Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 102

IGB·TUBS

Pfahl - Symposium 2017

Fachseminar: 23./24. Februar 2017

Organisation:

N. Hinzmann
P. Stein

Braunschweig 2017

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 fünfzehnten Mal das mittlerweile 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 alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Wir freuen uns 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 sechsten 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 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.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. 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.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung würden wir 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 2017

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

Ausschreibung des
Edgard-Frankignoul-Förderpreises 2019
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 Diplom- 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 21 und 22. Februar 2019 in Braunschweig stattfindet, vergeben. Die Preisträger erhalten die Gelegenheit, auf dem Symposium über ihre Arbeiten zu berichten.

Einreichungsfrist: 30. September 2018

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

Untersuchungen möglicher Gründungen in der HafenCity Hamburg
T. Garbers, T. Hauser, L. Söllhuber 1

Kurzfassungen der drei Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2017:

Prognoseberechnungen zur Installation von Offshore-Gründungsrohren mittels Vibrationshammer
J. Schütte 25

Modellversuche zum Gruppentragverhalten von vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand
J. B. Frank 41

Zur Pfahldynamik von gerammten Großrohrpfählen und resultierender Wellenausbreitung in Wasser und Meeresboden
K. Siegl 53

Pfahlgründungen in Kreide – Erfahrungen aus Offshore Windparks in der Ostsee
M. Geduhn, J. Dürkop 65

Erfahrungen bei Monopile Rammungen in Kreide in der Nordsee
A. Franke, V. Thumann 91

Finite-Elemente basierte Auswertungsmethode für die dynamische Pfahlprüfung an offenen Profilen
E. Heins, J. Grabe 111

Dynamische Probebelastungen Empfehlungen zur Interpretation von Mess- und Berechnungsergebnissen
J. Bakker, J. Fischer 127

Schallminderung bei Offshore-Rammungen: Theorie und neue Ansätze für Monopile- und Jacketgründungen
K.-H. Elmer, B. Bruns, C. Kuhn 149

Aktivierung der Mantelreibung bei Spitzendruckpfählen im Fels – Patentierte Lösung zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit
C. Spang, G. Festag, D. Mähner, A. Korte 169

Prognostizierbarkeit des Herstellungsprozesses von Kiespfählen für die Diamantenmine Diavik in Kanada
K. Nübel, C. Beck, H. Heinzelmann 185

Pfahlgründung in tropischen Verwitterungsböden
F. Hörtkorn, E. Steinlechner 189

Baubegleitende Planung einer Bohrpfahlgründung – eine Herausforderung für den Baubetrieb
W. Sondermann, B. Böhle 209

Das PileInspect-Projekt: Pfahlintegritätsprüfung durch Schwinganregung mittels eines elektrodynamischen Shakers
J.-P. Ertel, E. Niederleithinger, M. Grohmann 217

Prüfung von Ortbetonpfählen durch Messung der Hydratationswärme mit Thermal Integrity Profiling (TIP)
M. Schallert, T. Lahrs 239

Statische Pfahlprobebelastung unter Verwendung faseroptischer Dehnungsmessungen mit sehr hoher Ortsauflösung
M.-B. Schaller, J. Glötzl, S. Großwig 259

RD pile wall – A retaining wall of drilled steel pipe piles
A. Perälä 287

Auslegung und Umsetzung großmaßstäblicher Versuche zum Tragverhalten von Monopiles
S. Spill, M. Kohlmeier, S. Maretzki, J. Dürkop, M. Wefer 309

ZykLaMP - Modellversuche zum Tragverhalten zyklisch belasteter Monopfähle zum optimierten Einsatz des Vibrationsrammverfahrens
P. Stein, J. Gattermann, U. Tzschach 329

Einfluss der Zeit auf das Tragverhalten von Fertigteilrammpfählen aus Stahlbeton
L. Vavrina, U. Plohmann, P. Wardinghus, C. Moormann 353

Franki-Piles – Bewährtes Pfahlsystem im Hause Keller
K. Maihold, B. Böhle, M. Stäge 375

Bauwerksgründung unter Wasser mit amagnetischen Materialien – Herausforderung und innovative Neuentwicklungen
H. Janssen 395

Mikropfahlgründung mit Nachstellmöglichkeit im Zuge der Neugestaltung des Plenarsaales im Schweriner Schloss - Planung, Ausführung und erste Erfahrungen
A. Liebig, T. Garbers, S. Haack 417

Gründung des Kontorhauses in Braunschweig
C. Stoewahse, G. Aschenbrenner, A. Perrin, J. Bartel 439

Komplexe Gründungsarbeiten beim Neubau des Liegeplatzes 4 in Cuxhaven für Offshore Windkraftkomponenten
S. Höhmann 451

Vergleich von halbempirischen direkten CPT Verfahren zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle basierend auf Probebelastungsergebnissen
J. Lüking, P. Becker 461

Die Anwendung der revidierten UniCone Methode zur Vorhersage des Last-Setzungsverhaltens von Ortbeton-Verdrängungspfählen
H. J. Tuenter, V. J. Rozálen Garcia 481

Zum Tragverhalten von Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrrammung unter Zug- und Wechselbelastung
M. Külzer, H. Jud, G. Lomo, J. Christ 497

Numerische Berechnungen der Pfahlgründungen des neuen Hauptbahnhofes Stuttgart S21
A. Mühl, M. Brunner, K.-M. Borchert 519

Liste der Veröffentlichungen des IGB-TUBS 545

Wir danken den Inserenten:

Aarsleff Grundbau GmbH, Hamburg 373
Allnamics Pile Testing Experts BV, The Hague, Niederlande 125
BBI Geo- und Umwelttechnik Ingenieur-Gesellschaft mbH, Hamburg 183
bsp ingenieure GmbH, Braunschweig 187
CDM Smith Consult GmbH, Bochum 543
DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf 107
FICHTNER Water & Wind GmbH, Hamburg 147
FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal 21
Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH, Bremerhaven 255
Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal 63
GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, Braunschweig 449
GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethoden mbH, Mannheim 257
ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal 437
Itasca Consultants GmbH, Gelsenkirchen 495
Jones & Wagener Engineering and Environmental Consultants, Rivonia, Südafrika 207
KELLER Grundbau GmbH, Offenbach 215
Kempfert + Partner Geotechnik, Hamburg 479
OffNoise-Solutions GmbH, Neustadt a. Rbge. 167
OTTO QUAST Bau Aktiengesellschaft, Siegen 327
PDI Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA 109
Ramboll Holding GmbH, Hamburg 89
SISGEO SRL, Masate (MI), Italien 393
Smoltczyk und Partner GmbH, Stuttgart 517
SSAB Swedish Steel BV, Purmerend, Niederlande 307
Stump Spezialtiefbau GmbH, Berlin 285
TRM Tiroler Rohre GmbH, Reinheim 207
VIT Verbau- und Injektionsgesellschaft, Seevetal 415
WK Consult GmbH, Hamburg 459
WTM Engineers GmbH, Hamburg 351

Wir danken den Ausstellern:

