfählen mit Durchmessern D = 1,22 m bis 1,42 m zu einem Anwachsfaktor von  $\alpha_s$  = 1,45 bis 2,08 nach 34 bis 41 Tagen.

Die ZJU-ICL Datenbank enthält Angaben zur Standzeit zum Zeitpunkt der Probebelastung. Für eine Auswertung zur zeitabhängigen Zunahme des Pfahlmantelwiderstands liegen die Daten aber nicht in ausreichendem Umfang vor. Da es aber einen signifikanten Zusammenhang zwischen der Standzeit und dem Pfahlmantelwiderstand gibt, sind für die Bewertung der Probebelastungsergebnisse die Gesamtpfahlwiderstände R<sub>c,m</sub> normiert über die Gewichtskraft F des von den offenen Stahlrohren eingeschlossen Bodenvolumens in Abhängigkeit der Standzeit in Abbildung 7 aufgetragen. Die Normierung über die Gewichtskraft F des Bodenvolumens wurde dabei gewählt, um die Pfahlgeometrie mit der maßgeblichen Umfangsfläche in Verbindung mit der Pfahlschlankheit zu erfassen. Als Ergebnis dieser Auswertung ist eine Zunahme des normierten Pfahlwiderstandes über die Standzeit festzustellen. Für die Nachrechnung der ZJU-ICL Datenbank ist somit bei den Berechnungsverfahren mit einem vergleichsweise höheren Lastabtrag über die Pfahlmantelfläche, wie z.B. ICP-05 mit R<sub>s,k</sub>/R<sub>c,k</sub> = 66,3 %, siehe auch Abbildung 4, eine stärkere Signifikanz der Standzeit zu berücksichtigen. An dieser Stelle ist anzumerken, dass das Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle (50% Quantil) auf Grundlage der untersuchten Datenbank für eine mittlere Standzeit von etwa 25 Tagen ausgewertet worden ist. Die Anwendung dieses Verfahrens auf die ZJU-ICL Datenbank führt zu einem Aufteilungsverhältnis von R<sub>s,k</sub>/R<sub>c,k</sub> = 44,5 %.



Abbildung 6: Zeitabhängige Zunahme des Pfahlmantelwiderstandes nach CHow ET AL., 1996 mit Daten aus der Literatur sowie ergänzenden Auswertungen (Datenbank EA-Pfähle)

In Abbildung 7 sind zusätzlich auch die gleichermaßen normierten Berechnungsergebnisse dargestellt. Hierbei zeigt sich bei allen Verfahren eine implizite Zunahme der Pfahlwiderstände über die Standzeit, ohne dass diese bei der Berechnung Berücksichtigung findet. Die linearen Trendlinien zeigen einen mit dem Messdatentrend vergleichbaren Zuwachs der Pfahlwiderstände. Hierbei ist das UWA-05 Verfahren im Vergleich zum Messdatentrend progressiver und das Verfahren nach EA-Pfähle konservativer.



Abbildung 7: Normierte Messwerte des Pfahlwiderstandes R<sub>c,m</sub>/F in Abhängigkeit der Standzeit bei Ausführung der Probebelastung (ZJU-ICL Datenbank)

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wird die internationale ZJU-ICL Datenbank exemplarisch mit den Probebelastungsergebnissen von offenen Stahlrohrpfählen mit dem nationalen Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle sowie mit internationalen Berechnungsverfahren nachgerechnet.

Für die Auswertung lagen insgesamt 14 Probebelastungen von offenen Stahlrohrpfählen vor. Die Berechnungsergebnisse zeigen im Allgemeinen deutliche Abweichungen untereinander, für die ein Zusammenhang mit der Pfahlgeometrie und der Pfahlschlankheit festzustellen ist. Die größten Abweichungen konnten dabei bei gedrungenen Pfählen mit  $d_e/D < 25$  sowie bei Durchmessern mit D < 0,40 m beobachtet werden.

Ergänzend muss auch erwähnt werden, dass eine Datenbank bestehend aus lediglich 14 Pfahlprobebelastungen aus unterschiedlichen geografischen Gegenden der Welt mit den unterschiedlichsten geologischen Randbedingungen nicht als repräsentativ bezeichnet werden kann. Hierfür sind weitere Datensätze und deutlich mehr Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen notwendig. Eine allgemeine Anwendbarkeit der jeweiligen Berechnungsverfahren auf die untersuchte ZJU-ICL Datenbank kann daher nicht festgestellt werden. Den untersuchten Berechnungsverfahren kommt hinsichtlich des gem. DIN EN 1997-1 geforderten Nachweises zur Brauchbarkeit bzw. Anwendbarkeit eine besondere Bedeutung unter Berücksichtigung der jeweils zugrunde liegenden Datenbanken zu.

#### Literatur

**API RP 2GEO:** Geotechnical and Foundation Design Considerations, *American Petrolium Institute, 1st Edition, April 2011, incl. Addendum 1, October 2014* 

**Becker, P.; Lüking, J.;** Vergleich der CPT basierten direkten Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle und ICP-05 für Fertigrammpfähle, *Bautechnik 94, Heft 2, S. 131 – 143, 2017* 

**Bhushan, K.**; Design & Installation of Large Diameter Pipe Piles for Laxt Wharf. *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations,* pp. 370-389, 2004

Chow, F.C.; Jardine, R.J.; Brucy, F.; Nauroy, J.F.; The effects of time on the capacity of pipe piles in dense marine sand. Proc. 28th Offshore Technology Conference, OTC 7972, pp. 147-160, 1996

Clausen, C.J.F.; Aas, P.M.; Karlsrud, K.; Bearing Capacity of Driven Piles in Sand, the NGI Approach, *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema, Rotterdam, p.* 677-681, 2005

**DIN EN 1997-1:2009-09:** Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2009* 

**DIN EN ISO 19902;** Erdöl- und Erdgasindustrie – Gegründete Stahlplattformen (ISO 19902: 2007); Englische Fassung EN ISO 19902:2007; *Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2008* 

EA-Pfähle; Empfehlung des Arbeitskreises "Pfähle", 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2012

Fischer, J.; Gattermann, J.; Bruns, B.; Stahlmann, J.; Geotechnisches Messkonzept am Jade-Weser-Port, *Pfahl-Symposium 2009, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 88, S. 83-103, 2009* 

Jardine, R.J.; Chow, F.C.; Overy, R.F.; Standing, J.R.; ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays, *Thomas Telford, London, 2005* 

Kempfert, H.-G.; Becker, P.: Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle, *Bautechnik 84, Heft 7, S. 441-449, 2007* 

Kirsch, F.; von Bargen, M.; Offshore Windpark Nordsee Ost – Sichere Gründung bei Wind und Welle. *Tagungsband DGGT-Baugrundtagung 2012, S. 21-25, 2012* 

Kolk, H.J.; Baaijens, A.E.; Senders, M.; Design Criteria for Pipe Piles in Silicia Sands, *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema, Rotterdam, p. 711-716, 2005* 

Lehane, B.M.; Schneider, J.A.; Xu, X.; CPT Based Design of Driven Piles in Sand for Offshore Structures, *The University of Western Australia, Geomechanics Group, GEO:05345, 2005* 

Lüking, J.; Becker, P.; Harmonisierung der Berechnungsverfahren der axialen Tragfähigkeit für offene Profile nach EA-Pfähle und EAU, *Bautechnik 92, Heft 2, S. 161-176, 2015* 

Lüking, J.; Becker, P.: Vergleich von halbempirischen direkten CPT Verfahren zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle basierend auf Probebelastungsergebnissen, *Pfahl-Symposium 2017, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 102, S. 461-478, 2017* 

Yang; Z.; Jardine, R.; Guo, W.; Chow, F.; A Comprehensive Database of Tests on Axially Loaded Piles Driven in Sand, *Zhejiang University Press, ISBN:* 978-0-12-804655-5, 2016

Autoren

Dr.-Ing. Patrick Becker

Kempfert Geotechnik GmbH Hasenhöhe 128, 22587 Hamburg

Prof. Dr.-Ing. Jan Lüking

Technische Hochschule Lübeck Mönkhofer Weg 239, 23562 Lübeck p.becker@kup-geotechnik.de

www.kup-geotechnik.de Tel.: +49 40 6960445-11

jan.lueking@th-luebeck.de

www.th-luebeck.de Tel.: +49 451 300-5137



Hamburg Hasenhöhe 128 22607 Hamburg Tel.: (040) 69 60 445-0 Würzburg Höchberger Straße 28a 97082 Würzburg Tel.: (09 31) 7 90 39-0 Konstanz Max-Stromeyer-Straße 116 78467 Konstanz Tel.: (0 75 31) 59 45-0

# Untersuchungen zum Tragverhalten von schlanken Verdrängungspfählen auf der Grundlage statischer und dynamischer Probebelastungen in kohäsivem Boden

Johannes Berndt<sup>1</sup>, Oliver Reul<sup>1</sup>, Bernhard Schrötter<sup>2</sup>, Martin Hayden<sup>3</sup> <sup>1</sup>Universität Kassel, Deutschland, <sup>2</sup>TRM Tiroler Rohre GmbH, Österreich, <sup>3</sup>Keller Grundbau GmbH, Österreich

#### 1 Einleitung

In der EA-P [DGGT, 2012] sind für eine Vielzahl von Pfahlsystemen Erfahrungswerte für Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck dokumentiert. Für Fertigteilrammpfähle aus duktilem Gusseisen, schlanken Verdrängungspfählen mit Pfahlrohrdurchmessern von  $D_{Rohr} = 118 \text{ mm bis } D_{Rohr} = 170 \text{ mm}$ , liegen solche Erfahrungswerte bis dato noch nicht vor.

Um die erforderliche Datenbasis für die Erarbeitung solcher Erfahrungswerte auch für Fertigteilrammpfähle aus duktilem Gusseisen, nachfolgend als Duktil-Rammpfähle bezeichnet, zu schaffen, erfolgt z. Zt. die systematische Auswertung einer Vielzahl im Rahmen von Bauvorhaben durchgeführter Pfahlprobebelastungen. Zusätzlich werden umfangreich instrumentierte Pfahlprobebelastungen durchgeführt, um weitergehende Erkenntnisse insbesondere zur Aufteilung des Pfahlwiderstandes in Mantel- und Fußwiderstand zu gewinnen.

Im Zuge dieses Vorhabens wurden auf dem Testfeld Hollern 2 in Niederösterreich (Abbildung 1) konventionelle, statische Druck- und Zugpfahlprobebelastungen, bi-direktionale statische Pfahlprobebelastungen mit dem Pile HAY-Proof-System® sowie dynamische Pfahlprobebelastungen mit dem High-Strain-Verfahren an Duktil-Rammpfählen durchgeführt.

Im vorliegenden Tagungsbeitrag werden das Versuchskonzept und ausgewählte Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen präsentiert.



Abbildung 1: Testfeld Hollern 2, Niederösterreich

#### 2 Pfahlsystem

Duktil-Rammpfähle der TRM Tiroler Rohre GmbH (TRM) bestehen aus Rohren aus duktilem Gusseisen (Duktilrohre), die i. d. R. mithilfe eines hydraulischen Schlaghammers segmentweise in den dabei vollständig verdrängten Boden eingebracht werden (Abbildung 2a). Die Pfähle können dabei sowohl mit als auch ohne Mantelverpressung ausgeführt werden, wobei in Deutschland vorwiegend mantelverpresste Duktil-Rammpfähle zum Einsatz kommen. Bei Pfählen ohne Mantelverpressung, nachfolgend als unverpresste Pfähle bezeichnet, erfolgt der Lastabtrag im Sinne eines Aufstandspfahls i. W. über den Pfahlfuß. Mantelverpresste Duktil-Rammpfähle (Abbildung 2b) werden insbesondere wegen der, bei entsprechend tragfähigen Böden, höheren Mantelreibung und damit höheren äußeren Tragfähigkeit eingesetzt.



Abbildung 2: Duktil-Rammpfahl

Die einzelnen Rohrsegmente sind über Muffenverbindungen miteinander gekoppelt. Grundsätzlich wird bei jedem Pfahl das Innere des Duktilrohrs während der Pfahlherstellung mit einem Verpressbeton ausbetoniert (innen). Bei mantelverpressten Pfählen wird über eine vergrößerte Fußkappe (Pfahlschuh) während des Einrammens ein Ringraum zwischen Duktilrohr und umgebenden Boden erzeugt. Dieser wird während der Herstellung durch Öffnungen am Pfahlschuh mit dem Verpressbeton vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf hin verpresst (Abbildung 2b). Es können sowohl der Durchmesser und die Wandstärke des Duktilrohrs als auch der Durchmesser und die Form des Pfahlschuhs variiert werden. Verschiedene Varianten zur Ausbildung des Pfahlfußbereichs sind in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [DIBt, 2017] definiert.

Während der Herstellung der Rammpfähle wird i. d. R. die Rammzeit pro Meter Pfahlrohrvortrieb aufgezeichnet. Insbesondere wenn ein vergrößerter Pfahlschuh für mantelverpresste Duktil-Rammpfähle verwendet wird, sodass nur der Spitzenwiderstand beim Rammvorgang überwunden werden muss, gibt die Rammzeit Aufschluss über Schichtübergänge oder Inhomogenitäten im Baugrund. Aufgrund der vergleichsweise geringen Eindringwiderstände können bereits Raupen- oder Radbagger ab etwa 15 t als Trägergeräte für den hydraulischen Hammer verwendet werden.

Die Übertragung von Zugkräften über die Pfahlmuffe ist in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [DIBt, 2017] bisher nicht geregelt. Aktuelle Weiterentwicklungen des Pfahlsystems durch TRM zielen im Moment daher darauf, die Pfahlmuffe so zu optimieren, dass der Abtrag von Zugkräften auch ohne die Anordnung eines Zugstabes im Inneren des betongefüllten Duktilrohrs ermöglicht wird.

#### 3 Versuchsprogramm

#### 3.1 Baugrundsituation

Das Testfeld Hollern 2 in Hollern, ca. 50 km östlich von Wien, befindet sich in der Nähe von Windkraftanlagen, für die die Ergebnisse eines umfangreichen Erkundungsprogramms in Form von Kernbohrungen, Drucksondierungen (CPT) und Rammsondierungen (DPH) vorliegen. Zudem wurden auf dem im Abstand von ca. 30 m benachbarten Testfeld Hollern 1 u. a. weitere CPT-Sondierungen und DPH-Sondierungen durchgeführt. Im Rahmen der Baugrunderkundung des Testfelds Hollern 2 wurden fünf DPH-Sondierungen im Nahbereich der Probepfähle (Abstand jeweils < 2,5 m) angeordnet.

Bei den auf dem Testfeld anstehenden Böden handelt es sich im Wesentlichen um ausgeprägt plastische, feinsandige Tone und Schluffe (Tabelle 1). Die CPT- und DPH-Sondierungen weisen auf relativ einheitliche Bodenverhältnisse hin (Abbildung 3), wobei die Steifigkeit mit der Tiefe zunimmt. In den Bohrungen wurde in geringem Umfang Schichtwasser angetroffen. Der Grundwasserspiegel liegt jedoch mehr als 15 m unter der Geländeoberfläche und hat keinen Einfluss auf die Pfahlprobebelastungen.

| Schicht | Tiefenbereich<br>[m] | Bodengruppe<br>gemäß DIN 18196 | Beschreibung  |
|---------|----------------------|--------------------------------|---|
| 1       | 0 ÷ 3,5              | TM, TA                         | mittel plastische und ausgeprägt plastische,<br>schwach feinsandige Tone; dünne Sandlin-<br>sen (< 30 cm); weiche bis steife Konsistenz |
| 2       | 3,5 ÷ 6,0            | TM, TA                         | mittel plastische und ausgeprägt plastische,<br>schwach feinsandige Tone; dünne Sandlin-<br>sen; steife bis halbfeste Konsistenz        |
| 3       | >> 6,0               | TA, UA                         | ausgeprägt plastische, schwach feinsandige<br>Tone bzw. Schluffe; halbfeste Konsistenz  |

Tabelle 1: Baugrundschichtung auf dem Testfeld Hollern 2



Abbildung 3: Baugrunderkundung - Sondierungsprofile

#### 3.2 Probepfähle

Auf dem Testfeld wurden an insgesamt zwölf mantelverpressten Duktil-Rammpfählen (Pfahllänge  $L_p = 9,0$  m; Rohrdurchmesser  $D_{Rohr} = 118$  mm; Wandstärke t = 7,5 mm bis 9,0 mm) Pfahlprobebelastungen durchgeführt. Im Rahmen der Pfahlprobebelastungen wurden die Belastungsverfahren, der Zeitraum zwischen Pfahlherstellung und Probebelastung, Geometrie und Material des Pfahlschuhs, die Querschnittsform der Pfahlmuffe sowie die Rohrsegmentlängen variiert.

Die verschiedenen getesteten Pfahlkonfigurationen sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Abbildung 4 zeigt die beiden untersuchten Pfahlschuh-Geometrien.

| Pfahl | Verfahren              | Zeit | Rammschuh |          | Segment-<br>länge | Dehn<br>mess | ungs-<br>ungen |
|-------|------------------------|------|-----------|----------|-------------------|--------------|----------------|
|       |                        | [d]  | Form      | Material | [m]               | DMS          | DFOS           |
| PP3a  | statisch, Druck        | 7    | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | +            | +              |
| PP3b  | statisch, Druck        | 28   | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP7a  | statisch, Zug          | 7    | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | +              |
| PP8a  | statisch, Zug          | 7    | konisch   | Guss     | 2,5/5,0/1,5       | -            | -              |
| PP2a  | statisch, Pile H-P-S   | 7    | konisch   | Stahl    | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP2b  | statisch, Pile H-P-S   | 28   | konisch   | Stahl    | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP5a  | statisch, Pile H-P-S   | 7    | flach     | Stahl    | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP6a  | statisch, Pile H-P-S   | 7    | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP1a  | dynamisch, high-strain | 7    | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP1b  | dynamisch, high-strain | 28   | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP4a  | dynamisch, high-strain | 7    | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | -              |
| PP4b  | dynamisch, high-strain | 28   | konisch   | Guss     | 5,0/4,0           | -            | -              |

#### Tabelle 2: Probepfähle



a) Konischer Pfahlschuh aus duktilem Gusseisen



b) Flacher Pfahlschuh aus Stahl

#### Abbildung 4: Pfahlschuhe

#### 3.3 Durchführung der Probebelastungen

An vier Pfählen wurden konventionelle statische Probebelastungen in Form von Druckbelastungen (PP3a, PP3b) und Zugbelastungen (PP7a, PP8a) durchgeführt. Die Druckbelastungen erforderten den Einbau von vier Reaktionspfählen mit einer Pfahllänge von  $L_p =$ 10 m. Bei allen Probebelastungen wurden die am Pfahlkopf aufgebrachte Last und die Pfahlkopfverschiebungen gemessen. Bei zwei Probebelastungen wurden zudem Dehnungen entlang des Pfahlschafts mittels Dehnmessstreifen (PP3a) und faseroptischen Messungen (PP3a, PP7a) gemessen. Die Dehnungsmessungen sind allerdings nicht Gegenstand dieser Veröffentlichung.

Zusätzlich zu den konventionellen statischen Probebelastungen wurden vier Probebelastungen mit bi-direktionaler Belastung mit dem Pile HAY-Proof-System® (Pile H-P-S®) durchgeführt. Während der Lastaufbringung werden Pfahlmantel und Pfahlfuß dabei separat, bi-direktional belastet ([HAYDEN, 2011], [HAYDEN & KIRCHMAIER, 2010]). Dabei dienen Pfahlmantel und Pfahlfuß solange als gegenseitiges Widerlager bis der Pfahlmantelwiderstand und/oder der Pfahlfußwiderstand den Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht, sodass keine separaten Reaktionspfähle benötigt werden. Prinzipiell können folgende Versagensmechanismen eintreten:

- Der maximale Pfahlmantelwiderstand wird zuerst erreicht (Zugversagen).
- Der maximale Pfahlfußwiderstand wird zuerst erreicht (Druckversagen).
- Maximaler Pfahlmantelwiderstand und Pfahlfußwiderstand werden gleichzeitig erreicht.
- Der Grenzzustand der inneren Tragfähigkeit wird zuerst erreicht (Materialversagen).

Für den Versagensmechanismus Druckversagen wird im Anschluss an den Pile HAY-Proof-System® Versuch eine konventionelle Zugprobebelastung durchgeführt, um auch den maximalen Pfahlmantelwiderstand bestimmen zu können. Abbildung 5 zeigt den Aufbau des Pile HAY-Proof-System® inkl. der Traverse und des Auflagers für die Zugprobebelastung.

Abbildung 6 zeigt die Komponenten des Pile HAY-Proof-System® Probepfahl sowie eine Schemaskizze des statischen Systems. In den frisch hergestellten Duktil-Rammpfahl wird ein gegen eindringenden Verpressbeton unten verschlossenes Rohr (Zugrohr) eingeschoben. Im ausgehärteten Zustand besteht zwischen der Außenseite des Zugrohrs und dem Verpressbeton im Inneren des Duktilrohrs ein Verbund. Auf den Pfahlschuh wird vor dem Einrammen Schmierfett aufgebracht, um ein Anhaften des Verpressbetons zu verhindern. Die untere Messkopfplatte wird mit dem Zugrohr verschraubt, der Pressenauflagerteller wird mit einem in das Zugrohr eingestellten Gewindestab (Druckstab) verschraubt. Wenn nun die hydraulische Presse, die auf dem Pressenauflagerteller angeordnet ist, auseinanderfährt, werden der Pressenauflagerteller nach unten und die obere Messkopfplatte nach oben gedrückt. Der Druckstab drückt dann auf den Pfahlschuh während das Zugrohr samt Duktilrohr sowie dem Verpressbeton im Inneren und im Ringraum aus dem Boden herausgezogen wird.



a) Gesamtansicht mit Traverse für die Zugprobebelastung

b) Pfahlkopf mit hydraulischer Presse

Abbildung 5: Pile HAY-Proof-System®

Während der Probelastung werden neben der aufgebrachten Pressenkraft, die vertikalen Verschiebungen am Pfahlkopf (Hebung) und am Pressenauflagerteller (Setzung) gemessen. Aus den Ergebnissen der Pile HAY-Proof-System® Probebelastungen kann eine zur konventionellen statischen Pfahlprobebelastungen äquivalente Widerstand-Setzungslinie (WSL) ermittelt werden, indem die Widerstand-Setzungslinie des Pfahlfußes und die Widerstand-Hebungslinie des Pfahlmantels überlagert werden. Das Pile HAY-Proof-System® stellt ein Verfahren dar, mit dem erhöhte Anforderungen gemäß EA-P [DGGT, 2012] realisiert werden können.



a) Schnitt durch den Probepfahl

b) Schemaskizze des statischen Systems



An den Probepfählen PP1a, PP1b, PP4a und PP4b wurden dynamische Probebelastungen mit dem High-Strain Verfahren durchgeführt. Die Belastung erfolgte mittels eines Belastungssystems mit einer freien Fallmasse von  $m_{FG} = 5000 \text{ kg}$  und Fallhöhen zwischen h = 15 cm und h = 57 cm.

Die dynamischen Probebelastungen und die Auswertung der Daten mit Hilfe des CAPWAP-Verfahrens erfolgte durch die GSP mbH. Die Kraft- und Verschiebungsmessungen der statischen Probebelastungen wurden von der Firma geo-proof und die faseroptischen Messungen vom Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme der Technischen Universität Graz durchgeführt.

#### 4 Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen

Die Grenztragfähigkeiten der Probepfähle sind in Tabelle 3 und Tabelle 4 zusammengestellt. Dabei wurde

- der Pfahldurchmesser D<sub>p</sub> aus dem Verpressvolumen des jeweiligen Pfahls rückgerechnet,
- die Pfahlmantelreibung q<sub>s,m</sub> unter Berücksichtigung von D<sub>p</sub> aus dem Pfahlmantelwiderstand R<sub>s,m</sub> abgeleitet und
- der Pfahlspitzenwiderstand q<sub>b,m</sub> unter Berücksichtigung des nominalen Pfahlschuhdurchmessers von D<sub>schuh</sub> = 220 mm aus dem Pfahlfußwiderstand R<sub>b,m</sub> ermittelt.

Sofern bei den statischen Pfahlprobebelastungen das Erreichen der Grenztragfähigkeit nicht deutlich durch überproportionale Verformungszunahme und abfallenden Pressendruck zu erkennen war, wurde als Grenzkriterium das Überschreiten einer Kriechverformung von  $k_s = 2$  mm herangezogen. Bei den dynamischen Pfahlprobebelastungen wurden die Grenztragfähigkeiten mit dem CAPWAP-Verfahren ermittelt.

Alle Pfähle, die mit dem Pile HAY-Proof-System® geprüft wurden, zeigten den gleichen Versagensmodus indem der maximale Pfahlfußwiderstand R<sub>b</sub> vor dem maximalen Pfahlmantelwiderstand R<sub>s</sub> erreicht wurde. Der Pfahlmantelwiderstand wurde dann durch einen konventionellen statischen Zugversuch ermittelt. Abbildung 7 zeigt beispielhaft die Last-Verschiebungslinien für Pfahl PP5a.

In den statischen Druckprobebelastungen und den Versuchen mit Pile HAY-Proof-System® wurden Widerstände zwischen  $R_m = 600$  kN (PP3b) und  $R_m = 885$  kN (PP6a) gemessen. Die in statischen Zugprobebelastungen und in den Versuchen mit Pile HAY-Proof-System® gemessenen Mantelwiderstände liegen in einer Bandbreite zwischen  $R_{s,m} = 500$  kN (PP5a) und  $R_{s,m} = 796$  kN (PP6a). Bei dem Zugpfahl PP8a kam es zu einem Versagen der Muffe, sodass der in Tabelle 3 dokumentierte Widerstand von  $R_m = 596$  kN die innere Tragfähigkeit des Pfahls repräsentiert.

Mit einer Mantelreibung zwischen  $q_{s,m} = 76 \text{ kN/m}^2$  (PP5a) und  $q_{s,m} = 110 \text{ kN/m}^2$  (PP6a) zeigen die statischen Zugprobebelastungen und die Versuche mit Pile HAY-Proof-System® eine angemessene Übereinstimmung. Für drei der vier Pfähle, bei denen der Pfahlspitzenwiderstand auf Grundlage der Pile HAY-Proof-System® Versuche ermittelt werden konnte, betrug die Bandbreite der Ergebnisse  $q_{b,m} = 1578 \text{ kN/m}^2$  (PP2b) bis  $q_{b,m} = 2341 \text{ kN/m}^2$ (PP6a). Die Probebelastung an Pfahl PP5a mit dem flachen Pfahlschuh ergab einen deutlich höheren Pfahlspitzenwiderstand von  $q_{b,m} = 7892 \text{ kN/m}^2$ , aber auch den kleinsten Wert für die Mantelreibung.

Ein Festwachsen (set-up), d. h. eine Erhöhung der Pfahltragfähigkeit mit der Zeit, konnte bei den statischen Druckprobebelastungen nicht beobachtet werden. Im Gegenteil sanken die Widerstände zwischen  $R_m = 800$  kN (PP3a; 7 d) und  $R_m = 600$  kN (PP3b; 28 d) und zwischen  $R_m = 734$  kN (PP2a; 7 d) und  $R_m = 710$  kN (PP2b; 28 d). Es ist jedoch zu beachten, dass die Versuche nach 28 d für andere Pfähle durchgeführt wurden als die Versuche nach 7 d, sodass offen bleibt, ob Unterschiede in den Bodenverhältnissen und/oder der Pfahlgeometrie die Ursache für dieses Ergebnis sind.

Die dynamischen Pfahlprobebelastungen zeigten deutlich höhere Widerstände R<sub>m</sub> als die statischen Pfahlprobebelastungen. Während die Mantelwiderstände mit Werten zwischen R<sub>s,m</sub> = 651 kN (PP1a) und R<sub>s,m</sub> =807 kN (PP4b) gemessen wurden und damit in der gleichen Bandbreite wie bei den statischen Probebelastungen liegen, ist der Pfahlfußwiderstand mit Werten zwischen R<sub>b,m</sub> = 489 kN (PP1a) und R<sub>b,m</sub> =654 kN (PP1b) um den Faktor 7 (im Durchschnitt) höher als bei den statischen Probebelastungen, sofern man Pfahl PP5a mit dem flachen Rammschuh bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Der Sachverhalt, dass mit dynamischen Pfahlprobebelastungen insbesondere in tonigen Böden deutlich höhere Widerstände als mit statischen Pfahlprobebelastungen bestimmt werden, ist für verschiedene Pfahlsysteme bekannt (z. B. [BRIAUD ET AL., 2012]; [KLING-MÜLLER & SCHALLERT, 2012]; [SVINKIN 2011]; [WEHR ET AL., 2015]). [FLEMING ET AL., 2009] weisen darauf hin, dass der dynamische Pfahlfußwiderstand den statischen Pfahlfußwiderstand aufgrund von viskosen Effekten deutlich überschreiten kann, wobei die Unterschiede in weichen bindigen Böden stärker ausgeprägt sind. Im Gegensatz zu den statischen Versuchen zeigten die dynamischen Pfahlprobebelastungen auch einen Anstieg der Pfahlwiderstände mit der Zeit von  $R_m = 1140$  kN (PP1a; 7 d) und  $R_m = 1196$  kN PP4a; 7 d) auf  $R_m = 1451$  kN (PP1b; 28 d) und  $R_m = 1425$  kN (PP4b; 28 d).

| Pfahl | Verfahren                | Zeit<br>[d] | Pfahl-<br>schuh   | D <sub>P</sub><br>[m] | R <sub>b,m</sub><br>[kN] | q <sub>b,m</sub><br>[MN/m²] | R <sub>s,m</sub><br>[kN] | q <sub>s,m</sub><br>[kN/m²] | R <sub>m</sub><br>[kN] |
|-------|--------------------------|-------------|-------------------|-----------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|------------------------|
| PP3a  | statisch,<br>Druck       | 7           | konisch,<br>Guss  | 0,24                  | -                        | -                           | -                        | -                           | 800                    |
| PP3b  | statisch,<br>Druck       | 28          | konisch,<br>Guss  | 0,23                  | -                        | -                           | -                        | -                           | 600                    |
| PP7a  | statisch,<br>Zug         | 7           | konisch,<br>Guss  | 0,24                  | -                        | -                           | 598                      | 89                          | 598                    |
| PP8a  | statisch,<br>Zug         | 7           | konisch,<br>Guss  | 0,25                  | -                        | -                           | (596)                    | (85)                        | (596)*                 |
| PP2a  | statisch,<br>Pile H-P-S® | 7           | konisch,<br>Stahl | 0,23                  | 84                       | 2,2                         | 697                      | 108                         | 781                    |
| PP2b  | statisch,<br>Pile H-P-S® | 28          | konisch,<br>Stahl | 0,24                  | 60                       | 1,6                         | 650                      | 97                          | 710                    |
| PP5a  | statisch,<br>Pile H-P-S® | 7           | flach,<br>Stahl   | 0,23                  | 300                      | 7,9                         | 500                      | 76                          | 800                    |
| PP6a  | statisch,<br>Pile H-P-S® | 7           | konisch,<br>Guss  | 0,26                  | 89                       | 2,3                         | 796                      | 110                         | 885                    |

Tabelle 3: Grenztragfähigkeit - statische Probepfähle

<sup>\*</sup>Bei Pfahl PP8a wurde die innere Tragfähigkeit der Pfahlmuffe erreicht.

| Pfahl | Verfahren                 | Zeit<br>[d] | Pfahl-<br>schuh  | D <sub>Pfahl</sub><br>[m] | R <sub>b,m</sub><br>[kN] | q <sub>b,m</sub><br>[MN/m²] | R <sub>s,m</sub><br>[kN] | q <sub>s,m</sub><br>[kN/m²] | R <sub>m</sub><br>[kN] |
|-------|---------------------------|-------------|------------------|---------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|------------------------|
| PP1a  | dynamisch,<br>high-strain | 7           | konisch,<br>Guss | 0,22                      | 489                      | 12,9                        | 651                      | 104                         | 1.140                  |
| PP1b  | dynamisch,<br>high-strain | 28          | konisch,<br>Guss | 0,24                      | 654                      | 17,2                        | 797                      | 120                         | 1.451                  |
| PP4a  | dynamisch,<br>high-strain | 7           | konisch,<br>Guss | 0,22                      | 501                      | 13,1                        | 695                      | 111                         | 1.196                  |
| PP4b  | dynamisch,<br>high-strain | 28          | konisch,<br>Guss | 0,24                      | 619                      | 16,3                        | 807                      | 121                         | 1.425                  |

Tabelle 4: Grenztragfähigkeit - dynamische Probepfähle



Abbildung 7: Pfahl PP5a - Widerstand-Verschiebungslinien mit Pile HAY-Proof-System®

#### 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die mit den konventionellen statischen Pfahlprobebelastungen und den Probebelastungen mit dem Pile HAY-Proof-System® ermittelten Grenztragfähigkeiten zeigen eine gute Übereinstimmung. Inwiefern den Abweichungen zwischen statischen und dynamischen Probebelastungen durch die Anwendung von Streuungsfaktoren gemäß EA-P [DGGT, 2012] bei der Ermittlung charakteristischer Widerstände für die Duktil-Rammpfähle bereits ausreichend Rechnung getragen wird, bedarf zusätzlicher Untersuchungen.

Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen deuten darauf hin, dass mit flachen Pfahlschuhen im Vergleich zu konischen Pfahlschuhen signifikant höhere Pfahlfußwiderstände mobilisiert werden können. In weitergehenden Untersuchungen soll der Einfluss der Pfahlfußgeometrie auf den Pfahlfußwiderstand für größere Stichproben quantifiziert werden, um das Tragverhalten der Duktil-Rammpfähle entsprechend zu optimieren.

#### Literatur

Briaud, J.-L.; Ballouz, M.; Nasr, G.; Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, New York, Vol. 126, No. 7, 640-649, 2000* 

**Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt);** Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-34.25-230. TRM DUKTILPFAHL, 2017

**Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT);** Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" – EA-P, 2. Auflage, 2012

Fleming, W.G.K.; Weltman, A.J.; Randolph, M.F.; Elson, W.K.; Piling Engineering. 3rd ed.; Taylor & Francis Group, 2009

Hayden, M.; Pile HAY-Proof-System® (Pile H-P-S) - New Test Method for Static Load Tests of Slender Piles. *Proc. 11th ISM Int. Workshop on Micropiles, Milan, 2011* 

Hayden, M.; Kirchmaier, T.; Pile HAY-Proof System (Pile H-P-S) – Neuartiges System für statische Probebelastungen an schlanken Pfählen. *Beiträge zum 25. Christian Veder Kolloquium, Technische Universität Graz, 2010* 

Klingmüller, O.; Schallert, M.; Resistance factors of high-strain dynamic testing regarding German application of Eurocode 7 and correlation of dynamic and static pile tests. *Proceedings, 9th Int. Conf. on testing and Design Methodes for Deep Foundations, Kanazawa, Japan, 687 – 695, 2012* 

**Produktinformationen Keller Holding**; Duktile Rammpfähle / Ductile driven piles, *Brochure.* 72-02D-E, Keller Holding, Offenbach, 2015

**Svinkin, M.R.;** Engineering Aspects in Evaluation of Pile Capacity by Dynamic Testing. ASCE Structures Congress. Las Vegas, Nevada, USA, 1686 – 1697, 2011

Wehr, J.; Andreas, M.; Böhle, B.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Real-time quality monitoring and result verification by static and dynamic trail loading of piles in marine clay. *Proceedings, 16th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edinburgh, Scotland, 1339 – 1343, 2015*  Autoren

Johannes Berndt, M.Sc. Prof. Dr.-Ing. Oliver Reul

Fachgebiet Geotechnik Universität Kassel Mönchebergstraße 7, 34125 Kassel

Bmstr. Dipl. Ing. Bernhard Schrötter

Vertrieb Pfahlsysteme Tiroler Rohre GmbH Innsbruckerstraße 51, 6060 Hall in Tirol

Dipl. Ing. Martin Hayden

Spartenleiter-Stv. Rammtechnik Keller Grundbau GmbH, Guglgasse 15, 1110 Wien j.berndt@uni-kassel.de o.reul@uni-kassel.de

www.uni-kassel.de/go/geotechnik Tel.: +49 561 804-2650

bernhard.schroetter@trm.at

www.trm.at Tel.: +43 5223 503 114

m.hayden@kellergrundbau.at

www.kellergrundbau.at Tel.: +43 1 8923526 1158





**B** PFAHLSYSTEME

# Nachhaltige Pfahlsysteme

PFAHLSYSTEME

ductile iron solutions www.trm at


# Axial capacity of impact-driven monopiles: the case study at Cuxhaven, Germany

M. Goodarzi<sup>1,2</sup>, B. Ossig<sup>1, \vee,</sup>, L. S. Brandt<sup>2</sup>, A. V. Busch<sup>2</sup>, P. Ghasemi<sup>2</sup>, T. Mörz<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Geo-Engineering.org GmbH, Bremen, Germany

<sup>2</sup>MARUM - Center for Marine Environmental Sciences, University of Bremen, Germany

⊠ benjamin.ossig@geo-engineering.org

## 1 Introduction

Open-ended steel pipe piles play a major role in offshore-engineering, particularly for the wind energy industry. They can be used as single foundations for wind turbines as monopiles, or anchor the foundation structure to the sea floor for jacket or tripod foundations. In all these foundation types, one major challenge is to derive an estimation of the axial pile capacity for different soil conditions. While pile capacity can be in the simplest way explained by the pile geometry, soil density, the stress acting on pile surface and the frictional response between pile and soil, the significant dynamic energy and deformation being exerted into the soil during pile installation can alter the soil properties and the stress state around piles [Randolf, 2003]. Therefore, it is not simply possible to evaluate the actual axial capacity of piles using traditional stress-strain analysis in geotechnical engineering.

Pile design in sandy soil traditionally used an earth pressure coefficient *K*, to calculate the shaft resistance based on the effective stress around the pile. The principle of shallow foundation was the base for the toe capacity calculation. Limited values for maximum shaft and tip resistances at some depth was added to improve the predicted results. However, several details such as plugging effects or the role of inner surface in open-ended piles were not properly considered [Kulhawy, 1984]. A well-known guideline based on this approach is presented in the American Petroleum Institute [API, 2007]. However, by comparing the predicted results of the API method with the available databases of pile tests, the limited capability of the API formulation, particularly for piles driven in sand, has been highlighted [Jardine & Chow, 2007].

A major step towards a better understanding of the development of shaft resistance in sandy soil was taken by using instrumented piles [Lehane, 1992; Lehane et al., 1993; Chow, 1997; Axelsson, 2000]. In these studies, close-ended steel piles with several pressure sensors along the shaft were driven in sandy formations. An important understanding derived from these works was that the shaft resistance at any point on the pile not only depends on its depth but also on the ratio between its relative distance to the pile tip and the pile radius. Such observation in conjunction with clear correlation of shaft and tip resistances to cone penetration test (CPT) profile were the motivation to establish a relationship between cone resistance (*q*<sub>c</sub>) and pile capacity. This idea led to the development of several semi-empirical design methods known as CPT-based methods among which some popular ones are ICP-05, UWA-05, NGI-05, Fugro-05, HKU, EA-Pfähle [API, 2007; Jardine et al., 2005; Lehane et al., 2005; Clausen et al., 2005; Klok et al., 2005; Yu & Yang, 2012a, 2012b; Lüking & Becker, 2015].

Each of these approaches was established based on differing databases of static pile load tests, performed in specific soil types, with different pile sizes and set-up time, which is the time between the end of installation and the pile test. In addition, the field of application was the oil and gas industry and not the offshore wind energy, which has different loading conditions [Gavin et al. 2011]. In a review by Labenski and Moormann [2016] on CPT-based methods, it was pointed out that the database of pile tests based on which the empirical factors were determined has no pile in a range of a XL-offshore monopile. They stated that for example, the ICP-05 method is based on pile data up to 0.76 m in diameter, the UWA-05 and Fugro-05 chose databases in which all piles had diameters less than 1 m and EA-Pfähle used test results on open-ended steel piles with diameter of 0.32 to 1.42 m. The HKU method also did not have case studies with pile dimeter (D) of more than 1.5 m. The lack of large diameter pile data sets shows itself when a sensitivity analysis is carrying out on this parameter. Gavin et al. [2011] tried to design a pile, which can carry 30 MN axial load, with two diameters of 1.5 and 2.5 m in a dense sand with  $q_c$  equals to 50 MPa using the CPTbased methods. The required pile lengths obtained from different methods have a variation in the range of 100%. In addition, the performance of each method, in terms of how much conservative their results are, was not the same when the diameter changed. A similar issue was demonstrated by Labenski and Moormann [2016] using a simple uniform soil profile and a constant pile length with different diameters. From their results, it can be concluded that e.g. the ICP-05, UWA-05, NGI-05, and HKU methods predict almost the same capacity

for pile diameters up to 1.5 m with significant different capacity predictions for piles with diameter larger than 2 m.

Another question, which can be raised concerning the pile test databases in use, is the setup time for which the various design methods predict capacities. While the ICP-05 claims to predict the pile capacity after 100 days, Clausen et al. [2005] clearly stated that the set-up time is not known for majority of the databases; therefore, they did not include any time correction in the NGI-05. Rimoy et al. [2015] reported pile test results at three sites with sandy soil in which pile capacities increased more than two times at around 200 days after installation. Considering all the mentioned challenges in the design practices developed for axial capacity, Jardine et al. [2015] found it reasonable to follow the recommendation of German national annex, DIN 1054:2010-12, on necessity of field measurement for axially loaded pile.

In this paper, the monopiles installed in a test site in Cuxhaven, Germany were considered for a case study. This site was developed in 2014 by the VIBRO-Project, which was founded by the Carbon Trust (CT) and supervised by RWE Innogy GmbH (RWE) as the lead participant with the main objective of conducting lateral pile load tests. Six piles with an embedment length of around 18.5 m and outer diameter of 4.3 m were installed, of which three were impact-driven and three were vibro-driven. Acceleration and strain were measured on the impact piles in order to evaluate the axial capacities using pile driving analysis (PDA). These data include recorded blows at the end of driving (EoD), a few hours and two weeks after installation. The commercial software CAPWAP were used to analyse the impacts on piles in order to estimate the axial capacity. Different design methods were than adopted to calculate the pile capacity based on CPT profiles at the piles' locations. The predicted results were then compared in detail with the pile test results. A special attention is here paid to the predicted shaft resistance from CPT-based methods and the estimated results from CAPWAP.

# 2 The case study at Cuxhaven test site

In November 2013, the Carbon Trust and RWE Innogy GmbH (RWE) initiated the 'Vibration Pile Validation' (VIBRO) project as part of the Offshore Wind Accelerator (OWA) program. Within the scope of VIBRO, six monopiles with a diameter of 4.3 m were installed in June and July 2014 in a sandpit in Cuxhaven, northern Germany. Three of the piles were installed by using an impact pile driver, while the other three by using a vibratory-driver. The goal of

the project was to assess the effect of installation methods on the piles lateral load bearing capacity. Although the use of vibro-piling bears economic and ecological benefits, a comparable pile bearing strength to impact hammer driven piles had to be demonstrated. The second project phase, VIBRO RE-strike, was initiated in April 2017 by conducting another set of strikes on all piles with a hydraulic hammer to evaluate the long-term set-up effect on XL-monopile. However, this study will limit itself to the results of axial capacity estimation in 2014, which was a separate project funded by Wirtschaftsförderung Bremen (WFB).

Two of the impact hammer driven piles, namely P2 and P3, were selected for this study. Both piles are 21 m long and were driven 18.5 m into the soil. Pile thickness is 45 mm up to 6.2 m and the thickness of the rest of the pile is 40 mm.

# 2.1 Site characteristics

The Cuxhaven test site was selected based on a series of geological and geotechnical site investigations. The aim was to find a site with a subsoil comparable with the soil conditions at many North Sea projects in the German bight. The test field is located in the so-called "Altenwalder Geest" (moraine) and the area was dominantly formed during the three Pleistocene glacial periods Elsterian, Saalian and Weichselian. The soil consists of mainly dense to very dense sand, which is a medium to fine sand with angular to sub-angular grains and has a quartz content of at least 95 %. Two cohesive layers are also presented at the site at almost 4.5 m and over 20 m depth below test site reference surface (dbs). These layers can trap water; therefore, the soil is almost fully saturated up to 4 m below the ground level.

In order to better understand and account for the soil variability in the site, four CPTs were performed around each pile before installation in a diagonal pattern with 2.75 m distance from the pile centre. This means CPT profiles are available at 0.6 m distance from pile surface. Figure 1 shows CPT profiles around the test piles. The first cohesive layer in the site can be detected in these profiles between almost 4 m to 5 m dbs, which was classified as a sandy till with an undrained shear modulus between 40 to 50 kN/m<sup>3</sup>.



Figure 1: CPT profiles around test piles.

# 2.2 Dynamic pile test

Although the aim of the project was focused on the lateral capacity, dynamic pile tests were planned on the impact hammer driven piles by recording the strain and acceleration of several blows. One of the key factors in conducting a pile test is to plan the additional strike after EoD in a way that reasonable time for pile set-up is allowed [Likins & Rausche, 2008]. It is generally known that using the EoD data would lead to very poor capacity estimation [Jardine et al., 2015]. In addition, Bullock [2008] carried out PDA of several tests conducted at different times after installation and concluded that PDA of EoD blows would lead to scattered capacity estimation. Results became more consistent when blows recorded a few hours after installation were used. Considering these issues, blows were recorded at the end of driving, a few hours and two weeks after installation. These sets of tests allowed for the estimation of the axial capacity and the evaluation of the pile early set-up process.

For dynamic pile test, 2 m below the pile head, four strain and two acceleration sensors were installed around the pile (see Figure 2) in order to increase the accuracy and reliability of the recorded shock wave [Likins et al., 2008]. A critical factor in a successful dynamic pile test is the set per blow, which is the amount of pile penetration in each strike. Likins and

Rausche [2008] compared the results from several dynamic pile test with different set per blows with their corresponding results of static pile tests and concluded that a minimum permanent penetration of 2 mm is required in order to have reliable result from dynamic pile test. This means enough input energy from the hammer is highly important and a smaller penetration can lead to a lower bound estimation of the pile capacity.

While the set per blow for each strike was not separately recorded in this study, the average penetration is available for each set of test. A range of 2 to 8 mm has always been achieved. Moreover, the average values were compared with the calculated set per blow extracted from the acceleration sensors and almost the same results with an error of  $\pm 2$  mm was obtained.



Figure 2: Location of sensors in cross- and longitudinal sections.

Different commercial or academic developed packages can be used to perform signal matching on the recorded shock wave on piles during dynamic pile testing. Svinkin [2011] compared the results obtained from several signal matching packages, SIMBAT, CAPWAP, and TNOWAVE with static load tests. He concluded that CAPWAP analysis provide relatively good results for dynamic pile test in sandy soils while it leads to significant overestimations in clay. This further supported our choice of CAPWAP in this study.

Figure 3 summarized the results of the CAPWAP analysis in the terms of total capacity ( $R_u$ ), shaft capacity ( $R_s$ ) and toe capacity ( $R_l$ ). As it expected, a clear increase in pile capacity in around two weeks can be observed which happened more or less only at the shaft. This is consistent with the results of other studies dealing with the set-up effect [e.g Lim & Lehane 2014; Rimoy et al. 2015] and provides more confidence on the accuracy of the estimated

capacities. Another issue, which can be pointed out by looking at the CPT profiles, is that the location of both piles have relatively the same soil condition until 16 m dbs where at the location of pile 3 denser layers are present. However, pile toes located at 18.5 m dbs do not have exactly the same condition. Although the  $q_c$  at the location of toe for both pile are very similar but the toe for pile 3 is pushing against weak layers while pile 2 is penetrating to a very dense layer with  $q_c$  over 40 MPa. This difference does not show itself in the estimated toe capacities as both piles have relatively similar toe resistance after 2 weeks. Such results can help to further understand the mechanism and the influence zone of toe resistance which generally considered  $1.5^*D$  above and below pile tip. However, it should be noted that toe capacities estimated from dynamic pile tests have higher uncertainty.

Figure 4 also shows the estimated shaft capacity at different depth along the pile. A clear set-up in the shaft resistance can be seen from these plots, which almost covers the whole length of the piles. Some miss-matched between shaft capacity and CPT profile can be attribute to the discretization in the pile model in CAPWAP. In this study, 19 segments was considered along the piles for wave propagation calculation, which means almost one segment for each meter of the pile. Increasing the number of segments along the pile will improve the quality of the result but increase the required time and effort significantly.



Figure 3: Estimated pile capacity versus time obtained from CAPWAP analysis of dynamic pile tests of total capacity (R<sub>u</sub>), shaft capacity (R<sub>s</sub>) and toe capacity (R<sub>t</sub>).

# 3 Analytical design practices for axial capacity

While the offshore wind industry tends to increase the size of wind plants every year and consequently foundation size, the pile axial capacity design methods are still based on databases with relatively small piles (D< 2 m). Clearly, new databases with much bigger piles are needed. Conducting static load tests on such big piles is highly challenging and expensive. Therefore, dynamic pile tests are a more affordable alternative providing additional information such as the shaft capacity distribution. However, the accuracy achieved from these tests may be questionable because signal matching performed on the recorded acceleration and strain at pile head to estimate the capacity does not lead to a unique result. It can even be that a set of values with no physical meaning provides a good match between the calculated and the measured signals. Therefore, Randolph [2003] recommended taking the values or resistance distribution, which still result in a reasonable fit with the measured blow rather than just a set of values with the best-fit. While the authors have no intend to claim that the dynamic pile tests on two piles represent a new database, the size of the piles and the similarity of the test site to the North Sea in the German bight provides an opportunity to evaluate the design methods in terms of their applicability in wind industry projects.



Figure 4: Average CPT profiles versus shaft capacity estimated from CAPWAP analysis.

Here, some of the design practices for axial capacity were briefly reviewed and their results for the Cuxhaven test site were presented and discussed, because the methods were compared and evaluated in details in several studies [e.g Gavin et al. 2011; Labenski & Moormann, 2016; Becker & Lüking, 2017]. In general, all the approaches try to give estimations for the unit resistance of the shaft ( $\tau_s$ ) and base ( $q_b$ ) and define the total pile capacity as:

$$R_u = R_t + R_s = A_b q_b + \pi D \int \tau_s(z) dz \tag{1}$$

where D is the pile diameter,  $A_b$  is the toe area and z is the depth blow the surface.

The basic API standard method [API, 2007] predicts the shaft and toe capacity based on relative density  $(D_r)$  and cut-off limits are introduced in order to limit the shaft and toe resistances at high depth. The Imperial collage pile (ICP-05) design method was developed based on using CPT profile and is known as CPT-based approach [Jardine et al., 2005]. In this method, the radial stress acting on pile surface depends on cone resistance, vertical effective stress and the relative distance to the pile toe. The ICP method also considers plugged piles, partially plugged piles and unplugged for open-ended piles to estimate the toe capacity. University of Western Australia (UWA-05) method [Lehane et al., 2005] used the same principle for shaft resistance as ICP, however, it brought a concept called incremental filling ratio (IFR) to account for the degree of plugging in the toe capacity calculation. Clausen et al. [2005] proposed the Norwegian Geotechnical Institute (NGI-05) method in which a special attention was paid to the shaft resistance under tension loading by adding tension pile tests into the database. The toe capacity is also calculated as the minimum capacity of unplugged and plugged conditions based on the relative soil density. The company Fugro has also developed a pile design method called Fugro-05 [Kolk et al., 2005] based on the ICP approach and considers different expressions for tensional and compressional loading conditions. The German standard or EA-Pfähle also provides the axial capacity based on cone resistance. The method provides an upper bound known as 50% guantile and a lower band known as 10% guantile for the unit resistance of shaft and base. An important note about EA-Pfähle is that the approach is limited to  $q_c$  less than 25 MPa [Lüking & Becker, 2015], therefore, it was not considered in this study. It should be noted that all of these approaches, except EA-Pfähle, tried to account for the effect of friction fatigue in there equations, which describes the continuous decrease of the radial stress on

the shaft with distance from the pile toe. This effect was explained to be caused by the recurring move back of the pile after each blow [White & Lehane, 2005].

Figure 5 shows the shaft capacity distributions obtained from CAPWAP analysis and the considered design methods. It is worth noting that for the calculation of shaft resistance of the presented clay layer, the  $\alpha$ -method for cohesive soil was used [API, 2007]. In the first glance, it can be said that CAPWAP results are comparable with NGI-05, UWA-05 and ICP-05. However, ICP-05 and NGI-05 provide higher shaft resistance close to pile tip and the UWA-05 seems to have the best consistency with the CAPWAP analysis. It can also be concluded that almost all the considered CPT-based methods have similar results for the upper part of the pile where the  $q_c$  is lower than 20 MPa and the effective vertical stress is also lower. Significant deviation in shaft capacity can be seen for the lower part of the pile close to toe where particularly Furgo-05 start to have much higher predicted capacities. The API as an approach based on relative density is clearly not exactly following the CPT profile and therefore does not provide a comparable distribution to the CAPWAP evaluation.

In order to calculate the unit base capacity with the CPT-based methods, a term called average cone resistance  $(q_c ave)$  is required. A generally accepted approach is to take the average  $q_c$  in a range 1.5D above and below the pile tip [API, 2007]. While considering three pile diameter as the influence zone for close-ended and small diameter open-ended piles seems a reasonable choice, for a monopile foundation with no plugging and more than 4 m of diameter, seems questionable. For the presented case study, this means taking average for  $q_c$ , almost 6 m below and above pile tip. Considering the fact that the piles have no plugging, another extreme case would be to use pile thickness (t) to calculate the influence zone, which almost means using  $q_c$  at the toe depth. Such a case was indirectly added in the NGI method by considering  $q_c$  at the location of the pile toe for the calculation of toe capacity under unplugged condition. The results of  $q_c$  are provided in table 1 for these extreme scenarios with averaging range of 3D and 3t above and below pile tip. While local  $q_{c ave}$  around the toes are different, estimated toe capacities from the CAPWAP analysis are almost the same. From authors experience and private discussions with experienced engineers, it can be said that differentiating between the toe capacity and the shaft resistance at the lower part of a pile (close to tip) in signal matching analysis of dynamic pile test is a challenge. Therefore, addressing the above-mentioned issue in this study may not be easily achieved.



Figure 5: Comparison of unit resistance of shaft obtained from CAWAP analysis with different design practices.

Table 1: Average cone resistance around pile toes using pile wall thickness *t* and pile diameter *D*.

| Pile ID | $q_{c_{ave}}$ with 1.5 D (MPa) | <i>q<sub>c_ave</sub></i> with 1.5 t (MPa) |  |
|---------|--------------------------------|---|--|
| P2      | 21.6                           | 20.38                                     |  |
| P3      | 19.42                          | 29.23                                     |  |

Because of the mentioned uncertainty in the detail of the results obtained by signal matching, it is also of interest to compare the estimated total capacity with the design practices. Figure 6 summarizes the results for both piles. The ICP-05, NGI-05 and UWA-05 seem to provide the best estimation for the total capacity. However, the UWA-05 gives the best prediction for the total shaft resistance compared to CAPWAP results after 2 weeks. The results of the simplistic method of API are also quite acceptable if the relative density is properly estimated such as this case study at Cuxhaven. Another interesting point is that the design methods resulted in 1 to 2 MN more shaft capacity for P3 because of its CPT profile. This small difference was observed also in the estimated capacity obtained from

dynamic load test (see Figure 3). Such correlation helps to further gain confidence in the application of the CAPWAP analysis.



Figure 6: Comparison of total capacity (yellow bar), total shaft capacity (green bar) and toe capacity (blue bar) obtained from CAPWAP with different design practices.

# 4 Summery and conclusion

In this study, dynamic pile tests conducted on offshore monopiles driven at the Cuxhaven test site were evaluated at different times after installation. The two tested piles were installed close to each other penetrating close to identical soil strata. Careful consideration of the CPT profiles and comparison of the evaluated capacities from signal matching led to reasonable estimations of the static capacities of the tested piles. The results were than compared with some of the well-established design practices for axial capacity.

As it was expected, the observed pile capacity along the shaft increased within two weeks after installation but no significant change was observed for the toe resistances, which is in

accordance with the literature. Slight difference in the CPT profiles around the tested piles due to spatial variability in the subsoil strata, expressed itself also in the estimated pile capacities of the CAPWAP analysis. This ~15 % capacity difference was also observed within the predicted capacities from the CPT-based design methods and further proved the accuracy of the signal matching process.

While only two weeks set-up time was considered and the tested piles have much bigger diameter than those used to calibrate the design practices, good predictions were provided by the UWA-05 method for shaft capacities. When considering the total capacity the ICP-05 and the NGI-05 also provided acceptable results. Prediction from the Fugro-05 seems to be highly overestimated. Finally, it can be concluded that, in this particular case study, two weeks set-up time seemed to be sufficient to carry out a meaningful comparison study between CAPWAP and design method capacity prediction.

# Acknowledgment

The authors would like to acknowledge the financial support of Wirtschaftsförderung Bremen GmbH (WFB) for the axial capacity measurement campaign, dynapile. The paper was written as a part of Restrike-XL Project (FKZ: 0324231A) funded by the Ministry of Energy and Economy (BMWi) which is very much appreciated. We would also like to thank the VIBRO-Project consortium and innogy SE for providing the opportunity to carry out these pile tests and sponsoring supplementary site investigation data collection.

#### References

**American Petroleum Institute;** Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—working stress design, *2007* 

**Axelsson, G.;** Long-Term Set-Up of driven Piles in Sand, *Stockholm - Division of Soil and Rock Mechanics Department of Civil and Environmental Engineering Royal Institute of Technology, 2000* 

**Becker P.; Lüking J;** Vergleich der CPT-basierten direkten Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle und ICP-05 für Fertigrammpfähle, *Bautechnik 94, Heft 2, 2017* 

**Bullock, P.J.;** The Easy Button for Driven Pile Setup: Dynamic Testing, *From Research to Practice in Geotechnical Engineering, Geotechnical Publication No. 180, 2008* 

**Clausen, C.J.F.; Aas, P.M.; Karslud, K.;** Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach, *Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Engineering, Perth, pp. 677-681, 2005* 

**Chow, FC.;** Investigations into displacement pile behaviour for offshore foundations. *PhD Thesis, University of London, Imperial College, 1997* 

**DIN 1054:2010-12;** Baugrund Sicherheitsnachweise im Erd-und Grundbau Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, *2010* 

**Gavin, K.; Igoe, D.; Doherty, P.;** Piles for offshore wind turbines: a state-of-the-art review, *Geotechnical Engineering, Volume 164 Issue GE4, 2011* 

**Kolk, H.J.; Baaijens, A.E.;** Senders, M.; Design criteria for pipe piles in silica sands, *In: Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005 Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, p.p.* 711-716, 2005

Kulhawy, F. H.; Limiting tip and side resistance: fact or fallacy?, *In Analysis and design of pile foundations (ed. J. R. Meyer), pp. 80–98. New York: ASCE, 1984* 

Jardine, R.J.; Chow, F.C.; Overy, R., Standing, J.; ICP design methods for driven piles in sands and clays, *London: Tomas Telford, 2005* 

Jardine, R.J.; Chow, F.C.; Some recent developments in offshore pile design, *Proceedings* of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference, London, pp. 303-332, 2007

Jardine, R.J.; Thomsen, N.V.; Mygind, M.; Liingaard, M.A.; Thilsted, C.L.; Axial capacity design practice for North European wind-turbine projects, *In: Meyer V, ed. Frontiers in Offshore Geotechnics III. Oslo: CRC Press; 2015* 

Labenski, J.; Moormann, C.; A parametric study of different analytical design methods to determine the axial bearing capacity of monopoles, *Geomechanics for Energy and the Environment*, 6: 70-80, 2016

Lehane, B.M.; Experimental Investigations of Pile Behaviour Using Instrumented Field Piles, *PhD thesis, University of London (Imperial College), UK, 1992* 

Lehane, B.M.; Jardine, R.J.; Bond, A.J.; Frank, R.; Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests, *J. Geotech. Engng Div., ASCE 119, No. 1, 19-35, 1993* 

Lehane, B.M.; Schneider, J.A.; Xu, X.; The UWA-05 Method for Prediction of Axial Capacity of driven Piles in Sand, *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema, Rotterdam, p.* 683-689, 2005

Likins, G.E.; Piscsalko, G.; Rausche, F.; Roppel, S.; PDA Testing: State of the Art, 8th Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Lisbon, 2008

Likins, G.; Rausche, F.; What constitutes a good PDA test?, 8th Int. Conf. on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Lisbon, 2008

Lim, J.K.; Lehane, B.M.; Characterisation of the effects of time on the shaft friction of displacement piles in sand, *Geotechnique 64, No. 6, 476-485, 2014* 

Lüking, J.; Becker, P.; Harmonisierung der Berechnungsverfahren der axialen Tragfähigkeit für offene Profile nach EA-Pfähle und EAU, *Bautechnik, 92:161–176, 2015* 

**Randolph, M.F.**; Science and empiricism in pile foundation design, *Geotechnique* 53(10): 847-875, 2003

Rimoy, S.P.; Silva, M.; Jardine, R.J.; Foray, P.; Yang, Z.X.; Zhu, B.T.; Tsuha, C.H.C.; Field and model investigations into the influence of age on axial capacity of displacement piles in silica sands, *Geotechnique*, *65*, *No. 7*, *576–589*, *2015* 

Svinkin, M.R.; Engineering Aspects in Evaluation of Pile Capacity by Dynamic Testing, Structures Congress 2011 © ASCE, 2011

White, D.J.; Lehane, B.M.; Friction fatigue on displacement piles in sand, *Geotechnique*, 54(10), pp. 645-658, 2004

Yu, F.; Yang, J.; Base capacity of open-ended steel pipe piles in sand, J Geotech Geoenviron Eng., 138:1116-1128, 2012a

Yu, F.; Yang, J.; Improved evaluation of interface friction on steel pipe pile in sand, J Perform Constr Facil., 26:170-179, 2012b Autoren

Majid Goodarzi, Dr.

Benjamin Ossig, Dipl. Ing.

Geo-Engineering.org GmbH Tucholskystr. 7, 28239 Bremen, Germany mgoodarzi@geo-engineering.org

benjamin.ossig@geo-engineering.org

www.geo-engineering.org Tel.: 0421 218-65573





# Qualitätssicherung für Tiefgründungen

# Pile Dynamics, Inc. (PDI), Cleveland liefert weltweit normgerechte Messgeräte für Tiefgründungen, die durch

# Qualität, hohe Genauigkeit und Zuverlässigkeit,

überzeugen!





Pile Driving Analyzer® (PDA-8G) - Dynamische Probebelastung und Monitoring der Pfahlrammung on- und offshore Die Programme GRLWEAP™ und CAPWAP™ gelten als internationaler Standard für Rammanalysen (Wellengleichung) und vollständige Modellbildung (signal matching)





Cross-Hole Analyzer (CHAMP-Q) - für die Bewertung der Betonqualität von Tiefgründungen Optimale Performance mit Model Q4 - 4 Kanäle zur zeitgleichen Messung von 6 Messstrecken





Pile Integrity Tester (PIT) - für die Lokalisierung von maßgeblichen Qualitätsminderungen in Betonpfählen vor der Bauwerksinstallation Datenübertragung mit Kabel oder kabellos, 2 Kanäle für besondere Messaufgaben

www.pile.com | info@gsp-mannheim.de | +49 621 33 13 61

Steubenstraße 46, D-68163 Mannheim, Germany

# Micropiles made of structural steel

Antti Perälä SSAB Europe Oy, Finland

# 1 Abstract

Use of steel piles in general and use of micropiles made of structural steel have continuously increased in the Nordic countries as well as in the Western Europe. The main reasons are innovative, easy-to-handle but rigid and durable pile joints, application of steel material technology and higher steel strengths. The importance of the resistance and stiffness of mechanical joints of slender micropiles is accentuated in soft soil conditions. The wide product range and different installation methods enable versatile applications from lightweight to heavily loaded structures in all soil conditions. The micropiles can be installed as end-bearing piles with pile tip against the bedrock or other hard soil layer, or they can be installed as friction piles with or without shaft grouting.

Also the need for renewing energy sources has increased the interest on using steel piles as thermal energy source. Steel piles can be easily utilized as energy piles that exploit renewable ground energy source both for heating and cooling.

# 2 Introduction

In Finland the use of micropiles made of structural steel pipes started at 1987. First project where steel pipe piles were used was an extension project for Enso-Gutzeit Oy paperboard factory in Imatra. The pile size used at the site was 184.5x11.5 (outside diameter x wall thickness in millimeters) and the manufacturer of the piles was Rautaruukki Corporation. The use of steel pipe piles continued at 1988 on a site for detached house for house fair in Turku. The pile size was 88.9x6.0. The first design guide for RR piles was based on the experiences and research done during these projects. [KOHTAMÄKI, 1989]

This first design guide for RR piles contained four pile sizes and only fifteen pages. Piles were manufactured of steel grade Fe52C (S355J2H) and installation was instructed to be done according to LPO-87, a Finnish national guide for driven piles which was mainly meant for concrete piles. Since then there has been a huge amount of development. First RR piles were installed by impact driving. It's still the most used installation method, but nowadays percussion drilling with a down-the-hole hammer as an installation method has

increased its share. The share of drilling is so big that drilled piles are nowadays called as RD piles. Also some more rare installation methods, like vibrating and jacking, are used. The amount of different micropile sizes has increased to eleven and the steel grade has changed to higher steel grades. Now there are two steel grades available for micropiles; S460MH and S550J2H. Design and installation manual for RR and RD piles contains now 49 pages and several appendixes. Design standards have also been evolving. European design standards, Eurocodes, include also a part EN 1993-5 for steel piles made of structural steel.

## 3 Mechanical pile joints

Main reason for increased use of micropiles made of structural steel in Nordic countries has been easy-to-handle but rigid and durable pile joints. Use of mechanical splicing enables fast and economical installation of micropiles. Mechanical splicing also eliminates the need for welding on site. Welded splices create certain risk for structural resistance due to welding at varying weather conditions.

In Sweden Pålkommissionen, the Swedish Commission on Pile Research, follows the use of different pile types on yearly basis. The tradition goes back to year 1962 and amounts of piles used are shown in Figure 1.



#### Mängd installerade pålar fördelat på olika material

Figure 1: The amount of different pile types used in Sweden [PÅLKOMMISSIONEN, 2018]

Figure 1 clearly shows the growth in use of steel piles. The growth started in the middle of 1990's and has continued every year since. At the moment the use of steel piles has almost reached the use of concrete piles in Sweden.

# 3.1 Requirements for pile joints

Many of the valid international building codes state that lateral support provided by the soil is sufficient to prevent buckling of fully embedded piles [SARVELL ET AL, 2014]. For example European standard for geotechnical design [SFS-EN 1997-1, 2014] states "*Normally a check for buckling is not required when the piles are contained by soils with a representative, undrained shear strength, c<sub>u</sub>, that exceeds 10 kPa". Although [VOGT ET AL, 2009] showed with load tests that very slender micropiles can buckle with loads lower than the yield resistance of the pile material itself even if undrained shear strength c\_u of the soil is 18 kPa.* 

A pile which is having mechanical splices has usually lower stiffness than a continuous pile shaft itself. When a splice has lower stiffness and bending resistance than the pile shaft itself, it forms a weak point. These anomalies are very local, but still they may have a crucial impact on the overall buckling resistance of a slender pile. [SARVELL ET AL, 2014] Since buckling of a slender micropile is possible and joints have impact on overall buckling resistance of a pile, some requirements for the joints are needed.

In Nordic countries the national design guides [BENGTSSON ET AL, 2000], [FINNISH ASSOCIATION OF CIVIL ENGINEERS, 2016] and [NORWEGIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, 2012] for piles include, and also have included in the previous versions, the requirements and calculation equations for checking the buckling resistance of piles. Above mentioned influence of the splice for buckling resistance of the pile has also been recognized. The instructions do not mention any methods to calculate the effect of splices for the buckling resistance of a pile. The splices are recognized with requirements for example on bending resistance and stiffness of the mechanical splices.

In addition, similar requirements for the mechanical splices of the steel piles are given in [EOTA, 2014]. This document is the base document with requirements for testing and for the resistances when acquiring an ETA (European Technical Assessment) and CE marking for piles made of structural steel. The requirements given in [EOTA, 2014] are shown in Table 1.

| Characteristic of the pile joint | Requirement  |  |
|----------------------------------|--|--|
| Bending resistance               | ≥ <i>M<sub>el</sub></i> of un-spliced pile   |  |
| Bending stiffness                | $EI_{spliced} \ge 0.75 \times EI_{unspliced}$<br>in moment range $0.3 - 0.8 \times M_{el}$ of pile |  |
| Tension resistance               | 0.15 x N <sub>pile</sub>   |  |
| Compression resistance           | N <sub>pile</sub>  |  |

Table 1: Requirements for mechanical pile joints given in [EOTA, 2014]

The bending resistance and stiffness of the splice are tested with similar test as described for precast concrete piles in [SFS-EN 12794, 2007]. The test setup for bending test is shown in Figure 2.





Every used pile size, splice type and steel grade combination is tested as a type test. The performance level of splice is maintained with quality assurance of the manufacturing.

# 3.2 Effect of pile joints for overall buckling resistance of pile

The effect of pile joints for overall buckling resistance of the micropiles has been studied in [SARVELL ET AL, 2014]. The study was made by 3D FE analysis. The study was made

for three common pile sizes with different stiffness ratios between pile shaft and the splice. One pile size was analyzed with three different undrained shear strength values of the soil and two pile sizes were analyzed with one undrained shear strength value of the soil. The pile sizes, stiffness ratios and soil strengths analyzed are shown in Table 2.

| Pile        | El <sub>spliced</sub> /El <sub>unspliced</sub><br>[%] | Shear strength of soil<br><i>c<sub>u</sub></i> [kPa] |  |
|-------------|---|--|--|
| D139.7/10   | 60  | 5  |  |
| D139.7/10   | 70  | 5  |  |
| D139.7/10   | 80  | 5  |  |
| D139.7/10   | 100   | 5  |  |
| D139.7/10   | 50 10   |  |  |
| D139.7/10   | 60 10   |  |  |
| D139.7/10   | 70  | 10   |  |
| D139.7/10   | 80  | 10   |  |
| D139.7/10   | 100   | 10   |  |
| D139.7/10   | 60  | 20   |  |
| D139.7/10   | 70 20   |  |  |
| D139.7/10   | 100   | 20   |  |
| D168.3/12.5 | 60  | 10   |  |
| D168.3/12.5 | 70  | 10   |  |
| D168.3/12.5 | 80 10   |  |  |
| D168.3/12.5 | 100   | 10   |  |
| D219.1/12.5 | 60  | 10   |  |
| D219.1/12.5 | 70  | 10   |  |
| D219.1/12.5 | 80  | 10   |  |
| D219.1/12.5 | 100   | 10   |  |

Table 2: Analyzed combinations [SARVELL ET AL, 2014]

The FE analysis showed that stiffness of the splice has clear effect on the overall buckling resistance of the pile. The results of the analyses are shown in Figure 3. The conclusion of the analysis was that required stiffness ratio  $EI_{spliced} \ge 0.75 \times EI_{unspliced}$  ensures at least 95 % resistance for spliced pile compared to an un-spliced pile. In general the significance of any individual property variation on the overall bearing resistance of a structure is considered to be minor on, if the impact of variation is less than 5 %. [SARVELL ET AL, 2014]



Figure 3: Comparison of analyzed shaft stiffness/load capacity –relations with different pile sizes [SARVELL ET AL, 2014]

# 3.3 Structure of mechanical pile joints

Type of mechanical splice used in impact driven micropiles is usually an external sleeve pipe. Sleeve pipe has conical shape and it is pressed to other end of pile pipe at the factory. It is also welded to pile pipe in factory. Function of this weld is not structural; the function is to keep the sleeve pipe at its position during installation. Without this weld the sleeve pipes may start moving when piles are installed with high frequency hydraulic rams.

Installation of pile pipe in to the sleeve pipe while splicing the pile on site is easy and splice will tighten with friction during driving. Structure and parts of driven micropile made of structural steel are shown in Figure 4.



# Figure 4: Structure and parts of impact driven structural steel micropile [SSAB, 2018]

Since mechanical splices used in impact driven piles are based on friction, the manufacturing tolerances have an important role. The pile shaft and the sleeve pipe need to be manufactured with tighter tolerances than tolerances given for normal structural hollow sections in [EN 10219-2, 2006]. The required tolerances for piles with mechanical splices based on friction are given in [EOTA, 2014]. In general the tolerance requirements are twice as tight as for normal structural hollow sections.

Due to different installation method, percussion drilled micropiles cannot have splices which are tightened by impacts during installation. When installing pipe piles by drilling with down-the-hole hammer, the pile pipe is actually drawn in to the ground. Therefore the splices have threads and they need to be tightened above ground before installation continues. Structure and parts of percussion drilled micropile made of structural steel are shown in Figure 5.



# Figure 5: Structure and parts of percussion drilled structural steel micropile [SSAB, 2018]

Similar requirements explained in chapter 3.1 apply for both of the splice types. The structural behavior of the pile shaft is similar regardless of the installation method of the pile.

# 4 Steel grades used in micropiles

Most common steel grade used in micropiles made of structural steel is S460MH [SCANDIA STEEL, 2019] [SSAB, 2018]. This steel grade is standard steel grade used in steel hollow sections manufactured according to [EN 10219-1, 2016]. Standard steel grade creates competition and also lowers the price for material since it is used also in other applications.

Other steel grades used are S420MH and S550J2H, where S550J2H is more common. S420MH is available against special order. [SSAB, 2018] Use of lower steel grade than normally is not common since it reduces the design resistance of the pile. More common is to upgrade the steel grade and to gain more design resistance and thus often more economical piling solution.

# 4.1 Advantages of higher steel grades

Use of higher steel grade is often beneficial, because it results in higher design resistance for the pile. In Nordic countries the piles are most often working as end bearing piles. Hard soil layer or the bedrock is most often in reachable depth. Due to this the resistance of the piles is often higher than with shaft friction piles or with cohesion piles.

The ultimate resistance of end bearing pile which is installed by impact driving is related to the force it has been installed with. The maximum stress in steel pile during installation cannot exceed the value of 0.9 x the characteristic yield strength of steel [SFS-EN 12699]. This leads to maximum force of  $F_{max} = 0.9 \times f_y \times A_s$  in the pile during installation. This force equals with the compressive resistance of the ground against a pile, at the ultimate limit state.

By increasing the yield strength of the pile material, the pile can be driven harder. Harder driving increases the ultimate geotechnical compressive resistance of the pile. Comparisons of the resistances for some pile sizes with different steel grades are shown in Table 3.

| Pile size<br>d / t [mm] | Steel area<br><i>A</i> s [mm²] | Yield strength<br>f <sub>y</sub> [N/mm²] | Maximum geotechnical<br>resistance<br><i>R<sub>c,max</sub></i> [kN] |
|-------------------------|--------------------------------|--|---|
| 114.3 / 8               | 2672                           | 460                                      | 1106  |
|                         |                                | 550                                      | 1322  |
| 139.7 / 8               | 3310                           | 460                                      | 1370  |
|                         |                                | 550                                      | 1638  |
| 168.3 / 10              | 4973                           | 460                                      | 2059  |
|                         |                                | 550                                      | 2462  |

Table 3: Comparison of resistances for piles made of different steel grades

Higher steel grade in steel pile can be utilized in two ways. First way is the use of same pile size, but having higher design resistance for the pile. The benefit is the possibility to reduce the amount of piles needed. Other way is to use smaller pile size but with same design resistance for the pile. The benefit in this case is the use of lighter piles which are easier to handle and to install. In both ways also the total cost of the piling will reduce.

When using higher steel grades on piles the amount of material is reduced. This reduces the environmental impact of production of the piles. Also the transportation of lighter piles or fewer amounts of piles reduces the environmental impact. And finally at the site the handling and installation of piles requires less energy. The total environmental benefit of using higher steel grades is the sum of all these above components.

# 4.2 Higher steel grades in future Eurocodes

Whole family of European design standards, Eurocodes, is in the middle of updating process. The new versions of all Eurocodes should be published in 2020. [EUROPEAN COMMISSION, 2019] During this update also the design standards for steel structures are updated. One major update is the widening of the scope of standards to cover also higher steel grades.

Current Eurocodes include steel grades up to S460 in EN 1993-1-1 and also steel grades over S460 and up to S700 in EN 1993-1-12. In future the EN 1993-1-1 will cover steel grades up to S700 and the scope of EN 1993-1-12 will be changed to cover steel grades over S700 and up to S960. Current product standard EN 10219-1 for cold formed welded structural hollow sections includes steel grades up to S460. Since higher steel grades will be included in design standards, also product standard is obviously updating in the near future.

Naturally above mentioned steel grade extensions can still change. The standards have not been finally accepted in all levels. But clearly the aim and trend is going towards higher steel grades in all steel structures.

# 5 Energy piles

Steel pipe piles can be used also for extracting thermal energy from ground. Since steel pipe piles are often installed empty, they form a hole to the ground. After installation of piles, the thermal energy collector pipes are easy to install inside the piles. To ensure heat

transferring from soil to collector pipes, it's also recommended to fill the energy piles afterwards with grout, concrete or other heat conducting medium. Filling with water is not recommended since the heat conductivity of the grout is up to 2.5 times higher than the one with water.

The bearing plates on top of the piles need to be equipped with a hole for collector pipes. Usually the diameter of the hole needs to be at least 90 mm. This enables the use of two plastic pipes with diameter of 25 mm. The installation of the heat collector pipes is shown in Figure 6. The bearing plate with hole and the heat collector pipes are shown in Figure 7.



Figure 6: Installation of heat collector pipes to steel pipe pile



Figure 7: Heat collector pipes and bearing plate of steel pipe pile

Technopolis Innova 2 is an office building in Jyväskylä, Finland. It was built in 2013 and it was equipped with 38 energy piles. Totally there are 181 steel pipe piles under the building. The energy piles were chosen so that the distance between these piles is not too small and they do not interfere with each other's. The length of the piles is close to 30 meters which results in approximately 1050 meters of energy piles in ground. The locations of the energy piles are shown in Figure 8.

 $( \cdot )$ 

簱



### Figure 8: Energy piles and collector pipe lines of Innova 2 [UOTINEN & RANTALA, 2013]

The energy piles at Innova 2 were originally meant for cooling of server room and for heating the hot water. Due to changes in use of the building, there is no such server room at the moment. The energy piles are now used mainly for heating the hot water. The amount of geothermal energy extracted from the piles is shown in Figure 9.



Figure 9: Geothermal heat energy from heat pump at Innova 2

Energy from ground in Figure 9 is the energy extracted directly from the ground. The net energy figure is lower because the electrical energy required for heat pump has been reduced. The energy pile system was set to work during 2014. Therefore the figures from that year are not complete.

Average energy from ground at Innova 2 during years 2015 - 2017 has been 219 MWh/a and the average net energy has been 152 MWh/a. When that is divided to approximately 1050 meters of energy piles the acquired energy has been 209 kWh/m/a and the acquired net energy has been 145 kWh/m/a.

Also the temperature of the ground has been monitored at the Innova 2 project. The temperatures of the pile number 606 are shown in Figure 10. The measurement is done from different depths at 2 m intervals.



Figure 10: Temperature of ground at pile 606 in Innova 2

The temperature of the soil has decreased slightly. The decrease has been approximately 1 °C during four years of monitoring period.

# 5.1 Storing of thermal energy to soil

Most beneficial these energy piles are when they are used for cooling purposes during summer time and heating purposes during winter time. By this the temperature of the soil will not decrease too low and also the efficiency increases when same system can be used for two purposes.

The excess heat energy in European Union area is 10287 PJ/a which equals to 2900 TWh/a. Respectively the demand for heating energy for buildings is 3300 TWh/a. [AALBORG UNIVERSITY, 2013] If only small part of the excess energy could be stored to for example ground below buildings, the demand for heat production would degrease. This would lead to savings and reduction of CO<sub>2</sub> emissions.

# 6 Discussion

During installation phase the most important property of a micropile is the ease of installation. When work on site is progressing fast, also the costs will remain low. Steel pipe piles made of structural steel have easy-to-handle, robust and durable mechanical splicing system. By this the installation is fast and the quality of the splice is not dependent on the weather conditions on the site. Also the designer does not need to know whether the piles have splices or not and at which soil layer the splices are. The stiffness of the splice guarantees that it does not reduce the resistance of the pile.

The world needs more sustainable building products and energy sources. The use of steel piles and specially the use of higher and higher steel grades is one answer for that. The use of higher steel grades enables reduction of material used. This benefits environment in many ways; the energy used for making the product is reduced, also the energy needed to transport the products to sites is reduced due to lighter products, and the installation of lighter products requires less energy.

The use of steel pipe piles for carrying the loads of the building and also to heat the premises reduces excess work and reduces the use of energy during installation phase. A property owner can make a decision towards carbon-free energy by equipping steel pipe piles with heat collector pipes. By doing this the excess heat during summer can be stored to ground and then used to heat the premises during winter time. The projects made with energy piles have shown great environmental benefits and also cost saving opportunities.