Aarsleff Grundbau GmbH, Hamburg

Allnamics Pile Testing Experts BV, The Hague, Niederlande

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

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

SISGEO SRL, Masate (MI), Italien

SSAB Swedish Steel BV, Purmerend, Niederlande

ThyssenKrupp Bautechnik, Essen

Tiroler Rohre GmbH, Reinheim

Untersuchungen möglicher Gründungen

in der HafenCity Hamburg

Dipl.-Ing. Thomas Garbers, Ingenieurservice Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. Torsten Hauser, Franki Grundbau GmbH & Co. KG

Dr. Leonardo Söllhuber, Franki Grundbau GmbH & Co. KG

1 Einleitung

Die Arbeiten in der HafenCity in Hamburg gehen weiter, auch wenn die Elbphilharmonie fertig gestellt ist und am 17. Januar eingeweiht wurde. Nicht die Elbphilharmonie, aber die fortschreitende Fertigstellung der Gebäude in der HafenCity führt zu einer immer schwieriger werdenden Aufgabenstellung. Die Arbeiten finden zunehmend nicht mehr auf der grünen Wiese statt, sondern in einem bewohnten Umfeld. Auf die damit verbundenen höheren Anforderungen hinsichtlich Erschütterungen und Lärmemission muss bei zukünftigen Baumaßnahmen geachtet werden. Aber auch die grüne Wiese, hat in der HafenCity bereits ein Vorleben: Fundamente der Altbebauung die im Untergrund verblieben sind, vorhandene Kaianlagen, anliegende Straßen mit ihren neuen Medien-, Ver- und Entsorgungsleitungen. Vor diesem Hintergrund ist es wichtig möglichst frühzeitig Erkenntnisse über ausführbare Pfahlsysteme zu erhalten, um diese schon in der Planung zu berücksichtigen. So lassen sich Tragfähigkeiten und Tragwerk optimieren aber auch Bauabläufe besser planen, da Umwelteinflüsse reduziert und somit Stillstände während der Ausführung vermieden werden können.

In der HafenCity werden überwiegend folgende Pfahlsysteme eingesetzt:

- Teilverdrängungsbohrpfähle
- Schraubpfähle (Atlas, Fundex)
- Rammpfähle (Fertigpfähle, Frankipfähle-NG)

Im folgenden Beitrag wird über verschiedene Projekte in der HafenCity berichtet, bei denen in unterschiedlichen Projektphasen Untersuchungen hinsichtlich der Tragfähigkeit, Erschütterungen, Lärmemission und der Verdichtungswirkung ausgeführt wurden.

- Statische Probebelastungen: Baufeld 80, Teilverdrängungsbohrpfahl d = 80 cm
  Baufeld 72: Atlas Schraubpfahl d_s/d_b = 41/51 cm
  Baufeld 55-57: Frankipfahl-NG d = 61, 71 cm
  Hybridpfahl d = 56 cm
- Erschütterungsmessungen: Baufeld 55-57
- Lärmmessungen: Baufeld 55-57
- Verdichtungsmessungen: Baufeld 55-57

Alle Probebelastungen wurden mit hohen Anforderungen gem. EA-Pfähle ausgeführt.

2 Anforderungen

In der HafenCity Hamburg sind verschieden Aspekte bei der Ausführung von Gründungsarbeiten zu berücksichtigen.

- Keine Rammarbeiten in einem Abstand von 10 m zu Kampfmittelverdachtsflächen
- Arbeiten im Bereich von vorhandenen rückverankerten Kaianlagen
- Arbeiten im Bereich vorhandener Wohn- und Geschäftshäusern mit den Anforderungen der DIN 4150 und der allgemeinen Verwaltungsvorschrift gegen Baulärm
- Arbeiten im Bereich vorhandener Resten der Altbebauung im Untergrund

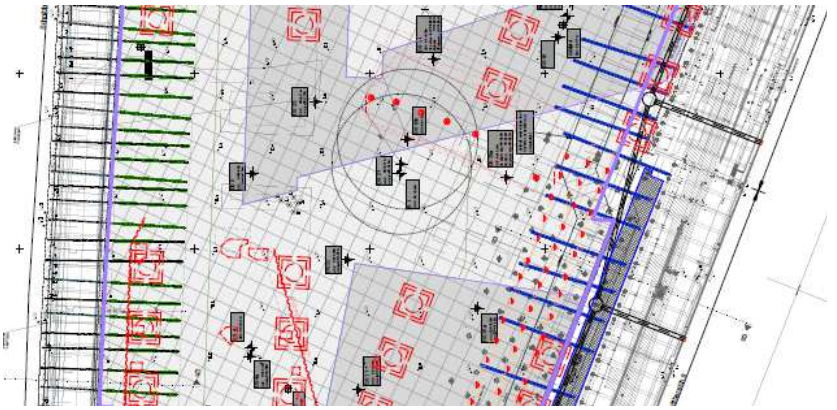


Abbildung 1: Typische Situation Baufelder, HafenCity Hamburg

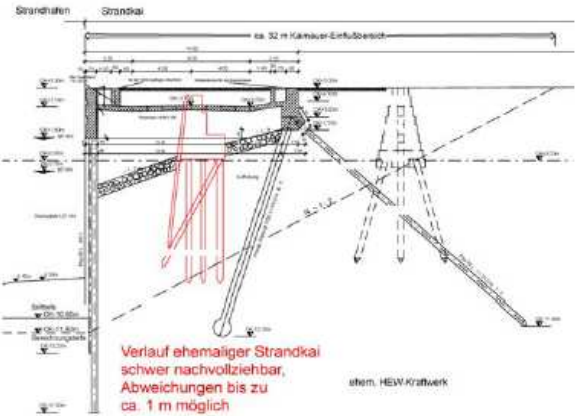


Abbildung 2: Schnitt durch eine vorhandende Kaianlage

Der Bereich der HafenCity liegt im Elbeurstromtal und ist geprägt durch tief reichende Weichschichten aus Torf und Klei. Darunter folgen tragfähige Sandschichten, die in den oberen Bereichen noch holozäne Einschlüsse aufweisen. Die Sande stehen in mitteldichter bis sehr dichter Lagerung an. Unterlagert werden die Sande durch Glimmerton und Glimmerschluffschichten. Die Mächtigkeit der künstlichen Auffüllungen variiert sehr stark, da teilweise auf verfüllten Hafenbecken gebaut wird. Auch in den Auffüllungen werden zum Teil hohe Lagerungsdichten angetroffen.