## Literature

**Aalborg University;** Heat Roadmap Europe 2050 - Second pre-study for the EU27, *https://heatroadmap.eu/, ISBN: 978-87-91404-48-1, 2013* 

Bengtsson, Å.; Berglars, B.; Hultsjö, S.; Romell, J.; Dimensioneringsanvisningar för slagna slanka stålpålar, *Pålkommissionen, Rapport 98, ISSN 0347-1047, Linköping, 2000* 

**EOTA;** EAD 200005-00-0103, Structural steel piles with hollow sections and rigid splices, European Assessment Document, European Organisation for Technical Assessment, Brussels, 2014

**European Commission;** Eurocodes, *https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu, 23<sup>rd</sup> January* 2019

Finnish association of civil engineers; Paalutusohje 2016, *RIL 254-2016 PO-2016,* Suomen Rakennusinsinöörienliitto RIL, ISBN 978-951-758-615-3, Helsinki, 2016

Kohtamäki, T.; RR-teräspaalun mitoitus, *Master's thesis, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Geotekniikan laitos, Tampere, 1989* 

Norwegian Geotechnical Society; Peleveiledningen 2012, Norsk Geoteknisk Forening Oslo, 2012

Pålkommissionen; Pålstatistik för Sverige 2017, Information 2018:1, Stockholm, 2018

**Sarvell, F.; Rantala, J.; Uotinen, V-M.; Ihler, H.;** Buckling resistance of steel micropiles with mechanical splices, *Proceedings of the International conference on piling & deep foundations, DFI-EFFC 2014, Stockholm, 2014* 

**Scandia Steel;** SS-Pålen<sup>™</sup> – Dimensionering och anvisning för montering, *www.scandiasteel.se, 23<sup>rd</sup> January 2019* 

**SFS-EN 10219-1;** Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Part 1: Technical delivery conditions, *Finnish Standards Association SFS, Helsinki, 2006* 

**SFS-EN 10219-2;** Cold formed welded structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels. Part 2: Tolerances, dimensions and sectional properties, *Finnish Standards Association SFS, Helsinki, 2006* 

**SFS-EN 12699;** Execution of special geotechnical works. Displacement piles, *Finnish Standards Association SFS, Helsinki, 2015* 

SFS-EN 12794; Precast concrete products. Foundation piles, *Finnish Standards* Association SFS, Helsinki, 2007

**SFS-EN 1997-1;** Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (includes amendment A1:2013), *Finnish Standards Association SFS, Helsinki, 2014* 

**SSAB;** RR® and RD® piles - Design and installation manual, *www.ssab.com/infra,* 23<sup>rd</sup> January 2019

**Uotinen, V-M.; Rantala, J.;** Applications and development of modern steel pile technology, *Proceedings of the 11<sup>th</sup> International conference on modern building materials, structures and techniques, MBMST 2013, Vilnius, 2013* 

**Vogt, N.; Vogt, S.; Kellner, C.;** Buckling of slender piles in soft soils, *Bautechnik Special issue 2009 – Geotechnical Engineering, Pp. 98-112, Ernst & Sohn, Berlin, 2009* 

Autoren

Antti Perälä, M.Sc.

SSAB Europe Oy Harvialantie 420 13300 Hämeenlinna, Finland antti.perala@ssab.com

www.ssab.com/infra Tel.: +358 50 420 1741

# Effect of vibratory pile driving on the soil resistance with regard to grain crushing

F.T. Stähler, D. A. Hepp, S. Kreiter, T. Mörz

MARUM - Center for Marine Environmental Sciences, University of Bremen, Germany

# 1 Abstract

Vibratory pile driving is an environmental friendly and economic pile installation method with high uncertainties in the pile driving prediction. The method utilizes a reduction in the soil resistance, although the causes for a reduced soil resistance are poorly understood. Grain crushing is supposed to be one determining factor. We performed vibratory cone penetration tests, grain-size analyses and microscopy to study the relationship between grain crushing and the reduction in the soil resistance during vibratory pile driving. The reduction in the soil resistance is strongly correlated with the amount of grain crushing and the total penetration path is more important for grain crushing than the penetration force.

# 2 Introduction

Vibratory pile driving is a common pile installation method and reduces, if compared to impact driven piles, the installation time, the risk of pile damage and the ambient noises [MASSARCH ET AL., 2017; QIN ET AL., 2017]. A reduction of installation time is of high economic interest and is caused by a reduction of the soil resistance during the vibratory pile installation [MEIJERS, 2007].

The causes for a lower soil resistance during the vibratory pile installation are currently under discussion, but excess pore-pressure, grain crushing and materialsuction are possible mechanisms [SCHÖNIT, 2009; MEIJERS, 2007; RODGER & LITTLEJOHN, 1980; ARSHAD ET AL., 2014]. Since the vibratory cone penetration test (VCPT) may forecast the vibratory soil resistance, we perform VCPTs in a small volume calibration chamber and analyse the grain size distributions of the tested soil. This relates the VCPT-results to the degree of grain crushing.



Figure 1: a) Grain size distribution and physical properties of Ticino Sand, where  $e_{min}$  = minimum void ratio,  $e_{max}$  = maximum void ratio,  $G_s$  = specific gravity,  $d_{10}$  = grain diameter at 10 % finer by weight [STÄHLER ET AL., 2018b] and b) Drawing of the MARUM calibration chamber

#### 3 Materials and Methods

This study uses Ticino river Sand from Nothern Italy. Ticino Sand consists of angular to subangular grains, the main mineral components are feldspar, quartz and mica and the physical properties are well known [Fig. 1a; FIORAVANTE & GIRETTI, 2015; BALDI ET AL., 1982; STÄHLER ET AL., 2018b].

Eight samples of Ticino Sand were tested in the MARUM Calibration Chamber (MARCC). The MARCC is similar to a large triaxial cell and has a sample size of 54.5 cm in height and 30.0 cm in diameter [Fig. 1b; STÄHLER ET AL., 2018a, b, c; GOODARZI ET AL., 2018; FLEISCHER ET AL., 2016]. The sample is laterally confined by a flexible latex membrane and surrounded by three circumferential displacement sensors. A water-filled latex cushion is the bottomaxial boundary of the sample and three independent syringe pumps control the vertical stress, the horizontal stress and the pore-pressure.

All samples were air pluviated to relative densities between 0.7 and 1 and were vacuum-saturated with de-aerated and demineralised water. The saturated samples were consolidated to a vertical effective stress of 100 kPa and a horizontal effective stress of 45 kPa for 90 minutes. After consolidation, the vibratory cone penetration

448
test was performed under simulated field conditions BC5, following STÄHLER ET AL. (2018a,b) and HUANG & HSU (2005). Three different vibratory modes were applied with a mean penetration rate of 20 mm/s, a vertical displacement amplitude of 1 mm and a vibratory frequency of 5, 10 and 20 Hz respectively. This leads to different degrees of cyclic penetration path overlap [Fig. 2a]. During the cone penetration, the penetration force was measured and the mean force was derived at the steady state for each cone penetration test [Fig. 2b].



Figure 2: a) time-depth correlation of the three different vibratory modes, b) penetration force against penetration depth, c) sampling procedure for the grain crushing analysis and d) mean grain size distribution of the crushed and non-crushed sample with the standard deviation SD

After the cone penetration test, the cone was removed and two samples were taken at a penetration depth of 25 cm [Fig. 2c]. One sample was taken around the penetration path, the zone of expected grain crushing [ARSHAD ET AL., 2014]. Another non-crushed sample was taken at the lateral boundary. All samples were subjected to a grain size analysis [DIN 18123, 2011] and two samples of the 10 Hzmode were additionally analysed by reflected-light microscopy.

#### 4 Results

The mean grain size distributions of the crushed and non-crushed samples are shown in Figure 2d and indicate a shift towards smaller grain sizes. Since a major shift is observed at a mass percentage of 10 %, the difference in the grain diameter  $\Delta d_{10}$  is determined for each vibratory cone penetration test [Fig. 3]. A larger difference in the grain diameter  $\Delta d_{10}$  indicates a higher degree of grain crushing, which correlates positively with the penetration force of each vibratory mode [Fig. 3a]. A larger degree of grain crushing is also correlated with a larger relative density and a larger penetration path overlap [Fig. 3b]. A larger penetration path overlap, in combination with a higher degree of grain crushing, leads to a decrease in the penetration force for the same relative density [Fig. 3c].



Figure 3: a) penetration force for different vibratory modes, b) frequency of the vibratory modes and c) penetration force for different relative densities against the difference in grain diameter  $\Delta d_{10}$ 





The microscopic images show distinct differences between the crushed and noncrushed sample [Fig. 4a-d]. The crushed sample contains fine grains (<100  $\mu$ m) that appear as separate grains or as "grain powder" adhering to larger particles (>300  $\mu$ m) [Fig. 4a.c]. There is no grain powder in the non-crushed sand and all sand grains maintained the polished character of Ticino river sand [Fig. 4b, d].

# 5 Discussion

The reflected-light microscopy as well as the grain size distributions give evidence for grain crushing during the vibratory cone penetration [YANG ET AL., 2010]. Since grain crushing is strongly correlated with a decrease in the penetration force it may be an important process for this decrease. Grain crushing probably allows a denser

packing of the sand, this will reduce the strain needed around a penetration path and therefore reduces the penetration force [RUSSEL & KHALILI, 2002]. The additional fine material most likely causes a lower permeability, which may reduce the drainage and allows for a higher build-up of excess pore pressure. That would decrease the effective stress and the penetration force [BAZIAR & MOAYED, 2006; ROBERTSON & WRIDE, 1998; ROBERTSON & CAMPANELLA, 1985].

# 6 Conclusion

Eight vibratory cone penetration tests, together with grain-size analyses around the penetration path and at the lateral boundary, indicate:

- (1) Vibratory cone penetration leads to grain crushing close to the cone
- (2) The degree of grain crushing increases with the relative density and cyclic penetration path overlap
- (3) For the same relative density, a higher cyclic penetration path overlap leads to a reduction in the penetration force

A reduction in the penetration force and soil resistance may be related to a larger fines content during the vibratory cone penetration. A larger fines content causes a larger compressibility and a lower permeability of Ticino Sand. Because of its similarity to the vibratory cone penetration test, grain crushing is most likely an important process during vibratory pile installation.

#### 7 Acknowledgement

The authors acknowledge the support of the project "Vibro Drucksondierungen" (FKZ: 0325906 A) by the Federal Ministry for Economic Affairs and Energy (BMWi). We are grateful for the construction of laboratory equipment and the technical assistance of Marc Huhndorf, Joann Schmid, Wolfgang Schunn, Tim Stanski, Aleksandra Zubkova, Amr Elshafei and Alexander Busch.

#### References

Arshad, M. I., Tehrani, F. S., Prezzi, M., Salgado, R.; Experimental study of cone penetration in silica sand using digital image correlation, *Geotechnique*, Vol. 64, pp. 551-569, 2014

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E.; Design parameters for sands from CPT, *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, pp. 425-432, 1982

Baziar, M. H. & Moayed, R. Z.; Evaluation of cone penetration resistance in loose silty sand using calibration chamber, *International Journal of Civil Engineering, Vol. 4, pp. 106-119, 2006* 

**DIN 18123;** Soil, investigation and testing – Determination of grain-size distribution. German Standards, *2011* 

**Fioravante, V. & Giretti, V.**; Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests, *Acta Geotechnica, Vol. 11(4), pp. 953-968, 2015* 

Fleischer, M., Kreiter, S., Mörz, T., Huhndorf, M.; A Small Volume Calibration Chamber for Cone Penetration Testing (CPT) on Submarine Soils, *Submarine Mass Movements and their Consequences, pp. 181-189, 2016* 

**Goodarzi, M., Stähler, F. T., Kreiter, S., Rouainia, M., Kluger, M. O., Mörz, T.;** Numerical simulation of cone penetration test in a small-volume calibration chamber, *4th Intern. Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'18), pp. 309-316, 2018* 

Huang, A.-B. & Hsu, H.-H.; Cone penetration tests under simulated field conditions, *Géotechnique, Vol. 55(5), pp. 345-354, 2005* 

**Massarsch, K.R., Fellenius, B.H., and Bodare, A.;** Fundamentals of vibratory driving of piles and sheet piles, *Geotechnik, pp. 1 - 16, 2017* 

Meijers, P.; Settlement during vibratory sheet piling, dissertation, 2007

**Qin, Z.; Chen, L.; Song, C.; Sun, L.;** Field tests to investigate the penetration rate of piles driven by vibratory installation, *Hindawi Shock and Vibration, Vol. 2017, pp. 1-11, 2017* 

Robertson, P. K. & Campanella, G..; Liquefaction potential of sands using the CPT, *J. Geotech. Engrg, Vol. 111(3), pp- 384-403, 1985* 

Robertson, P. K. & Wride, C. E., Evaluating cyclic liquefaction potential using cone penetration tests, *Can. Geotech. J., Vol. 35, pp- 442-359, 1998* 

Rodger, A. A. & Littlejohn, G. S.; A study of vibratory driving in granular soil, *Geotechnique, Vol. 30(3), pp- 269-293, 1980* 

Russel, A. R. & Khalili, N.; Drained cavity expansion in sands exhibiting particle crushing, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. Geotechnique, Vol. 26, pp. 323-340, 2002

Schönit, M.; Online-Abschätzung der Rammguttragfähigkeit beim langsamen Vibrationsrammen in nichtbindigen Böden, *Universitätsverlag karlsruhe, Vol. F (65), 2009* 

Stähler, F. T., Goodarzi, M., Kreiter, S., Al-Sammaraie, D., Fleischer, M., Stanski, T., Ossig, B., Mörz, T.; A small volume calibration chamber for cone penetration tests under simulated field conditions, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Vol.104 pp. 171-182, 2018a* 

Stähler, F. T., Kreiter, S., Goodarzi, M., Al-Sammaraie, D., Mörz, T.; Liquefaction resistance by static and vibratory cone penetration tests, *4th Intern. Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'18), pp. 591-597, 2018b* 

Stähler, F. T., Kreiter, S., Goodarzi, M., Al-Sammaraie, D., T. Stanski; Mörz, T.; Influences on CPT-Results in a Small Volume Calibration Chamber, *Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 730-733, 2018c

Yang, Z. X., Jardine, R. J., Zhu, B. T., Foray, P., Tsuha, C. H.; Sand grain crushing and interface shearing during displacement pile installation in sand, *Geotechnique*, *Vol.* 60 (6), pp. 469-482, 2010

#### Autoren

Florian T. Stähler, M.Sc. Dr. Daniel A. Hepp Dr. Stefan Kreiter, Prof. Dr. Tobias Mörz fstaehler@marum.de dhepp@marum.de

MARUM – Center for Marine Environmental Sciences University of Bremen Leobener Straße 8, 28359 Bremen

www.marum.de Tel.: 0421 218-65573

# Untersuchungen zur gedrückten Pfahlinstallation mittels großmaßstäblicher Versuche

Tulio Quiroz, Dariya Heinrich, Alexander Schenk Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES, Hannover

#### 1 Einleitung

Die derzeitige Situation des Offshore-Energie-Sektors erfordert effizientere und wirtschaftlichere Windenergieanlagen. Die Herstelluna und Installation der Gründungsstrukturen kann dabei einen erheblichen Anteil von rd. 25 Prozent der gesamten Investitionskosten betragen [Prognos & Fichtner, 2013]. Neben den wirtschaftlichen Aspekten ist auch der Natur- und Umweltschutz zu berücksichtigen. Dies betrifft insbesondere die Installation der meist eingesetzten Pfahlgründungen, die mittels Schlagrammung in den Boden eingebracht werden. Der enorme Schallpegel beim Rammen von Stahlrohrpfählen auf hoher See stellt eine intensive Belastung der maritimen Tierwelt dar und kann dabei zur Beeinträchtigung von Säugetieren oder sogar zur bleibenden Schädigung ihres Orientierungsorgans führen. Maßnahmen zur Verringerung der Schallemissionen - um u. a. die Vorgaben des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) einzuhalten - sind sehr kostenintensiv, sodass umweltfreundliche Installationsmethoden derzeit der Gegenstand mehrerer Forschungsarbeiten sind. Darunter ist auch das vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderte Forschungsvorhaben SEALENCE, bei dem ein umweltfreundliches und kostengünstiges Offshore-Gründungssystem zur Verankerung aufgelöster Strukturen angestrebt wird. Alternativ zur Pfahlrammung werden hierbei Stahlrohrpfähle kontinuierlich eingedrückt. Dieses Installationsverfahren sowie anschließend das axiale Tragverhalten der eingebauten Stahlrohrpfähle werden derzeit am Fraunhofer IWES mittels physikalischer Experimente und numerischer Simulationen untersucht.

Im vorliegenden Beitrag werden die ersten Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche an gedrückten Pfählen vorgestellt. Zur Beurteilung des axial statischen Pfahltragverhaltens eingepresster Pfähle gegenüber einem Rammpfahl werden die experimentellen Lastverformungskurven der Traglastversuche herangezogen. Zudem wird die numerische Abbildbarkeit des Installationsverhaltens gedrückter Pfähle mittels der gekoppelten Euler-Lagrange-Methode (engl. Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) Method) diskutiert.

# 2 Großmaßstäbliche Versuche

# 2.1 Grundbauversuchsgrube

Die in diesem Beitrag vorgestellten großmaßstäblichen Versuche wurden in der Grundbauversuchsgrube des Testzentrums Tragstrukturen Hannover (TTH), einer Testeinrichtung der Leibniz Universität Hannover, durchgeführt (siehe Abbildung 1). Diese bietet aufgrund ihrer beachtlichen Abmessungen (14 m x 9 m x 10 m) die Möglichkeit, eine Vielzahl von geotechnischen Problemstellungen unter klar definierten Testbedingungen zu untersuchen.



Abbildung 1: Grundbauversuchsgrube [Wisotzki et al., 2018]

Die Grube ist mit einem natürlichen enggestuften Quarzsand namens "Rohsand 3152" gefüllt. Um die Homogenität des eingebauten Modellsandes sicherzustellen, wurde dieser lagenweise in ca. 30 cm dicken Schichten eingebaut und mittels elektrischer Rüttelplatten verdichtet. Nach jeder Schicht wurden Bodenproben (Ausstechzylinder) entnommen, um die eingebaute Lagerungsdichte im bodenmechanischen Labor zu untersuchen. Durch die gewählte Einbaumethode konnte eine mittlere Lagerungsdichte von D = 0,65 erreicht werden. Anschließend wurde der Modellsand, über ein an der Grubensohle aufgebautes

hydraulisches Wasserversorgungssystem, sehr langsam (30 cm pro Tag) und gleichmäßig mit Wasser gesättigt. Zur Überprüfung der Homogenität der Sandeinbaus und der Ableitung wichtiger Bodenparameter wurde eine CPT-Messkampagne den Installationstests vorangestellt. Hierbei wurden mehrere Drucksondierungen – verteilt über die Grubenoberfläche – durchgeführt. Die bodenmechanisch relevanten physikalischen Eigenschaften des Modellsandes sind in der Tabelle 1 zusammengefasst. Nähere Informationen zum Sandeinbau können Spill et al. (2019) entnommen werden.

| Eigenschaft                           | Symbol           | Einheit | Wert  |
|---------------------------------------|------------------|---------|-------|
| maximale Porenzahl                    | e <sub>max</sub> | -       | 0,83  |
| minimale Porenzahl                    | $e_{min}$        | -       | 0,44  |
| spezifisches Gewicht                  | $G_s$            | -       | 2,65  |
| Ungleichförmigkeitszahl               | Cu               | -       | 1,97  |
| Krümmungszahl                         | C <sub>c</sub>   | -       | 0,98  |
| Korndurchmesser bei 60% Siebrückstand | $d_{60}$         | mm      | 0,407 |

|  | Tabelle 1: | Eigenschaften | des | Modellsandes |
|--|------------|---------------|-----|--------------|
|--|------------|---------------|-----|--------------|

#### 2.2 Modellpfahl

Zur Untersuchung des Installationsverfahrens wurde ein offener Stahlrohrpfahl der Güte S355 mit einem Durchmesser von ca. D = 0,3 m, einer Wandstärke t = 0,01 m und einer Gesamtpfahllänge von L = 6,3 m ausgewählt. Bei der gedrückten Installation wurde der Pfahl kontinuierlich, mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von v = 0,003 m/s, bis zu einer Einbindetiefe von Z = 4,50 m in den Boden eingebracht. Während der Installation wurden die mobilisierte axiale Widerstandskraft sowie der zurückgelegte Weg dokumentiert. Wie bereits erwähnt, wurde zusätzlich ein Referenzpfahl mit identischem Rohrquerschnitt unter Schlagrammung bis zu einer Einbindetiefe von 5,0 m installiert. Die Abbildung 2 zeigt die Installation der Pfähle durch Drücken (rechts) und Schlagrammen (links) in der Grundbauversuchsgrube.



Abbildung 2: Pfahlinstallation durch Schlagrammung (links) und Eindrücken (rechts)

## 3 Numerisches Modell für gedrückte Pfahlinstallation

#### 3.1 Modellierungsmethode

Um den kontinuierlichen Einpressvorgang des Stahlrohrpfahls abbilden zu können, wurde die CEL-Methode (gekoppelte Euler-Lagrange-Methode) ausgewählt, die insbesondere für Simulationen großer Verformungen zum Einsatz kommt. Hierbei handelt es sich um eine netzbasierte Methode, die in das Finite-Element-Programm Abaqus/Explicit integriert ist und die Vorteile der Lagrange- und der Euler-Modellierung verbindet. Bei der Lagrange-Modellierung wird die Stoffbewegung durch die Funktion der Materialkoordinaten und Zeit beschrieben, sodass die Netzknoten mit dem Material fest verbunden sind. Dieses hat zur Folge, dass bei einer Materialverformung die einzelnen Netzknoten mitbewegt werden und es zu Verformungen der Netzstruktur führt. Die großen Materialdeformationen verursachen dabei starke Elementverzerrungen und führen damit im Laufe der Simulation zu numerischen Konvergenzproblemen. Bei der Euler-Modellierung hingegen wird die Stoffbewegung durch die Funktion der Raumkoordinaten und Zeit beschrieben. Mit dieser Formulierung bleibt das Euler-Netz fest im Raum und das Material kann durch das Netz hindurchfließen. Somit kann dieses auch bei großen Materialdeformationen unverzerrt

bleiben. Bei der CEL-Methode wird demzufolge die Struktur, an der keine hohen Verformungen zu erwarten sind (hier der Modellpfahl), als Lagrange-Körper und die Struktur mit vorhersehbaren hohen Verformungen (hier der Boden) als Euler-Körper beschrieben. Die Kopplung der beiden Strukturen erfolgt dabei über die Kontaktfläche, die durch den Rand des Lagrange-Netzes abgebildet wird.

#### 3.2 Materialmodell und Bodenparameter

Bei der Wahl des Materialmodells stand im Vordergrund, dass dieses zum einen das Bodenverhalten so gut wie möglich beschreiben soll und zum anderen nicht zu komplex bei der Implementierung und Herleitung der benötigten Parameter ist. Demnach wurde das elasto-plastische Stoffmodel nach Mohr-Coulomb verwendet, welches bereits in Abaqus implementiert ist. Das Stoffmodell liefert eine grobe Annäherung an das tatsächliche Materialverhalten des Bodens und ist aufgrund seiner Einfachheit und ausreichender Genauigkeit weit verbreitet. Außerdem lassen sich alle hierfür benötigten Parameter im geotechnischen Labor direkt bestimmen. Die wichtigsten Eingangsparameter für das numerische Modell sind in der Tabelle 2 zusammengefasst.

| Eigenschaft           | Symbol      | Einheit | Wert                    |
|-----------------------|-------------|---------|-------------------------|
| Elastizitätsmodul     | Ε           | MN/m²   | 36,0                    |
| Poissonszahl          | ν           | -       | 0,3                     |
| Wichte unter Auftrieb | $\gamma_s'$ | kN/m³   | 10,16                   |
| Kohäsion              | С           | kN/m²   | 1,5                     |
| Reibungswinkel        | arphi'      | o       | 33                      |
| Dilatanzwinkel        | $\psi$      | o       | $\varphi' - 30^{\circ}$ |
| Erdruhedruckbeiwert   | $K_0$       | -       | $1 - \sin \varphi'$     |

Tabelle 2: Eingangsparameter für das numerische Modell

Die Bestimmung des Steifemoduls  $E_s$  erfolgte mittels eindimensionaler Kompressionsversuche nach DIN 18135 (2012). Da das Materialmodell eine variierende Steifigkeit des Bodens nicht berücksichtigt, wird ein Mittelwert für die modellierte Bodentiefe gebildet. Der effektive Reibungswinkel  $\phi$ ' des Modellsandes "Rohsand 3152" wurde im direkten Scherversuch gemäß DIN 18137-3 (2002) bestimmt.

#### 3.3 Pfahlmodell

Die Geometrie des numerischen Modells eines axial gedrückten Pfahls basiert auf den Gegebenheiten aus dem großmaßstäblichen Versuch am TTH. Der Modellaufbau ist in der Abbildung 3 dargestellt.



Abbildung 3: Geometrie des numerischen Modells

Um den Randeinfluss so gering wie möglich zu halten, wird der Bodenkörper zylinderförmig mit einem Durchmesser von D = 5,0 m und einer Tiefe von 10 m modelliert. Da es sich bei der Simulation der Pfahlinstallation um ein axialsymmetrisches Problem handelt, wurde die Radialgeometrie auf ein Achtel reduziert. Oberhalb des Bodens wird eine zusätzliche materialfreie Schicht von rund 2 m Höhe modelliert, die ein Ausweichen des Bodens aufwärts erlaubt. Die Randbedingungen an den Modellgrenzen verhindern die Materialbewegung aus dem Modell heraus.

Sowohl der Boden als auch die materialfreie Schicht werden als Euler-Körper definiert und mittels der dreidimensionalen achtknotigen Euler-Elemente mit reduzierter Integration (EC3D8R) diskretisiert. Insgesamt enthält der Euler-Körper 204.576 Elemente. Der Pfahl

wird an der Oberfläche des Bodens platziert, um den vollständigen Installationsprozess abbilden zu können. Da die Strukturverformungen am Pfahl bei der vorliegenden Fragestellung zunächst irrelevant sind wird dieser als Starrkörper definiert und mit den Lagrange-Elementen C3D8 diskretisiert. Als Kontaktdefinition zwischen den beiden Körpern wird der allgemeine Kontaktalgorithmus (general contact) mit dem Coulomb'schen Reibgesetz als Reibbedingung verwendet. Der Wandreibungswinkel zwischen dem Stahlrohpfahl und dem Modellsand wird zu  $\delta = \frac{2}{3}\varphi'$  angesetzt.

#### 3.4 Ergebnisse und Diskussion

Die Abbildung 4 zeigt die Gegenüberstellung der Installationskurven aus dem großmaßstäblichen Modellversuch und der CEL-Methode.



Abbildung 4: Vergleich der Installationskurven (Experiment und FEM) eines gerückten Pfahls

Grundsätzlich ist zu beobachten, dass die CEL-Methode unter Verwendung des Mohr-Coulomb'schen Materialgesetzes eine gute Näherung an das reale Last-SetzungsVerhalten des betrachteten Modellpfahls, insbesondere bei höherer Installationstiefe, liefert.



Abbildung 5: Darstellung der vertikalen (links) und radialen (rechts) Spannungskomponente bei einer Einbindetiefe von 4,5 m

Die numerische Simulation des Installationsvorgangs ermöglicht die Darstellung der Spannungsverteilungen in vertikaler und horizontaler Richtung (Abbildung 5). Bei der Betrachtung der beiden Spannungsverteilungen kann grundsätzlich beobachtet werden, dass die Spannungen im Pfahlinneren deutlich größer, als außerhalb des Pfahls sind. Aus dieser Spannungskonzentration im inneren des Pfahlquerschnittes lässt sich außerdem das Potential für eine Pfropfenbildung erkennen. Eine Pfropfenbildung im Pfahlinneren wurde auch bei dem großmaßstäblichen Modellversuch des gedrückten Pfahls im Gegensatz zum Rammpfahl festgestellt.

#### 4 Statische Pfahltragfähigkeit unter Druckbelastung

#### 4.1 Versuchseinrichtung

Die axial statischen Tragfähigkeitsversuche erfolgten unter Verwendung eines Hydraulikzylinders. Hierzu verfügt die Prüfeinrichtung des TTH über einen versetzbaren Portalrahmen, der sowohl als Befestigung für den Belastungszylinder als auch als Widerlager für die Krafteinleitung dient (siehe Abbildung 6). Die Druckbelastung wurde weggesteuert mit 0,02 mm/s aufgebracht und dabei die Kraft und der Weg des Zylinders dokumentiert.



Abbildung 6: Prüfeinrichtung

Um elastische Verformungen des Portalrahmens aus den Messdaten ausschließen zu können, wurde die Pfahlsetzung während des Belastungstests zusätzlich mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen, der an einer vom Belastungssystem entkoppelten Messbrücke montiert war.

# 4.2 Versuchsergebnisse und Diskussion

Die gemessenen Last-Setzungs-Kurven des gedrückten und des gerammten Stahlrohrpfahls (Referenzpfahl) sind in der Abbildung 7 zusammengestellt. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die Installationstiefe des gerammten Pfahls 5 m beträgt, während der gedrückte Pfahl 4,5 m im Modellsand eingebunden ist. Die Ermittlung der äußeren axialen Pfahltragfähigkeit erfolgt in Anlehnung an das in der EA-Pfähle [DGGT, 2012] beschriebene Kriterium der Grenzsetzung. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt laut diesem Regelwerk eine Pfahlkopfsetzung von 10 % des Pfahldurchmessers.



Abbildung 7: Vergleich des Tragverhaltens (gedrückter und gerammter Pfahl)

Trotz einer geringeren Einbindelänge weist der gedrückte Pfahl eine deutlich höhere Tragfähigkeit als der gerammte Pfahl auf. Der erhebliche Unterschied lässt sich ab einer äquivalenten Pfahlkopfsetzung von 2 % des Pfahldurchmessers deutlich erkennen. Ab dieser Setzung wird die Drucktragfähigkeit des gerammten Pfahls bis zu einer Grenzsetzung von 10 % des Durchmessers kontinuierlich verdoppelt. Solch ein großer Unterschied ist auf das gedrückte Installationsverfahren zurückzuführen und lässt sich durch mehrere mögliche Begleiteffekte oder sogar durch ihre Interaktion miteinander erklären. Während des kontinuierlichen Einpressens des Pfahles werden die Sandkörner partiell ins Innere des Pfahls verdrängt, sodass bei schlanken Pfahlgeometrien, aufgrund des limitierten Kornumlagerungspotentials im Pfahlinneren, die Radialspannungen zunehmen. Die Verspannung des Bodens trägt u. a. zur früheren Pfropfenbildung bei. Somit verhält sich der gedrückte Stahlrohrpfahl beinahe wie ein Vollverdrängungspfahl und verursacht durch die Verdrängung größerer Sandvolumen eine zusätzliche Spannungserhöhung im Pfahlnahbereich. Die Erhöhung der Radialspannungen (sowohl innen als auch außen) im Pfahlfußbereich ist größtenteils für das höhere Tragverhalten der gedrückten Pfähle verantwortlich. Weiterhin ist erwähnenswert, dass die sogenannte

Reibungsermüdung (engl. friction fatigue) bei gedrückten Pfählen in geringerem Maße als bei Rammpfählen auftritt.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

In dem vorliegenden Beitrag wurden großmaßstäbliche Versuche sowie numerische Untersuchungen zum Eindrücken von Stahlrohrpfählen, die im Zuge des Verbundvorhabens SEALENCE durchgeführt wurden, vorgestellt. Es konnte eine hinreichend gute numerische Abbildbarkeit des Installationsvorgangs mittels der CEL-Methode in Verbindung mit dem Mohr-Coulomb'schen Materialgesetzes gezeigt werden. Weiterhin konnte eine deutlich höhere Drucktragfähigkeit des gedrückten Pfahls im Vergleich zum gerammten Pfahl identifiziert und einige der Ursachen diskutiert werden.

Im Zuge der durchgeführten großmaßstäblichen Versuche wurde festgestellt, dass eine weitgehende Instrumentierung des Modellpfahls erforderlich ist, um die hier thematisierten Aspekte (wie bspw. die Erhöhung der Radialspannungen am Pfahlfuß) näher untersuchen zu können. Weiterhin ist ersichtlich, dass die konventionellen Methoden zur Bemessung der Pfahlgründungen für gedrückte Pfähle nicht direkt anwendbar sind, da diese lediglich für gerammte Pfähle entwickelt wurden.

#### 6 Danksagung

Das diesem Beitrag zugrundeliegende Forschungsvorhaben SEALENCE wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 0325912C gefördert.

#### Literatur

ABAQUS; 6.14 User's Manual. Simulia, Providence, USA, 2014

**DGGT**; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. Ernst & Sohn, 2012* 

*DIN* 18137-3; Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 3: Direkter Scherversuch. *Deutsches Institut für Normung e.V., 2002* 

*DIN EN ISO 17892-5*; Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben – Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017); Deutsche Fassung EN ISO 17892-5:2017. *Deutsches Institut für Normung e.V., 2017* 

**Prognos & Fichtner;** Kostensenkungspotenziale der Offshore-Windenergie in Deutschland. Studie. *Autoren: Hobohm, J., Krampe, I., Peter (Prognos AG), F., Gerken, A., Heinrich, P., Richter, M. (Fichtner Gruppe), 2013* 

**Spill, S.; Quiroz, T.; Foglia, A.;** Influence of different pile installation methods on dense sand. *Proceedings of the ASME 2019 38th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering OMAE 2019, June 9-14, Glasgow (paper draft submitted), 2019* 

Wisotzki, E.; Foglia, A.; Schallert, M.; Quiroz, T.; Ermittlung des Pfahlgruppeneffektes einer Zweierpfahlgruppe offener Stahlrohrpfähle in Sand. Geotechnik 41(3), 174-185, 2018

Autoren

Tulio Quiroz, M. Sc.
tulio.quiroz@iwes.fraunhofer.de

Dariya Heinrich, M. Sc.
dariya.heinrich@iwes.fraunhofer.de

Dr.-Ing. Alexander Schenk
alexander.schenk@iwes.fraunhofer.de

Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES
Image: Comparison of the second sec

Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES Abteilung Tragstrukturen Merkurstraße 13, 30419 Hannover, Germany

www.iwes.fraunhofer.de Tel: +49 (0)511 762 - 92 79

# DeCoMP

# Großmaßstäbliche Untersuchungen technischer Lösungen zum Rückbau von Gründungspfählen von Offshore-Windenergieanlagen

Nils Hinzmann, Philipp Stein, Jörg Gattermann, Joachim Stahlmann Technische Universität Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Deutschland

#### 1 Motivation

Zum Ausbau der erneuerbaren Energien werden seit 2010 in der deutschen ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) in Nord- und Ostsee Offshore-Windparks (OWP) mit Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) sowie zugehöriger Umspannstation oder Konverterplattform errichtet.

Pfahlgründungen stellen derzeit den Stand der Technik bei der Errichtung von OWEA dar. In der deutschen Nordsee waren zum Ende des Jahres 2016 bereits 1.166 Fundamente für OWEA installiert (DEUTSCHE WINDGUARD, 2018). Der größte Teil davon wurde oder wird mittels Pfahlgründungen errichtet. Hierbei stellen in Wassertiefen bis etwa 40 m Monopiles eine Vorzugsvariante der Gründungsstruktur dar. 79 % aller OWEA sind auf Großrohrpfählen (Monopiles) mit Durchmessern von 6 – 8 m gegründet (EWEA, 2015). Alle Anlagen haben eine Betriebs-Genehmigung von 25 Jahren. Nach Ablauf dieser Zeit müssen die Anlagen laut der aktuellen Genehmigungen inklusive der Gründungsstruktur zurückgebaut werden (BSH, 2015). Hinsichtlich dem Rückbau der Gründung ist nach aktuellem Stand der Technik vorgesehen, dass die Stahlrohrpfähle einige Meter unter dem Meeresboden abgeschnitten werden und der untere Teil im Boden verbleibt.

Je nach Standort und hydraulischen Bedingungen sind die Lokationen dann über mehrere Jahre zu beobachten um auszuschließen, dass die Pfahlstümpfe freigespült werden und eine Gefahr für z.B. die Fischerei darstellen. Hier wäre als Worst-Case-Szenario das Verhaken eines Netzes und das Umkippen des Bootes mit Beeinträchtigung von Leib und Leben der Besatzung vorstellbar. Auch für die Genehmigungsbehörden stellt eine derartige Verunreinigung des Meeresbodens eine zusätzliche Herausforderung dar. Bei der Planung und Ausschreibung neuer OWP sowie zugehöriger Kabeltrassen müssen die schon ausgewiesenen Standorte berücksichtigt und ggf. wiedergenutzt werden. Die im Meeresboden verbliebenen Rohrstümpfe stellen hierbei ein großes Machbarkeits- und Wirtschaftlichkeitsrisiko dar. Neue Gründungpfähle müssten z.B. mit einem an der alten Gründung angepassten Abstand installiert werden, auch alternative Gründungsformen wie Schwergewichtsfundamente scheiden aus, da der Stahlkörper im Untergrund das Setzungsverhalten beeinflussen würde und Schiefstellungen der Anlage verursachen könnte. Kabeltrassen müssten die ehemaligen Standorte ebenfalls umgehen und Hubschiffe könnten in diesen Bereichen nur eingeschränkt aufjacken. Ein Überrammen von solchen Pfahlstümpfen mit größeren Durchmessern wäre denkbar, verlagert das Problem des rückstandslosen Rückbaus jedoch nur um weitere Jahre.

Zum derzeitigen Stand wurden bereits erste Gründungen von OWEA in der deutschen Nordsee zurückgebaut. Die Deinstallation erfolgte nach Aushub von Boden im Inneren des Pfahles mittels von innen durchgeführten Schneidarbeiten ca. 2-4 m unterhalb der Mudline, sodass der untere Teil der Pfähle im Untergrund verblieb. Der Messmast im OWP Amrumbank West wurde während des Rückbaus messtechnisch durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) im Januar 2016 begleitet (HINZMANN et al., 2017). Das Abtrennen eines Monopfahls kann von innen oder auch von außen erfolgen.

So wurden im Jahr 2015 und 2016 drei Messmasten (Amrumbank West, Humber Gateway, Scarweather Sands) in deutschen und britischen Gewässern zurückgebaut. Diese Gründungspfähle wiesen Durchmesser von 2,2 m bis 3,5 m auf, was der Größe von Stahlrohren für aktuelle Jacket-, Multipod- und Multipile-Gründungen für OWEA und Substations entspricht. Alle drei Stahlpfähle wurden wie zuvor beschrieben mittels eines abrasiven Wasserschneidgerätes von innen unterhalb der Mudline abgetrennt.

Die im Meeresboden zurückbleibenden Pfahlstücke stellen auf unbestimmte Zeit ein finanzielles und unternehmerisches Risiko dar, welches noch über Jahrzehnte vertrags- und haftungsrechtliche Verpflichtungen für die Windparkbetreiber bedeutet!

Aus diesen Gründen wurde das Forschungsvorhaben DeCoMP ('Großmaßstäbliche Untersuchungen technischer Lösungen zum Rückbau von Gründungspfählen von Offshore-Windenergieanlagen' – Synonym <u>DeCo</u>mmissionierung von <u>MonoPiles</u>, FKZ 03224316) beantragt und mit Laufzeit vom 1.12.2018 – 30.11.2021 vom BMWI für das IGB-TUBS in Zusammenarbeit mit Keller Grundbau und CAPE Holland genehmigt.

#### 2 Tragverhalten von Monopfählen

#### 2.1 Identifizierung von relevanten Widerständen

Für einen vollständigen Rückbau der Pfahlgründung einer OWEA muss die Summe aller Widerstände  $\sum R_i$  überwunden werden. Der axiale Widerstand besteht im überwiegenden Teil aus Mantelreibung  $R_s$  und dem Eigengewicht *G*. Bei offenen Stahlrohrpfählen kann der Reibungswiderstand in innere und äußere Mantelreibung aufgeteilt werden. Abbildung 1 zeigt zwei unterschiedliche Belastungsszenarien für axial gezogene Stahlrohpfähle. Für schlanke Rohrpfähle, bspw. Verankerungspfähle einer Jacket-Gründung, kann sich durch den geringen Durchmesser des Rohres der Boden im Rohrinneren verspannen. Im Fall einer Zugbeanspruchung müsste das Gewicht dieses Bodens (eventuell auch noch mit einer Wasserauflast) mitgezogen werden. Bei größeren Rohrdurchmessern (Monopiles) ist diese Verspannung nicht zu erwarten. Allerdings ergibt sich hier eine Mantelreibung im Inneren des Rohres, die mitberücksichtigt werden muss.

Mit einer Standzeit von über 25 Jahren ist durch das sogenannte Anwachsen der Pfähle mit erhöhten axialen Widerständen in der Mantelreibung gegenüber den Erfahrungswerten zu rechnen. So haben JARDINE et al. (2006) und GAVIN et al. (2015) umfangreiche Untersuchungen zum Anwachseffekt von Rammpfählen durchgeführt und dabei signifikante Steigerungen festgestellt.

Weiter kann von einer Erhöhung der Pfahlmantelreibung durch Korrosion im Kontaktbereich Pfahl-Boden und damit einer erhöhten Reibung bzw. einem erhöhten Wandreibungswinkel ausgegangen werden. Weitere Ursachen für einen Anstieg der Mantelwiderstände sind nach WITZEL (2014) steigende Radialspannungen entlang des Pfahlschafts durch die Vielzahl an lateralen Lastwechseln mit relativ geringer Amplitude.