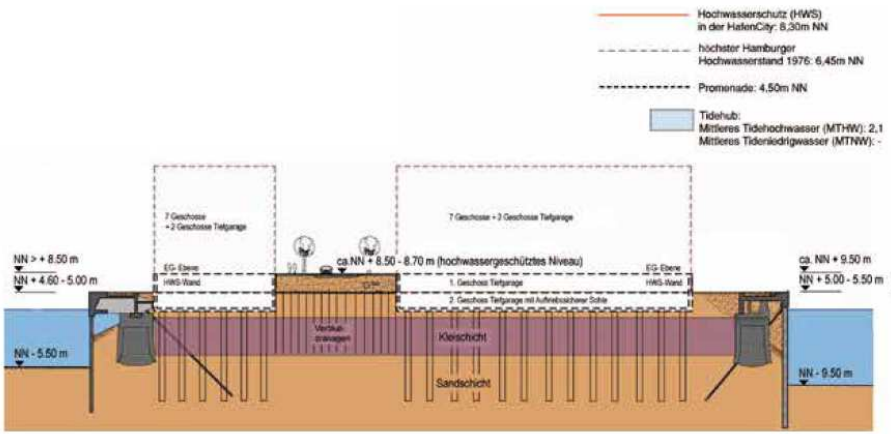


Abbildung 3: Typisches Baugrundprofil, HafenCity Hamburg

3 Statische Probebelastungen

3.1 Baufeld 80

Auf dem Baufeld 80 wurden Teilverdrängungsbohrpfähle verschiedener Durchmesser ausgeführt. Dieses Pfahlsystem wurde in der HafenCity seit Mitte der 1990er Jahre (HTC) vielfach ausgeführt und die Tragfähigkeit durch Probebelastungen überprüft. Aufgrund dieser Erfahrungen und den Fortschritten in der Gerätetechnik, wurden Überlegungen angestellt, den Pfahldurchmesser auf d = 80 cm und die Tragfähigkeit auf N_k = 3500 kN zu erhöhen. Um die Annahmen zu überprüfen, wurden der Ausführung der Bauwerkspfähle zwei statische Probebelastungen ausgeführt. Die Pfähle wurden dabei oberhalb der Absetztiefe der Bauwerkspfähle abgesetzt, um den char. Widerstand der Tragfähigkeit bei den Belastungen zu erreichen. In die Pfähle wurden Extensometer eingebaut, um die Lastabtragung entlang des Pfahlschaftes zu ermitteln.

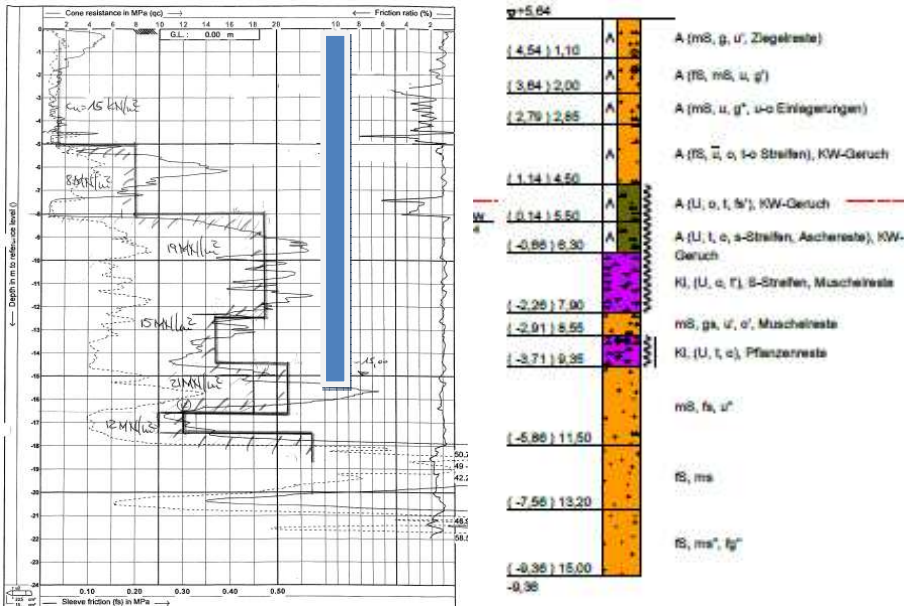


Abbildung 4: Baugrundprofil und Absetztiefe Pfahl P1

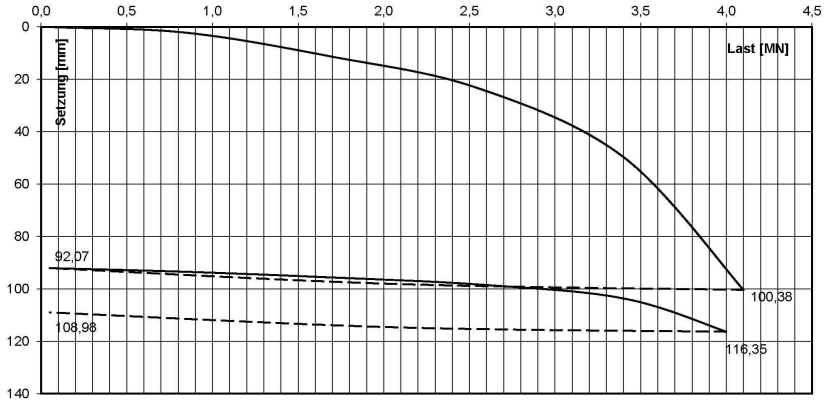


Abbildung 5: Ergebnisse Pfahl P1

3.2 Baufeld 72

Für die Gründung wurden Atlas Schraubpfähle mit einer max. Einwirkung von N_k = 1500 kN ausgeführt. Um den Durchmesser d_s/d_b = 41/51 cm ausführen zu können, wurden zwei statische Probebelastungen ausgeführt. Da die Pfähle aufgrund anstehender holozäner Einschlüsse mit einer Mindestabsetztiefe ausgeführt werden mussten und als Reaktionspfähle Bauwerkspfähle verwendet wurden, konnte bei beiden Belastungen der char. Widerstand der Tragfähigkeit nicht erreicht werden. Aufgrund der Extensometerauswertungen konnten diese aber rechnerisch über eine Extrapolation mit dem Hyperbelverfahren ermittelt werden.

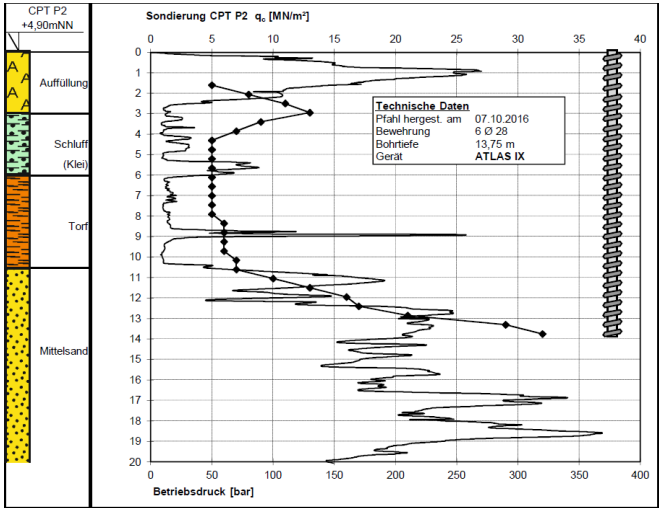


Abbildung 6: Baugrundaufbau, Pfahlangaben und Lastabtragung

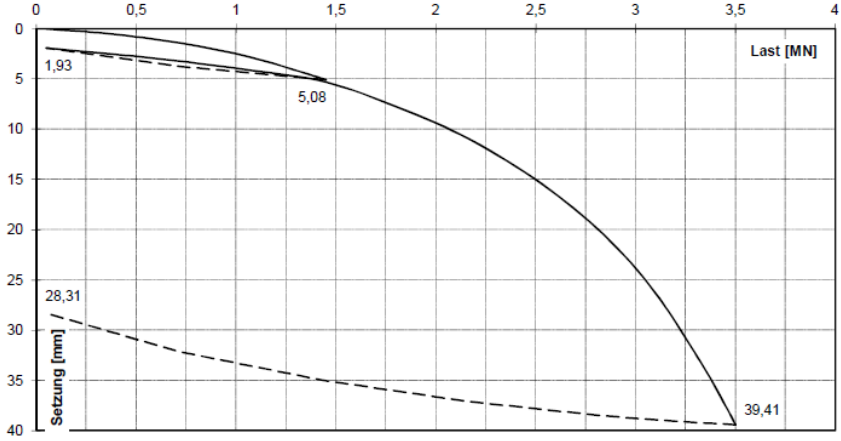


Abbildung 7: Ergebnis Pfahl P2

3.3 Baufeld 55 – 57

Durch die geplanten Gebäude sind sehr hohe Lasten in den Baugrund abzutragen. Die vorhandenen Gebäude (z.B. U-Bahntunnel, Büro- und Wohnhäuser) und rückverankerten Kaianlagen sowie die im Untergrund verbliebenen Reste des abgerissenen Kraftwerks

Hafen ergeben eine sehr anspruchsvolle Aufgabenstellung für die Planung der Gründung. Um im Vorwege gesicherte Erkenntnisse zu erzielen, wurden neben den statischen Probebelastungen auch Erschütterungs- und Lärmmessungen aber auch Verdichtungskontrollen ausgeführt. Es sollten folgende Fragen beantwortet werden:

- Welche Tragfähigkeiten sind mit unterschiedlichen Pfahlsystemen erreichbar?
- Bis zu welcher Entfernung ist die Ausführung von Frankipfählen NG möglich, um die Vorgaben der DIN 4150 einzuhalten?
- Bis zu welcher Entfernung macht sich die Verdichtung bei Vollverdrängungspfählen bemerkbar, um die Anker der Kaimauer nicht zu beschädigen?
- Wie sind die Vorgaben der Verwaltungsvorschrift gegen Baulärm einzuhalten?

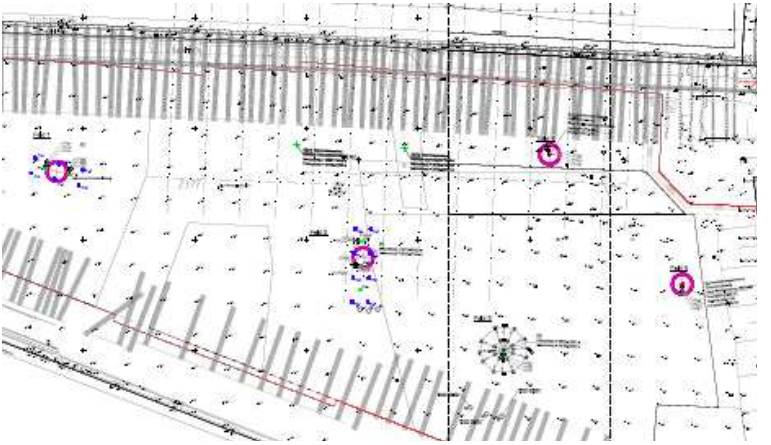


Abbildung 8: Übersicht Untersuchungsstandorte

Die Bemessung der Pfahlfüße der Probepfähle erfolgte mit den obereren Erfahrungswerten der EA-Pfähle. Bei den Probebelastungen wurden folgende max. Lasten geplant bzw. aufgebracht:

Frankipfahl-NG,	d = 61 cm	7.000 / 8.000 kN
Hybridpfahl,	d = 56 cm	7.000 / 7.500 kN
Frankipfahl-NG,	d = 71 cm	12.000 / 14.000 kN