Abbildung 1: Tragverhalten axial gezogener Stahlrohrpfähle links ohne, rechts mit verspanntem Boden (HINZMANN et al., 2018)

#### 2.2 Break-Out-Resistance

Der maximale Zugwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann nach der EA-PFÄHLE (2012) ermittelt werden. Erste Ergebnisse im Rahmen dieses Vorhabens haben gezeigt, dass die aufzubringende Zugkraft, welche für ein Herausziehen eines Pfahls aufgebracht werden muss, die ermittelte maximale Zugkraft nach EA-PFÄHLE (2012) zum Teil deutlich übersteigt. Um diesen unbekannten Faktor zu berücksichtigen wird an dieser Stelle der Korrekturfaktor  $\lambda_{BOR}$  eingefügt. Für eine Abgrenzung der Bezeichnung des maximalen Zugwiderstandes wird der Begriff Ausbruchwiderstand oder Break-Out-Resistance (BOR) eingeführt. Dieser Ausbruchwiderstand kann durch die folgende Gleichung beschrieben werden:

$$F_{BOR} = G + F_s * \lambda_{BOR}$$

mit:

| $F_s$ :           | Summe der Pfahlmantelreibung            |
|-------------------|---|
| <i>G</i> :        | Summe der Gewichtskräfte                |
| $\lambda_{BOR}$ : | Korrekturfaktor ( $\lambda_{BOR} > 1$ ) |

Der Korrekturbeiwert beschreibt das außen anstehende kegelförmige Erdwiderlager mit der Gewichtskraft  $F_W$  in Abhängigkeit des Winkels der inneren Reibung  $\varphi$  des Bodens. Des Weiteren sind Haftkräfte zwischen diesem Erdwiderlager und des Pfahls in Abhängigkeit des anzusetzenden Wandreibungswinkels  $\delta$  zu berücksichtigen. Im Korrekturbeiwert muss weiter ein zeitabhängiger Anstieg der Pfahlwiderstände, infolge des Anwachseffekts, berücksichtigt werden.

#### 3 Varianten von Rückbauszenarien

Die bisherigen wissenschaftlichen Untersuchungen für einen vollständigen Rückbau von Offshore-Gründungspfählen beschäftigen sich meist mit der numerischen Modellierung der zu überwindenden Widerstände (HEINS, 2017). Die geplanten Großversuche der verschiedenen Rückbauszenarien im Rahmen des Vorhaben DeCoMP (Abbildungen 2-5) sollen dazu beitragen, belastbare Ergebnisse der Widerstandswerte zu erzielen, die danach auf in-situ Verhältnisse skaliert werden können.

Die ersten Versuche einer jeden Versuchsreihe (d.h. Änderung der Geometrien oder Bodenverhältnisse) stellen die Ermittlung des gesamten Zugwiderstandes der jeweiligen Testpfähle dar (Abbildung 2: I.).

Onshore und im Bereich des Hafenbaus werden zur Entfernung von Spundwänden und Pfählen sehr oft die Vibrationstechnik (Abbildung 2: II.) angewandt. Infolge der Schwingungen des Vibrators werden die Gründungselemente und der anstehende Boden in einen pseudoflüssigen Zustand versetzt. Der Pfahlwiderstand wird infolge der Verflüssigung nahezu vollständig herabgesetzt, sodass das Gründungselement herausgezogen werden kann (BERNER und PAUL, 2012).



Abbildung 2: Schematische Darstellung der im Vorhaben DeCoMP geplanten großmaßstäbliche Versuche : I. statischer Zugversuch, II. Vibrationsverfahren,

Das in Abbildung 3: III. dargestellte Verfahren des Bodenaushubs im Inneren des Pfahls hat bereits Offshore Anwendung und wird als Vorbereitung für das Schneiden im Inneren eines Pfahls verwendet (HINZMANN et al. 2017). Untersucht werden soll aber in weiteren Versuchen, inwieweit sich bei tiefergehendem Aushub ein hydraulischer Grundbruch und daraus resultierende Auflockerungszonen im Bereich des Pfahlfußes einstellt, auf die Gesamttragfähigkeit des Pfahls auswirkt und damit die BOR vermindert werden kann.

Ein weiteres Verfahren, welches Onshore bereits seit Jahren verwendet wird, ist das sogenannte Spülverfahren (Abbildung 3: IV.). Um die vorhandenen Pfahlwiderstände zu verringern werden mit Düsen ausgestattete Lanzen entlang des Pfahlschafts bis zum Pfahlfuß abgeteuft. Dabei wird Wasser oder ein Wasser-Luft-Gemisch mit einem

474

konstanten Druck in den Boden eingebracht. Das austretende Medium lockert den Boden und die Kontaktfläche Pfahl-Boden auf und reduziert damit die Pfahlwiderstände.



Abbildung 3: III. Aushub des Bodens im Pfahlinneren, IV. Spültechnik

Im Verfahren V. der Abbildung 4 wird der Modellpfahl mit einem Verschlussdeckel druckdicht verschlossen und anschließend unter Druck gesetzt. Der steigende Druck im inneren des Pfahls wirkt im idealisierten Fall in alle Richtungen gleich. Die Pfahlwandung und der eingebaute Boden können als unverschieblich angenommen werden. Lediglich eine Bewegung in Richtung des Pfahldeckels ist demnach möglich. Der Boden im Pfahlinneren dient in diesem Fall als Widerlager und der Pfahl wird herausgedrückt. Die Drucklast auf den Pfahldeckel steht somit der vorhandenen Pfahlmantelreibung gegenüber. Anders als bei den zuvor benannten Techniken wird bei diesem Verfahren nicht der Pfahlmantelwiderstand herabgesetzt, sondern durch die Erzeugung einer ausreichend großen Druckkraft überwunden. Weiterhin kann vor Versuchsbeginn der Boden im Rohrinneren geräumt werden um somit einer Verspannung dieses Bodens vorzubeugen.



Abbildung 4: V. Herausdrücken des Pfahls durch Überdruck im Pfahlinneren VI. hydraulisches Umströmen

Wenn die vorhandene Wassersäule nicht ausreicht um den Pfahl aus dem Boden zu drücken tritt ein anderes Phänomen auf. In einem solchen Fall kommt es zur Umströmung der Pfahlwandung (vgl. Abbildung 4 VI.). Das Medium im Pfahlinneren sucht den Weg des geringsten Widerstands und strömt demnach entlang der Pfahlinnenwandung zum Pfahlfuß und entlang der Pfahlaußenwandung zur Meeresbodenoberfläche. Mit genügend Strömung entstehen Störstellen in der Kontaktfläche zwischen Pfahl und Boden. Die dadurch resultierende Reibungsreduktion wirkt als Verminderung der Mantelreibung innen und außen.



Abbildung 5: VII. Überwindung der Pfahlwiderstände durch Auftriebskörper VIII. verspannende Hubstahlplatte mittels Hydraulikpressen

Als weitere potentielle Verfahren zum Rückbau der gesamten Gründungsstruktur sollen zum Einen schlauchartige Auftriebskörper über den Pfahl gestülpt werden (Abbildung 5 VII.), welche durch die Zufuhr von Druckluft eine ausreichende Auftriebskraft entwickeln. Übersteigt diese Auftriebskraft die BOR, bewegt sich der Pfahl aus dem Boden heraus. Er wird dabei am Kranhaken geführt und gehalten. Vorstellbar ist aber auch eine vollständig alleinige Bewegung bis zum Umkippen und Schwimmen des Pfahles im Meer durch die Auftriebskörper. Danach könnte der schwimmende Pfahl an Land gezogen werden.

Des Weiteren soll ein Stahlgerüst entworfen und konstruiert werden, welches zusammen mit hydraulischen Pressen den Pfahl herausdrückt (Abbildung 5 VIII.). Die Kraftübertragung wird über hydraulische Haltebaken am Pfahlmantel realisiert. Die Meeresbodenoberfläche dient als Widerlager. Durch wiederholtes Ausfahren der Hydraulikpressen auf dem Meeresboden, wird der Pfahl sukzessive aus dem Untergrund gehebelt. Für diese Variante müsste jedoch der Meeresboden eben und ein evtl. vorhandener Kolkschutz beseitigt sein.

477

#### 4 Versuchsplanung

## 4.1 Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung des IGB-TUBS besteht aus zwei zylindrischen Stahltrögen im Außenbereich mit den Abmessungen 5 m Tiefe und einem Durchmesser von 4 m (ca. 60 m<sup>3</sup> Fassungsvolumen) (s. Abbildung 6), sowie zwei Stahltröge in der Laborhalle im Innenbereich mit Abmessungen von 3,5 m Tiefe und einem Durchmesser von 3 m (ca. 25 m<sup>3</sup> Fassungsvolumen).



Abbildung 6: Großversuchsstand im Außenbereich am IGB-TUBS

Besonders bei den Verfahren des Bodenaushubs im Pfahlinneren und beim Einsatz der Spüllanzen (vgl. Abbildung 2: III. und IV.) dient der benachbarte Trog als Wasserreservoir. Durch mehrere Verbindungen zwischen beiden Trögen (Außengelände oder Halle) kann das benötigte überschüssige Wasser wieder in den benachbarten Trog zurücklaufen. Zum Lastabtrag der Zugbeanspruchung während der Versuche kommen Stützkreuze mit einer Belastungsgrenze bis 1,3 MN (Außentröge) und 1,0 MN (Hallentröge) zum Einsatz.

## 4.2 Messtechnik

Zur Verifizierung und Korrelation der jeweiligen Versuche und zur Untersuchung der auftretenden bodenmechanischen Vorgänge und Phänomene wird ein umfangreiches Messprogramm verwendet. Zur Bestimmung der gesamten axialen Zugkraft, der Pfahlmantelreibung, der Bodenspannungen sowie der Porenwasserdrücke vor, während und nach dem Entfernen eines Pfahls wird sowohl der anstehende Versuchsboden als auch Modelpfahl mit Sensorik ausgestattet. Folgende Messgrößen werden im Einzelnen aufgenommen (mit den genannten Sensoren):

| Messgröße                              | Messtechnik             |  |
|--|-------------------------|--|
| Zugkraft am Pfahlkopf                  | Kraftmessdose           |  |
| Mantelreibung entlang des Pfahlschafts | Dehnungsmessstreifen    |  |
| Spannung im                            | Totalspannungsgeber     |  |
| Kontaktbereich Pfahl-Boden             | am Pfahlmantel          |  |
| Porenwasserdruck im                    | Porenwasserruckgeber    |  |
| Kontaktbereich Pfahl-Boden             | am Pfahlmantel          |  |
| Spannungen im Boden,                   | Totalspannungsgeber und |  |
| horizontal und vertikal                | Porenwasserdruckgeber   |  |

#### Tabelle 1: Messgrößen und zugehörige Sensorik

Die Abbildung 7 zeigt exemplarisch das geplante Messprogramm und die Sensoranordnung. Die Bodenspannungen und Porenwasserdrücke werden im Boden von mindesten zwei Seiten redundant in verschiedenen Abständen und unterschiedlichen Tiefen gemessen.

Zur Feststellung der Spannungen und Drücke im Kontaktbereich Pfahl-Boden werden Totalspannungs- und Porenwasserdruckgeber in die Wandung des Pfahls eingelassen. Somit kann besonders die Spannungsreduktion und damit die Reduktion der Pfahlmantelwiderstände während der unterschiedlichen Versuche erfasst werden. Zudem kann über die Messung des Porenwasserdrucks an der Innen- und Außenwandung des Pfahls der hydraulische Weg beim Umspülen des Pfahlfußes erfasst werden.

0,55 | 0,55 | 0,50



- Bodenspannung horizontal
- Bodenspannung vertikal

Abbildung 7: Schematische Darstellung der des Messprogramms

Zur Bestimmung der Mantelreibung werden insgesamt 12 DMS-Messstellen in einer Achse appliziert (s. Abbildung 8). Am Pfahl werden mindestens zwei Messachsen angebracht, um eine redundante Messung zu ermöglichen und Streuung oder Ausfälle zu identifizieren.



Abbildung 8: Applizierter DMS (links) und Messachse der DMS (rechts) (noch unverkabelt und gegen Reibung abgedeckt)

#### 4.3 Versuchsprogramm

Für eine Reproduzier- und Vergleichbarkeit sind für alle Versuche des Versuchsprogramms in Tabelle 1 gleiche Randbedingungen anzusetzen.

Zur Sicherstellung eines reproduzierbaren Versuchsablaufs soll jeder Teilversuch mindestens dreimal durchgeführt werden. Dabei wird im Rahmen von Vorversuchen die Reproduzierbarkeit des Bodeneinbaus und die Auswirkung einer veränderten Lagerungsdichte auf die axiale Tragfähigkeit untersucht.

Dazu wird der drainierte Modellsand mittels einer Feststoffpumpe vom einen in den anderen Versuchstrog eingespült. Alle 60 cm wird die eingespülte Sandschicht mittels eines IGB-TUBS-Eigenbau-Tiefenrüttlers lagenweise dynamisch verdichtet. Dazu wird in einem enggestuften Raster der Rüttler 60 cm in den Untergrund herabgelassen und 15 Sekunden bei 50 Hz betrieben. Danach wird der Tiefenrüttler 30 cm angehoben und wieder 15 Sekunden bei gleicher Frequenz betrieben (Abbildung 9). Nach NENDZA (2006) ist damit die dynamische Verdichtungswirkung am größten.



Abbildung 9: Bodeneinspülung (links) und dynamische Bodenverdichtung mittels Tiefenrüttler (rechts)

Neben den in Abbildungen 2-5 beschriebenen Versuchen ist zusätzlich eine Kombination des Dredgings (Bodenaushub im Pfahlinneren vgl. Abbildung 2: II.) mit den Verfahren Nr. I., III. und IV. geplant. Untersucht wird dabei, ob durch die Reduktion der Mantelreibung im Pfahlinneren eine Verkleinerung der verwendeten Geräte der unterschiedlichen Techniken möglich ist.

| Ver-<br>suchs<br>-reihe | Deinstallationstechnik<br>Zugversuch | Ver-<br>suchs-<br>anzahl | Pfahl-<br>geo-<br>metrie | Boden-<br>eigen-<br>schaften  |
|-------------------------|--------------------------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| 1                       | … ohne<br>Beeinflussung              | 3                        | D = 30-60 cm, l = 300 cm | lagenweiser Einbau<br>mit Verdichtung,<br>danach voll wassergesättigt |
| 2                       | mit Vibration                        | 3                        |                          |   |
| 3                       | mit Bodenaushub<br>/ dredging-tool   | 3                        |                          |   |
| 4                       | mit Spülbohrungen                    | 3                        |                          |   |
| 5                       | mit Überdruck<br>/ over – pressure   | 3                        |                          |   |
| 6                       | Kombination<br>Versuche 1 und 2      | 3                        |                          |   |
| 7                       | Kombination<br>Versuche 2 und 3      | 3                        |                          |   |
| 8                       | Kombination<br>Versuche 2 und 4      | 3                        |                          |   |
|                         | Summe                                | 24                       |                          |   |

Tabelle 1: Versuchsprogramm

#### 5 Ausblick

Die in diesem Beitrag vorgestellten großmaßstäblichen Modellversuche zur Untersuchung verschiedener technischer Lösungen zum Rückbau von Offshore-Gründungspfählen sollen den Stand der Technik erweitern und so zu einem effizienteren und vollständigen Rückbau führen. Durch die sorgfältige Einhaltung der Modellgesetze sowie der aufwendigen messtechnischen Überwachung wird eine Übertragung der Ergebnisse dieser Versuche auf In-Situ Verhältnisse gesichert.

In den nächsten drei Jahren werden die Ergebnisse der Untersuchungen an verschiedenen Stellen veröffentlicht und in mehreren Workshops erörtert.

#### 6 Danksagung

Die vorgestellten Arbeiten werden im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie gefördert und vom Projektträger Jülich betreuten Forschungsvorhabens DeCoMP ('Großmaßstäbliche Untersuchungen technischer Lösungen zum Rückbau von Gründungspfählen von Offshore-Windenergieanlagen', FKZ 03224316) durchgeführt. Wir bedanken uns für die Förderung und den Verbundpartnern Keller Grundbau und Cape Holland. Gefördert durch:



Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages



#### 7 Literatur

**BSH:** Standard Konstruktion: Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ), *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH)Hamburg und Rostock, BSH Nr. 7005, 2015* 

**Deutsche WindGuard:** Anzahl der Offshore-Windenergieanlagen\* in Deutschland in den Jahren 2013 bis 2017, *Statista - Das Statistik-Portal Statista GmbH (Hrsg.). Hamburg*, 2018

**EA-Pfähle**: Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle": Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.). Ernst & Sohn: 2. Auflage, 2012

**EWEA:** The European offshore wind industry - key trends and statistics, *Wind Europe annual Report, 2016* 

Gavin, K., Jardine, R., Karlsrud, K., Lehane, B.: The effects of pile ageing on the shaft capacity of offshore piles in sand, *Frontiers in Offshore Geotechnics III. pp.* 129–151, 2015
Heins, E.: Numerical Simulation of the Decommissioning of Used Piles Conference on Maritime Energy 2017 – Decommissioning of Offshore Geotechnical Structures (COME 2017), 28.-29. März 2017 in Hamburg, S. 119-128, 2017

Hinzmann, N.; Stein, P.; Gattermann, J.; Bachmann, J.; Duff, G.: Measurements of hydro sound emissions during internal jet cutting during monopile decommissioning, COME - Conference on Maritime Energy 2017 - Decommissioning of Offshore Geotechnical Structures, 28.-29. März 2017 in Hamburg, S. 139-161, 2017

Hinzmann, N.; Stein, P.; Gattermann, J.: Decommissioning of Offshore Monopiles, Occuring Problems and Alternative Solutions, *Proceedings of the 37th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE 2018* 

Hinzmann, N.; Stein, P.; Gattermann, J.: Offshore monopile decommissioning on a scaled basis, *Offshore Wind R&D Conference 2018* 

Jardine, R. J., Standing, J. R. & Chow, F. C.: Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand, *Geotechnique 56, No. 4, pp. 227-244, 2006* 

**Nendza, M.:** Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens, *Dissertation im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 81, 2006* 

Witzel, M.: Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden, *Dissertation, Schriftenreihe Geo*technik Universität Kassel, Heft 15, 2004

#### Autoren

Nils Hinzmann, M.Sc. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig n.hinzmann@tu-braunschweig.de p.stein@tu-braunschweig.de j.gattermann@tu-braunschweig.de j.stahlmann@tu-braunschweig.de

> www.IGB-TUBS.de Tel.: 0531 391-62000



## INSTITUT FÖR DYNAMISCHE MESSTECHNIK IM BAUWESEN

## Tragfähigkeitsprüfungen (PDA<sup>©</sup>, CAPWAP<sup>©</sup>)

- mit Hilfe der dynamischen Messmethode (on-, near- und offshore)

- Durchführung und Auswertung von statischen Probebelastungen

#### Rammbarkeitsanalysen (WEAP<sup>©</sup>)

#### Integritätsprüfungen von Pfählen (PIT<sup>©</sup>)

- nach der ,Low-Strain' / 'High-Strain' - Methode

- nach der Ultraschallmethode ('Cross-Hole')

#### Schwingungsmessung und Untersuchung

- Gebäude-, Anlagen- und Menschenbelastungen gem. DIN 4150

#### Bauwerksüberwachungen

- (Monitoring von Bewegung, Neigung, etc.)

#### Lärm- bzw. Schallmessungen

#### Betonüberdeckungsmessung + Bewehrungsnachweis

- mit Hilfe von FERROSCAN<sup>©</sup>
- Radarscan

#### Betondickenmessung

- Impuls-Reflexions- und Ultraschallmessverfahren

#### Dynamische Betonqualitätsprüfung

- Ultraschallverfahren, Rückprallhammer etc.

#### Bohrlochdetektor

- zum Auffinden von Stahl und Eisen in größeren Tiefen (z.B. Spundwandlängenermittlung)

#### Ultraschallwanddickenmessung

- für Stahl, Aluminium und einige Kunststoffe

#### Dynamische Plattendruckversuche

Feuchtigkeitsmessung (Mikrowelle)

#### Thermografie und Thermoanalytik

Nachweis der Gebäudedichtheit (BlowerDoor<sup>©</sup>)

#### Gebäude-Energieberatung

#### Weitere mobile Geräte für

- Detektion von radioaktiver und elektromagnetischer Strahlung
- Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung (Luft/Wände), Endoskopie etc.

#### Kalibrierung

- Schwingungs-, Dehnungs- und Wegmesswertaufnehmer

#### Sonderlösungen

- Erarbeitung von speziellen Messkonzepten und praktische Umsetzung in enger Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber

Nord

24782 Büdelsdorf Tel. 04331-43755-0 Fax 04331-43755-22

www.dmt-ingenieure.eu

Süd

71665 Vaihingen (Enz) Tel. 07042-7073 Fax 07042-7074

## **BLUE Piling Technology – Offshore Demonstration**

Christoph Schallück, Julika Wichmann Van Oord Offshore Wind Germany GmbH

## 1 Einleitung

Der Fistuca BLUE 25M ist eine vollständige Neuentwicklung, um große Stahlrohrpfähle für Offshore Windkraftanlagen in den Meeresboden einzubringen. Anstatt eines Fallgewichtes wird eine große Menge Wasser verwendet. In dem Hammer befindet sich eine Verbrennungskammer. In diese Verbrennungskammer wird ein brennbares Gasgemisch eingespritzt. Dieses Gemisch hat direkten Kontakt mit der Wassersäule. Während des Verbrennungsvorgangs kommt es zu einer Druckerhöhung, die Wassersäule wird nach oben verdrängt. Anschließend fällt das Wasser im freien Fall auf die Schlagplatte und sorgt für den Vortrieb des Pfahls. Obwohl die eingebrachte Energie deutlich größer ist als bei einem einzelnen Schlag eines konventionellen Hammers, sind die Lärmemissionen deutlich geringer und der Vortrieb ist für den Pfahl deutlich schonender.

Im Sommer 2018 konnte mit Hilfe des Schwerlastkrans Svanen der Fa. Van Oord ein Offshore Test im Maßstab 1:1 erfolgreich durchgeführt werden. Die Größe und das variierende Gewicht des Hammers stellen besondere Herausforderungen für die Installation dar.

An dem Pfahl wurde ein umfangreiche Messprogramm geplant. U.a. wurden Beschleunigungs- und Dehnungsmessungen durchgeführt. Anhand der Messdaten kann das Rammverhalten analysiert werden. Aufgrund der deutlich längeren Impulszeit handelt es sich beim BLUE Hammer um eine quasi-statische Einbringungsvariante.

## 2 Projektbeschreibung

## 2.1 Standort

Der Offshore Test wurde im Projektgebiet Hollandse Kust (zuid) Wind Farm Zone III vor der Niederländischen Nordseeküste, ca. 22 km vor Den Haag durchgeführt. Der gewählte Standort HKZ3-7 besteht im Wesentlichen aus dicht bis sehr dicht gelagerten Sanden, siehe Abbildung 1. Die Wassertiefe liegt bei 22,4 mLAT.



Abbildung 1: Geotechnische Übersicht HKZ3-7

## 2.2 Geometrie von Pfahl und Hammer

## 2.2.1 Testpfahl

Der eigens für diesen Test produzierte Pfahl hatte einen Durchmesser von 6,5 m und eine Länge von 56,6 m bei einem Gewicht von etwa 600 t.

Zum Aufrichten und Heben des Pfahls wurden Trunnions vorgesehen und eine in den Pfahlkopf eingeschweißte Stahlkuppel diente zum späteren Rückbau des Pfahls mittels Wasserdruck.

Um die während des Rammens wirkenden Beschleunigungen und deren Auswirkungen auf potentielle Anbauteile zu überprüfen, wurde der Fender eines Boatlandings angeschweißt, siehe Abbildung 2.





Abbildung 2: BLUE Pilot Testpfahl

#### 2.2.2 Hammer

Der BLUE 25M hat eine Gesamthöhe von 33 m (inklusive 3 m Schürze) und einen Maximaldurchmesser von 11,5 m, siehe Abbildung 3.

Das Leergewicht des Hammers beträgt 670 t und er kann mit einer Wassermenge von zusätzlich mehr als 1700 t befüllt werden.

Zum Anheben des Hammers wurden Hebeaugen an der Oberseite des Hammers vorgesehen.



Abbildung 3: Hammer BLUE 25 M

## 2.3 Messkonzept

Der Test wurde mit einem umfangreichen Messprogramm begleitet. Auf dem Pfahl wurden jeweils 4 Kraftmessungen mittels Dehnungsmessungen sowie 2 Beschleunigungsmessung in vier Ebenen durchgeführt. Die oberste Messebene befand sich oberhalb der Stahlkuppel, die zweite Messebene direkt unterhalb der Stahlkuppel, siehe Abbildung 4. Die dritte und

vierte Messebene befanden sich im unteren Drittel des Pfahls. Bei jedem Schlag wurden 5 Sekunden die Daten mit einer Abtastfrequenz von 50 kHz erfasst.

Außerdem wurden permanente geodätische Messungen durchgeführt, um die Einbindetiefe zu ermitteln.



Abbildung 4: Messkonzept BLUE Piling

## 2.4 Installationsschiff

Zur Durchführung des BLUE Piling Offshore Tests wurde das Installationsschiff HLV Svanen von Van Oord verwendet, siehe Abbildung 5.

Die HLV Svanen ist ein Schwerlast-Kranschiff, welches sich während der Installation mit acht Ankern in Position hält. Es verfügt über eine Hebekapazität von insgesamt bis zu 8700 t.

Aufgrund der großen Hebekapazität der beiden Hauptkräne war die Svanen sehr gut zur Durchführung des Tests geeignet.



Abbildung 5: Installationsschiff HLV Svanen

## 2.5 Installationsablauf

Die Mobilisierung der Svanen für den Offshore Test inklusive Inbetriebnahme des Hammers mit zugehörigem Equipment wurde in Vlissingen durchgeführt. Von dort wurde die Svanen mit Schlepperunterstützung ins Testfeld gebracht.

Parallel zu der Mobilisierung der Svanen wurde der Testpfahl vorbereitet, welcher schwimmend ins Testfeld transportiert wurde. Hierfür wurde der Pfahl am Fuß mittels eines Stahldeckels geschlossen. Am Pfahlkopf sorgte die eingeschweißte Stahlkuppel für die nötige Wasserdichtigkeit. Zusätzlich wurden die für die Handhabung und das Schleppen benötigten Taue am Pfahl befestigt. Der Pfahl wurde ins Wasser gehoben und mittels eines Schleppers schwimmend ins Testfeld gebracht.

Nachdem sich die Svanen an der Testlokation mit allen acht Ankern festgemacht hatte, wurde der Testpfahl von einem Schlepper in den Moonbay der Svanen manövriert und dort mit Hilfe von Winden und Hebegeschirr übernommen. Es folgte das Aufrichten des Pfahls (siehe Abbildung 6) mit nachfolgendem Absetzen auf dem Meeresboden.



Abbildung 6: Aufrichten des Testpfahls

Um die Standsicherheit des Pfahls nach Abschlagen des Hebegeschirrs zu gewährleisten, wurde der Pfahl vom Pile Gripper der Svanen gehalten.

Anschließend repositionierte sich die Svanen mittels ihrer Anker, sodass der Hammer über dem Pfahl in Position gebracht wurde.

Aufgrund des Zusammenspiels aus Größe des Hammers und Hakenhöhe war das Aufrichten des Pfahls und Absetzen des Hammers in diesem Projekt eine besondere Herausforderung, siehe Abbildung 7. Um den Hammer Aufrichten und auf dem Pfahl platzieren zu können, musste die Pfahllänge an die Gegebenheiten angepasst werden.



Abbildung 7: Geometrie Aufrichten des Pfahls und Absetzen des Hammers

Nach Absetzen des Hammers auf dem Pfahl folgte die eigentliche Installation und der Test des Hammers. Damit sich der gefüllte Hammer bei einem möglichen Pile run nicht plötzlich in den Kran hängt, wurde zuerst das Hebegeschirr des Hammers gelöst. Anschließend wurde der Hammer mit Wasser gefüllt. Als Startgewicht werden für die Rammung 500 t Wasser benötigt, wobei weiteres Wasser kontinuierlich während des Rammvorganges in den Hammer gefüllt werden kann.

Nach Durchführung des Tests wurden Messungen des Endzustandes durchgeführt und eine temporäre Warnleuchte auf dem Pfahl befestigt, um die Testlokation verlassen zu können. Dies war nötig, da die Svanen in Vlissingen für den folgenden Rückbau des Pfahls ausgestattet werden musste.

Nach anschließender Rückkehr im Baufeld wurden Wasserschläuche an die Stahlkuppel im oberen Teil des Pfahls angeschlossen. Wasser wurde in den Pfahl gepumpt, sodass sich der innere Druck erhöhte und der Pfahl sich selbst aus dem Boden drückte. Vor Verlust der Standsicherheit wurde das Hebegeschirr der Svanen wieder angeschlagen und der Rückbau des Pfahls mit der Svanen unterstützt, indem Last im Kranhaken aufgenommen wurde.

Nach vollständiger Entfernung des Pfahls aus dem Meeresboden wurde der Pfahl, gehalten vom Pile Gripper, im Kranhaken der Svanen zurück nach Vlissingen transportiert.

Im Hafen wurde der Pfahl mittels einer Stahlplatte am Fuß geschlossen und wieder in den schwimmenden, horizontalen Zustand gebracht.

## 3 Auswertung

## 3.1 Messergebnisse

Insgesamt wurden im Rahmen des Offshore Testes 473 Schläge mit dem BLUE Hammer durchgeführt. Am Beispiel des Blows 0285 werden die Ergebnisse gezeigt. Zu diesem Zeitpunkt hat der Pfahl eine Einbindetief von 16.05 m. Der BLUE Hammer ist vollständig mit Wasser gefüllt, d.h. mit über 1700 Tonnen.



Abbildung 8: Kraftverlauf blow\_0285

In der Abbildung 8 ist der Kraftverlauf der vier Messebenen von blow\_0285 zu erkennen. Je Messebene gab es vier Kraftmessungen. Dargestellt sind die Durchschnittswerte. Außerdem werden nur Kraftdifferenzen dargestellt; der Startwert ist für alle Messebenen Null.

Sehr gut sind die zwei Kraftspitzen zu erkennen. Die erste resultiert aus der Zündung und Verbrennung des LNG Gases und die zweite aus dem Aufprall der Wassersäule. In der Zwischenzeit reduziert sich die Kraftdifferenz auf einen negativen Wert. Dies resultiert im Wesentlichen aus der quasi schwebenden Wassersäule, sodass rund 18MN Auflast fehlen.

Die Impulszeit der Verbrennung beträgt rund 170 ms. Die Impulszeit des Aufpralls ist mit rund 120 ms deutlich kürzer. Zum Vergleich hat ein konventioneller hydraulischer Hammer eine Kontaktzeit von ca. 15 bis 20 ms. Die Laufzeit der Druckwelle beträgt bei dem Pfahl rund 9,5 ms. Somit kann festgestellt werden, dass der Pfahl über die gesamten Länge gleichzeitig gestaucht wird. Dies hat eine Verkürzung des Pfahl von bis zu 2 cm zur Folge.

## 3.2 Vergleich mit GRLWEAP

Aufgrund der kurzen Kontaktzeit ist der Kraftverlauf am Kopfpunkt des Pfahls bei einem hydraulischen Hammer immer gleich oder zu mindestens ähnlich. Dies ist beim BLUE Hammer anders. Während eines Rammschlages gibt es bereits mehrere Reflexionen die den Kraftverlauf, auch am Pfahlkopf, beeinflussen. Der Bodenwiderstand hat also einen erheblichen Einfluss auf den Kraftverlauf in allen Ebenen.

Eine Rammbarkeitsprognose wurde mit dem Programm GRLWEAP durchgeführt. Für den BLUE Hammer steht eine spezielle Applikation auf Basis der Version 2010-6 zur Verfügung (Rausche, 2016). Die Hammer Datenbank umfasst in dieser Variante den BLUE 25M mit drei verschiedenen Füllgraden (500 t, 1100 t und 1700 t). Der Berechnung liegt die maximal mögliche Energie bei einem Füllgrad von 1700 t zu Grunde, siehe Abbildung 9.



Abbildung 9: GRLWEAP Modell BLUE 25M

Die Bodenwiderstände wurden mit der Verfahren nach Alm & Hamre ermittelt.

Die Abbildung 10 zeigt den gemessenen Kraftverlauf verglichen mit den Ergebnissen der Prognose mit GRLWEAP Blue. Dort werden die Ergebnisse am Pfahlkopf, in Pfahlmitte sowie am Pfahlfuß ausgegeben. Es ist also zu beachten, dass die berechneten Stellen nicht exakt mit den gemessenen Messebnen übereinstimmen, siehe Tabelle 1.

| Sensor  | Unterhalb | Unter       | GRLWEAP | Unterhalb | Unter       |
|---------|-----------|-------------|---------|-----------|-------------|
| Level   | OK Pfahl  | Meeresgrund |         | OK Pfahl  | Meeresgrund |
| Level 1 | 4100 mm   |             | Тор     | 0 mm      |             |
| Level 2 | 9750 mm   |             | Mid     | 28300 mm  |             |
| Level 3 | 45000 mm  | 4450        |         |           |             |
| Level 4 | 53000 mm  | 12450       | Bottom  | 56600 mm  | 16050 mm    |

Tabelle 1: Messebenen und Berechnungsorte bei t=16.05m

Die Kraftverläufe stimmen erstaunlich gut überein; insbesondere der erste Schlag. Die kraftlose Dauer ist in der Prognose ein wenig länger. Der Betrag der maximalen Kraft ist auch beim zweiten Schlag nahezu identisch. Die Impulszeit ist dagegen bei der Berechnung ebenfalls leicht länger



Abbildung 10: Kraftverlauf blow\_0285 im Vergleich mit GRLWEAP

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Van Oord konnten seine Beitrag leisten, den Offshore Test der BLUE Piling Technology erfolgreich durchzuführen. Die Herausforderungen der Handhabung des Hammers sowie der fragilen Messtechnik im Offshore-Einsatz wurden mit der Svanen sicher gemeistert.

Im Rahmen des Tests wurden viele Erfahrungen und Daten gesammelt, auf deren Grundlage der BLUE Hammer nun weiterentwickelt werden kann.

#### Literatur

Alm, T. & Hamre, L.; Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, (S. Vol. 3 pp. 1297-1302). Istanbul, 2001

**Rausche, F.;** *Description of the GRLWEAP Model of the BLUE HAMMER, GRL Engineers.* July 2016

Autoren

Dipl.-Ing. Christoph Schallück Dipl.-Ing. Julika Wichmann

Van Oord Offshore Wind Germany GmbH Heidenkampsweg 74-76, 20097 Hamburg christoph.schallueck@vanoord.com julika.wichmann@vanoord.com

> www.vanoord.com Tel.: 040 8222 003 51

# LIVE

## by providing a sustainable future

Van Oord has completed several prominent offshore wind projects as a contractor. How? With great teamwork, specialised knowledge and the highest quality equipment. Get ready for more sustainable living.

Watch our offshore wind project videos





# Verstärkung bestehender Tiefgründungen mittels Mikropfählen: das Aggripabad in Köln

M.Sc. Freddy Lopez

Friedr. Ischebeck GmbH, Deutschland

M.Sc. Mauricio Terceros, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus Institut für Geotechnik – Leibniz Universität Hannover, Deutschland

## 1 Einleitung

Bei oberflächennah anstehenden kompressiblen Bodenschichten werden Bauwerke wie z. B. Brücken, Hochhäuser oder Industriehallen häufig auf Pfählen gegründet. Nicht selten muss die bestehende Pfahlgründung solcher Bauwerke nachträglich ertüchtigt werden, um zukünftige Setzungen zu reduzieren oder eine Nutzungsänderung (z.B. ehemalige Industriegebäude sollen zu Wohn- oder Bürogebäuden umgebaut werden) zu ermöglichen.

Die Arbeiten für die Nachgründung bestehender Strukturen müssen in der Regel unmittelbar oberhalb der Gründungssohle ausgeführt werden, mit den dazugehörigen bauverfahrenstechnischen Einschränkungen (enge Platzverhältnisse, limitierte Arbeitshöhen, usw.). Unter solchen Bedingungen erweist sich die Herstellung selbstbohrender Mikropfähle häufig als ein effizientes, anpassungsfähiges und kostengünstiges Verfahren für die Nachgründung und/oder Verstärkung vorhandener Fundamente.

Der vorliegende Beitrag beschreibt die empfohlene Verstärkung der bestehenden Bohrpfahlgründung eines Parkdecks in Köln mittels Mikropfählen. Dabei werden das Bauvorhaben und die empfohlene Ertüchtigungsmaßnahme der Gründung beschrieben.

Das Verhalten der ertüchtigten Gründung und die Interaktion von deren Elementen (Bohrpfähle und Mikropfähle) werden mit einem numerischen Modell analysiert. Aus den Berechnungsergebnissen werden Empfehlungen zur Ausführung derartiger Gründungsertüchtigungsmaßnahmen abgeleitet.

#### 2 Beschreibung der Ertüchtigungsmaßnahme

#### 2.1 Das Parkdeck des Aggripabads in Köln

Das Aggripabad wurde im Jahr 1958 am Griechenmarkt in Köln gebaut. Im Jahr 2000 wurde im Rahmen einer Modernisierung der vorhandenen Hallenbadanlagen ein zweistöckiges Parkdeck mit einem Untergeschoss errichtet. Aktuell werden im Rahmen einer Machbarkeitsanalyse weitere Modernisierungs- bzw. Erweiterungsmaßnahmen geplant. Unter anderem soll das vorhandene Parkdeck umgebaut werden, woraus Einwirkungen entstehen, welche die ursprünglichen Lasten erheblich überschreiten.

Gemäß der verfügbaren Unterlagen wurde das vorhandene Parkdeck auf 9.0m langen Großbohrpfählen (Durchmesser = 0.8m) gegründet (Abbildung 1).



Abbildung 1: Überblick Bauvorhaben "Aggripabad"

Die Großbohrpfähle wurden in 1999 nach den damals gültigen Normen DIN 1054 und DIN 4014 für eine Gebrauchs- bzw. Nutzlast (Druck)  $N_{serv,0} = 1000kN$  bemessen. Durch die jetzt geplante Erweiterung werden die vorhandenen Großbohrpfähle mit einer neuen, charakteristischen Nutzlast  $N_{serv,1} = 2500kN$  beansprucht, d.h. die Lasterhöhung beträgt  $\Delta N_{serv} = 1500kN$ .

## 2.2 Verstärkung der vorhandenen Pfahlgründung mittels Mikropfählen

Da die neue Einwirkung  $E_k = N_{serv,1} = 2500 kN$  die ursprüngliche Nutzlast ( $N_{serv,0} = 1000 kN$ ) deutlich überschreitet, ist davon auszugehen, dass die vorhandene Tiefgründung verstärkt bzw. das Bauwerk "nachgegründet" werden muss, um der neuen Bemessungssituation standhalten zu können. Dafür wurde die Ertüchtigung der

vorhandenen Bohrpfähle mit jeweils vier symmetrisch angeordneten selbstbohrenden Mikropfählen TITAN vorgeschlagen (Abbildung 2), welche durch eine Pfahlkopfplatte mit dem Bohrpfahl verbunden werden.



Abbildung 2: Schematische Darstellung der ertüchtigten Tiefgründung

## 2.3 Mikropfähle

Die selbstbohrenden Mikropfähle TITAN gehören zu der Gruppe der Rohrverpresspfähle [DGGT, 2012]. Es handelt sich um Verbundpfähle nach DIN EN 14199 und DIN SPEC 18539, die aus einem durchgehenden Stahltragglied und einem Verpresskörper aus Zementstein bestehen.

Beim Tragglied handelt es sich um ein nahtloses, kontinuierlich geripptes Stahlrohr (Gewinde in Anlehnung an die DIN EN 10080 und DIN 488) aus Feinkornbaustahl (S460NH nach DIN EN 10210), das gleichermaßen als verlorene Bohrstange, als Injektionsrohr und als Bewehrungsstab dient (3-in-1). Die Stahlrohre sind i.d.R. 3m lang und werden mit einer Stahlmuffe gekoppelt. Das Tragglied wird direkt mit einer verlorenen Bohrkrone und einer Zementspülung eingebohrt. Die Bohrkronen beinhalten einen radialen Spülstrahl, mit welchem der Boden aufgeschnitten und gleichzeitig verpresst wird, daher der Begriff selbstbohrend [LOPEZ, 2017].

Die Anwendung der TITAN-Mikropfähle erweist sich oft als eine wirtschaftliche Lösung, da der erschütterungsarme Einbau üblicherweise mit kleinen, leichten und flexiblen Bohrgeräten erfolgt. Dies ermöglicht ihren Einsatz auch bei beengten, schwer zugänglichen

Baustellenverhältnissen, die bei Nachgründungsmaßnahmen in bestehenden Gebäuden häufig vorkommen.

## 3 Analyse der verstärkten Tiefgründung

Es gibt keine analytische Methode zur Untersuchung der Interaktion zwischen den einzelnen Elementen der verstärkten Tiefgründung. Aus diesem Grund erfolgt die Berechnung des Tragverhaltens mittels eines dreidimensionalen numerischen Modells.