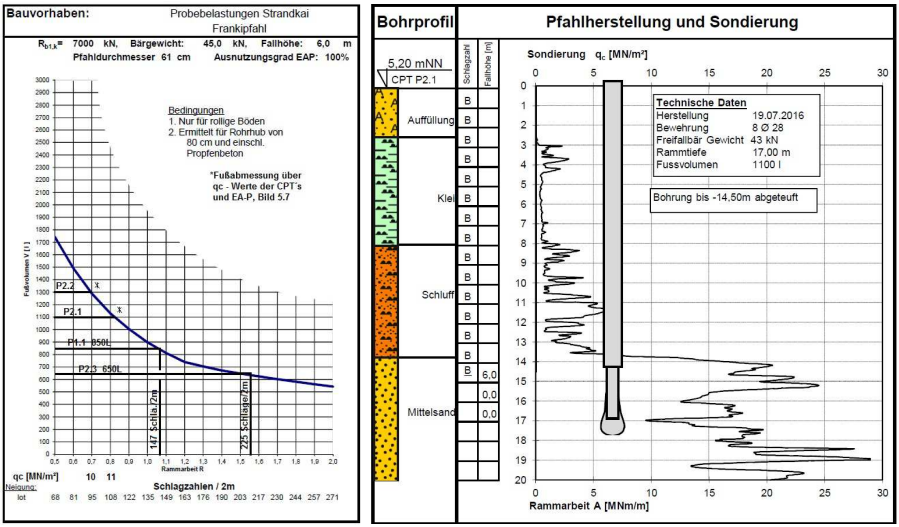


Abbildung 9: Baugrundprofil, Absetztiefen Hybridpfahl 2.1

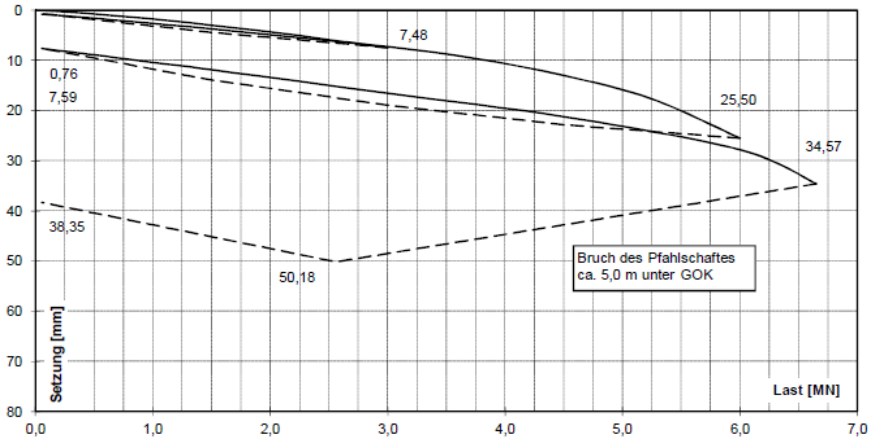


Abbildung 10: Widerstands-Setzungslinie Hybridpfahl 2.1

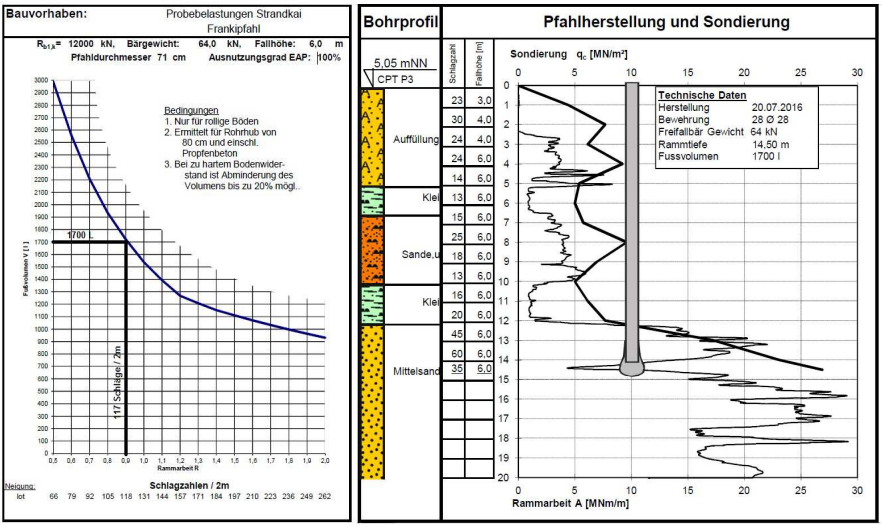


Abbildung 11: Bemessungskurve, Baugrundprofil, Absetztiefen Frankipfahl-NG P3

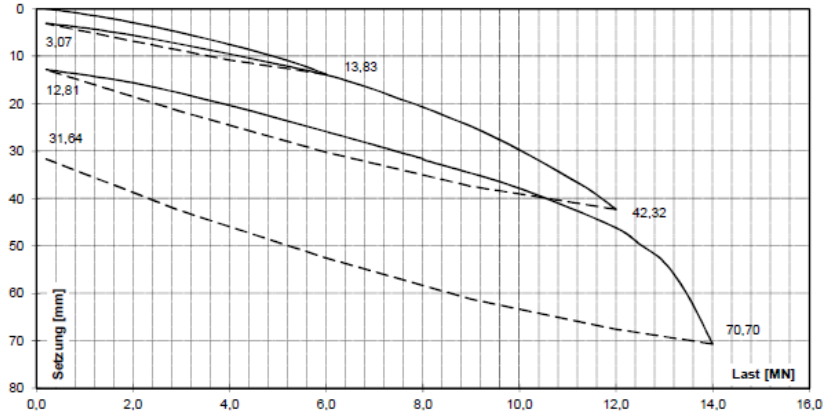


Abbildung 12: Widerstands-Setzungslinie Frankipfahl-NG P3

4 Erschütterungsmessungen

Auf den Baufeldern 55-57 wurden parallel zu der Herstellung der Pfähle für die Probebelastungen Erschütterungsmessungen an verschiedenen Gebäuden und dem Tunnel der U-Bahnlinie U4 durchgeführt.

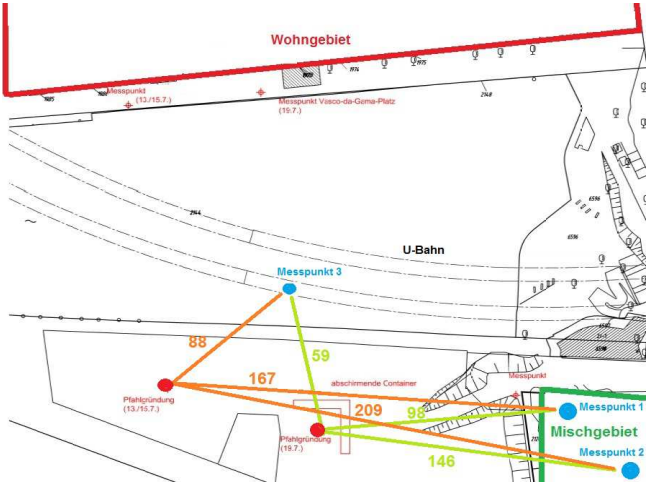


Abbildung 13: Lage der Messstellen

Wie zu erwarten, blieben die Schwingungen am U-Bahn Tunnel innerhalb der Vorgaben. Maßgebend wurden also die Erschütterungen an den Wohn- und Bürogebäuden in 91 und 160 m Entfernung. Die größten Schwingungen traten dabei auf der Decke im 15. OG auf. Wie aus den Bilder 14 zu erkennen ist, konnte durch das erschütterungsfreie abteufen des Bohrrohres beim Hybridpfahl (R1.2) keine Reduzierung der Erschütterung erreichte werden. Aufgrund der hohen Lagerungsdichte der anstehenden Sande ($q_c \geq 15$ MN/m²) konnte das Rohr eine zu kurze Strecke in diese drehend eingebracht werden. Somit ist die Ausführung dieses Pfahlsystems auf diesem Baufeld nicht sinnvoll. Wie aus den Bildern 14 bis 16 zu erkennen ist, können Frankipfähle-NG mit einem minimalen Abstand von ca. 52 m zu den Gebäuden hergestellt werden. Maßgebend ist hierbei, unter Berücksichtigung der prognostizierten Bauzeit von ca. 80 Tagen, nicht die Erschütterungseinwirkung auf die Gebäude, sondern auf Menschen (DIN 4150-2).

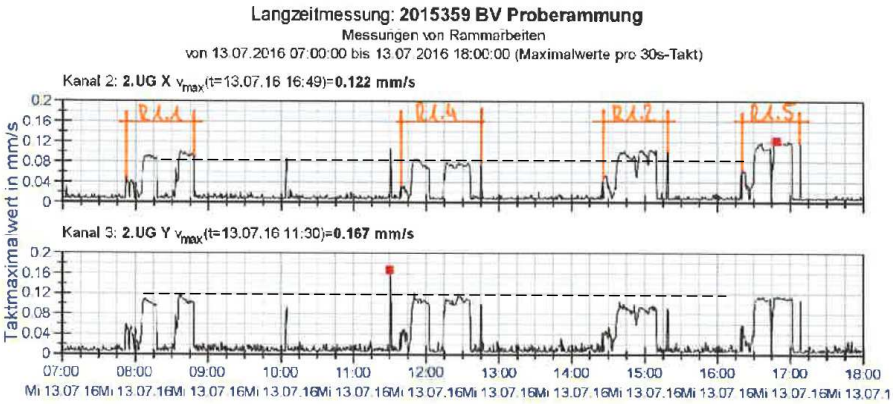


Abbildung 14: Erschütterungen Probefeld 1

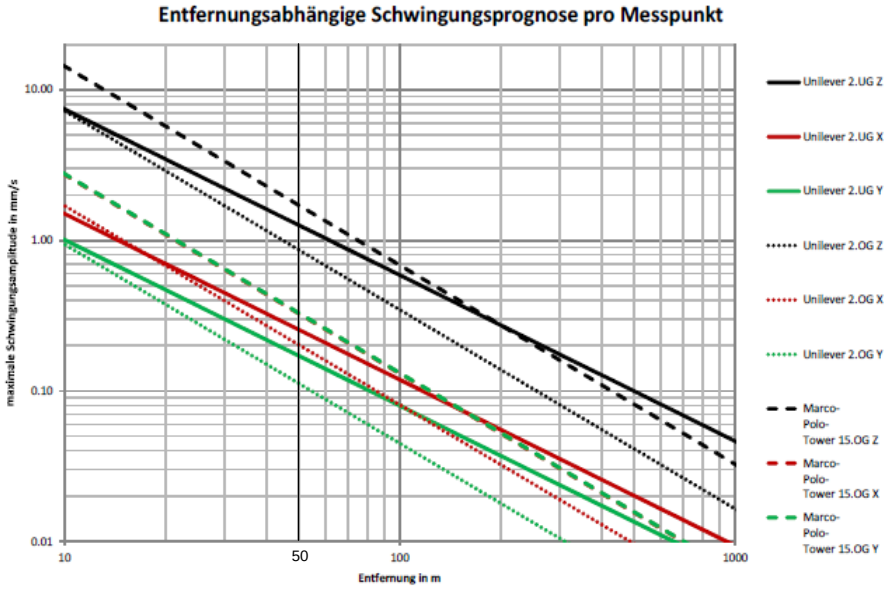


Abbildung 15: Prognose der Erschütterungen nach DIN 4150-1

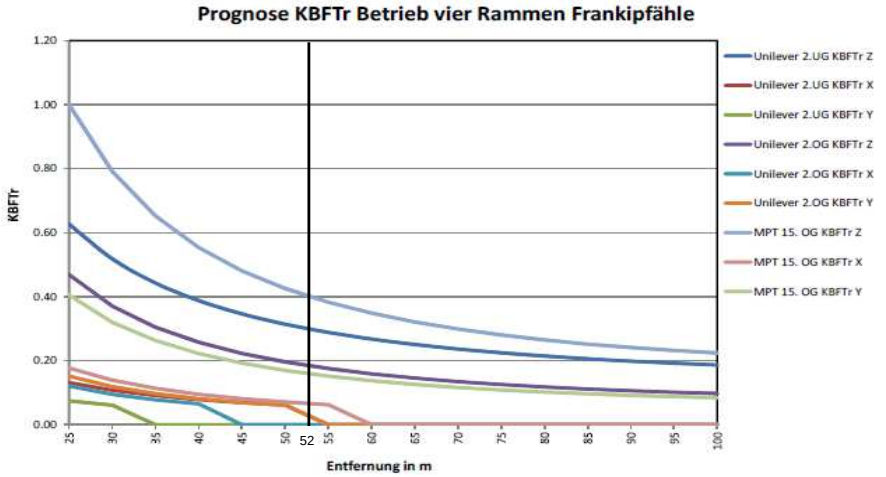


Abbildung 16: Prognose der Erschütterungen nach DIN 4150-2

5 Lärmpegelmessungen

Auf den Baufeldern 55-57 wurden parallel zu der Herstellung der Pfähle für die Probebelastungen Lärmpegelmessungen an den naheliegenden Gebäuden durchgeführt. Um die Ausbreitung der Schallwellen zu reduzieren, wurden bei weiteren Proberammungen Container als Schallschutzwand aufgestellt.

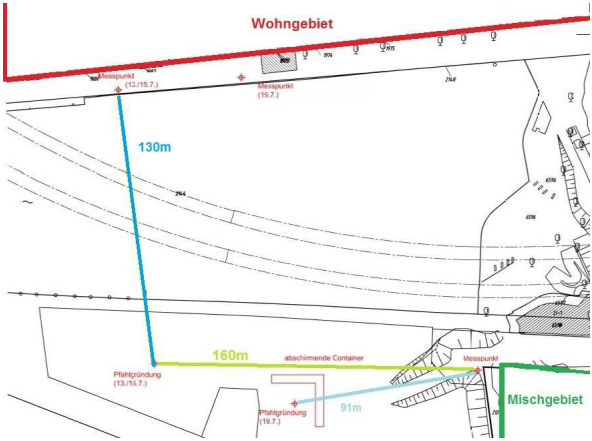


Abbildung 17: Lage der Messstellen

Diese wurden nicht befüllt, um den Aufwand für die Umsetzvorgänge möglichst gering zu halten.



Abbildung 18: Ramme mit Schallschutzwand

Mischgebiet

	ohne Abschirmung			mit Abschirmung		
	Hybrid-Pfahl (160 m)			Hybrid-Pfahl (91 m)		
Arbeitsteil	Bohren	Rammen	sonstige Arbeiten	Bohren	Rammen	sonstige Arbeiten
Einwirkzeit	5x 25 min = 2 h 5 min	5x 45 min = 3 h 45 min	5x 40 min = 3 h 20 min	5x 25 min = 2 h 5 min	5x 45 min = 3 h 45 min	5x 40 min = 3 h 20 min
Zeitkorrektur laut AVV Baulärm	bis 2,5 h = -10 dB	unter 8 h = -5 dB	unter 8 h = -5 dB	bis 2,5 h = -10 dB	unter 8 h = -5 dB	unter 8 h = -5 dB
Impuls-zuschlag	+5 dB	0 dB	0 dB	+5 dB	0 dB	0 dB
Wirkpegel einzeln	$L_{r,Bohren}$ = 63,0 dB(A)	$L_{r,Rammen}$ = 65,0 dB(A)	$L_{r,Arbeiten}$ = 56,1 dB(A)	$L_{r,Bohren}$ = 64,0 dB(A)	$L_{r,Rammen}$ = 68,1 dB(A)	$L_{r,Arbeiten}$ = 57,5 dB(A)
Beurtei-lungspegel gesamt	L_r = 63 dB(A)			L_r = 65 dB(A)		
Immissions-Richtwert	60 dB(A)			60 dB(A)		
erfüllt?	(nein) noch keine Maßnahmen erforderlich			(nein) noch keine Maßnahmen erforderlich		

	ohne Abschirmung		mit Abschirmung	
	Franki-Pfahl (91 m)		Franki-Pfahl (91 m)	
Arbeitsteil	Rammen	sonstige Arbeiten	Rammen	sonstige Arbeiten
Einwirkzeit	6x 50 min = 5 h	6x 40 min = 4 h	6x 50 min = 5 h	6x 40 min = 4 h
Zeitkorrektur laut AVV Baulärm	unter 8 h = -5 dB	unter 8 h = -5 dB	unter 8 h = -5 dB	unter 8 h = -5 dB
Impuls-zuschlag	0 dB	0 dB	0 dB	0 dB
Wirkpegel einzeln	$L_{r,Rammen}$ = 75,5 dB(A)	$L_{r,Arbeiten}$ = 56,0 dB(A)	$L_{r,Rammen}$ = 70,7 dB(A)	$L_{r,Arbeiten}$ = 62,6 dB(A)
Beurtei-lungspegel gesamt	L_r = 73 dB(A)		L_r = 69 dB(A)	
Immissions-Richtwert	60 dB(A)		60 dB(A)	
erfüllt?	nein		nein	