Folgende Vorgehensweise wurde für die Analyse gewählt:

- a. Ermittlung des Tragverhaltens der bestehenden Gro
  ßbohrpf
  ähle mit der analytischen Methode "Axiale Pfahlwiderst
  ände aus Erfahrungswerten" gem
  ä
  ß EAP [DGGT, 2012].
- b. Ermittlung des Tragverhaltens der bestehenden Großbohrpfähle mittels eines dreidimensionalen FEM-Modells (PLAXIS 3D).
- c. Vergleich der Ergebnisse beider Methoden, um das aufgebaute FEM-Modell auf Plausibilität zu prüfen.
- d. Numerische Simulation des Tragverhaltens der verstärkten Tiefgründung mit dem überprüften FEM-Modell. In den Simulationsberechnungen wird die Neigung der Mikropfähle mit Winkeln zwischen 5° und 30° zur Vertikalen variiert.

## 3.1 Baugrundverhältnisse

Der Analyse wurde das in Abbildung 3 vereinfacht dargestellte Baugrundmodell zugrundegelegt. Der Baugrund besteht bis rd. 6.5m unter Pfahlkopfebene aus überwiegend nicht bindigen Auffüllungen, deren Lagerungsdichte mit der Tiefe zunimmt. Im numerischen Modell wird diese Schicht durch drei Schichten (1a-c) mit nach unten hin zunehmender Steifigkeit und Scherfestigkeit berücksichtigt. Ab rd. 6.5m unter Pfahlkopfebene steht tragfähiger Baugrund in Form von dicht gelagerten sandigen Kiesen an.



Abbildung 3: Schematische Darstellung der angenommenen Baugrundverhältnisse

## 3.2 Ermittlung des Tragverhaltens der bestehenden Großbohrpfähle

## 3.2.1 Analytisches Verfahren gemäß EAP [DGGT, 2012]

Für die Konstruktion der Pfahl-Setzungslinie zur Ermittlung des charakteristischen Druckpfahlwiderstands wurden die in Tabelle 1 angegebenen Parameter angenommen. Für die Schicht 1 wurde von einer geringen Mantelreibung ausgegangen. Die für die Schicht 2 angesetzten Spitzendrücke und Mantelreibungen sind untere Werte für einen mittleren Drucksondierspitzenwiderstand von 15 MN/m<sup>2</sup> gemäß EAP.

| Schicht | Beschreibung                                    | Spitzenwiderstand<br>der Drucksonde<br>q <sub>c</sub> (MN/m²) | Spitzendruck $q_{b,k}$ (kN/m <sup>2</sup> ) |          |          | Mantelreibung                         |
|---------|---|---|---|----------|----------|---------------------------------------|
|         |   |   | s/D=0.02                                    | s/D=0.03 | s/D=0.10 | q <sub>s,k</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) |
| 1       | Nicht bindige<br>Auffüllung, locker<br>gelagert | < 5   | -   | -        | -        | 10                                    |
| 2       | Sandige Kiese,<br>dicht gelagert                | 15  | 1050  | 1350     | 3000     | 105                                   |

Tabelle 1: Angenommene Bodenparameter für die bestehende Pfahlgründung

Die Ergebnisse der durchgeführten Berechnung sind in Abbildung 4 dargestellt. Gemäß der Last-Setzungslinie des Bohrpfahls lässt sich eine Setzung  $s \approx 0.9$ cm für die (charakteristische) Nutzlast N<sub>serv,0</sub> = 1000kN erwarten.

509



Abbildung 4: Pfahl-Setzungslinie für das analytische Model gem. EAP [DGGT, 2012]

Mit einem üblichen Sicherheitsfaktor  $\eta$  = 2.0 kann eine zulässige Belastung R<sub>zul</sub> = 1200kN abgeleitet werden, zu welcher eine Setzung von s  $\approx$  1.1cm gehört.

## 3.2.2 Numerisches Modell (PLAXIS 3D)

Ein numerisches Modell wurde am Institut für Geotechnik der Universität Hannover (IGtH) mit der FEM-Software PLAXIS 3D [BRINKGREVE ET AL., 2013] aufgebaut.

Aufgrund der Symmetrie von Geometrie und Belastung brauchte nur ein Viertel des Gesamtsystems Pfahl-Boden modelliert werden, wodurch der Rechenaufwand reduziert werden konnte. Das FEM-Netz ist in Abbildung 5 dargestellt.

Geometrie und Feinheit des Netzes wurden so gewählt, dass zum einen hohe Genauigkeit der Ergebnisse (feine Diskretisierung im Bereich um den Pfahl) und zum anderen keine Verfälschung durch die Lagerungsbedingungen am Modellrand sichergestellt waren.

Der Baugrund wurde mit dem konstitutiven Modell *HSSmall* nach Benz [BENZ, 2006] simuliert, das eine Verbesserung des *Hardening Soil*-Modells nach Schanz [SCHANZ, 1998] darstellt. Neben der Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wird beim HSSmall-Modell auch die Dehnungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit berücksichtigt. Letzteres ist für das Bodenverhalten unter niedrigen Belastungszuständen relevant. Die Mikropfähle wurden als "embedded piles" modelliert, wobei kein Spitzenwiderstand angesetzt wurde.



Abbildung 5: Geometrie des FEM-Netzes (Bohrpfahl D = 0.8m, L = 9.0m)

Die angenommenen Parameter sind in den folgenden Tabellen dargestellt. Die Stoffgesetzformulierung ist im Benutzerhandbuch von PLAXIS3D [BRINKGREVE ET AL., 2013] detailliert erläutert und wird in diesem Beitrag nicht weiter behandelt.

| Element                              | Bored pile         |
|--------------------------------------|--------------------|
| Oberkante (m)                        | 0.0                |
| Länge (L) (m)                        | 9.0                |
| Durchmesser (D) (m)                  | 0.8                |
| Wichte (γ) (kN/m <sup>3</sup> )      | 25                 |
| Young-Modul (E) (kN/m <sup>2</sup> ) | 30x10 <sup>6</sup> |
| Poisson-Zahl u (-)                   | 0.2                |

Tabelle 2: Parameter für die Großbohrpfähle (Stoffgesetz: Linear-elastisch)

| Schicht  | 1a  | 1b                 | 1c                 | 2                               |
|--|---|--------------------|--------------------|---------------------------------|
| Oberkante (m)  | 0.0   | -2.0               | -4.0               | -6.5                            |
| Beschreibung   | Nicht bindige Auffüllung<br>locker gelagert |                    |                    | Sandiger Kies<br>dicht gelagert |
| γ' (kN/m³)   | 8.8   | 8.8                | 8.8                | 10.3                            |
| e (-)  | 0.85  | 0.85               | 0.85               | 0.60                            |
| E <sup>ref</sup> <sub>50</sub> (kN/m2)                 | 1452  | 3497               | 5471               | 60370                           |
| E <sup>ref</sup> <sub>oed</sub> (kN/m²)                | 1177  | 2835               | 4436               | 40090                           |
| E <sup>ref</sup> <sub>ur</sub> (kN/m²)                 | 4356  | 10490              | 16414              | 181110                          |
| m (-)  | 0.8   | 0.8                | 0.8                | 0.5                             |
| c' (kN/m²)   | 0.0   | 0.0                | 0.0                | 0.0                             |
| φ' (°)   | 28  | 28                 | 28                 | 40                              |
| ψ (°)  | 0   | 0                  | 0                  | 10                              |
| Referenzscherung: γ <sub>0.7</sub> (-)                 | 1x10 <sup>-4</sup>                          | 1x10 <sup>-4</sup> | 1x10 <sup>-4</sup> | 1x10 <sup>-4</sup>              |
| G <sub>0</sub> <sup>ref</sup> (kN/m <sup>2</sup> )     | 19650                                       | 34035              | 45023              | 109696                          |
| U (-)  | 0.3   | 0.3                | 0.3                | 0.2                             |
| Referenzspannung p <sub>ref</sub> (kN/m <sup>2</sup> ) | 6.05  | 18.14              | 31.74              | 66.57                           |
| Erdruhedruckbeiwert :k <sub>0</sub> (-)                | 0.531                                       | 0.531              | 0.531              | 0.357                           |
| Kontaktflächenbeiwert R <sub>inter</sub> (-)           | 0.9   | 0.9                | 0.9                | 0.7                             |

Tabelle 3: Bodenparameter (Stoffgesetz: Elastoplastisch / HSSmall)

Die numerische Simulation erfolgt in drei Schritten:

- Der Anfangsspannungszustand (Horizontalspannungen aus Erdruhedruckbeiwert k<sub>0</sub>) wird generiert. Dabei besteht das Netz ausschließlich aus Bodenelementen.
- Die Netzelemente, welche die Pfahlgeometrie bilden, werden durch Betonelemente ersetzt (*wished-in-place*-Verfahren). Außerdem werden Interfaceelemente aktiviert, welche das elastoplastische Kontaktverhalten zwischen Pfahl und Boden berücksichtigen (Parameter R<sub>inter</sub>).
- Der Pfahl wird mit einer zentrischen Vertikalkraft (N) inkrementell belastet, bis eine Setzung von etwa 10% des Pfahldurchmessers erreicht wird.

Die mit der numerischen Simulation und mit der analytischen Methode ermittelten Last-Setzungslinien des Bohrpfahls sind in Abbildung 6 gegenübergestellt.



Abbildung 6: Ergebnisse der analytischen (EAP) und numerischen (PLAXIS3D) Berechnung

Die Last-Setzungslinien aus beiden Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung für Setzungen bis etwa 3.0cm (ca. 3.7% vom Pfahldurchmesser). Im Vergleich zur analytischen Berechnung (EAP) ergeben sich mit dem FEM-Modell ein steiferes Pfahltragverhalten für sehr kleine Setzungen (<0.5cm) sowie höhere Pfahlwiderstände für größere Setzungen (>3.0m).

Die zulässigen Setzungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) liegen üblicherweise in einem Bereich von 2.0cm – 3.0cm. Insbesondere aufgrund der sehr guten Übereinstimmung beider Modelle im diesem Setzungsbereich kann das entwickelte FEM-Modell für die weiteren Analysen als geeignet beurteilt werden. Den Ergebnissen der numerischen Analyse zufolge ist für die (charakteristische) Nutzlast  $N_{serv,0} = 1000 \text{kN}$  eine Setzung s  $\approx 1.1 \text{cm}$  zu erwarten.

## 3.3 Ermittlung des Tragverhaltens der verstärkten Tiefgründung

Für die Analyse der ertüchtigten Gründung wurde das in Absatz 3.2.2 beschriebene numerische Modell mit einigen geometrischen Anpassungen verwendet: der Mikropfahl (mit unterschiedlichen Neigungen) und eine starre Pfahlkopfplatte wurden in das FEM-Netz integriert.

Die Simulation erfolgt zunächst in gleicher Weise wie für den Großbohrpfahl (Generierung Anfangsspannungszustand, Einbau von Pfahl- und Interfaceelementen). Danach wird der Pfahl mit einer Last von N= **N**<sub>serv,0</sub> = **1000kN** belastet. Schließlich werden die Netzelemente, die den Mikropfahl und die Pfahlkopfplatte bilden, durch Betonelemente ersetzt (*wished-in-*

*place*-Verfahren) und die starre Verbindung zum vorhandenen Pfahl wird aktiviert. Abschließend wird die Vertikalkraft auf den nunmehr verstärkten Pfahl inkrementell erhöht (**N**<sub>inc</sub>), bis eine Gesamtsetzung von etwa 10% des Pfahldurchmessers erreicht wird. Die einzelnen Simulationsschritte sind in Abbildung 7 schematisch dargestellt.





Die für die Mikropfähle angesetzten Parameter sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Bei der verwendeten "embedded pile"-Formulierung wird die maximal übertragbare Mantelreibungskraft pro Pfahllängenmeter Tmax vorgegeben. Der für die tragfähige Kiesschicht angenommene Wert von T<sub>max</sub> = 120kN/m entspricht einer maximalen Mantelreibungsspannung von 255kN/m<sup>2</sup>, was im mittleren Bereich der Bandbreite der Erfahrungswerte gemäß EAP verpresste Mikropfähle einem für bei Drucksondierspitzenwiderstand von 15MN/m<sup>2</sup> in nicht bindigen Böden liegt.

Tabelle 3: Parameter für die Mikropfähle (Stoffgesetz: Lineal-elastisch)

| Mikropfahl                               | Embedded piles (nur Mantelreibung)                             |  |  |
|--|--|--|--|
| Durchmesser der Bohrkrone: db (cm)       | 13.0   |  |  |
| Durchmesser des Verpresskörpers: d (cm)  | 15.0 (mit einer Aufweitung von 2.0cm,<br>gem. EAP [DGGT, 2012] |  |  |
| Länge (L) (m)                            | 12   |  |  |
| Wichte (y) (kN/m <sup>3</sup> )          | 25   |  |  |
| Neigung gegenüber der Vertikale (av) (°) | 5 - 30   |  |  |
| Young-Modul (E) (kN/m <sup>2</sup> )     | 30x10 <sup>6</sup>   |  |  |
| Mantelreibung T <sub>max</sub> (kN/m)    | 33 (Schichten 1a - 1c)   |  |  |
| abgeleitet von EAP [DGGT, 2012]          | 120.0 (Schicht 2)  |  |  |

Die Last-Setzungslinien aus allen numerischen Simulationen sind in Abbildung 8 wiedergegeben. Es zeigt sich, dass die durch Mikropfähle verstärkte Gründung einer mehr als doppelt so große Tragfähigkeit wie der Großbohrpfahl allein (rosa Linie) aufweist. Die größte Tragfähigkeitssteigerung ergibt sich für eine Neigung der Mikropfähle von 5°. Im Gebrauchslastbereich bis 2500kN wirkt sich die Pfahlneigung allerdings nicht wesentlich auf das Last-Setzungsverhalten aus. Der Knick in den Last-Setzungslinien der verstärkten Systeme bei ca. 2,7cm Setzung zeigt das Erreichen der Tragfähigkeit der Mikropfähle an, eine weitere Zunahme des Widerstands bei größeren Setzungen resultiert dann im Wesentlichen nur noch aus dem Spitzendruck des Bohrpfahls.

Müsste die neu einwirkende Vertikallast  $N_{serv,1} = 2500kN$  nur vom bestehenden Großbohrpfahl getragen werden, so wäre eine Setzung  $s_{Pfahl} \approx 6.2cm$  zu erwarten, wobei der Pfahl nur noch geringe rechnerische Tragreserven aufweisen würde. Wird das Tragsystem durch Mikropfähle verstärkt, beträgt die zu erwartende Setzung lediglich  $s_{Gründung} \approx 1.6cm$  bei ausreichender Tragsicherheit. In diesem Zusammenhang erweist sich das Tragverhalten der ertüchtigten Tiefgründung als zufriedenstellend. Die Lasterhöhung von 1000kN auf 2500kN führt rechnerisch zu einer Setzungszunahme um ca. 0.5cm. Ca. 13% (200kN) der Zusatzlast werden vom Großbohrpfahl aufgenommen und 87% (1300kN) von den 4 Mikropfählen.



Abbildung 8: Tragverhalten der ertüchtigten Tiefgründung

Auf den einzelnen Mikropfahl entfällt demnach eine Belastung von 325kN, und zwar nahezu unabhängig von der Pfahlneigung. In Tabelle 4 ist die Bemessung der Mikropfähle für diese Einwirkung zusammengefasst.

| Vertikale Einwirkung (char.) der Mikropfahlgruppe (ΔN) (kN)    | 1300 kN                            |  |
|--|------------------------------------|--|
| Anzahl der Mikropfähle (-)                                     | 4                                  |  |
| Vertikal Einwirkung (char.) jedes einzelnen Mikropfahl (kN)    | 325 kN (25% von ΔN)                |  |
| Neigung: α <sub>vert</sub> (°)                                 | 15                                 |  |
| Axiale Einwirkung (char.) jedes einzelnen Mikropfahl (Ek) (kN) | 336.5 kN                           |  |
| Bemessungseinwirkung jedes einzelnen Mikropfahl ( $E_d$ ) (kN) | 504.7 (mit γ <sub>G,Q</sub> = 1.5) |  |
| Mikropfahltyp:   | TITAN Ischebeck 52/26              |  |
| Charakteristische Tradfähigkeit des Stahltragglieds R. (kN)    | 650                                |  |
|  | gem. Z-34.14-209 [DIBt, 2018]      |  |
| Bemessungstragfähigkeit R <sub>M,d</sub> (kN)                  | 565 (mit γ <sub>M</sub> = 1.15)    |  |

Tabelle 4: Mikropfahlbemessung gem. Eurocode 7

Abbildung 9 zeigt für eine Mikropfahlneigung von 15° den Anteil der einzelnen Elemente des verstärkten Gründungssystems am Gesamtwiderstand für Setzungen bis 3cm.



Abbildung 9: Lastverteilung auf die einzelnen Gründungselemente

Die Widerstandsanteile wurden durch Integration der Spannungen in den jeweiligen Kontaktflächen ermittelt und enthalten daher – im Gegensatz zur Darstellung in Abbildung 8 – auch die Spannungen infolge Eigengewicht der Betonelemente. Der Unterschied ist gering, führt aber dazu, dass sich nicht exakt die gleichen Werte wie in Abbildung 8 ergeben. Zunächst erkennt man, dass die (nur aus Mantelreibung bestehende) Grenzlast der Mikropfähle bei einer Setzung von 2.7cm erreicht wird. Die plötzliche Zunahme des Pfahlspitzendrucks beim verstärkten System ist auf die Sohlpressungen unter der Pfahlkopfplatte zurückzuführen, welche hier der Übersichtlichkeit halber dem Pfahlspitzenwiderstand zugeschlagen wurden. Die genaue Analyse zeigt entsprechend, dass bei einer Gesamtsetzung von 1,6 cm auf die Mikropfähle eine Gesamtlast von rd. 1200kN entfällt.

#### 4 Zusammenfassung

Im Rahmen der Machbarkeitsanalyse für die Erweiterung des Aggripabads in Köln wurde die Verstärkung bzw. Ertüchtigung der bestehenden Pfahlgründung eines Parkdecks mittels Mikropfählen untersucht. Der vorliegende Beitrag beschreibt die durchgeführte Analyse des Tragverhaltens der ertüchtigten Gründung.

Ein numerisches Modell wurde am Institut für Geotechnik der Universität Hannover (IGtH) mit der FEM-Software PLAXIS 3D aufgebaut, um die Interaktion zwischen den einzelnen Elementen der verstärkten Tiefgründung zu untersuchen.

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Tragfähigkeit der bestehenden Pfahlgründung unter den neuen Beanspruchungen nicht nachgewissen werden kann. Die durch die Erweiterungsmaßnahmen erforderliche Tragfähigkeit der Gründungen kann jedoch mit Hilfe von Mikropfählen erreicht werden. Der Einsatz der Mikropfähle trägt dazu bei, eine eindeutig erhöhte Tragfähigkeit, die mit einer geringfügigen Setzungszunahme verbunden ist, zu erzielen. Das Tragverhalten der ertüchtigten Pfahlgründung erweist sich damit als zufriedenstellend.

Für die Ertüchtigungsmaßnahmen wurden selbstbohrende TITAN-Mikropfähle empfohlen. Der erschütterungsarme Einbau erfolgt üblicherweise mit kleinen, leichten und flexiblen Bohrgeräten. Dies ermöglicht ihren Einsatz auch bei beengten, schwer zugänglichen Baustellenverhältnissen, die bei Nachgründungsmaßnahmen in bestehenden Gebäuden häufig vorkommen.

#### 5 Literatur

Benz, T.: Small Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, *Dissertation, Universität Stuttgart*, 2006

Brinkgreve, R.B.J.; Engin, E.; Swolfs, W.M.: PLAXIS 3D Handbuch, 2013

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT): Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EAP), 2012

**Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt):** Allgemeine bauabsichtliche Zulassung Z-34.14-209: Mikropfähle TITAN, *2018* 

**DIN EN 14199:2012-01:** Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle), *2012* 

**DIN EN 10080, 2005-08:** Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl: Allgemeine Regeln, 2005

DIN EN 10210, 2016-02: Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau, 2016

**DIN EN 1997-1:2009-09 Eurocode 7:** Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *2009* 

**DIN SPEC 18539:2012-02:** Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 14199:2012-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle), *2012* 

DIN 1054: Baugrund: Zulässige Belastung des Baugrunds, 1976

DIN 488: Betonstahl, 2010

DIN 4014:1990-03: Bohrpfähle: Herstellung, Bemessung und Tragverhalten, 1990

Lopez, F.: Dauerhafter Einsatz von Mikropfählen im Wasserbau. Stahl im Wasserbau, (Fachseminar, 28. und 29.09.2017), Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 103, S. 157-170, 2017

Schanz, T.: Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, *Habilitation, Universität Stuttgart, 1998* 

#### Autoren

Freddy Lopez, M.Sc.

Friedr. Ischebeck GmbH Loher Str. 31-79, 58256 Ennepetal

Mauricio Terceros, M.Sc. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

Institut für Geotechnik Leibniz Universität Hannover Appelstr. 9A, 30167 Hannover lopez@ischebeck.de

www.ischebeck.de Tel.: Tel.: 02333 8305

terceros@igth.uni-hannover.de achmus@igth.uni-hannover.de

www.igth.uni-hannover.de Tel.: 0511 762-4155


# Pfahl, Anker oder Nagel?

# Die Antwort: Mikropfahl TITAN.



- Gründung, Nachgründung, Auftriebssicherung, dauerhafte Rückverankerung, Bodenvernagelung, Baugrubensicherung
- Einheitliche Verfahrenstechnik für Lasten bis über 3000 kN
- Stahl-Tragglied TITAN = Bohrgestänge + Injektionsrohr + Bewehrungsstahl
   Weitere Infos: www.ischebeck.de

# FRIEDR. ISCHEBECK GMBH

Loher Str. 31-79 | DE-58256 Ennepetal





# Herausforderungen bei der Planung großer Full-Containment-Flüssiggastanks in Erdbebengebieten

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert, M.Sc. Frederik Brosz,

Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik TU Darmstadt, Arcadis Germany GmbH, Darmstadt

# 1 Einleitung

Die zunehmende weltweite Vernetzung von Energie- und Warenströmen führt zu einer gesteigerten Nachfrage nach großen Tanks zur Verteilung und Lagerung von Flüssiggas. Dabei werden u. a. Full-Containment-Tanks mit bis zu 200.000 m<sup>3</sup> in zylindrischer Bauform (z.B. 160.000 m<sup>3</sup>, Höhe ~40 m, Durchmesser ~80 m) eingesetzt, welche über einen Außentank aus Stahlbeton bzw. Spannbeton sowie einem Innentank aus kaltzähen Stählen verfügen. Das Flüssiggas (engl. LNG) lagert dabei in einem nach oben offenen Stahlinnentank, welcher durch eine Außenschale aus Spann- bzw. Stahlbeton vollständig umschlossen wird, um im Havariefall eine zweite Hülle zu bilden. Abbildung 1 zeigt einen LNG-Tank mit 84.000 m<sup>3</sup> und stellt den grundlegenden Aufbau eines solchen LNG-Tanks dar.



Abbildung 1: 84.000 m<sup>3</sup> LNG-Tank in Bonny Island, Nigeria (links) und vereinfachte schematische Darstellung des Aufbaus eines LNG Tanks (rechts)

Zwecks Andienung mit großen Tankschiffen liegen solche großen Flüssiggastanks überwiegend in Hafengebieten und Flussdeltas, was häufig aufgespülte oder angeschwemmte und damit wenig tragfähige Böden als Baugrund bedingt. In Kombination mit den hohen großflächigen Lasten aus Eigengewicht und Füllgut sowie den häufig sehr hohen Erdbebenlasten in den Projektgebieten ergeben sich meist sehr umfangreiche Pfahlgründungen.

Für die Lage der Bodenplatte bieten sich aufgrund der sehr niedrigen Temperatur des Füllguts (~-150 C°) zwei unterschiedliche Möglichkeiten an, um eine Eislinsenbildung im Baugrund unterhalb der Bodenplatte zu verhindern:

1) Die Bodenplatte wird ca. 1.5 m über der Geländeoberkante angeordnet und hat daher keinen direkten Kontakt zum Baugrund ("Elevated Slab"). Dies ermöglicht die freie Luftzirkulation unterhalb der Bodenplatte und verhindert damit die Eislinsenbildung.

2) Die Bodenplatte steht wie bei einer klassischen Pfahlgründung in direktem Kontakt zum Baugrund und wird zur Vermeidung von Eislinsenbildung mit einer Heizung ausgestattet, welche über die gesamte Lebensdauer des Tanks betrieben werden muss.

In diesem Beitrag werden aufgeständerte Tankgründungen behandelt. Vor der Inbetriebnahme eines Tanks wird ein Belastungs- und Dichtheitstest durch eine Wasserfüllung durchgeführt. Diese Wasserfüllung führt dabei zu vertikalen Lasten auf die Gründung, welche infolge der höheren Dichte von Wasser gegenüber LNG und infolge des höheren Füllstandes deutlich oberhalb der Betriebslasten liegen. Dieser sogenannte Hydrotest bietet aus geotechnischer Sicht die Möglichkeit, wertvolle Informationen aus diesem wohl definierten Belastungstest der Pfahlgruppe zu gewinnen.

# 2 Allgemeine Anforderungen an die Pfahlgründung

Um die Standsicherheit der Pfahlgründung nachzuweisen, ist neben dem Nachweis der Einzelpfahltragfähigkeit auch die Pfahlgruppe nachzuweisen.

Beim Nachweis der Pfahlgründung wird darüber hinaus zwischen dem statischen Fundamentdesign infolge statischer Lasten aus dem Eigengewicht und der Fülllast sowie dem dynamischen Fundamentdesign infolge Erdbeben unterschieden. Weitere Lastfälle wie Wind, Schnee, Havarie, Temperatur oder Explosionsdruck sind von untergeordneter Bedeutung für das Fundamentdesign und werden in diesem Beitrag nicht behandelt.

Zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit der Tankgründung sind sowohl die Durchbiegung als auch die Schiefstellung der Bodenplatte zu begrenzen. Die maximal zulässige Schiefstellung der Bodenplatte beträgt 1/500, während die maximale Setzungsdifferenz zwischen der Fundamentmitte und dem Fundamentrand auf 1/300 zu begrenzen ist [ACI 376, 2011], um Schäden an der Schaumglasisolierung zu vermeiden [Rötzer, J., 2016]. Die Gesamtsetzungen des Tanks werden in der Regel nicht auf einen festen Wert begrenzt, die Gesamtsetzungen müssen jedoch mit den Rohranschlüssen (Piping) an den Tank verträglich sein.

# 3 Geotechnisches Fundamentdesign

# 3.1 Baugrunduntersuchungen

Als Grundlage für das Fundamentdesign von Full-Containment-Tanks (im Folgenden Tanks) ist eine sorgfältig durchgeführte Baugrunderkundung erforderlich. Dabei sollten neben Bohrungen auch CPTs oder SPTs durchgeführt werden. Eine Empfehlung für Umfang, Art und Lage der Erkundungen gibt beispielsweise [ACI 376, 2011]. Für einen Tank mit einem Fundamentdurchmesser von 80 m sind demnach mindestens 8 bis 9 Bohrungen erforderlich, wobei davon i.d.R. eine Bohrung im Tankzentrum und die restlichen Bohrungen über den Rand und die Fläche des Fundaments regelmäßig verteilt werden [Roetzer, 2016]. Der Baugrundgutachter hat in jedem Fall zu prüfen, ob Vorkenntnisse der örtlichen Geologie eine andere Verteilung oder ein engeres Raster notwendig machen. In internationalen Projekten hat sich etabliert, in den Bohrungen etwa alle 1-2 m SPTs durchzuführen. Die Untersuchungen werden durch bodenmechanische Laborversuche ergänzt.

In Erdbebengebieten werden zur Bestimmung der dynamischen Baugrundparameter für die seismische Analyse der Tanks seismische Tests im Baugrund durchgeführt. Dabei werden z.B. Downhole Seismic Tests bzw. Crosshole Seismic Tests zur Bestimmung des Scherwellengeschwindigkeitprofils des Baugrunds durchgeführt.

# 3.2 Gründungsdesign für statische Lasten

Für den Entwurf der Gründung sind grundsätzlich die statischen Lastfälle Tankeigengewicht, Hydrotest und LNG-Füllung zu untersuchen.

Erfolgt die Gründung auf einer Pfahlgruppe, so kann der erste Entwurf zur Abschätzung der Setzungen über die Betrachtung als tiefergelegte Flachgründung und Ermittlung der Setzungen mit der Boussinesq Spannungsausbreitung erfolgen [Fellenius, 2013].

Für den Nachweis der Pfahlgruppe werden i.d.R. jedoch 3D-FE-Berechnungen durchgeführt, um Setzungen, Schiefstellungen und Pfahlschnittgrößen infolge statischer

Lasten zu berechnen. Dabei sollte die Reihenfolge der Belastungsschritte berücksichtigt werden, um erhöhte Entlastungs- und Wiederbelastungssteifigkeiten im Betriebslastfall aktivieren zu können. Dem Betriebslastfall geht immer der Hydrotest-Lastfall voraus, welcher die maximale vertikale statische Belastung des Tanks darstellt. D.h. alle folgenden statischen Lastfälle (Erbebenlasten also ausgenommen) können als Wiederbelastung betrachtet werden. Aus den Berechnungsergebnissen werden dann u. a. Setzungen, Schiefstellungen, Pfahlschnittgrößen und Pfahlersatzfedersteifigkeiten zur statischen Bemessung der Bodenplatte abgeleitet.

# 3.3 Gründungsdesign für Erdbebenbeanspruchungen

Die Standorte von LNG-Tanks liegen häufig in Regionen mit hoher seismischer Aktivität und dem damit verbundenen Erbebenrisiko.

Im Erdbebenlastfall wir bei LNG-Tanks eine sehr große Masse angeregt, sodass selbst bei moderaten Beschleunigungen signifikante Kräfte auf die Gründung wirken können. Beim Design von LNG-Tanks wird grundlegend zwischen zwei Erdbebenszenarien unterschieden [Roetzer, 2011]:

- Operating Basic Earthquake (OBE), Wiederkehrperiode 475 Jahre. Der Tank muss das Erdbeben ohne Beschädigung überstehen. Der Betrieb kann nach einem Neustart der Anlage fortgeführt werden.
- 2) Safe Shutdown Earthquake (SSE), Wiederkehrperiode 4975 Jahre: Größtes Erdbeben bei dem die Sicherheitsfunktionen des Tanks noch betriebsfähig sind.

Die zugehörigen Wiederkehrperioden unterscheiden sich dabei in den internationalen Normen, die angegebenen beziehen sich auf die Anforderungen in Europa.

Je nach den Baugrundverhältnissen und der Intensität der Erdbebenbeanspruchung empfehlen sich unterschiedliche Herangehensweisen zur Ermittlung der Fundamentbeanspruchung infolge Erbeben. Bei moderaten Erdbebenlasten sowie überwiegend tragfähigem Baugrund kann die Pfahlgründung im Erdbebenlastfall mittels statischer Ersatzlasten berechnet werden. Die dynamischen Erdbebenlasten werden dabei durch eine horizontale statische Ersatzlast auf das Tankmodell abgebildet, wodurch umfangreiche dynamische Berechnungen für die Bemessung der Gründung vermieden werden. Die Wahl einer adäquaten Ersatzlast ist dabei ein Prozess, welcher im Wesentlichen das dynamische Verhalten der Gesamtstruktur berücksichtigen muss und daher von dem Tragwerksplaner der Tanks durchgeführt werden sollte. Ist der Baugrund hingegen weniger tragfähig bzw. neigt er zu Bodenverflüssigung oder befindet sich das Projekt in einem Gebiet mit hoher seismischer Aktivität, dann wird. i.d.R. eine detaillierte seismische Analyse der Pfahlgründung und des Tanks erforderlich. Im Folgenden werden vorwiegend LNG-Tanks in Erdbebengebieten mit signifikanten Erdbebenlasten beschrieben.

Die seismische Analyse der Pfahlgründung kann prinzipiell in zwei Schritten erfolgen:

- 1D Site Response Analyses (SRA): Ermittlung der Freifeldantwort des Baugrunds infolge Anregung am Grundgestein, dem sogenannten Bedrock
- Soil-Structure-Interaction (SSI): Seismische Analyse der Boden-Bauwerks-Interaktion unter Berücksichtigung der Pfahlgründung und des Tanks inklusive der Füllung

# 3.3.1 Dynamisches Baugrundmodell & Site Response Analyses

Basierend auf den Ergebnissen der gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten des Baugrunds am Projektstandort (siehe Kapitel 3.1) werden dynamische Baugrundprofile erstellt. Um die Streuung der Baugrundeigenschaften zu berücksichtigen, werden ein Lower-Bound-Profil sowie ein Upper-Bound-Profil für das Design der Pfahlgründung verwendet Die mittleren Baugrundeigenschaften werden durch ein Best-Estimate-Profil abgedeckt.

Für die Simulation des Erdbebens in den Site Response Analyses werden für die Erdbebenszenarien OBE und SSE jeweils sechs Beschleunigungszeitverläufe berücksichtigt.

# 3.3.2 Soil-Structure-Interaction (SSI)

Bei der Umsetzung der SSI gibt es verschiedene Herangehensweisen. Neben einem voll integrierten Ansatz, bei welchem die dynamische Boden-Bauwerks-Interaktion über ein spezifisches numerisches Programm für die gesamte Struktur inklusive der Pfahlgründung und der Bodeneigenschaften erfasst wird (Methode II, Abbildung 2) ist auch eine getrennte Betrachtung der Einzelkomponenten (Pfahlgruppe mit Baugrund sowie Tanksystem mit Bodenplatte) möglich (Methode I), sofern die richtigen Maßnahmen zur Kopplung der Gründung an das Bauwerk getroffen werden.

# Methode I:

Beim vereinfachten Verfahren nach Methode I wird eine Methode zur dynamischen Berechnung von Pfahlgründungen nach [Kaynia & Kausel, 1991] in Kombination mit einer Standard FE-Software verwendet wird. Es werden also die dynamischen Einwirkungen auf die Einzelpfähle und auf die Pfahlgruppe unter Berücksichtigung der Boden-Pfahl-Interaktion bestimmt. Dieses Verhalten wird dann in einer voll besetzten Steifigkeitsmatrix für die gesamte Pfahlgruppe abgebildet. Diese Steifigkeitsmatrix wird dann wiederum in einem FE-Programm zur Erfassung der Erdbebeneinwirkungen auf die Tank-Struktur inklusive der Füllung als Gründungssteifigkeit angesetzt.

# Methode II:

Für die SSI nach Methode II kann z.B. der FE-Code SASSI2010 [SASSI, 2010] verwendet werden. Basierend auf den Ergebnissen der Site Response Analyses werden Beschleunigungszeitverläufe an der GOK (üff in Abbildung 2) als Input für die SSI verwendet. Das Baugrundmodell in der SSI besteht aus infiniten Bodenschichten mit viskoelastischen Bodenparametern.



# Abbildung 2: Schematische Darstellung der seismischen Analyse des Tanks: Site Response Analyses (SRA) und Soil-Structure-Interaction (SSI), Methode II

In der numerischen Simulation werden die wesentlichen Bauteile des Tanks bestehend aus der Pfahlgründung einschließlich der Bodenplatte sowie der Betonaußenschale

berücksichtigt. Das hydrodynamische Verhalten des Flüssiggases infolge Anregung durch Erdbeben wird mit Hilfe von Einmassenschwingern (sog. Stickmodell) im FE-Modell berücksichtigt, um die Effekte des impulsiven Anteils (Trägheit des Flüssiggases) sowie des konvektiven Anteils (Schwappen des Flüssiggases) auf die Pfahlgründung abzubilden. Das Stickmodell basiert auf der Flüssigkeits-Struktur-Interkation nach [Housner, 1957]. In Abbildung 3 ist die Berücksichtigung der Tankbauteile und der Flüssigkeit in der SSI vereinfacht dargestellt.



Abbildung 3: Berücksichtigung der Tankbauteile und der Flüssigkeit in der SSI, Methode II Unter Ausnutzung von Symmetrie und Antimetrie wird nur ein Viertel des Tanks modelliert.

Pfahlschnittgrößen, Beschleunigungen und Verschiebungen werden über den Zeitverlauf für die Erdbebenszenarien OBE und SSE (jeweils 6 Beschleunigungszeitverläufe) sowie für unterschiedliche Bodenprofile (z.B. Lower Bound LB, Best Estimate BE und Upper Bound UB) berechnet.

Anschließend werden die resultierenden dynamischen Pfahlschnittkräfte infolge der Erdbebensimulation aus den drei Richtungen x, y, z nach [EN 1998-1:2010,2010] kombiniert.

# 3.4 Resultierende Pfahlschnittkräfte infolge statischer- und dynamischer Beanspruchungen

Für die resultierende Pfahlschnittkraftermittlung können die Kräfte aus der statischen Analyse (Kapitel 3.2) und der SSI (Kapitel 3.3.2) superponiert werden, da die dynamischen Berechnungen allein die Beschleunigungen der Massen berücksichtigen, jedoch keine Eigengewichte oder äußere Lasten. Damit können dann die für die Pfahlbemessung erforderlichen Schnittgrößen gewonnen werden.

# 3.5 Pfahltests

Insbesondere im internationalen Raum sind Pfahltests bei LNG-Tankbauwerken üblich. Beispielsweise ist es in China nach [JGJ 106-2014, 2014] erforderlich, dass mindestens 3 Pfähle, jedoch nicht weniger als 1% der geplanten Pfähle vertikal getestet werden. Bei einer Pfahlanzahl von ca. 350 Pfählen für einen LNG-Tank mit 160.000 m<sup>3</sup> werden somit 4 vertikale Testpfähle erforderlich.



Abbildung 4: Totlast für eine vertikalen Pfahltest mit 15 MN Testlast, Pfahllänge 50 m, Pfahldurchmesser 1.2 m, LNG-Tank mit 160.000 m<sup>3</sup>

In der Regel muss die Tragfähigkeit der Testpfähle nachgewiesen werden, bevor die Bauwerkspfähle hergestellt werden. Dementsprechend muss zu einem sehr frühen Stadium des Projekts bekannt sein, in welcher Größenordnung die maximalen Pfahlnormalkräfte und Pfahlquerkräfte infolge Erdbebenbeanspruchung liegen. Aufgrund der sehr großen Anzahl an Berechnungskombinationen (siehe Kapitel 3.3.2) sind die Berechnungen der SSI zeitintensiv, sodass die Herausforderung darin besteht, die Größenordnung der Pfahlnormalkräfte und Pfahlquerkräfte im Vorfeld zuverlässig abzuschätzen, damit die vertikalen- bzw. horizontalen Pfahltests schnellstmöglich, noch vor den Bauwerkspfählen, durchgeführt und ausgewertet werden können. Abbildung 4 zeigt einen in China durchgeführten Pfahltest mit einer Testlast von 15 MN, wobei die Belastung über eine Totlastkonstruktion aufgebracht wurde.

# 4 Fallbeispiele aus der Praxis

In diesem Kapitel wird aus Erfahrungen von mehreren internationalen LNG-Tankprojekten berichtet. Als Hauptbeispiel (Projekt 1) dient dabei ein Projekt aus der Provinz Zhejiang, China (siehe Abbildung 5). Hier wurde zwei identische Tanks mit jeweils 160.000 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen geplant. Da die Grünungssituation der beiden Tanks vergleichbar ist und dasselbe Gründungsdesign für beide Tanks verwendet wurde, wird im Folgenden bei Projekt I nur auf einen Tank Bezug genommen.

Als weiteres Projektbeispiel dient ein LNG-Tankprojekt aus dem europäischen Raum (Projekt II). Darüber hinaus wird auf ein LNG-Tankprojekt (Projekt III) Bezug genommen, welches wie Projekt I im asiatischen Raum angesiedelt ist, aber eine andere Baugrundsituation aufweist.



Abbildung 5: Standort LNG-Tankfarm Projekt I, China, Zhejiang

Abbildung 6 zeigt die wesentlichen Abmessungen der Bauteile des LNG-Tanks aus Projekt I. Der Außentank hat einen Durchmesser von rund 82 m und eine Höhe von 40 bis 50 m. Die Bodenplatte ist aufgeständert zur Vermeidung der Frostlinsenbildung.



Abbildung 6: LNG-Tankaufbau und Abmessungen, Projekt I, China, Zhejiang

# 4.1 Baugrundsituation & Gründung

Abbildung 7 zeigt die abgeteuften Bohrungen und durchgeführten CPTs. Insgesamt wurden für den LNG-Tank 25 Bohrungen bis in eine Tiefe von 60 m bis 100 m abgeteuft. Darüber hinaus wurden bis in eine Tiefe von ca. 60 m 13 CPTs durchgeführt.



Abbildung 7: Lage der Bohrungen (BHs) und CPTs, Erkundungstiefe ~100 m, Schnitt I-I, LNG-Tank Projekt I, China, Zhejiang

Der chinesische Baugrundgutachter hat den Baugrund in acht Hauptschichten sowie weiteren acht Unterschichten eingeteilt, getrennt nach Alter, Entstehung und Eigenschaften. Abbildung 8 gibt einen Überblick über die im Baugrundgutachten definierten Schichten am Tankstandort.

- Layer 1-0-1: Gravel backfill
- Layer 1-1: Sand backfill
- Layer 1-1-1: Gravel backfill
- Layer 1-2: Muddy silty clay: very plastic, small amounts of organics
- · Layer 2-1: Muddy silty clay: highly plastic with thin layers of silt
- Layer 3-1: Muddy silty clay: plastic, scale-flake shaped clay
- Layer 3-3: Silty clay: plastic to high plastic silty clay
- · Layer 4-1: Silty clay: non-plastic, with small amounts of mangan oxides
- · Layer 5-1: Silty clay: non-plastic, uniform silty clay with mangan, oxides
- Layer 5-2: Silty clay with pebbles: non-plastic, 20%-30% pebbles
- Layer 6-1: Silty clay: mainly non-plastic, small amounts of iron nodules
- Layer 7-1: Silty clay: non-plastic, small amounts of iron nodules
- Layer 7-2: Silty clay with pebbles: non-plastic to hardly pastic, 25% pebbles
- Layer 10-1: Completely weathered ignimbrite
- Layer 10-2: Strongly weathered ignimbrite
- Layer 10-3: Medium weathered ignimbrite

# Abbildung 8: Auszüge aus dem chinesischen Baugrundgutachten: Baugrundschichtungen, Projekt I, China, Zhejiang

Im chinesischen Raum ist es üblich jede Schicht getrennt zu erfassen. Demzufolge ergeben sich i.d.R. sehr viele Schichten, beim Projekt I insgesamt 16. Die erste Aufgabe für den planenden Geotechniker besteht darin, die erkundeten Schichten für ein Bemessungsmodell / Rechenmodell sinnvoll zu vereinfachen. Dazu werden neben der Schichtbeschreibung des Baugrundgutachtens die Ergebnisse von SPTs, CPTs

und der durchgeführten Laborversuche herangezogen. Das linke Bild in Abbildung 9 zeigt die Ergebnisse einer CPT bei Projekt I.. Deutlich zu erkennen ist eine Weichschicht in 7 m – 55 m Tiefe.

Vereinfacht besteht der Baugrund bis in eine Tiefe von ca. 50 – 90 m aus schluffige Tonen, die bis in eine Tiefe von ca. 50 m eine weiche Konsistenz aufweisen, darunter, bis zur Tiefe von bis zu 80 m ist die Konsistenz der schluffigen Tone überwiegend fest. Überlagert werden die schluffigen Tone von einer 7 m dicken Auffüllung aus mitteldicht gelagerten Sanden. Unterhalb der schluffigen Tone folgt die ca. 2 m dicke Verwitterungszone des Felshorizonts (Ignimbrit). Darunter folgt der angewitterte bzw. unverwitterte Ignimbrit. Der Grundwasserspiegel steht bei -2 m unter GOK.





Der erkundete Schichtenverlauf ist zusammen mit dem vereinfachten Modell für den Schnitt I-I aus Abbildung 7 in Abbildung 10 dargestellt.



# Schnitt I-I

Abbildung 10: Baugrundschichtung und vereinfachtes Baugrundmodell Schnitt I-I, Grundwasserspiegel -2 m unter GOK, Projekt I, China, Zhejiang

Den Felshorizont ausgenommen, verlaufen alle erkundeten Schichten größtenteils horizontal. Abbildung 11 zeigt die erkundete Tiefe der Felsoberkante in allen abgeteuften Bohrungen. Die erkundete Felsoberkante fällt von Südost nach Nordwest ab. Der Höhenversatz beträgt dabei bis zu 30 m, wobei die größte Höhenänderung an der südöstlichen Seite des Tanks zu finden ist (Abbildung 11).

> Tiefe [m] ~80 m

Tiefe des tragfähigen Felshorizonts (Ignimbrit)

Abbildung 11: Erkundungstiefe des tragfähigen Felshorizonts (Ignimbrit), Projekt I, China, Zhejiang

Die Ergebnisse der Baugrunderkundung sowie der durchgeführten Laborversuche haben gezeigt, dass die schluffigen Tone des Baugrunds bis in eine Tiefe von ca. 50 m teilweise unterkonsolidiert sind. Im Pfahldesign wurde dies über einen Ansatz einer nach unten gerichteten Pfahlnormalkraft infolge negativer Mantelreibung N<sub>nsf</sub> nach chinesischer Norm [JGJ 94-2008, 2008] berücksichtigt, der im Wesentlichen dem Ansatz der EAP mit effektiven Spannungen für die Berechnung von N<sub>nsf</sub> folgt.

Auf der sicheren Seite liegend wurde die gesamte Tiefe bis zur Unterkante der Weichschicht bei der Berechnung von  $N_{nsf}$  angesetzt. Die max. negative Mantelreibung in der Tiefe 52 m wurde zu  $N_{nsf,max} = 4$  MN berechnet. Für die Superposition der Pfahlnormalkräfte (siehe Kapitel 3.4) wurde vereinfacht die Zunahme der negativen Mantelreibung nach Abbildung 12 angesetzt (schichtweise konstant). Unterhalb der Unterkante der kompressiblen Schicht wurde der Verlauf auf der sicheren Seite liegend konstant bis zu den Pfahlfüßen angesetzt, da alle Pfähle in den Felshorizont einbinden und ihre Lasten somit maßgeblich über Spitzendruck abtragen. Wirtschaftlichere Ansätze der negativen Mantelreibung sollten in

Absprache mit dem Auftraggeber nicht untersucht werden, da jede Abweichung von dem chinesischen Baugrundgutachten intensive Abstimmungen und damit mögliche Verzögerungen im Projektverlauf beuteten würde.



Abbildung 12: Berücksichtigung der negativen Mantelreibung bei der Berechnung der Pfahlnormalkräfte, Projekt I, China, Zhejiang

Abbildung 13 zeigt die Gründungssituation des LNG-Tanks. Aufgrund der gering tragfähigen Weichschicht sowie der hohen Erdbebenbeanspruchung wurden vom Bauherrn Schwingungsisolatoren, sogenannte Elastomeric Bearings zur Reduzierung der seismischen Beanspruchung auf die Pfahlgründung verwendet. Die Schwingungsisolatoren werden zwischen den Pfahlköpfen und der aufgeständerten Bodenplatte angeordnet (Abbildung 13) und weisen eine hohe vertikale Steifigkeit bei geringer Steifigkeit gegen Scherbeanspruchungen bzw. horizontale Beanspruchungen auf und sind damit in der Lage, die horizontalen Einwirkungen auf die Pfahlgründung deutlich zu reduzieren.

Alle Pfähle der Pfahlgründung binden in den tragfähigen Felshorizont ein, sodass sich Pfahllängen von 60 – 90 m ergeben. Der Pfahldurchmesser beträgt 1.2 m.



### Abbildung 13: Gründungssituation des LNG-Tanks. Links: Aufgeständerte Bodenplatte 1.6 m über GOK, Schwingungsisolatoren und Pfähle mit Durchmesser 1.2 m, Pfahllänge 60 – 90 m. Rechts: Tankviertel mit Pfahllayout, Projekt I, China Zhejiang

Die Innenpfähle sind in einem regelmäßigen Dreiecksraster (Achsabstand 5 m) angeordnet, während am Rand zwei Pfahlringe (Randpfähle) mit einem Mindestabstand von 3\*D=3.6 m vorgesehen werden, um die hohen Pfahlnormalkräfte infolge des Lastfalls Erdbeben aufnehmen zu können (Abbildung 13 rechts).

# 4.2 Pfahlgründungsdesign für statische Lasten

Abbildung 14 fasst die für das Gründungsdesign des LNG-Tanks maßgebenden statischen Lasten zusammen. Im Hydrotest-Lastfall ergeben sich ca. 1500 MN an Vertikallast.



Abbildung 14: Statische Lastfälle und charakteristische Lasten für das Design der Pfahlgründung, Projekt I, China, Zhejiang

Bei einer Pfahlanzahl von ca. 320 Pfählen wirkt im Durchschnitt auf jeden Pfahl eine Vertikallast von 4.7 MN.

In Abbildung 15 ist das FE-Modell der Pfahlgründung dargestellt. Durch die Ausnutzung der Systemsymmetrie wurde das halbe System mit 168 Pfählen modelliert und berechnet.



Abbildung 15: FE-Modell der Pfahlgründung des LNG-Tanks für statische Lasten, Ausnutzung der Systemsymmetrie, Projekt I, China, Zhejiang

Abbildung 16 zeigt die Verteilung der Normalkräfte an den Pfahlköpfen infolge des Lastfalls Hydrotest. Als Resultat der Boden-Bauwerk-Interaktion und der Pfahlgruppenwirkung ergeben sich unter dem hochbelasteten Innentank größere Normalkräfte von 5.5 MN verglichen mit den Normalkräften von 4.0 MN am Rand.

Aufgrund der Pfahlfußeinbindung in den Felshorizont in 60 m bis 90 m Tiefe betragen die berechneten Setzungen im Hydrotestlastfall (Flächenlast Innentank 250 kPa) lediglich 15 mm (Plattenrand) bis 20 mm (Plattenmitte).



Abbildung 16: Verteilung der Normalkräfte an den Pfahlköpfen, Ergebnisse FE-Berechnung Lastfall Hydrotest, Projekt I, China, Zhejiang

Je nach Baugrundsituation ergeben sich bei der Bemessung von LNG-Tanks zum Teil jedoch deutlich größere berechnete Setzungen. Abbildung 17 zeigt berechnete Setzungen im Tankquerschnitt von einem LNG-Tank Projekt mit weniger tragfähigem Baugrund unterhalb der Pfahlfüße (Projekt II). Der Baugrund besteht bei diesem Projekt bis in eine Tiefe von ca. 8 m überwiegend aus schluffigen Sanden mit weicher Konsistenz, darunter wurden mitteldicht- bis dichtgelagerte Sande mit einer Schichtmächtigkeit von 16 m erkundet (vgl. Abbildung 9). Bis in eine Tiefe von 24 – 100 m stehen überkonsolidierte Tone mit fester Konsistenz an. Bei diesem Projekt wurden Pfähle mit eine Einbindelänge von 20 m realisiert, die in die dichte Sandschicht einbinden. Aufgrund des Tankdurchmessers von ~80 m in Verbindung mit den hohen Lasten, reicht die Lasteinflusstiefe tief in den Ton hinein. Für die Setzungsberechnung im Lastfall Hydrotest wurde daher das zeitabhängig Verhalten (Konsolidierung) der Tonschicht unterhalb der Pfahlfüße berücksichtigt. Die berechneten Setzungen betragen in Tankmitte bis zu 100 mm und am Rand des Tanks ca. 50 mm. Unter dränierten Bedingungen auch für den Hydrotestlastfall würden die berechneten Setzungen bis zu 30-40% größer ausfallen. Die berechneten Setzungen werden für das Bauwerk als verträglich eingeschätzt. Das Bauwerk befindet sich derzeit im Bau und es ist eine intensive messtechnische Überwachung der Verformungen im Hydrotestlastfall vorgesehen.



# Abbildung 17: Berechnete totale Setzungen im Tankquerschnitt infolge statischer Lastfälle, Pfahllänge 20 m, Fußeinbindung in dichten Sand, Projekt II, Europa

# 4.3 Pfahlgründungsdesign für seismische Lasten

Der Standort des LNG-Tanks in China, Zhejiang (Projekt I) befindet sich an einem Ort mit relativ hoher seismischer Aktivität:

Für das Erdbebenszenarien OBE und SSE beträgt die PGA (Peak Ground Acceleration):

- OBE, PGA = 0.087g
- SSE, PGA = 0.247g

Im Zusammenspiel mit den gering tragfähigen Weichschichten wurden vom Kunden daher Schwingungsisolatoren zur Reduktion der Einwirkungen auf die Gründung geplant, siehe Abbildung 13. Die Wirksamkeit der Schwingungsisolatoren wurde in einer vollständigen SSI gemäß Methode II aus Kapitel 3.3.2 nachgewiesen.

# 4.3.1 Dynamisches Baugrundmodell & Site Response Analyses (SRA)

An den Tankstandorten in Projekt I wurden zur Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit Downhole Seismic Tests jeweils in Tankmitte durchgeführt. Abbildung 18 zeigt die gemessenen Scherwellengeschwindigkeitsprofile (Punkte) sowie die festgelegten dynamischen Bodenprofile Lower Bound (LB) und Upper Bound (UB).

### 540



Abbildung 18: Dynamisches Baugrundmodell: Gemessene Scherwellengeschwindigkeiten bis zur Tiefe 60 m sowie daraus abgeleitete LB- und UB-Bodenprofile für die seismische Analyse, Projekt I, China, Zhejiang

Die Messungen der Scherwellengeschwindigkeit wurden bis zu einer Tiefe von 60 m durchgeführt. Deutlich zu erkennen sind die schluffigen Tonschichten mit weicher Konsistenz in der Tiefe 7 m bis ca. 50 m mit einer gemessenen Scherwellengeschwindigkeit von ca. 100 m/s bis 200 m/s. In den schluffigen Tonen mit fester Konsistenz (Tiefe 50 - 60 m) nimmt die Scherwellengeschwindigkeit z.T. deutlich auf bis zu ca. 400 m/s zu.

Für die Durchführung der SRA wurden 6 vorgegebene künstliche Beschleunigungszeitverläufe für die Erdbebenszenarien OBE und SSE verwendet. In Abbildung 19 sind beispielhaft die SSE -Beschleunigungs-Zeitverläufe dargestellt. Acceleration signals - SSE Scenario



Abbildung 19: SSE Beschleunigungs-Zeitverläufe für die Site Response Analyses (Ordinatenwerte bis ± 0.2g, Abszissenwerte: 0 s bis 60 s), Projekt I, China, Zhejiang



Abbildung 20: Mit der SRA ermitteltes Antwortspektrum an der GOK sowie im Fels infolge Beschleunigungs-Zeitverlauf Rec 1: Amplifikation (f < 2Hz) und Deamplifikation (f > 2 Hz), Projekt I, China, Zhejiang

Abbildung 20 zeigt exemplarisch für das Beschleunigungssignal 1 (Abbildung 19) das in der 1D Freifeldanalyse berechnete Antwortspektrum an der GOK (rote Linie) sowie an der Felsoberkante (blaue Linie). Deutlich zu erkennen ist die berechnete Amplifikation (also die Zunahme der Beschleunigungen an der GOK im Verhältnis zur Beschleunigung am Grundgestein) im Bereich kleiner Frequenzen (f < 2 Hz) sowie die Deamplifikation (also die Abnahme der Beschleunigung vom Grundgestein zur GOK) ab einer Frequenz von ca. f > 2 Hz.

Für das SSE- und OBE-Erdbebenszenario wurden jeweils 12 Berechnungen (6 Beschleunigungs-Zeitverläufe x 2 Bodenprofile) durchführt. Aus diesen jeweils 12 SRA wurden Beschleunigungs-Zeitverläufe an der GOK für die SSI nach Methode II ermittelt.

# 4.3.2 Ergebnisse der SSI und Superposition mit den statischen Pfahlschnittkräften

In der Regel werden die Randpfähle von den Innenpfählen bei der Pfahlbemessung für ein wirtschaftliches Pfahldesign getrennt betrachtet, da die Biegemomente infolge statischer Beanspruchung und Erdbebenbeanspruchung in der Regel in den äußeren Pfählen betragsmäßig größer sind als in den Innenpfählen. Somit können die Innenpfähle häufig weniger massiv ausgebildet werden als die Randpfähle.

In Abbildung 21 ist die Umhüllende aus der Superposition der Ergebnisse der SSI und des statischen Lastfalls LNG-Füllung der Pfahlschnittkräfte für die Pfahlgruppe Randpfähle dargestellt. Die obere Reihe in Abbildung 21 zeigt Normalkräfte, Querkräfte und Biegemomente des LNG-Tanks aus Projekt I. Durch die Schwingungsisolatoren wird die Anregung des Tanks in horizontaler Richtung infolge Erdbeben deutlich reduziert, was an den kleinen Werten der Querkräfte und der Biegemomente entlang der Pfahlachse zu erkennen ist (Abbildung 21 (mitte- bzw. rechts oben).

Durch die Isolatoren entsteht am Pfahlkopf ein nahezu gelenkiger Anschluss, welches in der statischen- und dynamischen Analyse der Pfahlgründung berücksichtigt wurde. Dementsprechend weisen die Pfähle am Pfahlkopf keine Biegemomente auf (Abbildung 21 rechts oben).

544





Die untere Reihe in Abbildung 21 zeigt zum direkten Vergleich die Pfahlschnittkräfte aus einer Berechnung mit statischen Ersatzlasten (vereinfachtes Verfahren, siehe Kapitel3.3.2) zur Bemessung einer Pfahlgründung eines LNG-Tanks ohne Schwingungsisolatoren sowie mit geringerer Erdbebenbeanspruchung (Projekt III). Der Vergleich der Schnittkräfte zeigt, dass trotz deutlich höherer Erbebenlasten und deutlich ungünstigerer Baugrundverhältnisse in Projekt I die Pfahlschnittgrößen in Projekt III deutlich ungünstiger sind als in Projekt I. Dies belegt eindrucksvoll die Wirksamkeit der Schwingungsisolatoren.

# 4.3.3 Durchführung & Auswertung von Pfahltests

Zum Nachweis der Tragfähigkeit der Pfähle wurden vor der Erweiterung des Tankstandorts in Zhejiang (Projekt I) insgesamt 4 Pfahltests an zusätzlich gebohrten Testpfählen durchgeführt. Die maßgebende vertikale Testlast berechnet sich nach chinesischer Norm [JGJ 106-2014, 2014] unter Berücksichtigung der Erdbebenbeanspruchung sowie der LNG-Füllung und der negativen Mantelreibung zu 15 MN.



Abbildung 22: Position der Testpfähle am Rand des LNG-Tanks, Pfahllänge L=67-90 m, Pfahldurchmesser 1.2 m, Projekt I, China, Zhejiang

Die Standorte der vier Testpfähle wurden gleichmäßig über den Rand der Pfahlgründung verteilt (Abbildung 22). Die Ergebnisse zwei dieser Pfahltests sind in Abbildung 23 dargestellt. Auf die Testpfähle wurde eine Testlast von 15 MN aufgebracht. Durch die Fußeinbindung alle Testpfähle in den tragfähigen Felshorizont in 70 – 90 m Tiefe, lagen die gemessenen Setzungen bei der maximaler Testlast von 15 MN bei lediglich 15 – 20 mm. Die bleibende Setzung nach erfolgter Entlastung liegt bei beiden Testpfählen in der Größenordnung 0.5 – 3 mm, was auf das nahezu ideal-elastische Materialverhalten des Ignimbrits in diesem Lastbereich zurückzuführen ist.



### Abbildung 23: Last-Setzungskurven von zwei Pfahltests, Testlast 15 MN; Links: Pfahllänge 90 m und Rechts: Pfahllänge 70 m, Projekt I, China, Zhejiang

Neben den vertikal belasteten Pfahltests werden in der Regel auch horizontal belastete Pfahltests durchgeführt, um das Tragverhalten des Einzelpfahls im Erbebenlastfall abzubilden. Infolge der Schwingungsisolatoren in Projekt I waren die aufzunehmenden Horizontallasten gering, weshalb die Testpfähle in horizontaler Richtung nur bis zu 750 kN belastet wurden. Sie wiesen dabei eine Horizontalverformung von ca. 12 mm auf. Ohne Schwingungsisolatoren können die horizontalen Lasten im Erbebenlastfall signifikant höher liegen, wie ein Beispiel in Projekt III zeigt. Dort waren Horizontallasten von bis zu 2.0 MN von den Testpfählen abzuleiten.

Horizontale Pfahltests werden mit freiem Pfahlkopf ausgeführt, während die Pfahlköpfe der Bauwerkspfähle bei Verzicht auf Schwingungsisolatoren als eingespannt betrachtet werden.

Die hohen horizontalen Testlasten müssen bei diesen Tests dazu genutzt werden das Berechnungsmodell zu validieren und damit einen Rückschluss auf die Zulässigkeit des Rechenmodells für den eingespannten Fall zulassen. In Projekten in China muss hier gesondert darauf hingewiesen werden, dass die Testbelastungen auch über die in der chinesischen Norm festgelegten Grenzwerte hinaus durchgeführt werden. Es ist ansonsten wahrscheinlich, dass die Belastung bei dem Erreichen einer horizontalen Grenzverformung von z.B. 40 mm abgebrochen wird, obwohl die Testlast noch nicht erreicht wurde. Derartige

546

Festlegungen erfordern eine detaillierte Kenntnis der lokalen Verhältnisse und Gepflogenheiten sowie eine intensive Abstimmung mit dem Bauherrn und den ausführenden Unternehmen.



Abbildung 24: Last-Verschiebungskurve von Pfahltests mit Horizontalbelastung. Links: Projekt I, Pfahllänge 79 m, Pfahldurchmesser 1.20 m, Testlast: 750 kN; Rechts: Projekt III, Pfahllänge 17 m, Pfahldurchmesser 1.20 m, Testlast: 2000 kN.

# 4.4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde das Pfahlgründungsdesign von Full-Containment-Tanks behandelt. Dabei wurden die Vorgehensweise und die einzelnen Schritte bei der Planung der Gründung erläutert. Es wurde dargestellt, dass das Fundamentdesign für statische Beanspruchungen infolge LNG-Füllung und seismischer Beanspruchung infolge Erdbeben getrennt untersucht wird und dass die resultierenden Pfahlschnittgrößen für die Pfahlbemessung durch die Kombination aus statischen und dynamischen Schnittkraftanteilen berechnet werden. Weiterhin wurde erläutert, dass im internationalen Raum häufig vorgezogene Pfahltests für die LNG-Tankbauwerke erforderlich werden. Aufgrund der oft hohen Erdbebenlasten liegen die maximalen Pfahlnormalkräfte nicht selten in der Größenordnung von 10-20 MN und die maximalen Horizontallasten bei bis zu 2 MN.

Die Vorgehensweise bei der Planung der Pfahlgründungen wurde anhand von drei LNG-Tank Projekten mit unterschiedlichen geotechnischen und seismischen Randbedingungen vorgestellt. Dabei wurde auf die unterschiedlichen verfügbaren Methoden zur Bemessung der Gründung infolge seismischer Belastung eingegangen.

Allgemein kann das geotechnische Design bei derartigen Tankgründungen in internationalen Projektgebieten und unter komplexen Randbedingungen nur durch eine enge und vertrauensvolle Zusammenarbeit mit dem Tragwerksplaner der Tank-Struktur sowie dem Endkunden erfolgreich durchgeführt werden. Wenn dies gewährleistet ist, dann bieten die vorgestellten Tankprojekte aus geotechnischer Sicht spannende Herausforderungen. Die Möglichkeit, im Zusammenhang mit der messtechnischen Begleitung der Probebelastung im Hydrotest-Lastfall die Rechenmodelle bei jedem Projekt erneut zu überprüfen, stellt darüber hinaus für den geotechnischen Ingenieur einen besonderen Reiz dar.

# Literatur

**Rötzer, J.;** Planung und Auslegung von Flüssigerdgastanks, *Beton-Kalender 2016, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, S. 869-936, 2016* 

**ACI 376;** Code Requirements for Design and Construction of Concrete Structures for the Containment of Refrigerated Liquefied Gases, *American Concrete Institute (ACI), 2011* 

**Fellenius**, **B. H.**; Large Liquid Storage Tanks on Piled Foundations, *Proceedings of the International Conference on Foundation and Soft Ground Engineering—Challenges in the Mekong Delta*, S. 3-17, 2013

Kaynia, A. M.; Kausel E.; Dynamics of piles and pile groups in layered soil media, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Vol. 10(8), pp 386-401, 1991

Housner, G. W.; Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers, *Bulletin Seism. Soc. America, Vol. 41(1), pp 313-346, 1957* 

**SASSI2010;** FE-Code for Analysis of Soil Structure Interaction (SASSI) Version 2010, University of California, Berkeley, 2010

**EN 1998-1:2010;** Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2010, DIN, Beuth Verlag, 2010

JGJ 106-2014; Technical Code for Testing of Building Foundation Piles; *Professional* Standard of the People's Republic of China, Ministry of Construction of the People's Republic of China, Beijing, 2014

JGJ 94-2008; Technical Code for Building Foundation Piles; *Professional Standard of the People's Republic of China, Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, Beijing, 2008*  Autoren

 Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert\*
 hauke.zachert@arcadis.com

 M.Sc. Frederik Brosz
 frederik.brosz@arcadis.com

 Arcadis Germany GmbH
 www.arcadis.com

 Europaplatz 3, 64293 Darmstadt
 Tel.: 06151 388 222

 \* außerdem
 zachert@geotechnik.tu-darmstadt.de

 Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt
 Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt

# Ersatzneubau der Marggraffbrücke in Berlin – Einfluss der Tiefgründung auf den Entwurf eines integralen Bauwerks

Jonas Hente, M.Sc. grbv Ingenieure im Bauwesen

# 1 Projektvorstellung

Die dreiteilige Straßenbrücke über den Britzer-Verbindungskanal soll aufgrund von Schädigungen der Unterbauten durch einen Neubau an gleicher Stelle ersetzt werden. Das Bauwerk befindet sich im Berliner Stadtteil Baumschulenweg und liegt in der Zuständigkeit des WNA Berlin. Die Bundesstraße B96a verläuft über den Britzer-Verbindungskanal und ist eine wichtige Ein- und Ausfallstraße für den Individual- sowie Schwerverkehr im Berliner Süden. Zudem besitzt sie als innerstädtische Brücke eine wichtige Funktion für eine Vielzahl von Versorgungstrassen, die sie über den Kanal überführt.



Abbildung 1: schematische Darstellung des Ersatzneubaus

Der in Abbildung 1 schematisch dargestellte Ersatzneubau soll als tiefgegründetes integrales Bauwerk ausgeführt werden. Dieser Umstand bringt für den Ersatzneubau zwei entscheidende Vorteile mit sich:

- Erhöhung des nutzbaren Lichtraumprofils für die Schifffahrt unter Beibehaltung der Gradiente des Straßenkörpers durch eine geringere Bauhöhe des Überbaus
- Minimierung der Unterhaltungskosten durch den Verzicht auf Fugen und Lager

Der Ersatzneubau besteht aus zwei getrennten Überbauten mit einer Länge von ca. 37,3 m zwischen den Widerlagern. Der Überbau wird als Verbundquerschnitt aus drei bzw. vier Stahlhohlkastenträgern und einer Betonplatte aus Halbfertigteilen hergestellt. Die Unterbauten bestehen aus Stahlbetonwiderlagern, die entsprechend der untersuchten Varianten an eine Pfahlgründung monolithisch angeschlossen sind (siehe Abbildung 2).

Die Variante 1 untersucht die Ausbildung der Tiefgründung als Pfahlreihe. Demgegenüber steht die Variante 2 mit der Ausbildung der Tiefgründung als Pfahlbock aus zwei Pfahlreihen sowie einer Pfahlkopfplatte.

Variante 1: Pfahlreihe d = 1,20 m, Achsabstand a = 3,00 m

Variante 2: Pfahlbock d = 1,20 m, Achsabstand a = 3,00 m (mit Pfahlkopfplatte)



# Abbildung 2: untersuchte Tiefgründungsvarianten Pfahlreihe (links) und Pfahlbock (rechts)

Der nachfolgende Beitrag wird zeigen, dass die Ausbildung der Tiefgründung einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf das Tragverhalten des Gesamtbauwerks hat. Hierzu werden am Gesamtbauwerk die genannten Gründungsvarianten in FEM-Modellen untersucht und die Ergebnisse mit den klassischen Bemessungsansätzen der RE-ING verglichen.

# 2 Tragverhalten und Bemessungsansätze für integrale Brücken

# 2.1 Tragverhalten integraler Brücken

Intergrale Brücken unterscheiden sich vom klassischen Brückenbau, bei dem eine statische Trennung zwischen Überbauten und Unterbauten besteht (Ein-/Mehrfeldträger), in ihrem grundsätzlichem Tragverhalten. Bei einer integralen Brücke sind Überbau und Unterbau monolithisch miteinander verbunden, so dass als statisches System ein Rahmen entsteht.

Der Rahmen, bestehend aus Überbau, Unterbauten und Gründung, hat aus statischer Sicht den Vorteil, dass sich gegenüber Ein-/Mehrfeldträgern ein günstigeres Feldmoment einstellt. Dieses Tragverhalten wird durch die Einspannung des Überbaus in die Unterbauten (Rahmenstiele) hervorgerufen. Die Einspannmomente entlasten dabei das Feldmoment. Gleichzeitig folgt hieraus, dass die Unterbauten sowie die Gründung ebenfalls durch die Einspannmomente belastet werden. Diese Belastung wird von den Unterbauten aufgenommen und in den Baugrund abgetragen. In Abhängigkeit der Steifigkeit des Gesamtsystems, welches maßgeblich durch die Ausbildung der Unterbauten und der Gründung beeinflusst wird, sowie der Interaktion mit dem Baugrund, stellen sich bei höherer Steifigkeit größere Eckmomente ein. Hierdurch wird das Feldmoment stärker entlastet. Gegenüber dem klassischen Brückenbau mit entkoppeltem Überbau ist der Baugrund nicht (nur) eine Belastung des statischen Systems, sondern Teil des statischen Gesamtsystems.<sup>1</sup> Die Interaktion zwischen dem Baugrund und den Unterbauten (Erddruck) bzw. der Gründung (Bettung) beeinflusst das Tragverhalten des Gesamtsystems maßgeblich.

Der Entwurf der Gründung als auch der Unterbauten und Überbauten stellt folglich einen iterativen Prozess mit vielen Abhängigkeiten dar. Aus einer steiferen Gründung wie bspw. einen Pfahlbock (Tiefgründung) oder einem Kastenwiderlager (Flachgründung) resultieren größere Einspannmomente und entsprechend niedrigere Bauhöhen für das geringer belastete Feld. Hierbei muss im gleichen Zug sichergestellt werden, dass die höheren Schnittgrößen in den Rahmenecken vom Überbau in die Unterbauten übertragen werden können. Demgegenüber resultiert folglich aus einer weicheren Gründung (Pfahlreihe, etc.) eine geringe Beanspruchung der Rahmenecken, jedoch eine höhere Beanspruchung des Feldes. Dem Entwurf einer integralen Brücke liegt somit ein Abwägungsprozess zu Grunde, welcher durch eine fundierte statische Bemessung begründet sein muss.

Eine weitere Besonderheit beim Entwurf integraler Brücken stellen Zwangsbeanspruchungen des statischen Systems dar. Diese resultieren zum einem aus dem Baubetrieb (bspw. abfließende Hydrationswärme) als auch aus Temperaturdehnungen und -stauchungen als Reaktion auf die veränderliche Bauwerkstemperatur (Sommer / Winter).

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5, Integrale Bauwerke, Stand 2017/12



Abbildung 3: Sommer- und Winterstellung integraler Bauwerke<sup>2</sup>

Die Verschiebungen der Unterbauten gegen das Erdreich bzw. weg vom Erdreich (Sommerstellung / Winterstellung, vgl. Abbildung 3) führen zu unterschiedlichen Erddrücken auf die Unterbauten. Darüber hinaus erfahren Tiefgründungen aufgrund der Zwangsverformung der Rahmenstiele weitere Beanspruchungen. Diese eingeprägten Beanspruchungen in den Unterbauten und der Gründung sind ebenfalls im Zuge der Bemessung eines integralen Bauwerks zu berücksichtigen. Die vorhandenen Ansätze und Vorgaben der RE-ING werden nachfolgend erläutert.

# 2.2 Bemessungsansätze für integrale Brücken

Die RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Bauwerke gibt Hinweise und Vorgaben zu u.a. der konstruktiven Ausbildung von integralen Bauwerken als auch dessen Bemessung. Im Kapitel 2.3 wird der Erddruckansatz bei integralen Bauwerken erläutert. Zudem wird im Anhang A eine Empfehlung für den Lastansatz des Erddrucks in den jahresszeitlichen Temperaturschwankungen Kombination mit gegeben. Die unterschiedlichen Erddruckansätze Berücksichtigung der erfolat für positive Wandverschiebungen (Sommerstellung) über den mobilisierten Erddruckbeiwert nach Vogt<sup>3</sup>. Der Ansatz berücksichtigt eine Fußpunktverdrehung und ist für flachgegründete sowie näherungsweise für tiefgegründete Widerlager gültig. Der mobilisierte passive Erddruckbeiwert  $K_{ph,mob}(z)$  setzt sich wie folgt zusammen:

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} + K_0) \frac{\frac{v(z)}{z}}{\alpha + \frac{v(z)}{z}}$$
(1)

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5, Integrale Bauwerke, Stand 2017/12

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> siehe FGSV-Heft 525, Juli 1994: Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke

mit:

K<sub>0</sub> Erdruhedruckbeiwert

K<sub>ph</sub> Beiwert für den horizontalen Anteil des passiven Erddrucks<sup>4</sup>

z Ordinate ab Oberkante Widerlager

v(z) horizontale Verschiebung in der Tiefe z<sup>5</sup>

bei einer starren Wand und Fußpunktverdrehung gilt:  $v(z) = s_h (1-z/h)$ 

h Wandhöhe (OK Wand bis Fußdrehpunkt)

sh Betrag der horizontalen Kopfpunktverschiebung

α von der Hinterfüllung abhängiger Beiwert<sup>6</sup>

Mittels des mobilisierten passiven Erddruckbeiwerts  $K_{ph,mob}(z)$  wird in Abhängigkeit der Wichte der Hinterfüllung  $\gamma$  sowie der Tiefe z die mobilisierte Erddruckordinate  $e_{ph,mob}(z)$  berechnet:

$$e_{ph,mob}(z) = K_{ph,mob}(z) \cdot \gamma \cdot z$$
<sup>(2)</sup>

Des Weiteren wird durch die RE-ING vorgegeben, dass die maximale Kopfverschiebung sh auf den Betrag von 1% der Wandhöhe zu begrenzen ist. Wie sich erkennen lässt, ist der in der RE-ING beschriebene Ansatz grundsätzlich für flachgegründete integrale Brücken gültig. Tiefgegründete integrale Brücken dürfen näherungsweise unter Ansatz einer Fußpunktverdrehung nach Vogt bemessen werden. Nicht definiert ist hierbei ein Ansatz zur Bestimmung der Fußpunktverdrehung einer tiefgegründeten Widerlagerwand. Aufgrund der Steifigkeitsunterschiede innerhalb der Gründungsvarianten ist in der Praxis zudem ein unterschiedlicher theoretischer Fußpunkt zu erwarten. Näherungsweise wird für die nachstehende Betrachtung der theoretische Fußpunkt auf 1/4 der Pfahllänge unterhalb UK Widerlagerwand für beide Gründungsvarianten angenommen. Die weiteren Kenngrößen können in Tabelle 1 entnommen werden. Außerdem enthält die Tabelle die anzunehmenden Verzerrungen der Überbauten nach Tabelle 2.5.7, RE-ING.

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> für Wandreibungswinkel δ = 2/3 φ'; Bei φ' ≥ 30° erfolgt die Ermittlung des passiven Erddruckbeiwerts unter Annahme einer gekrümmten Gleitfläche nach DIN 4085.

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> positiv für Wandbewegung in Richtung Hinterfüllung

<sup>&</sup>lt;sup>6</sup> für eine Hinterfüllung nach RiZ Was 7 ist der Beiwert  $\alpha$  = 0,02 anzusetzen.

| K <sub>0</sub> | 0,4264 | [-]                  | h         | 12,20 | [m]                  |
|----------------|--------|----------------------|-----------|-------|----------------------|
| Kph            | 7,2641 | [-]                  | α         | 0,02  | [-]                  |
| φ              | 35,00  | [°]                  | γ         | 18,00 | [kN/m <sup>3</sup> ] |
| Sh,Sommer      | 5,30   | [10 <sup>-3</sup> m] | Sh,Winter | -9,35 | [10 <sup>-3</sup> m] |





Abbildung 4: Berechnete Erddrücke nach RE-ING bis Unterkante Widerlager
Der hieraus resultierende mobilisierte Erddruck (charakteristisch) auf die Widerlagerwand in Sommerstellung, der Erdruhedruck in Winterstellung sowie der aktive Erddruck nach DIN4085 sind in Abbildung 4 gegenübergestellt.

Bei der Berechnung der Erddrücke wird lediglich die Kopfverschiebung aus der Temperaturdehnung angesetzt. Weitere Einflüsse wie z.B. Kriechen, Schwinden, Bremsen werden zur Vereinfachung der Betrachtung vernachlässigt. Darüber hinaus werden Lasten auf der Hinterfüllung aus Straßenverkehr usw. nicht berücksichtigt. Ziel der Betrachtung ist es, lediglich die durch Temperaturschwankungen hervorgerufenen Erddrücke zu erfassen und zu vergleichen.

# 3 FEM-Berechnungsmodelle in Plaxis 2D

Zur Berechnung der FEM-Modelle wird das Programm Plaxis 2D genutzt. Hierbei werden die Baugrundverhältnisse entsprechend der Baugrunderkundung abgebildet. Es stehen überwiegend sandige und tragfähige Böden an, die durch ein Geschiebemergel-Band unterbrochen werden. Die Mächtigkeit des Geschiebemergel-Bandes variiert zwischen Nord- und Südufer, so dass zu erwarten ist, dass die jeweiligen Tiefgründungen in unterschiedlichen Bodenschichten abgesetzt werden. Die nachfolgende Tabelle fasst die angesetzten Bodenparameter sowie den Schichtenverlauf zusammen.

|                      | Y       | γ'      | E <sub>50,ref</sub>  | Eoed,ref             | Eur,ref              | m    | C'ref                | φ'   | Ψ'   |
|----------------------|---------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|------|----------------------|------|------|
|                      | [kN/m³] | [kN/m³] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [kN/m <sup>2</sup> ] | [-]  | [kN/m <sup>2</sup> ] | [°]  | [°]  |
| Auffüllung           | 18,0    | 10,0    |                      |                      |                      |      | 0,0                  | 30,0 |      |
| Sande                | 18,0    | 10,0    | 4,0 E4               | 4,0 E4               | 1,2 E5               | 0,55 | 0,0                  | 35,0 | 15,0 |
| Geschiebe-<br>mergel | 21,5    | 11,5    | 3,0 E4               | 3,0 E4               | 1,2 E5               | 0,90 | 5,0                  | 28,0 | 10,0 |
| Sande /<br>Kiessande | 19,0    | 11,0    | 9,0 E4               | 9,0 E4               | 1,8 E5               | 0,55 | 0,0                  | 38,0 | 15,0 |

| Tabelle | 2: | Schichtenverlauf | und | Bodenkenngrößen |
|---------|----|------------------|-----|-----------------|
|---------|----|------------------|-----|-----------------|





Abbildung 5: FEM-Model mit Tiefgründung als (a) Pfahlreihe und (b) Pfahlbock

Das Bauwerk in seinen Varianten wird über Strukturelemente abgebildet. Zum Einsatz kommt das Strukturelement "plate" zur Abbildung des Überbaus und der Unterbauten sowie das Strukturelement "embedded beam row" zur Abbildung der Pfahlgründung.

Zudem wird im Zuge der FEM-Berechnung der Ausgangszustand ausgehend vom Bestandsbauwerk, Baugrubenverbau, Abbruch und Hinterfüllung modelliert. Einflüsse voriger Bauphasen auf die Ergebnisse in Kapitel 4 werden durch entsprechende Programmeinstellungen unterbunden. Der Überbau wird hierbei aufgrund seiner veränderlichen Bauhöhe mittels drei "plates" angenähert. Die sich nach unten verjüngenden Widerlagerwände werden gemittelt mit einer "plate" abgebildet. Die jeweiligen FEM-Modelle sind in Abbildung 5 dargestellt. Verformungen und Einwirkungen auf die Strukturelemente werden über Interfaces zwischen Bauwerk und Baugrund erfasst. Zudem werden über die Interfaces die mechanischen Eigenschaften am Übergang Bauwerk-Baugrund definiert.

# 4 Ergebnisse und Vergleich zu Ansätzen nach RE-ING

Nachstehend werden die Berechnungsergebnisse hinsichtlich der Verformung der Widerlagerwand sowie die einwirkenden (charakteristischen) Erddrücke aus Plaxis 2D zusammengefasst und erläutert.

Die FEM-Berechnungsergebnisse umfassen jeweils die "null"-Stellung, die Winterstellung sowie die Sommerstellung (vergleiche Kapitel 2.1). Die "null"-Stellung beinhaltet die Verformungen und Erddrücke des Gesamtbauwerks unter Ansatz einer Verkehrslast<sup>7</sup> nach LM1 gemäß DIN EN 1991-2. Des Weiteren werden in der "null"-Stellung keine Zwangsbeanspruchungen in Betracht gezogen. Die Berechnungsergebnisse der Sommerbzw. Winterstellung berücksichtigen das identische Lastmodell nach LM1 der "null"-Stellung. Hinzu kommen hier die eingeprägten Verformungen des Überbaus sh entsprechend Tabelle 1. Die Zwangsverformungen sind am Kopf der Widerlagerwand angesetzt.