Abbildung 19: Schallmessung am Mischgebiet

Durch den schraubenden Einbringvorgang konnten bei der Herstellung des Hybridpfahles die Lärmemissionen reduziert werden (Bild 19). Aus diesem Grund könnte ein Gerät ohne zusätzliche Maßnahmen bzw. ein zweites Gerät mit Schallschutzmaßnahmen in Einsatz gebracht werden ohne die Grenzen der DIN 4150 und der allgemeinen Verwaltungsvorschrift gegen Baulärm zu überschreiten. Aufgrund der unterschiedlichen Anforderungen zwischen Wohn- und Mischgebieten können Frankipfähle-NG aufgrund der Grenzwerte für Wohngebiete nur eingeschränkt oder mit zusätzlichen Schallschutzmaßnahmen, wie z.B. die Schallschutzfolie (Bild 20), eingesetzt werden.



Abbildung 20: Ramme mit Schallschutzfolie

6 Messungen der Verdichtungswirkung

Im Bereich von verankerten Kaianlagen besteht die Gefahr bei der Herstellung von Pfählen im unmittelbaren Bereich der Verankerung diese zu beschädigen und somit in ihrer Tragfähigkeit bzw. Dauerhaftigkeit zu schwächen. Um die Verdichtungswirkung bei der Herstellung von Vollverdrängungspfählen zu untersuchen, wurden in unterschiedlichen Abständen zur Pfahlachse vor und nach der Pfahlherstellung Drucksondierungen ausgeführt. Durch die Untersuchungen sollten folgende Fragen beantwortet werden:

- Wie hoch ist die Verdichtungswirkung?
- Ist die Verdichtung noch bei einem Abstand von 1,5*d (Schaft) wirksam?

Wie die Bilder 21-23 sowie die Tabelle 1 zeigen, ist die Verdichtungswirkung im tragfähigen Baugrund auch in einen Abstand vom 1,5fachen Schaftdurchmesser noch deutlich zu erkennen. Im Bereich der Weichschichten ist keine Verdichtung erkennbar. Aufgrund der Hindernise im Bereich der Auffüllungen, mussten hier teilweise vorgeschachtet werden, sodass für diesen Bereich keine Aussagen gemacht werden können. Aufgrund der hohen Sandanteile ist aber auch hier eine Verdichtung zu erwarten, auch wenn sie aufgrund der Inhomogenität dieser Schicht geringer ausfallen dürfte als in den Elbsanden.

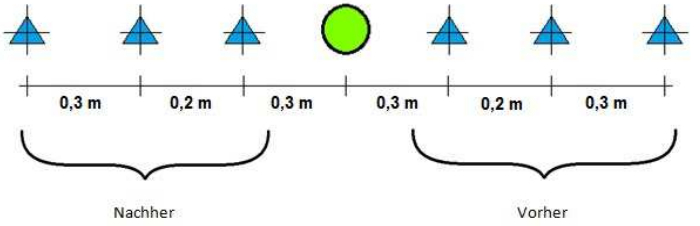


Abbildung 21: Lage der Drucksondierungen

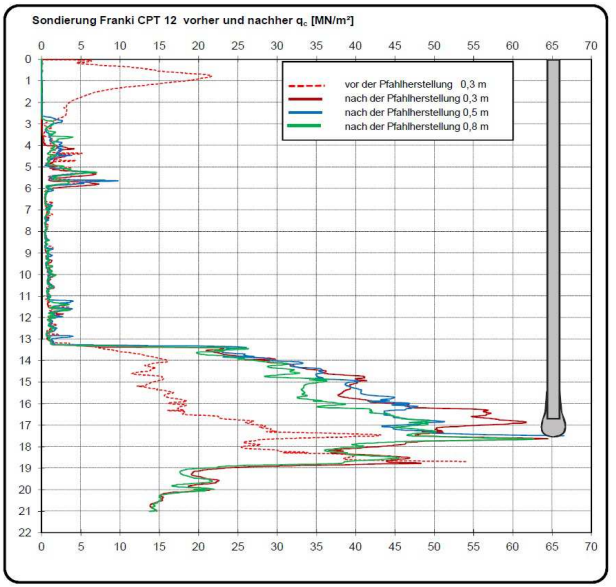


Abbildung 22: Spitzenwiderstände Frankipfahl-NG Ø 61 cm

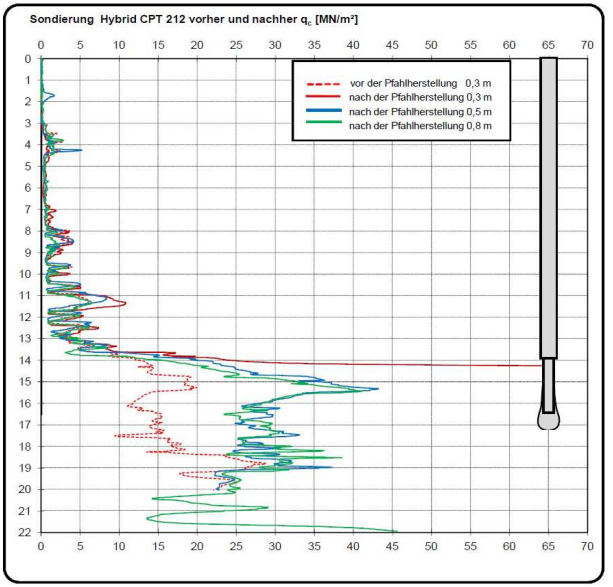


Abbildung 23: Spitzenwiderstände Hybridpfahl Ø 56 cm

Tabelle 1: Ergebnisse der Drucksondierungen

Pfahltyp	Abstand zur Pfahlachse	Bezogene Mittelwerttiefe [m]	Mittelwert des Spitzendrucks vorher [MN/m²]	Mittelwert des Spitzendrucks nachher [MN/m²]	Erhöhung [%]
Frankipfahl NG	0,3 m	13,35 – 18,70	21,3	42,1	198
Frankipfahl NG	0,5 m	14,00 – 17,50	18,7	34,9	186
Frankipfahl NG	0,8 m	14,00 – 18,69	23,4	39,3	159
Hybridpfahl	0,3 m	13,19 – 14,30	9,2	20,7	213
Hybridpfahl	0,5 m	14,00 – 20,00	17,1	28,6	167
Hybridpfahl	0,8 m	14,00 – 20,00	20,4	28,0	137

7 Fazit und Ausblick

Die verschiedenen Belastungen und Messungen haben Erkenntnisse gebracht, die für die zukünftigen Projekte genutzt werden können.