Anschließend werden die Berechnungsergebnisse aus Kapitel 2.2 hinzugezogen und mit den Ergebnissen der FEM-Berechnungen verglichen und bewertet.

# 4.1 Verformungen

Die Verformungen der Widerlagerwand (WL-Wand) werden in der Abbildung 6 und Abbildung 7 für die Variante 1 (Pfahlreihe) bzw. die Variante 2 (Pfahlbock) dargestellt. Abgebildet sind Verformungen resultierend aus der "null"-Stellung, der Winterstellung und der Sommerstellung. Es wird definiert, dass die Verschiebung zum Erdreich hin positiv ist.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Verformung der WL-Wand vom Kopf zum Fuß (=Übergang Pfahlgründung) annähernd linear verläuft. Eine Ausnahme hiervon stellt der Knick bei Variante 1 - Winterstellung dar. Dieser ist voraussichtlich auf eine Anomalie der numerischen Berechnung zurückzuführen und kann vernachlässigt werden.

Die Kopfverschiebung der WL-Wand wird in beiden Varianten durch die jeweils angesetzte Kopfverschiebung (Sommer- / Winterstellung) definiert, so dass sie in beiden Varianten entsprechend der Stellung nahezu identisch ist.

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Ansatz: Gleichlast nach LM1 - DIN EN 1991-2, Einzellast in Feldmitte basierend auf dem Ansatz einer Doppelachse nach LM1 - DIN EN 1991-2



Abbildung 6: Verformungen der WL-Wand in der Variante 1 (Pfahlreihe)



Abbildung 7: Verformungen der WL-Wand in der Variante 2 (Pfahlbock)

Ein deutlicher Unterscheid zwischen beiden Varianten ist die größere Verschiebung des Wandfußes zum Erdreich hin in der Variante 1 (Pfahlreihe). Dieses liegt in der weniger

560

steifen Ausbildung der Tiefgründung bei Variante 1 begründet, so dass die Tiefgründung selbst eine größere Kopfauslenkung erfährt. Im Vergleich hierzu ist die Verschiebung des Wandfußes gegen das Erdreich in der Variante 2 (Pfahlbock) kleiner, was auf die größere Steifigkeit der Tiefgründung zurückzuführen ist.

Aufgrund der nahezu identischen Kopfverformungen ist die Verdrehung der WL-Wand in der Variante 1 (Pfahlreihe) stärker ausgeprägt. Zudem ist in beiden Varianten zu erkennen, dass die Verformung der WL-Wand aus dem Ansatz der Verkehrslast ("null"-Stellung) durch die Kopfverschiebungen aus Sommer- bzw. Winterstellung resultiert und dadurch verstärkt bzw. verringert wird. Sowohl Sommer- als auch Winterstellung haben eine Verschiebung der gesamten WL-Wand zur Folge (Versatz des Kopf- und Fußpunktes). Außerdem wird in der Winterstellung die Verformung der WL-Wand gegenüber der "null"-Stellung weiter verstärkt, während die Sommerstellung der Verformung aus der "null"-Stellung entgegenwirkt (WL-Wand ist geringer geneigt).

Die Verformung der WL-Wand und somit die Bewegung zum Baugrund hin bzw. vom Baugrund weg hat einen wesentlichen Einfluss auf die sich einstellenden Erddrücke auf die WL-Wand. Die Berechnungsergebnisse hinsichtlich der Erddrücke auf die WL-Wand werden im nachfolgenden Kapitel unter Einbeziehung der zuvor erläuterten Verformungen der WL-Wand betrachtet.

#### 4.2 Erddrücke

Die Erddrücke auf die WL-Wand werden in der Abbildung 8 und der Abbildung 9 veranschaulicht. Analog zur Darstellung der Verformungen im vorigen Kapitel werden die Erddrücke für die "null"-Stellung, die Winter- sowie Sommerstellung zusammenfassend je Variante aufgetragen.

Die Sommerstellung erzeugt in beiden Varianten die größeren Erddrücke auf die WL-Wand, während die Winterstellung den geringsten Erddruck hervorruft. Der Erddruck der "null"-Stellung ohne Berücksichtigung der Zwangsverformungen beträgt in beiden Fällen etwa 50% der Differenz zwischen den Erddrücken der Sommer- und Winterstellung. Dies lässt den Schluss zu, dass unter Berücksichtigung der erfassten Verformungen die Winterstellung den Erddruck der "null"-Stellung reduziert. Dem gegenüber erhöht die Sommerstellung den Erddruck der "null"-Stellung auf die WL-Wand. Deutliche Unterschiede zwischen den Varianten sind zum einem im Verlauf der Erddrücke über die WL-Wand als auch in der Größe der Erddrücke vorhanden. Während sich in der Variante 2 (Pfahlbock) nahezu lineare Erddrücke ergeben, schwanken die Erddrücke der Variante 1 (Pfahlreihe) über die Tiefe. In beiden Varianten ist in der Sommerstellung die in der RE-ING beschriebene Erhöhung des Erddrucks am Wandkopf zu erkennen.



Abbildung 8: Erddrücke auf die WL-Wand in der Variante 1 (Pfahlreihe)



Abbildung 9: Erddrücke auf die WL-Wand in der Variante 2 (Pfahlbock)

Der deutlichere Unterschied zwischen den untersuchten Varianten besteht in der Ausprägung des Erddrucks. Auf halber Wandhöhe (z = 3,0 m) ist der Erddruck der Variante 1 gegenüber der Variante 2 bereits deutlich erhöht (ca. +150%).

Bis zum Erreichen des Wandfußes setzt sich dieser Trend fort, so dass hier in der Variante 1 (Pfahlreihe) in allen Stellungen mindestens der doppelte Erddruck der Variante 2 (Pfahlbock) einwirkt.

563

Der deutlich höhere, einwirkende Erddruck am Wandfuß der Variante 1 (Pfahlreihe) wird durch die erfassten Verformungen der Wand bestätigt. Die größere Verschiebung des Wandfußes zum Erdreich hin ruft eine größere Reaktion des Erdreichs hervor. Wie im vorigen Kapitel beschrieben, wird die Verformung durch die weniger steife Ausbildung der Tiefgründung als Pfahlreihe ermöglicht. Dem gegenüber stellt sich in der Variante 2 (Pfahlbock) ein deutlich geringerer Erddruck ein, da die Verschiebung am Wandfuß (= Pfahlkopf) aufgrund der steiferen Ausbildung der Tiefgründung vermindert wird. Die geringere Verschiebung bedeutet folglich einen deutlich geringeren Erddruck auf die WL-Wand.

Nach Auswertung der Berechnungsergebnisse lässt sich zusammenfassend sagen, dass die unterschiedliche Ausbildung der Tiefgründung bei gleichen Randbedingungen einen deutlichen Einfluss auf die Verformung der WL-Wand sowie die einwirkenden Erddrücke hat. Gleichzeitig ist die Pfahlkopfverschiebung am monolithischen Übergang zwischen WL-Wand und Tiefgründung unterschiedlich stark ausgeprägt. Insgesamt unterscheidet sich in beiden Varianten die Belastung der Rahmenstiele (WL-Wände) durch den einwirkenden Erddruck, als auch das Gesamttragverhalten aufgrund der unterschiedlichen Verformungen der WL-Wände sowie der Tiefgründung, maßgeblich.

# 4.3 Vergleich zu Ansätzen RE-ING

Wie in Kapitel 2.2 vorgestellt, gibt die RE-ING<sup>8</sup> Bemessungsansätze zur Ermittlung der Einwirkungen aus Erddruck in Abhängigkeit der Kopfverschiebung der WL-Wand vor. In den nachstehenden Abbildungen sind die Berechnungsergebnisse nach RE-ING (vgl. Abbildung 1) den Berechnungsergebnissen aus den FEM-Modellen (vgl. Abbildung 8 und Abbildung 9) gegenübergestellt.

Beim Vergleich der Erddrücke in der Variante 1 (Pfahlreihe) zu den Ansätzen der RE-ING wird ersichtlich, dass bezogen auf die Sommerstellung der Ansatz nach RE-ING auf der oberen Wandhälfte einen größeren Erddruck vorgibt. Demgegenüber übersteigt der nummerisch ermittelte Erddruck der Variante 1 (Pfahlreihe) den anzusetzenden Erddruck nach RE-ING auf der unteren Wandhälfte, insbesondere am Wandfuß, deutlich. Der Erddruck-Ansatz der RE-ING zur Winterstellung des Bauwerks liegt auf 2/3 der Wandlänge

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5, Integrale Bauwerke, Stand 2017/12



im Bereich des berechneten Erddrucks der Variante 1. Am Wandfuß übersteigt der berechnete Erddruck aus dem FEM-Modell jedoch den Erddruck nach RE-ING deutlich.

# Abbildung 10: Vergleich der Erddrücke auf die WL-Wand zwischen Variante 1 (Pfahlreihe) und den Ansätzen nach RE-ING

Beim Vergleich der Erddrücke des FEM-Modells der Variante 2 (Pfahlbock) mit den Ansätzen der RE-ING fällt auf, dass der Erddruck in Sommerstellung nach RE-ING deutlich

über dem nummerisch berechneten Erddruck liegt. Gleiches gilt für den Erddruck in Winterstellung. Auch hier übersteigt der Erddruck nach RE-ING den nummerisch berechneten Erddruck deutlich, wenn auch in einer geringeren Ausprägung.



Abbildung 11: Vergleich der Erddrücke auf die WL-Wand zwischen Variante 2 (Pfahlbock) und den Ansätzen nach RE-ING

Insgesamt liegt der berechnete Erddruck der Variante 2 (Pfahlbock) in Winterstellung zwischen dem Erdruhedruck und dem aktiven Erddruck, so dass von einem erhöhten aktiven Erddruck ausgegangen werden kann. Der berechnete Erddruck der Variante 2 (Pfahlbock) in Sommerstellung liegt dabei über dem Erdruhedruck, so dass nach dem klassischen Erddruckansatz eine Wandbewegung zum Erdreich hin vorhanden sein muss. Dabei bleibt der Erddruck jedoch unterhalb des mob. Erddrucks nach RE-ING.

Aus den Berechnungsergebnissen folgt, dass die Ansätze nach RE-ING für beide Varianten kein zielführendes Ergebnis darstellen. In der Variante 1 (Pfahlreihe) wird aufgrund der geringeren Steifigkeit der Tiefgründung und der daraus resultierenden großen Verformungen der WL-Wand der Erddruck in Sommer- als auch Winterstellung im unteren Wandbereich unterschätzt, während er im oberen Wandbereich überschätzt wird.

Hingegen wird in der Variante 2 (Pfahlbock) bezogen auf die Ergebnisse des FEM-Modells der Erddruck bei Anwendung der RE-ING in Sommer- als auch Winterstellung deutlich überschätzt. Die zu erwartenden Wandverschiebungen (angelehnt an die Fußpunktdrehung einer Flachgründung, vgl. Kapitel 2.2) werden aufgrund der großen Steifigkeit der Tiefgründung nicht erreicht, so dass sich der höhere Erddruck nicht einstellen kann.

Da der angesetzte Erddruck auf die Rahmenstiele einwirkt, sowie die Verformungen der WL-Wand von der monolithisch angeschlossenen Tiefgründung aufgenommen werden, besteht je nach Ansatz des Erddrucks ein Einfluss auf das Tragverhalten des Gesamtsystems. Die Ausbildung der Tiefgründung hat folglich einen maßgeblichen Einfluss auf das gesamte integrale Bauwerk.

#### 5 Ausblick

Die Ansätze der RE-ING sind wie eingangs beschrieben nur näherungsweise für Tiefgründungen gültig. Der vorstehende Beitrag zeigt, dass hinsichtlich des Erddruckansatzes auf die Widerlagerwände je nach Ausbildung der Tiefgründung Unterschiede zwischen den Varianten als auch zu den Ansätzen der RE-ING bestehen. Im Sinne einer optimierten Bemessung sowie der Aufstellung eines wirtschaftlichen und standsicheren Entwurfs besteht hinsichtlich des Tragverhaltens integraler Brücken mit Tiefgründungen weiterer Untersuchungsbedarf.

### Literatur

**Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur;** Richtlinie für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten – RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Bauwerke, *Bundesanstalt für Straßenwesen, Stand 2017/12* 

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau: Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke, Ausgabe 1994, FGSV Heft 525, Juli 1994

**DIN Deutsches Institut für Normung e.V.;** Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010, *Beuth Verlag, Berlin, S.* 33-36, 2010

Geier, R.; Angelmaier, V.; Graubner, C.-A.; Kohoutek, J.; Integrale Brücken – Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring, *Ernst & Sohn Verlag, Berlin, S. 111-115, 2017* 

Autor

Jonas Hente, M.Sc.

j.hente@grbv.de

grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

Expo Plaza 10 30530 Hannover www.grbv.de Tel.: 0511 / 984 94 - 0

# Die Ménard-Pressiometrie zur Ermittlung von Tragfähigkeit und Setzungsverhalten axial belasteter Tragelemente validiert an Probebelastungen

Christopher Tinat, Sandra Knoche, Jean-Luc Chaumeny MENARD GmbH, Deutschland

# 1 Einleitung

Die äußere Tragfähigkeit eines Pfahles wird heutzutage im Eurocode sehr zutreffend als "Druckwiderstand des Bodens gegen einen Pfahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit" bezeichnet. Es wird deutlich, dass weniger das Tragelement an sich als vielmehr das Spannungs-Verformungsverhalten des umgebenden Bodens Einfluss auf das Trag- und Setzungsverhalten nehmen. Nur mit einer zutreffenden Beschreibung der bodenmechanischen Charakteristik ist eine adäquate Bemessung sowohl von Flach- als auch Tiefgründungen sowie eine Abschätzung der im Gebrauchszustand eintretenden Verformungen möglich. Die bodenmechanischen Eingangsparameter haben häufig mehr Einfluss als die eigentliche Berechnungsmethodik und oftmals sogar als die der Berechnung zugrundeliegenden Stoffmodelle.

Sofern erforderlich, ist die Ausführung von statischen oder dynamischen Probebelastungen am Projektstandort eine gängige Methode zur Bestimmung des axialen Druckwiderstandes bzw. des lastabhängigen Setzungsverhaltens von Pfählen oder starren Baugrundverbesserungssäulen (*rigid inclusions*) mit pfahlartigem Lastabtrag. Da örtliche Probebelastungen häufig mit sehr hohen Kosten und großem Zeitaufwand verbunden sind, werden regelmäßig auch vergleichsweise konservative Abschätzungen aus Sondierungen oder aus bereits vorliegenden Probebelastungen in mehr oder weniger vergleichbaren Baugrundbedingungen getroffen.

Der EC 7-1 lässt neben einer Probebelastung auch weitere Vorgehensweisen zur Ermittlung des Grenzwertes des Druckwiderstandes von axial belasteten Tragelementen zu. So wird auch die Ableitung auf Basis von Ergebnissen aus Baugrundversuchen geregelt. Analog hierzu wird im EC 7-2 Anhang E.3 die Ermittlung des Widerstandes eines Einzelpfahls bei Druckbelastung mit Hilfe der Ménard-Pressiometrie behandelt.

Dieser Bemessungsansatz, ergänzt um den französischen Stand der Technik, wird im vorliegenden Beitrag unter Berücksichtigung der auf Pressiometerergebnissen basierenden Lasttransfermethode nach FRANK & ZHAO (1982) vorgestellt und auf das CMC-Verfahren übertragen.

Mit den Messdaten aus Versuchsfeldern in Braunschweig und Schlüchtern werden die aus der Pressiometrie abgeleiteten Berechnungsergebnisse mit Hilfe der örtlich durchgeführten Probebelastungen verifiziert.

Die Bemessung und Nachweisführung von konventionellen Baugrundverbesserungen und starren Baugrundverbesserungssäulen wie die Vollverdrängungssäulen nach dem CMC-Verfahren, werden trotz der steigenden Popularität bislang weder im Eurocode 7 noch in nationalen Regelwerken explizit thematisiert und obliegt daher dem planenden Ingenieur unter Berücksichtigung der projektspezifischen Gegebenheiten. Untersuchungen zur Ermittlung des Druckwiderstandes und des Last-Setzungsverhaltens, welche die theoretischen Ansätze mit praktischen Messungen in Feldversuchen validieren, sind für die Baupraxis von besonderem Interesse.

# 2 Der Pressiometerversuch nach Ménard

# 2.1 Allgemeines

Bei der Entnahme von Bodenproben besteht die Gefahr, dass durch die Entnahme, den Transport, die Probenverarbeitung und den Einbau in die Versuchsgeräte eine Störung des Bodengefüges eintritt und die ermittelten Parameter gegenüber dem Urzustand verändert werden. Weiterhin stellen Bodenproben mit nur wenigen Kubikzentimetern Volumen eine sehr kleine und teils nur unsichere Stichprobe des Untergrundes dar. Aus diesem Grund hat sich insbesondere in Frankreich die Ménard-Pressiometrie (PMT) zur Bestimmung des Verformungs- und Scherverhaltens etabliert. Die Methode basiert im Wesentlichen auf druckinduziertes Ausdehnen einer in den Untergrund eingeführten Messzelle. Dabei wird die Druck-Verformungslinie in den jeweiligen Tiefen aufgezeichnet. Es wird je Messung in einer Tiefe ein Bodenvolumen von bis zu 5 m<sup>3</sup> untersucht, was in etwa dem 10<sup>5</sup>-fachen von konventionellen Kompressions- und Scherversuchen im Versuchslabor entspricht.

Der Pressiometerversuch nach Ménard ist ein in situ Belastungsversuch zur Untersuchung des Spannungs-Verformungsverhaltes des Bodens und wird als besondere Form des Bohrlochaufweitungsversuches in der DIN EN ISO 22476-4 geregelt. Auf eine

Bohrlochwandung mit einem Durchmesser von ca. 65 mm wird eine stufenweise gesteigerte Druckspannung aufgebracht. Die dabei erzeugte Deformation wird gemessen, indem das Volumen der in die Messzelle nachlaufenden Flüssigkeit an der Messeinheit abgelesen wird.

Das Einbringen der Sonde erfolgt in Abhängigkeit der Bodenart mit verschiedenen Bohrverfahren. Alternativ ist das Einpressen bzw. Einschlagen eines längsgeschlitzten, elastisch verformbaren Stahlrohres möglich, welche die Messsonde umhüllt und vor mechanischen Beschädigungen beim Einbringvorgang schützt.

Die Messzelle befindet sich zwischen zwei Schutzzellen, welche ebenfalls mit einem Druck beaufschlagt werden. Hierdurch werden Randverformungen aus der Messzelle infolge einer Lastabstrahlung ausgeschlossen, wodurch das Verformungsverhalten des Bodens an einem radialsymmetrischen, unendlich ausgedehnten zylindrischen System beschrieben werden kann. Der Druck auf die Messzelle wird durch auf die inkompressible Flüssigkeit drückende Pressluft erzeugt. Die Schutzzellen hingegen werden lediglich mit Druckluft beaufschlagt. Der Versuchsaufbau und wesentliche Bestandteile der Pressiometerapparatur nach Ménard sind in Abbildung 1 schematisch dargestellt.



Abbildung 1: Schematische Darstellung der Pressiometerapparatur nach Ménard

Der Druck wird in mindestens 10 Laststufen gesteigert. Die Last- bzw. Druckinkremente sind so groß zu wählen, dass zum Ende des Versuches ein plastisches Fließen des Bodens zur

Ermittlung des Grenzdruckes eintritt. Die Ausdehnung der Messzelle wird in Abhängigkeit des Druckes und der Zeit gemessen, indem eine Ablesung in der Regel bei 15, 30 und 60 Sekunden nach jeder Laststeigerung erfolgt. Nach der letzten Ablesung wird die nächste Laststufe durch Erhöhung des Druckes aufgebracht.

#### 2.2 Versuchsauswertung

Zur Auswertung von Pressiometerversuchen werden die klassischen Ansätze der Elastizitätstheorie auf die Expansion eines zylindrischen Hohlraumes mit radialer Deformation im ebenen Verformungszustand übertragen [BAGUELIN ET AL., 1978].

Die Verformungen des Bodens werden im Druck-Volumen-Diagramm als sogenannte Arbeitslinie dargestellt. Hierbei wird das eingepresste Zuflussvolumen bei einer Belastungszeit von 60 Sekunden gegenüber dem in der Messzelle herrschenden Druck aufgetragen. Ein idealtypisches Druck-Volumendiagramm zeigt drei charakteristische Verformungsphasen gemäß Abbildung 2 - links [MÉNARD, 1962].



Abbildung 2: Ideal-typische Druck-Volumenkurve (links) und radiale Verformung (rechts)

Der maximale Zufluss in die Messzelle beträgt bei den üblichen Ménard-Sondentypen AX und BX rd. 600 cm<sup>3</sup>, sodass sich aus den geometrischen Randbedingungen die radialen Zufluss-Verformungsbeziehungen nach Abbildung 2 - rechts ergeben. Die Pressiometermessung nach Ménard findet entsprechend in kleinen und für die Praxis relevanten Dehnungsbereichen statt. Die hohe Messgenauigkeit beläuft sich auf 0,01 mm bei einem ablesbaren Inkrement des Zuflussvolumens von 0,5 cm<sup>3</sup>.

In Phase 1 werden bei geringer Druckbeaufschlagung die Unebenheiten und Auflockerungen des Bohrloches ausgeglichen. Die Membran der Sonde legt sich an die

Bohrlochwandung an bis die Kontaktspannung dem Ausgangsspannungszustand des Bodens bei einem Druck von p<sub>0</sub> entspricht. Dieser Druck entspricht in der Regel dem ursprünglichen, horizontalen Erddruck in der jeweiligen Versuchstiefe und lässt somit Rückschlüsse auf den Erddruckkoeffizienten zu.

Nach dem Überschreiten von  $p_0$  weist die Arbeitslinie einen geradlinigen Verlauf auf (Phase 2). Dieser wird als pseudo-elastische Phase bezeichnet und dient der Ermittlung des zylindrischen Deformationsmoduls bzw. Ménard-Pressiometermoduls E<sub>M</sub>.

In Phase 3 beginnen die plastischen Verformungen nach Überschreitung des Kriechdruckes pr. Ein charakteristisches Bodenverhalten dieser Phase ist das sogenannte Ménard-Kriechen, d.h. eine signifikante Verformung zwischen 30 und 60 Sekunden Belastungszeit bei konstanter Totalspannung. Der Kurvenabschnitt ist entsprechend den großen Verformungen stark gekrümmt. Die Arbeitslinie endet mit dem Erreichen des Grenzdruckes pL, sobald das Verformungsvolumen dem 2-fachen Wert des ursprünglichen Bohrlochvolumens in Länge der Messsonde entspricht. Ab dieser Grenzspannung findet ein reines Fließen des Bodens statt, also eine nichtanhaltende Verformung ohne weitere Drucksteigerung. Der Verhältniswert  $E_M/p_L$  lässt Rückschlüsse auf eine mögliche Überkonsolidation des Bodens zu.

Insbesondere für gering ausgedehnte Gründungskörper mit punktueller Lasteinleitung wie Pfähle oder Säulen spiegelt der Versuch die Zunahme der horizontalen Hauptspannungen im Untergrund bis zum Bruchzustand sehr gut wider [MÜLLER, 1970]. Das sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit am Pfahl- oder Säulenfuß einstellende Spannungsfeld weist gute Übereinstimmungen mit dem des Pressiometerversuches auf, weshalb direkte Korrelationen bodenmechanisch gut nachvollziehbar sind.

# 2.3 Normative Ansätze zur Berechnung der äußeren Tragfähigkeit von axial belasteten Pfählen und starren Säulen mittels PMT

#### 2.3.1 nach Eurocode 7 Teil 2 Anhang E.3

Der charakteristische Grenzwert des Pfahlwiderstandes bei Druckbelastung ergibt sich gemäß EC7-2 Anhang E.3 auf Basis von Pressiometerergebnissen nach Gl. 1:

$$Q = A \cdot k \cdot [p_L - p_0] + U \cdot \Sigma[q_{s_i} \cdot z_i]$$
(GI. 1)

Es sei darauf hingewiesen, dass die dabei verwendete Bezeichnung für den Gesamtwiderstand "Q" eher an veraltetes Normenwerk erinnert und nicht im Einklang mit Teil 1 des EC 7 steht, in dem die Widerstände von Pfählen wie im Folgenden dieses Beitrages einheitlich mit dem Symbol "R" für *resistance* abgekürzt werden.

Der erste Term der Gleichung stellt den Anteil des Fußwiderstandes R<sub>b;k</sub> für die Aufstandsfläche A der Pfahles dar. Der Fußwiderstandsfaktor k ist ein Tabellenwert und abhängig von dem Pfahltyp, der Bodenart sowie dem Grenzdruck aus dem Pressiometerversuch im Bereich des Pfahlfußes. p<sub>0</sub> stellt den horizontalen Ausgangsspannungszustand in der Tiefe des Pfahlfußes dar. Dieser wird aus der Überlagerungsspannung mit Kenntnis des Erddruckkoeffizienten oder bei ausreichend kleinen Druckinkrementen aus dem Pressiometerversuch direkt bestimmt. Der Ausdruck [p<sub>L</sub> - p<sub>0</sub>] wird als Netto-Grenzdruck p<sub>L</sub>\* bezeichnet und für die Bemessung von eingebundenen Flach- und Tiefgründungen verwendet [BAGUELIN ET AL., 1978].

Eine genaue Angabe, aus welchem Tiefenbereich der zur Berechnung des Fußwiderstandes maßgebende Nettogrenzdruck angesetzt werden soll, ist im Eurocode nicht enthalten. In der einschlägigen Literatur, aus der die Angaben des EC 7-2 weitestgehend entnommen sind, wird ein geometrisches Mittel der gemessenen Werte in der Tiefe von einem Durchmesser über Pfahlfuß ( $p_{L1}^*$ ), auf exakter Höhe des Pfahlfußes ( $p_{L2}^*$ ) und in der Tiefe von einem Durchmesser unter dem Pfahlfuß ( $p_{L3}^*$ ) gemäß Gl. 2 vorgeschlagen [BAGUELIN ET AL., 1978].

$$p_{Le}^* = \sqrt[3]{p_{L1}^* \cdot p_{L2}^* \cdot p_{L3}^*}$$
(GI. 2)

Der zweite Term in Gl. 1 entspricht dem charakteristischen Wert des Mantelreibungswiderstandes R<sub>s:k</sub> über den Pfahlumfang U. Die Erfahrungswerte für die Mantelreibung q<sub>si</sub> werden aus dem Nettogrenzdruck der Pressiometrie nach Abbildung 3 abgeleitet. Für die in diesem Beitrag behandelten CMC sind als Ortbeton-Verdrängungselement die Kurven 1-4 in Abhängigkeit der Bodenart anzusetzen.



Abbildung 3: Mantelreibungswerte für axial belastete Pfähle (x =  $p_L^*$ ; y =  $q_{si}$ ) [EC 7-2 E.3]

χ -

(MPa)

ż

#### 2.3.2 nach französischem nationalen Anhang NF P94-262

In Frankreich ist die Ableitung von Pfahlwiderständen bzw. Druckwiderständen von *rigid inclusions* und CMC mittels Pressiometerversuchen Stand der Technik, wird seit Jahrzehnten erfolgreich praktiziert und regelmäßig an Probebelastungen validiert [RACINAIS ET AL., 2017]. Es sei darauf hingewiesen, dass im französischen nationalen Anhang zum EC 7-1, der NF P94-262, seit dem Jahr 2012 eine gegenüber dem EC7-2 neue Berechnungsmethodik und aktualisierte Werte für Spitzendruck q<sub>b</sub> und Mantelreibung q<sub>s</sub> enthalten sind, welche aus dem Grenzdruck von Pressiometerversuchen berechnet werden.

#### Fußwiderstände aus der PMT

Analog zum EC 7-2 Anhang E.3 wird der Fußwiderstand ebenfalls durch Multiplikation des Nettogrenzdruckes mit dem Pfahlwiderstandsfaktor k berechnet, jedoch ergibt sich der anzusetzende Wert für k in Abhängigkeit der effektiven Einspannungslänge D<sub>ef</sub> (Gl. 3) des Tragelementes.

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{Le^*}} \int_{H_c-10D}^{H_c} p_L^*(z) dz$$
 (Gl. 3)

In Ergänzung zu den Vorgaben im EC 7-2 wird der maßgebende Bereich zur Ermittlung des Grenzdruckes im Fußbereich mit Gl. 4 definiert.

$$p_{Le}^{*} = \frac{1}{b+3a} \int_{H_{c}-b}^{H_{c}+3a} p_{L}^{*}(z)dz$$
 (Gl. 4)

$$a = \max\left\{\frac{D_c}{2}; 0, 5\right\}$$
(GI. 5)

$$b = \min\{a; h\}$$
 (Gl. 6)

Für die hier betrachteten CMC mit einem üblichen Säulendurchmesser von  $D_{CMC} = 28$  cm bis 60 cm beträgt a = 0,5 m und b = 0,5 m, sodass sich beim CMC-Verfahren die geometrischen Berechnungsgrößen nach Abbildung 4 ergeben.



Abbildung 4: Geometrische Vorgaben der NF P94-262 angewendet auf das CMC-Verfahren

Für den Fall, dass die tragfähige Schicht, in die das Tragelement einbindet, von einer sehr weichen Schicht überlagert wird und  $p_{L1}^* \ll p_{L2}^*$  gilt, kann  $D_{ef}$  konservativ mit der eigentlichen Einbindungslänge h gleichgesetzt werden.

Die Maximalwerte von k ( $k_{max}$ ) sind von der Bodenart sowie dem Herstellverfahren des Pfahles bzw. der Säule abhängig und werden in der NF P94-262 in Tabellen angegeben. Die Pfahlwiderstandsfaktoren ergeben sich dann nach Gl. 7 und 8.

für 
$$D_{ef}/D_c > 5$$
:  $k_{(Def/D_c)} = k_{max}$  (GI, 7)

für 
$$D_{ef}/D_c < 5$$
:  $k_{(Def/D_c)} = 1,0 + (k_{max} - 1,0) \cdot (D_{ef}/D_c)/5$  (GI. 8)

Für die im Rahmen dieser Studie untersuchten Vollverdrängungssäulen CMC lassen sich hiermit die verfahrensspezifischen Widerstandslinien k(D<sub>ef</sub>/D<sub>CMC</sub>) gemäß Abbildung 5 ableiten.



Abbildung 5: CMC-Verfahrensspezifische Fußwiderstandskurven k(Def/DCMC)

#### Mantelwiderstände aus der PMT

Für Vollverdrängungselemete ergeben sich nach französischer Normung erfahrungsgemäß höhere Werte für die Mantelreibung bei einer gleichzeitigen Abminderung des anzusetzenden Spitzendruckes gegenüber den vor dem Jahr 2012 ebenfalls in Frankreich verwendete Erfahrungswerten nach EC 7-2 Anhang E.3.

Die Mantelwiderstände werden nach Gl. 9 aus dem Nettogrenzdruck der Pressiometrie berechnet.

$$q_{s}(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}} \cdot [p_{\text{L}}^{*}(z)]$$
(GI. 9)

Der Faktor  $\alpha_{pieu-sol}$  ist abhängig von der Bodenart sowie dem Pfahltyp und kann aus Tabellen abgelesen werden.

Der Parameter  $f_{sol}$  errechnet sich aus von der Bodenart abhängigen, nichtlinearen Funktionen und in Abhängigkeit des aus der jeweiligen Tiefe gemessenen Nettogrenzdruckes  $p_{L}^*$ . Hiermit lassen sich die verfahrensspezifischen Mantelreibungskurven  $q_s(p_{L}^*)$  für die im Rahmen dieser Studie untersuchten CMC gemäß Abbildung 6 ableiten.



Abbildung 6: CMC-Verfahrensspezifische Mantelreibungskurven qs(pL\*)

# 3 Das CMC<sup>®</sup>-Verfahren und Wirkungsweise von starren Säulen

Das vor mehr als 20 Jahren von MENARD entwickelte CMC-Verfahren ist eine Methode zur Baugrundverbesserung. CMC sind vollverdrängende, in der Regel unbewehrte Betonsäulen, deren Durchmesser 28 bis 60 cm betragen kann. Sie werden nicht durch Rütteltechnik, sondern erschütterungsfrei mit einer vollverdrängenden Bohrung hergestellt.

Der speziell entwickelte Vollverdrängungsbohrer wird rotierend mit großem Drehmoment in den zu verbessernden Boden abgeteuft (Abbildung 7).



Abbildung 7: Schematische Darstellung des CMC-Verfahrens

Der tragfähige Horizont wird anhand der Aufzeichnungsparameter während des Absenkens detektiert. Bei der häufig rasterförmigen Anordnung der CMC wird der Baugrund durch die Aufzeichnung verschiedener Bohrparameter engmaschig in Ergänzung zu den vorliegenden Erkundungen indirekt aufgeschlossen. Auf geologische Schwankungen kann während der Herstellung reagiert und die Säulenlänge entsprechend angepasst werden. Hierdurch wird auch bei kleinräumig wechselnden oder stark geschichteten Baugrundbedingungen ein gleichmäßiges Last-Setzungsverhalten aller CMC sichergestellt. Nach dem Erreichen der erforderlichen Tiefe erfolgt die Injektion des Betons im Kontraktorverfahren mit einem an den umgebenden Boden angepassten Druck von 1 bis zu 3 bar.

CMC schließen die Lücke zwischen klassischen Baugrundverbesserungen und Tiefgründungen. Zum einen wird der anstehende Boden durch die Verdrängung verdichtet. Zum anderen wirken CMC im Gebrauchszustand als vergleichsweise steife Säulen mit pfahlartigem Lastabtrag. Anders als bei klassischen Pfahlgründungen ist es jedoch das Ziel des CMC-Verfahrens, die Steifigkeit des Bodens durch die Vollverdrängung zu erhöhen und die Last zwischen dem umliegenden Boden und den Säulen zu verteilen. Die mittragende Wirkung des zwischen den Säulen anstehenden Bodens wird aufrechterhalten. Hierfür wird häufig eine Lasttransferschicht (LTS) über den Säulenköpfen angeordnet. In Abhängigkeit von Säulenabstand, Überdeckungshöhe und Steifigkeit des umgebenden Bodens besteht die Lasttransferschicht aus grobkörnigem granularem Material, bindemittelstabilisiertem (feinkörnigem) Material oder einer mit Geogittern bewehrten Tragschicht [MEYER ET AL., 2007]. Durch die Lastverteilungsschicht werden die CMC von dem zu gründenden Bauwerk entkoppelt und weisen damit keinen kraftschlüssigen Verbund auf. Dies ist ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal zur klassischen Tiefgründung.

In der aktuellen Fassung des Eurocodes 7 werden Baugrundverbesserungen wie in nationalen Normen nur oberflächlich behandelt. Dabei wird jedoch weder auf die Bemessung von klassischen Baugrundverbesserungen noch auf starre Säulen eingegangen. Die Bemessung einer Baugrundverbesserung durch derartige Säulen obliegt damit unter Berücksichtigung der projektspezifischen Randbedingungen dem planenden Ingenieur.

Einen Leitfaden zur Bemessung und zur Nachweisführung von Baugrundverbesserungsverfahren mittels starrer Säulen wie CMC liefert die französische Richtlinie "ASIRI - Amélioration des Sols par Inclusions Rigides" (IREX, 2012). Dieses derzeit in Europa umfassendste Werk zum Thema starre Säulen genießt in Frankreich höchste Akzeptanz und ist als englische Übersetzung verfügbar. Demnach ist eine grundsätzliche Unterscheidung erforderlich, ob mit der Baugrundverbesserung durch starre Säulen eine Erhöhung der Tragfähigkeit erzielt werden soll (Anwendungsbereich 1) oder aber die Säulen lediglich als Setzungsbremse fungieren, wobei die Standsicherheit des Bauwerks auch ohne Baugrundverbesserung gewährleistet ist (Anwendungsbereich 2). Im Anwendungsbereich 1 orientiert sich die Nachweisführung an konventionellen Pfahlnormen. Im Anwendungsbereich 2 sind hingegen vornehmlich Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen, ohne die äußere Tragfähigkeit der Säulen nachweisen zu müssen.

# 4 Anwendung der Ménard-Pressiometrie zur Ableitung der äußeren Tragfähigkeit und des Last-Setzungsverhaltens von CMC an Beispielen

### 4.1 Versuchsfelder Schlüchtern bei Frankfurt am Main

#### 4.1.1 Baugrundaufbau

Im Zuge der geotechnischen Planung einer Neuerrichtung eines Logistikzentrums mit Hochregallager-Bereichen wurden zwei Versuchsfelder angelegt. Diese werden im Rahmen dieses Beitrages als VF1 und VF2 bezeichnet. Das Projektareal liegt rd. 5 km nördlich von Schlüchtern in einem Gewerbegebiet zwischen Fulda und Frankfurt (Main) an der A66. Im Rahmen der geotechnischen Begutachtung wurde ein stark heterogener und verformungsfähiger Bodenaufbau angetroffen. Die Fließerden und Hangsedimente, Talfüllungen, vulkanischen Ablagerungen sowie Ton- bzw. Siltgesteine stehen in unregelmäßiger Wechsellagerung teilweise mit organischen Einschlüssen an. Eindeutig tragfähige Horizonte konnten bis in 20 m Tiefe unter Gelände nicht definiert werden, sodass eine "schwimmende" Herstellung der CMC als wirtschaftliche Option zur Gründung der Hallenbodenplatte untersucht werden sollte.

In beiden Versuchsfeldern wurde jeweils eine CMC mit  $D_{CMC} = 40 \text{ cm} (L = 9,9 \text{ m im VF1} \text{ und } L = 8,1 \text{ m im VF2})$  als Probesäule und 4 bewehrte Reaktionspfähle zur Rückverankerung der späteren Belastungseinrichtung hergestellt. Weiterhin wurden die Ansatzpunkte vor Herstellung der CMC mittels Drucksondierungen (CPT) und über die Tiefe gestaffelten Pressiometerversuchen nach Ménard aufgeschlossen. Für die Pressiometerversuche wurde eine Messsonde des Typs G-AX mit einem Sondendurchmesser von 44 mm und einer Messzellen-Länge von 37 cm eingesetzt. Beide Feldversuche wurden im Vorfeld der

CMC-Herstellung direkt am geplanten Säulenansatzpunkt durchgeführt. Örtliche Kernbohrungen lagen aus der Erkundung im Zuge des geotechnischen Gutachtens bereits vor.

Die CMC wurden schwimmend ohne Erreichen großer Bohrwiderstände in Tiefen mit geringen q<sub>c</sub>-Werten der CPT auf Basis der mit größerer Tiefe merklich ansteigenden Grenzdrücke aus der Pressiometrie abgesetzt. In Abbildung 8 ist der erkundete Baugrundaufbau der beiden Versuchsfelder sowie die Messwerte der Feldversuche CPT und PMT in den jeweiligen Ansatzpunkten der CMC dargestellt. Für eine übersichtliche Darstellung sind lediglich die für die spätere Berechnung relevanten Parameter enthalten.



Abbildung 8: Bodenprofil und Messwerte der PMT und CPT in VF1 (links) und VF2 (rechts)

Die tiefenbezogenen Verläufe der Messwerte zeigen, dass Steifigkeitsänderungen des Tones mit der Pressiometrie gegenüber den geringen Spitzendruckwerten der CPT von  $q_c \approx 2 \text{ MN/m}^2$  wesentlich ausgeprägter identifiziert werden konnten.

Die undrainierte Scherfestigkeit wurde nach EC 7-2 mit  $c_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_k$  unter Ansatz von  $N_k = 20$  abgeleitet. Der Koeffizient  $N_k$  wurde an einzelnen Laborscherversuchen an

ungestörten Bodenproben kalibriert und weist eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den örtlichen Erfahrungen für die anstehenden stark tonigen Böden auf. Demnach lässt sich in den oberen 7 m unter GOK eine steife Konsistenz der schluffigen Tone mit einer undrainierten Scherfestigkeit von  $c_u = 50$  bis 75 kN/m<sup>2</sup> in beiden Versuchsfeldern abschätzen (siehe Abbildung 8). Bei der an Bohrproben durchgeführten Konsistenzgrenzenbestimmung nach Atterberg ergaben sich Konsistenzzahlen von Ic = 0,5 bis 0,8 bis 7 m Tiefe unter GOK, welche auf eine weiche bis maximal steife Konsistenz hindeuten. Die Konsistenz nimmt mit größerer Tiefe zu. Die undrainierte Scherfestigkeit wurde im Einbindungsbereich der Säulen mit  $c_u = 75$  kN/m<sup>2</sup> im VF1 und  $c_u = 150$  kN/m<sup>2</sup> im VF2 ermittelt.

#### 4.1.2 Durchführung und Ergebnisse der statischen Probebelastung

Der mit 4 Reaktionspfählen zu verankernde Belastungsüberbau bestand aus einer geprüften Probebelastungseinrichtung. Zur Lastaufbringung wurde eine hydraulische Presse eingesetzt. Die Aufzeichnung der Verschiebungswerte erfolgte einmal je Sekunde.

Die inkrementelle Lastaufbringung erfolgte in Anlehnung an die EA-Pfähle (2012). Die Last wurde stufenweise nach Abklingen der Setzungen auf eine Verschiebungsrate von 0,1 mm / 5 min gesteigert. In einer ersten Lastschleife wurden die Säulen zunächst bis 700 kN belastet. Nach der anschließenden Entlastung auf die Vorlast von 50 kN wurde die Belastung in einer zweiten Lastschleife bis zum Erreichen des Versagenskriteriums, hier eine Grenzsetzung von 0,1  $\cdot$ D = 40 mm, erhöht. Die dabei gemessene Grenzlast der Säulen betrug R<sub>c;m</sub> = 950 kN in VF1 und R<sub>c;m</sub> = 900 kN in VF2. Die als Last-Setzungskurve aufgetragenen Messdaten sind in Abbildung 11 enthalten.

# 4.1.3 Vergleich der Probebelastungsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen zum Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der theoretische Druckwiderstand der CMC wurde für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zum einen auf Basis der Ménard-Pressiometrie (EC 7-2 E.3 und NF P94-262) und zum anderen nach EA-Pfähle für beide Versuchsfelder berechnet. Für letztere Methode wurden die Erfahrungswerte für Schraubpfähle System ATLAS herangezogen. Die Herstellart mit einer Vollverdrängungsbohrung ohne Bodenumlagerung im Pfahlfußbereich kommt dem CMC-Verfahren von den in der EA-Pfähle behandelten Pfahltypen am nächsten. Eingangswerte stellen die in den Versuchsfeldern erkundeten cu-Werte dar. An dieser Stelle

sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass pfahlähnliche Tragelemente wie CMC, Stabilisierungssäulen oder vermörtelte Stopfsäulen nicht von der EA-Pfähle erfasst werden und die Anwendung der ausgewiesenen Erfahrungswerte für Spitzendruck und Mantelreibung in der Praxis nicht ohne weitere Untersuchungen übertragen werden dürfen. Für vermörtelte Stopfsäulen fanden Erfahrungswerte für Bohrpfähle bereits praktische Anwendung mit guten Übereinstimmungen zu den durchgeführten Probebelastungen [PAULMICHL & ADAM, 2011].

Die Berechnungsergebnisse der charakteristischen Druckwiderstände der CMC, differenziert nach Fuß- und Mantelreibungswiderstand, welche aus den Baugrunduntersuchungen ermittelt wurden, sind in Abbildung 9 zusammengefasst. Darin wird die gemessene charakteristische Grenzlast  $R_{c;m}$  aus der Probebelastung den theoretischen Abschätzungen von  $R_{c;k}$  ohne Berücksichtigung von projektspezifischen Streuungsfaktoren gegenübergestellt.

Bis 1 m unter Gelände sind im Nachgang der Sondierungen Auflockerungen bei Herstellung der Säulen und bei Installation der Kopfhülse eingetreten. Entsprechend wurde bei der Ermittlung des Mantelreibungswiderstandes die Mantelfläche von Säulenfuß bis 1 m unter Geländeoberkante angesetzt.





Die mittels Pressiometrie berechnete Mantelreibung übernimmt mit rd. 70 % einen Großteil des Gesamtwiderstandes. Nach französischem Ansatz sind es sogar 80 %. Diese Verteilung entspricht grundsätzlich der erwarteten Charakteristik der schwimmend abgesetzten CMC, welche jedoch nicht mit der statischen Probebelastung validiert wurde.

In beiden Versuchsfeldern ergeben sich ähnliche Berechnungsergebnisse mit gleichen Tendenzen der Bemessungsverfahren gegenüber den Messwerten. Die aus den Pressiometerversuchen abgeleiteten Druckwiderstände der CMC weisen eine sehr gute Übereinstimmung mit der gemessenen Grenzlast der jeweiligen Probebelastung bis zum Erreichen des Grenzkriteriums von 40 mm Vertikalverschiebung auf. Unter Ansatz der mittels Pressiometrie nach EC 7-2 Anhang E.3 ermittelten Werte wird der reale Säulenwiderstand in einem geringen Maß unterschätzt – nach französischem nationalem Anhang in VF1 leicht überschätzt. Die Abweichungen sind jedoch als vernachlässigbar gering zu bewerten und auf lokale Unabwägbarkeiten bei dem anstehenden stark geschichteten und inhomogenen Baugrund zurückzuführen.

Die vermeintliche Überschätzung des Druckwiderstandes nach NF P94-262 im VF 1 ist bei einer Bemessung nach Teilsicherheitskonzept unbedenklich, da die Abbildung 9 lediglich die charakteristischen Widerstandswerte widerspiegeln. Für die Bemessung des Pfahl- bzw. Säulenwiderstandes aus Baugrundversuchen als Designwert ist nach Gl. 10

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t$$
 (GI. 10)

gemäß DIN 1054 ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_t = 1,4$  zu berücksichtigen. Bei Durchführung einer statischen Probebelastung beträgt dieser nur  $\gamma_t = 1,1$ . Entsprechend gilt bei Baugrundversuchen ein erhöhtes Sicherheitsniveau von  $n_E = 1,4 / 1,1 = 1,27 (\approx 1,3)$ . International (z.B. in Frankreich und Österreich) findet diese Regulierung durch die Einführung eines Modellfaktors mit ähnlichem Sicherheitsniveau von  $n_{P;c} = 1,3$  bei Baugrundversuchen und  $n_{P;c} = 1,0$  bei örtlichen Probebelastungen statt. Das in der Vergleichsstudie ermittelte Verhältnis der charakteristischen Kenngrößen beträgt hier maximal  $R_{c,k}/R_{c,m} = 1.016$  kN / 950 kN =  $1,07 < n_E = 1,3$  (PMT VF1). Das geforderte Sicherheitsniveau bleibt damit aufrechterhalten und die Berechtigung nach der Forderung eines vom Nachweisverfahren abhängigen Teilsicherheitsbeiwertes kann als grundsätzlich begründet bewertet werden.

Mit der gemessenen Grenzlast gut übereinstimmende Ergebnisse liefert ebenso die Bemessung nach EA-Pfähle unter Zugrundelegung der maximalen Erfahrungswerte für vollverdrängende Schraubpfähle. Die in den Tabellen angegebenen Minimalwerte führen hingegen zu einer erheblichen Unterschätzung.

# 4.1.4 Vergleich der Probebelastungsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen basierend auf der PMT zum Last-Setzungsverhalten

FRANK & ZHAO (1982) entwickelten in semi-empirischen Versuchsreihen unter Zugrundelegung eines Pfahl-Federmodells und zahlreichen Probebelastungen mit messtechnischer Bestimmung der Mantelreibung und des Spitzendruckes eine Lasttransfermethode zur Ermittlung von lastbedingten Pfahlsetzungen. Die Berechnung erfolgt mit den Eingangswerten von Pressiometerergebnissen in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers und der Bodenart. Die Berechnungsmethodik ist heute zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens sowohl von Pfählen in der NF P94-262 als auch rigid inclusions in den ASIRI-Empfehlungen nach IREX (2012) verankert und durch eine Vielzahl von Versuchen und Probebelastungen für Vollverdrängungssäulen System CMC in Frankreich validiert. Die Lasttransfermethode nach FRANK & ZHAO (1982) gilt als äußerst zuverlässig und weist den Vorteil auf, dass sie auf realen Deformationsparametern des Bodens unter in situ Bedingungen basiert.

Die Mobilisierungskurven von Mantelreibung und Spitzendruck werden nach der Modellvorstellung gemäß Abbildung 10 in Abhängigkeit des Ménard-Moduls  $E_M$  nach Gl. 11 und Gl. 12 ermittelt.



Abbildung 10: Semi-empirische Mobilisierungskurven für Spitzendruck (links) und Mantelreibung (rechts) nach FRANK & ZHAO (1982)

$$K_{q} = m_{q} \cdot E_{M} / D_{C} \tag{GI. 11}$$

$$K_{T} = m_{T} \cdot E_{M} / D_{C} \tag{GI. 12}$$

Die Werte für  $m_q$  und  $m_r$  sind abhängig vom Herstellverfahren des Tragelementes und der Bodenart. Für die Vollverdrängungssäulen CMC und die in den Versuchsfeldern 1 und 2

anstehenden feinkörnigen Böden wird nach FRANK & ZHAO (1982)  $m_q$  = 11 und  $m_\tau$  = 2 angesetzt.

Die berechneten Last-Setzungskurven der CMC sind für das VF1 und VF2 in Abbildung 11 enthalten und den Messergebnissen der Probebelastungen gegenübergestellt. Die Ausgleichsfunktion der nach FRANK & ZHAO (1982) vereinfacht angenommenen trilinearen Mobilisierungskurven gemäß Abbildung 10 wurde nach COMBARIEU (1988) gemäß IREX (2012) aufgestellt. Die Spitzendruck- und Mantelreibungswerte wurden nach EC 7-2 Anhang E.3 berechnet, weshalb der Gesamtwiderstand der CMC, wie oben beschrieben, geringfügig zu konservativ abgeschätzt wird.



Abbildung 11: Last-Setzungskurven der CMC im VF1 (links) und VF2 (rechts) – Vergleich zwischen Messwerten und Lasttransfermethode nach FRANK & ZHAO (1982)

Die Modellkurve weist in beiden Fällen eine sehr gute Übereinstimmung mit der gemessenen Last-Setzungslinie auf. Für die hier im Ton schwimmend abgesetzten CMC ohne nennenswerte Einbindung in eine tragfähige Schicht ist von einer üblichen charakteristischen Gebrauchslast von 300 bis max. 600 kN auszugehen. Bis zu dieser Last betragen die Abweichungen zwischen Modell und Messwerten < 1mm und entsprechen den Erfahrungen von RACINAIS ET AL. (2017). Mit einer Vertikalverschiebung von nur 5 bis 6 mm bei einer Belastung von 600 kN konnte die Effizienz der CMC als schwimmend abgesetzte Setzungsbremse im Ton belegt werden.

#### 4.2 Versuchsfelder Braunschweig

#### 4.2.1 Baugrundaufbau

Auf dem ehemaligen Betriebsgelände der Braunschweiger Jute und Flachsfabrik in der Spinnerstraße entsteht derzeit der Neubau eines fünfgeschossigen Hotelneubaus mit angegliederter Parkpalette. Das Projektareal liegt außerhalb der Braunschweiger Innenstadt, nördlich des Wendenringes zwischen der Spinnerstraße und der Oker und war früher mit einem zusammenhängenden Fabrikkomplex überbaut.

Im Rahmen der geotechnischen Begutachtung wurden inhomogene Auffüllungen über organischen und stark organischen Schluffen erkundet. Teilweise wurden auch stark zersetzte Torfschichten und Holzreste angetroffen. Der Torf weist recht unterschiedliche Schichtdicken auf. Diese Böden besitzen keine ausreichende Tragfähigkeit. Darunter folgen Sande und Feinsande mit z.T. humosen Anteilen und weiter sandige Schluffe mit mindestens steifer Konsistenz. Zur Tiefe hin stehen tragfähige Böden in Form von Sanden an, die eine mitteldichte bis dichte Lagerung aufweisen. Diese werden von der sogenannten "Braunschweiger Schluffschicht" unterlagert, die hier eine Mächtigkeit von 3 bis 5 m und eine mindestens steife Konsistenz aufweist. Da bei diesen Baugrundverhältnissen eine direkte Flachgründung nicht möglich war, erfolgte eine Baugrundverbesserung mit Vollverdrängungssäulen im CMC-Verfahren, welche mit einer Einbindung von ca. 1 m in die mitteldicht gelagerten Sande hergestellt wurden.

Im Rahmen der Gründungsarbeiten wurden in 2 Versuchsfeldern (VF3 und VF4) jeweils 2 CMC mit  $D_{CMC} = 40$  cm (L = 8,4 m im VF 3 und L = 8,7 m bzw. 7,8 m im VF4) als Probesäulen hergestellt. Im Vorfeld wurde jeweils eine Drucksondierung (CPT) ausgeführt. Naheliegende Kernbohrungen lagen bereits aus der Vorerkundung vor. Die CMC wurden in die mitteldicht bis dicht gelagerten Sande mit q<sub>c</sub>-Werten der CPT von > 10 MN/m<sup>2</sup> abgesetzt.

Der Baugrund der Versuchsfelder wurde mit über die Tiefe gestaffelten Pressiometerversuchen nach Ménard aufgeschlossen. Für die Pressiometerversuche wurde eine Messsonde des Typs G-AX analog zu den Versuchsfeldern in Schlüchtern eingesetzt.

In Abbildung 12 ist der erkundete Baugrundaufbau der beiden Versuchsfelder VF3 und VF4 sowie die Messwerte der Feldversuche CPT und PMT an den jeweiligen Ansatzpunkten der CMC dargestellt. Die Messwerte von q<sub>c</sub> aus der Drucksonde und die Deformationsparameter  $E_M$  und  $p_L$  aus der Pressiometrie zeigen hier gut übereinstimmende Tiefenverläufe.





# 4.2.2 Durchführung und Ergebnisse der dynamischen Probebelastung

Die Durchführung der Probebelastungen erfolgte mit der dynamischen Messmethode. Hierfür wurden die Probesäulen mit einem 1 m langen aufbetonierten Kopf versehen. Die Messungen wurden jeweils mit zwei Dehnungs- und zwei Beschleunigungsmesswertaufnehmern durchgeführt, die an sich gegenüberliegenden Seiten ca. 0,8 m unterhalb der OK des Kopfes montiert wurden. Zur Ausführung der Testrammschläge kam eine Spezialfreifalleinrichtung mit einer Fallmasse von ca. 6,5 t bei einer Fallhöhe bis zu 1,2 m zum Einsatz. Zur Ermittlung der Grenzlasten der Probesäulen wurde die eingeleitete Energie von Testschlag zu Testschlag gesteigert. Die Signale der getesteten Säulen wurden zunächst grob mit dem CASE-Verfahren ausgewertet. Dieses einfachere Auswertverfahren kann Querschnittsänderungen entlang des Säulenschaftes jedoch nicht berücksichtigen.

Zur differenzierten Ermittlung der Mantelreibungsverteilung und des Säulenfußwiderstandes wurde eine umfangreichere Modellanalyse nach dem CAPWAP-Verfahren durchgeführt. Die CAPWAP-Modellsimulation kann Querschnittsänderungen berücksichtigen und führt zu den Ergebnissen in Tabelle 1.

| Versuchsfeld | Bez.  | Länge | Mantelreibung         | Fußwiderstand         | Gesamtwiderstand |  |
|--------------|-------|-------|-----------------------|-----------------------|------------------|--|
|              | Säule | [m]   | R <sub>s;k</sub> [kN] | R <sub>b;k</sub> [kN] | Rc;m [kN]        |  |
| 3            | 1     | 8,4   | 610 (49%)             | 630 (51%)             | 1.240            |  |
|              | 2     | 8,4   | 700 (49%)             | 730 (51%)             | 1.430            |  |
| 4            | 4     | 8,7   | 680 (43%)             | 910 (57%)             | 1.590            |  |
|              | 5     | 7,8   | 530 (46%)             | 620 (54%)             | 1.150            |  |

Tabelle 1: Ergebnisse der CAPWAP-Analyse Versuchsfelder 3 und 4

Auffallend ist, dass die aus der Probebelastung abgeleiteten Widerstände der Säulen Nr. 1 und Nr. 2 im VF 3 eine Differenz von  $\Delta R_{c;m} = 190$  kN aufweisen, obwohl die Ansatzpunkte nur ca. 5 m auseinanderliegen und zudem die Säulenlänge identisch ist. Die Abweichung kann nicht allein mit den Baugrundeigenschaften erklärt werden, sondern ist vermutlich auf Ungenauigkeiten der dynamischen Messmethode in Verbindung mit der CAPWAP-Auswertung zurückzuführen.

# 4.2.3 Vergleich der Probebelastungsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen zum Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der theoretische Druckwiderstand der CMC wurde für den Grenzzustand der Tragfähigkeit anlog zu Abschnitt 4.1.3 auf Basis der Ménard-Pressiometrie (EC 7-2 E.3 und NF P94-262) und zum anderen nach der EA-Pfähle (Erfahrungswerte für Schraubpfähle) für die Versuchsfelder 3 und 4 berechnet. Um auch bei der Berechnung nach EA-Pfähle den Mantelreibungswiderstand aus den locker gelagerten Sandschichten mit  $q_c < 7,5$  MN/m<sup>2</sup> zu berücksichtigen, wurden die Tabellenwerte bis  $q_c = 3$  MN/m<sup>2</sup> linear extrapoliert.

Die Berechnungsergebnisse der charakteristischen Druckwiderstände der CMC, differenziert nach Fuß- und Mantelreibungswiderstand, welche aus den Baugrunduntersuchungen ermittelt wurden, sind in Abbildung 13 und Abbildung 14 zusammengefasst und der abgeleiteten charakteristischen Grenzlast R<sub>c;m</sub> aus den dynamischen Probebelastungen gegenübergestellt.

Bis ca. 1 m unter Gelände sind im Nachgang der Sondierungen Auflockerungen bei Herstellung der Säulen und bei Installation der Kopfhülse eingetreten. Entsprechend wurde bei der Ermittlung des Mantelreibungswiderstandes die Mantelfläche von Säulenfuß bis 1 m unter Geländeoberkante angesetzt.







Abbildung 14: Berechnungsergebnisse Säule Nr. 4 (links) und Säule Nr. 5 (rechts) im VF4

Bei allen ausgewerteten Säulen zeigen sich ähnliche Ergebnisse mit gleichen Tendenzen der Berechnungsverfahren. Die aus den Pressiometerversuchen abgeleiteten Druckwiderstände der CMC weisen eine sehr gute Übereinstimmung mit der aus der jeweiligen dynamischen Probebelastung abgeleiteten Grenzlast auf. Dies trifft für alle Probesäulen zu. Die geringfügige Überschätzung insbesondere nach NF P94-262 ist vernachlässigbar in Anbetracht der bei einer Bemessung anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte gemäß den Erläuterungen in Abschnitt 4.1.3. Das größte Verhältnis der charakteristischen Kenngrößen beträgt hier maximal  $R_{c,k}/R_{c,m} = 1.280$  kN / 1.150 kN = 1,11 < n<sub>E</sub> = 1,3 (Säule 5 VF4).

Der berechnete Fußwiderstand beträgt je nach Berechnungsverfahren 60 bis 80 % des Gesamtwiderstandes. Dieser im Vergleich zu den Versuchsfeldern Schlüchtern hohe Anteil resultiert hier aus der 1m langen Einbindungsstrecke in die tragfähigen Sande und ist grundsätzlich als plausibel zu bewerten. Die berechneten Anteile von Mantelreibung und Spitzendruck am Gesamtwiderstand weisen bei allen Berechnungsverfahren jedoch keine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den aus der dynamischen Probebelastung abgeleiteten Werten auf.

Mit der gemessenen Grenzlast gut übereinstimmende Ergebnisse liefert ebenso die Bemessung nach EA-Pfähle unter Zugrundelegung der maximalen Erfahrungswerte für vollverdrängende Schraubpfähle und Extrapolation der Mantelreibungswerte bis  $q_c = 3 \text{ MN/m}^2$ . Die in den Tabellen angegebenen Minimalwerte führen hingegen zu einer erheblichen Unterschätzung. Unter Berücksichtigung aller betrachteten Säulen ist die Abweichung der Berechnungsergebnisse nach EA-Pfähle zu den gemessenen Grenzwerten wesentlich größer als nach der Pressiometermethode.

# 4.2.4 Vergleich der Probebelastungsergebnisse mit den Berechnungsergebnissen basierend auf der PMT zum Last-Setzungsverhalten

Die nach dem Verfahren von FRANK & ZHAO (1982) berechneten Last-Setzungskurven der CMC sind für das VF3 und VF4 in Abbildung 15 dargestellt und den Ergebnissen der dynamischen Probebelastung gegenübergestellt. Exemplarisch wurden die Säulen Nr. 1 und Nr. 5 ausgewertet. Die Spitzendruck- und Mantelreibungswerte wurden dabei nach NF P94-262 auf Basis der Pressiometerergebnisse berechnet. Für die Vollverdrängungssäulen CMC und die in den Versuchsfeldern 3 und 4 anstehenden grobund gemischtkörnigen Böden wird nach FRANK & ZHAO (1982)  $m_q = 4,8$  und  $m_r = 0,8$  angesetzt.



Abbildung 15: Last-Setzungskurven der CMC im VF3 (links) und VF4 (rechts) – Vergleich zwischen CAPWAP-Modell und Lasttransfermethode nach FRANK & ZHAO (1982)

Die Modellkurve weist in beiden Fällen eine sehr gute Übereinstimmung mit der aus der dynamischen Probebelastung abgeleiteten Widerstands-Setzungslinie auf. Für die hier im mindestens mitteldicht gelagerten Sand abgesetzten CMC ist als reine Setzungsbremse von einer charakteristischen Gebrauchslast von 500 bis max. 1.000 kN auszugehen. Bis zu dieser Last betragen die Abweichungen zwischen Modell und Messwerten < 3mm. Mit einer Vertikalverschiebung von rd. 1 cm bei einer charakteristischen Belastung von 800 kN konnte die Effizienz der CMC als Setzungsbremse in Sanden belegt werden.

#### 5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Ausblick

In den Versuchsfeldern Schlüchtern und Braunschweig konnte sowohl der Grenzzustand Tragfähigkeit der lastabhängige Verformungsverhalten als auch das von Vollverdrängungssäulen nach dem CMC-Verfahren zutreffend auf Basis von Pressiometerversuchen abgeleitet werden. Die Berechnungen wurden nach EC 7-2 Anhang E.3 und zum anderen nach NF P94-262 durchgeführt. Die Ergebnisse weisen sehr gute Übereinstimmungen mit den Probebelastungen auf (siehe Abbildung 16). Tendenziell liegen die berechneten Werte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit weit auf der sicheren Seite, u.a. auch durch eine bei der Bemessung nach Eurocode erforderlichen Abminderung der Widerstandsseite mit einem anzusetzenden Modellfaktor von  $\eta_{P,C} \ge 1.3$  gegenüber einer Probebelastung mit  $\eta_{P;C} = 1,0$ . Dieser Forderung wird in Deutschland durch den Ansatz unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte, d.h. yt = 1,1 bei örtlichen Probebelastungen und


 $\gamma_t$  = 1,4 bei Verwendung von Erfahrungswerten bzw. Baugrundversuchen, Rechnung getragen.

Abbildung 16: Korrelation R<sub>c;k</sub> aus Pressiometerversuchen und R<sub>c;m</sub> aus Probebelastungen an CMC - Erfahrungswerte nach NF P94-262 (links) und EC7-2 (rechts)

In Abgrenzung zu einer klassischen Tiefgründung stellen CMC als sogenannte *rigid inclusions* eine seit mehr als 20 Jahren weltweit etablierte Baugrundverbesserung dar. In den meisten Fällen ist daher der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Interesse, sobald die Standsicherheit des Bauwerks auch ohne Baugrundverbesserung erfüllt ist. Mithilfe der vorgestellten semi-empirischen Lasttransfermethode konnte das Last-Setzungsverhalten der CMC auf Basis der Pressiometergebnisse zutreffend abgebildet werden. Die Abweichungen der Modellrechnung zur gemessenen Last-Setzungskurve sind mit < 3mm bei üblichen Gebrauchslasten als minimal zu bewerten.

Die im Rahmen dieses Beitrages vorgestellten Untersuchungen werden kontinuierlich an weiteren Probebelastungsstandorten für unterschiedliche Böden und Säulendurchmesser fortgeführt, um die Datenbasis für Deutschland zu erweitern. Das Bemessungsverfahren basierend auf Pressiometerversuchen kann damit eine flächendeckende Ergänzung oder eine wirtschaftliche Alternative zu konventionellen Probebelastungen an CMC werden.

#### Literatur

Baguelin, F.; Jézéquel, J.F.; Shields, D.H.; The pressuremeter and foundation engineering, 1. Aufl., 1978

**Combarieu, O.;** Calcul d'une fondation mixte semelle pieux sous charge verticale centrée. *Note d'information technique LCPC, 1988* 

**EA-Pfähle**; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", *herausgegeben von der Deutschen* Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, 2. Aufl., 2012

**Frank, R.; Zhao, S.-R.;** Estimation par les paramètres pressiometriques de l'enforcement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. *Bulletin de liaison des LPC n°119, S.17-24, 1982* 

**IREX;** Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements, *ASIRI National Project*, 2012

Ménard L.; Das Pressiometer Louis Ménard. Die Bautechnik, Heft 6, S.202-204, 1962

**Meyer N.; Emersleben A.; Kirstein J.F.;** Probebelastungen von CMC-Säulengruppen – Einfluss der Lastverteilungsschicht auf die Beanspruchung des Untergrundes und der Säulen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Tagungsband Pfahlsymposium, TU Braunschweig, Heft 102, 2007* 

Müller, H.; Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach Ménard. *Die Bautechnik*, 47, Heft 9, S.289-295, 1970

NF P94-262; Normes d'application nationale de l'Eurocode 7, Fondations profondes, 2012

**Paulmichl, I.; Adam, D.;** Hybridgründung – Bodenverbesserung und Tiefgründung Fallbeispiel Kraftwerk Mazenice, Slowakei. *Tagungsbeiträge zur 8. Österreichischen Geotechniktagung, S.211-230, 2011* 

Racinais, J.; Maucotel, F.; Varaksin, S.; Hamidi, B.; Beneficial Use of Pressuremeter Tests for Accurate Modelling by Finite Elements of a Rigid Inclusion Ground Improvement Solution. *Proc. of ICSMGE, 2017, Seoul, Süd Korea, 2017* 

Autoren

M.Sc. Christopher Tinat Dipl.-Ing. Sandra Knoche Ing. ETP M.Sc. Jean-Luc CHAUMENY

MENARD GmbH Hittfelder Kirchweg 2, 21220 Seevetal ctinat@menard.gmbh sknoche@menard.gmbh jlchaumeny@menard.gmbh

> www.menard.gmbh Tel.: 04105 / 66 48-0



# en Vorhaben uf den Grund

Damit Ihr Projekt sicher trägt, greifen wir auf ein großes Portfolio unterschiedlichster Verfahren der Baugrundverbesserung zurück – von DYNIV® bis Vertikaldrainage – allesamt erprobt und für unterschiedliche Bodenbeschaffenheiten entwickelt. So können Sie immer auf unsere tragkräftige Unterstützung bauen.

Aus BVT DYNIV<sup>®</sup> wurde MENARD – mehr erfahren Sie unter: www.menard.gmbh



## Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

#### Die meisten Hefte können kostenfrei auf unserer Homepage <u>www.IGB-TUBS.de</u> als PDF heruntergeladen werden!

| Nr. 1  | Scheffler, E.              | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, Dissertation, 1976                        |
|--------|----------------------------|--|
| Nr. 2  | Frank, H.                  | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde<br>– untersucht mit Finiten Elementen, Dissertation, 1978                              |
| Nr. 3  | Schnell, W.                | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen<br>Dissertation, 1979  |
| Nr. 4  | Ruppert, FR.               | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger<br>Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik<br>Dissertation, 1980  |
| Nr. 5  | Schuppener, B.             | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, Dissertation, 1981                                   |
| Nr. 6  | Wolff, F.                  | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen<br>mit ungebundenen Tragschichten, Dissertation, 1981                             |
| Nr. 7  | Bätcke, W.                 | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten<br>Halbraum, Dissertation, 1982  |
| Nr. 8  | Meseck, H.<br>Schnell, W.  | Dichtungswände und -sohlen, 1982   |
| Nr. 9  | Simons, H.<br>Ruppert, FR. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der<br>physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen<br>auf Baustellen, 1982 |
| Nr. 10 | Beckmann, U.               | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen<br>Dissertation, 1982  |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos          | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen<br>unter Erdbeben, Dissertation, 1983   |
| Nr. 12 | Sondermann, W.             | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde<br>Dissertation, 1983   |
| Nr. 13 | Meseck, H.                 | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts  |

| 600 |
|-----|
|-----|

| Nr. 14 | Raabe, W.  | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter<br>Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieur-<br>geologischen Merkmalen, Dissertation, 1984                |
|--------|--|---|
| Nr. 15 | Früchtenicht, H.                                       | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens<br>bei Baugruben mit Schlitzwänden, Dissertation, 1984   |
| Nr. 16 | Knüpfer, J.<br>Meseck, H.                              | Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust<br>1984   |
| Nr. 17 | N.N.   | Ablagerung umweltbelastender Stoffe<br>Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985  |
| Nr. 18 | Simons, H.<br>Reuter, E.                               | Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur<br>Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton<br>zum Schutz des Grundwassers, 1985                              |
| Nr. 19 | Meseck, H.   | <b>Dynamische Pfahltests</b> - Fachseminar in Braunschweig<br>am 23. und 24. Oktober 1985   |
| Nr. 20 | Meseck, H.   | Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten<br>Standorten - Fachseminar in Braunschweig<br>am 6. und 7. November 1986                                |
| Nr. 21 | Balthaus, H.   | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit<br>dynamischen Pfahlprüfmethoden, Dissertation, 1986   |
| Nr. 22 | Kayser, R.<br>Meseck, H.<br>Rösch, A.,<br>Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von<br>Braunkohlenaschen, 1986   |
| Nr. 23 | Meseck, H.   | <b>Dichtwände und Dichtsohlen</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987   |
| Nr. 24 | Krause, Th.  | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter<br>Ortsbrust, Dissertation, 1987   |
| Nr. 25 | Meseck, H.   | Mechanische Eigenschaften mineralischer<br>Dichtwandmassen, Dissertation, 1987  |
| Nr. 26 | Reuter, E.   | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen<br>gegenüber anorganischen und organischen Säuren<br>Dissertation, 1988   |
| Nr. 27 | Wichert, HW.   | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit histori-<br>scher Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988   |
| Nr. 28 | Geil, M.   | Untersuchungen der physikalischen und chemischen<br>Eigenschaften von Bentonit-Zement-Sus-pensionen<br>im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989 |

| Nr. 29 | Kruse, T.                                    | Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen<br>auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989  |
|--------|--|--|
| Nr. 30 | Rodatz, W.                                   | Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes<br>für Grundbau und Bodenmechanik, 1989  |
| Nr. 31 | Rodatz, W.<br>Beckefeld, P.<br>Sehrbrock, U. | Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein-<br>bindung durch Verfestigung von Abfällen<br>- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990                           |
| Nr. 32 | Knüpfer, J.                                  | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer<br>Deponiebasisabdichtungen, Dissertation, 1990   |
| Nr. 33 | Beckefeld, P.                                | Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen<br>der Rauchgasreinigung von Kraftwerken<br>- Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991                              |
| Nr. 34 | He, G.                                       | Standsicherheitsberechnungen von Böschungen<br>Dissertation, 1991  |
| Nr. 35 | Rodatz, W.<br>Sehrbrock, U.                  | Probenentnahme bei der Erkundung von<br>Verdachtsflächen (Altlasten)<br>Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991  |
| Nr. 36 | Kahl, M.                                     | Primär- und Sekundärspannungszustände in über-<br>konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger<br>Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Diss., 1991                      |
| Nr. 37 | Rodatz, W.<br>Hemker, O.<br>Voigt, Th.       | <b>Standsicherheiten im Deponiebau</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992   |
| Nr. 38 | Rodatz, W.<br>Meier, K.                      | <b>Dynamische Pfahltests</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991   |
| Nr. 39 | Rösch, A.                                    | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im<br>Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich<br>verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992                |
| Nr. 40 | Sehrbrock, U.                                | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993   |
| Nr. 41 | Rodatz, W.<br>Hartung, M.<br>Wienholz, B.    | <b>Pfahl-Symposium 1993</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993  |
| Nr. 42 | Gattermann, J.<br>Hartung, M.                | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 geotechnischer<br>Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch<br>zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002 |

| Nr. 43 | Rodatz, W.<br>Hemker, O.<br>Horst, M.,<br>Kayser, J. | Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme<br>im Deponie- und Dichtwandbau -<br>Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994                     |
|--------|--|---|
| Nr. 44 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.         | <b>Messen in der Geotechnik 1994</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994   |
| Nr. 45 | Hartung, M.  | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit<br>in Sand, Dissertation, 1994   |
| Nr. 46 | Hemker, O.   | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung<br>mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994  |
| Nr. 47 | Voigt, Th.   | Frosteinwirkung auf mineralische<br>Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994   |
| Nr. 48 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.              | <b>Pfahl-Symposium 1995</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995  |
| Nr. 49 | Kayser, J.   | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-<br>Dichtwandmassen, Dissertation, 1995   |
| Nr. 50 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Wienholz, B.         | Messen in der Geotechnik 1996<br>Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996  |
| Nr. 51 | Rodatz, W.<br>Knoll, A.                              | Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung<br>und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -<br>Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G.  | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise<br>hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996  |
| Nr. 53 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Wienholz, B.              | <b>Pfahl-Symposium 1997</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997  |
| Nr. 54 | Horst, M.  | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitäts-<br>sicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997   |
| Nr. 55 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Stahlhut, O.         | Messen in der Geotechnik 1998<br>Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998  |
| Nr. 56 | Rodatz, W.<br>Bachmann, M.<br>Rosenberg, M.          | Deponieseminar 1998<br>- Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau<br>Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998                               |

| Nr. 57 | Wienholz, B.   | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in<br>Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, 1998  |
|--------|--|---|
| Nr. 58 | Bachmann, M.   | Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen<br>als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton<br>– Untersuchungen an historischen Bauwerken im<br>südöstlichen Niedersachsen, Dissertation, 1998 |
| Nr. 59 | Gattermann, J.   | Interpretation von geotechnischen Messungen<br>an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, 1998  |
| Nr. 60 | Rodatz, W.<br>Ernst, U.<br>Huch, T.,<br>Kirsch, F.     | <b>Pfahl-Symposium 1999</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999  |
| Nr. 61 | Knoll, A.  | Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien, Dissertation, 1999   |
| Nr. 62 | Rodatz, W.<br>Gattermann, J.<br>Plaßmann, B.           | Messen in der Geotechnik 2000<br>Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000  |
| Nr. 63 | Rodatz, W.<br>Rosenberg, M.<br>Schulz, Th.             | <ol> <li>Braunschweiger Deponieseminar 2000</li> <li>Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme</li> <li>Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000</li> </ol>                      |
| Nr. 64 | Stahlhut, O.   | Belastung einer Kaimauer durch wechselnde<br>Wasserstände infolge Tide, Dissertation, 2000  |
| Nr. 65 | Rodatz, W.<br>Huch, T.<br>Kirsch, F.,<br>Schallert, M. | <b>Pfahl-Symposium 2001</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001  |
| Nr. 66 | Ernst, U.  | Schadensursachen bei der Herstellung von<br>Bohrpfählen im Grundwasser, Dissertation, 2000  |
| Nr. 67 | Plaßmann, B.   | Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswerte-<br>methoden bei Pfahlintegritätsprüfungen, Dissertation, 2001   |
| Nr. 68 | Gattermann, J.<br>Bergs. T.<br>Witte, M.               | Messen in der Geotechnik 2002<br>Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002  |
| Nr. 69 | Rosenberg, M.<br>Bergs. T.<br>Scholz, C.               | <b>10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002</b><br>- Qualitätssicherung und Innovation<br>Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002                                      |
| Nr. 70 | Schulz, T.   | Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoff-<br>eigenschaften von Dichtwandmassen, Dissertation, 2002  |

| Nr. 71 | Stahlmann, J.<br>Fritsch, M.<br>Kirsch, F.;<br>Schallert, M. | <b>Pfahl-Symposium 2003</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003  |
|--------|--|---|
| Nr. 72 | Vittinghoff, T.  | Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkon-<br>struktion in einem überkonsolidierten Ton, Diss., 2002  |
| Nr. 73 | Witte, M.  | Veränderung des Festigkeits- und Verformungs-<br>verhaltens bei bindigen Böden aufgrund von<br>Porenwasserspannungen, Dissertation, 2003  |
| Nr. 74 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.<br>Nendza, M.                 | <b>11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004   |
| Nr. 75 | Kirsch, F.   | Experimentelle und numerische Untersuchungen zum<br>Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen, Diss., 2004   |
| Nr. 76 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Fritsch, M.               | Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS<br>Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004  |
| Nr. 77 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Kuhn, C.                  | Messen in der Geotechnik 2004<br>Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004  |
| Nr. 78 | Bergs, T.  | Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungs-<br>verhalten einer Kaikonstruktion, Dissertation, 2004  |
| Nr. 79 | Scholz, C.   | Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen<br>zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen<br>Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen<br>Dissertation, 2004 |
| Nr. 80 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Fritsch, M.               | <b>Pfahl-Symposium 2005</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005  |
| Nr. 81 | Nendza, M.   | Untersuchungen zu den Mechanismen der<br>dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung<br>des Rütteldruckverfahrens, Dissertation, 2006  |
| Nr. 82 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Kuhn, C.                  | <b>Messen in der Geotechnik 2006</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006   |
| Nr. 83 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.                               | <b>geotechnische Aspekte im Umweltschutz</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006  |

| Nr. 84 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Fritsch, M.;<br>Fischer, J. | <b>Pfahl-Symposium 2007</b><br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 22. und 23. Februar 2007  |
|--------|--|--|
| Nr. 85 | Kluge, K.  | Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations<br>– Scale Model Investigations, Dissertation, 2007                                 |
| Nr. 86 | Fritsch, M.  | Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in<br>dynamisch belasteten Pfählen, Dissertation, 2008   |
| Nr. 87 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Bruns, B.                   | Messen in der Geotechnik 2008<br>Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008   |
| Nr. 88 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Fischer, J.                 | <b>Pfahl-Symposium 2009</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009   |
| Nr. 89 | Schmitt, J.  | Spannungsverformungsverhalten des Gebirges<br>beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild<br>Dissertation, 2009                   |
| Nr. 90 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.                                 | <b>Stahl im Wasserbau 2009</b><br>Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009  |
| Nr. 91 | Kimme, N.  | Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas<br>– Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions<br>Dissertation, 2009 |
| Nr. 92 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Bruns, B.                   | Messen in der Geotechnik 2010<br>Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010   |
| Nr. 93 | Schallert, M.  | Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die<br>Bewertung der Struktur von Betonpfählen, Diss., 2010                                   |
| Nr. 94 | Stahlmann, J.<br>Fischer, J.<br>Zahlmann, J.                   | <b>Pfahl-Symposium 2011</b><br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 17. und 18. Februar 2011  |
| Nr. 95 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.                                 | Stahl im Wasserbau 2011<br>Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011   |
| Nr. 96 | Stahlmann, J.<br>Zahlmann, J.<br>Sychla, H.                    | <b>Pfahl-Symposium 2013</b><br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 21. und 22. Februar 2013  |
| Nr. 97 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.                                 | Stahl im Wasserbau 2013<br>Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013   |

| Nr. 98  | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Bruns, B.;<br>Kuhn, C.                    | Messen in der Geotechnik 2014<br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 20. und 21. Februar 2014  |
|---------|--|--|
| Nr. 99  | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Stein, P.;<br>Sychla, H.;<br>Zahlmann, J. | <b>Pfahl-Symposium 2015</b><br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 19. und 20. Februar 2015  |
| Nr. 100 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.   | <b>Stahl im Wasserbau 2015</b><br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 30. September und 1. Oktober 2015  |
| Nr. 101 | Stahlmann, J.<br>Gattermann, J.<br>Stein, P.                                 | Messen in der Geotechnik 2016<br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 17. und 18. März 2016   |
| Nr. 102 | Stahlmann, J.<br>Hinzmann, N.<br>Stein, P.                                   | <b>Pfahl-Symposium 2017</b><br>Fachseminar in Braunschweig am<br>23. und 24. Februar 2017  |
| Nr. 103 | Stahlmann, J.<br>Rosenberg, M.   | Stahl im Wasserbau 2017<br>Fachseminar in Braunschweig am 28. und 29. September 2017   |
| Nr. 104 | Stahlmann, J.<br>Hinzmann, N.<br>Stein, P.                                   | Messen in der Geotechnik 2018<br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 22. und 23. Februar 2018  |
| Nr. 105 | Gährken, A.  | Untersuchungen zum Einfluss der Spannungsgeometrie<br>auf das Verformungs- und Schädigungsverhalten von<br>Steinsalz, Dissertation, 2018                     |
| Nr. 106 | Stahlmann, J.<br>Mintzlaff, V.<br>León Vargas, R.P.<br>Epkenhans, I.         | Normalszenarien und Monitoringkonzepte<br>für Tiefenlager mit der Option Rückholung,<br>ENTRIA-Arbeitsbericht-15, 2019                                       |
| Nr. 107 | Stahlmann, J.<br>Hinzmann, N.<br>Stein, P.                                   | <b>Pfahl-Symposium 2019</b><br>Fachseminar in Braunschweig<br>am 21. und 22. Februar 2019  |
| Nr. 108 | Missal, C.   | Numerisches Modell zur Entwicklung der Permeabilität<br>von Steinsalz in Abhängigkeit von Schädigung,<br>Fluiddruck und Spannungszustand, Dissertation, 2019 |



# www.IGB-TUBS.de

ISBN - Nr: 3-927 610-99-2