- Bei den ausgeführten statischen Probebelastungen konnten aufgrund der eingesetzten Messtechnik Aussagen zu Widerständen der Pfähle im tragfähigen Baugrund gemacht werden.
- Aufgrund der Auswertungen konnten die Widerstands-Setzungs-Linien zielsicherer extrapoliert werden.
- Die Tragfähigkeiten der getesteten gerammten und geschraubten Verdrängungspfähle liegen oberhalb der oberen Erfahrungswerte der EA-Pfähle.
- Die Tragfähigkeiten der Teilverdrängungsbohrpfähle d = 80 cm erreichten nicht die prognostizierten Widerstände nach EA-Pfähle.
- Bei der Herstellung der Hybridpfähle konnten die Erschütterungen nicht wie erwartet deutlich reduziert werden.
- Bei der Herstellung der Hybridpfähle wird die Schallemission deutlich reduziert.
- Die eingesetzten leeren Container ergaben nicht die gewünschte Reduzierung.

- Bei Verdrängungspfähle lässt sich auch in einer Entfernung von 1,5*d noch eine deutliche Verdichtungswirkung in den tragfähigen Schichten nachweisen. Dies führt auch bei der Herstellung von Pfählen mit einem Abstand von 3,0*d zu einer Verbesserung des Baugrundes und somit zu einer Steigerung der Tragfähigkeit (sh. EA-Pähle, 8.2.1.4).
- Eine Verdichtungswirkung innerhalb der Weichschichten wurde nicht festgestellt.

Was folgt aus den Versuchen:

- Die Tragfähigkeiten bei Verdrängungspfählen kann deutlich gesteigert werden.
- Bei der Ausführung von Teilverdrängungspfählen ist die Qualitätsüberwachung zu intensivieren, um die erforderlichen Tragfähigkeiten zu erzielen und diese auch in der täglichen Arbeit sicherzustellen. Hier können folgende Vorschläge als Diskussionsgrundlage dienen:
    - Herstellung und Belastung von Probepfählen vor der Ausführung von Bauwerkspfählen, um Ansätze zu überprüfen und Herstellkriterien festzulegen.
    - Ausführung der Bauwerkspfähle anhand der Herstellkriterien.
    - Wenn möglich mit gleichem Gerät (Bohrtisch, Drehmoment usw.) und Geräteführer.
    - Automatische Auszeichnung der Herstellung (Umdrehungen, Vortrieb usw.).
- Der Hybridpfahl ist in urbanen Gebieten eine Alternative zu erschütterungsfreien Systemen, wenn der Baugrund geeignet ist und entsprechende Einbringung des Vortreibrohres möglich ist.
- Es sind weitere Möglichkeiten einer Schallschutzmaßnahme zu untersuchen, die ein leichtes Umsetzen während der Bauzeit ermöglichen.
- Es sind weitere Versuche mit Hybridpfählen in locker bzw. mitteldicht gelagerten Sanden erforderlich, um die Grenzen der erschütterungsfrei hergestellten Einbindelängen in diesen Sanden zu erkunden.

- Im Bereich von vorhandenen Schrägankern ist auch bei Verdrängungspfählen nicht mit einer Schädigung zu rechnen, wenn der Kreuzungspunkt außerhalb von tragfähigen Schichten liegt.
- Die erkundeten Verdichtungswirkungen führen bei der Herstellung von Pfahlgruppen zu einer Steigerung der Gruppentragfähigkeit (sh. EA-P, 8.2.1.4). Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich, um gesicherte Empfehlungen für die Planung von Pfahlgruppen erstellen und diese zukünftig wirtschaftlicher bemessen zu können.

Literatur

DGGT e.V., AK 2.1 „Pfähle“; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Garbers — tgarbers@isg-seevetal.de
Ingenieurservice Grundbau GmbH — www.ingenieurservice-grundbau.de
Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal — Tel.: 04105-580570

Dipl.-Ing. Torsten Hauser — thauser@franki.de
Dr. Leonardo Söllhuber — lsoellhuber@franki.de
Franki Grundbau GmbH & Co. KG — www.franki.de
Hittfelder Kirchweg 24-28, 21220 Seevetal — Tel.: 04105-8690

FRANKI GRUNDBAU

Komplette Grundbauprojekte

Pfahlgründungen ❙ Schlitzwände ❙ Dichtwände ❙ Komplette Baugruben











www.franki.de

Kompetenz, auf die Sie bauen können

Franki Grundbau GmbH & Co. KG
Hittfelder Kirchweg 24-28
D-21220 Seevetal

Tel. +49 4105 869-0
Fax +49 4105 869-124
info@franki.de
www.franki.de

3. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2017

Julian Schütte, M.Sc.

Prognoseberechnungen zur Installation von Offshore-Gründungsrohren mittels Vibrationshammer

(Kurzfassung)

Prognoseberechnungen zur Installation von Offshore-Gründungsrohren mittels Vibrationshammer (Kurzfassung)

Julian Schütte

1 Einführung

In der Vergangenheit wurden Gründungspfähle für Offshore-Windenergieanlagen hauptsächlich schlagend installiert. In der letzten Zeit ist das Interesse den Gründungspfahl ausschließlich vibrierend zu installieren deutlich angestiegen und Thema zahlreicher Forschungsvorhaben. Die Vorteile eines ausschließlich vibriert installierten Pfahles liegen im Vergleich zur Schlagrammung beispielsweise in der geringeren Emission des Hydroschalls (BSH Grenzwerte), einer in Abhängigkeit des Bodens kürzeren Installationszeit (Kostenvorteil) und einer verminderten Materialermüdung als wichtige Kenngröße im Rahmen des Pfahldesigns. Prognoseberechnungen des Einbringungsprozesses sollen im Vorfeld der Installation die erreichbare Eindringtiefe und die dazu notwendige Leistungsfähigkeit des Vibrationshammers ermitteln, um eine erfolgreiche Rammung unter Nutzung der ökologischen und ökonomischen Vorteile sicherzustellen. Neben der korrekten Festlegung von Pfahl- und Hammereigenschaften ist eine möglichst genaue Abbildung des bodenmechanischen Verhaltens während der Rammung Grundvoraussetzung für eine aussagekräftige Prognoseberechnung. Für schlagend installierte Pfähle existieren mehrere Modellansätze zur Beschreibung der Ermüdung des Bodens während der Rammung. Für vibriert installierte Pfähle existieren diese Ansätze nicht.

Im Rahmen der vorliegenden Masterarbeit wurden zunächst Modellversuche und Veröffentlichungen ausgewertet, um die unterschiedliche Entwicklung der Spannung während der Einbringung von vibrierten und geschlagenen Pfählen herauszustellen. Zur Abschätzung der Ermüdung des Bodens während einer Vibrationsrammung wurden anschließend Vibrationsrammsimulationen durchgeführt, in denen die Pfahlwiderstände so lange angepasst wurden, bis die im Modell berechneten Kenngrößen in situ aufgezeichneten Messdaten (Beschleunigung, Dehnung) installierter Großrohrpfähle entsprachen (Signal Matching). Mit dem Ziel die Prognoseberechnungen zur Vibrationsrammung von Großrohrpfählen als Offshore-Gründungselemente zu verbessern, wurde aus den Erkenntnissen

ein Vorschlag zur Berücksichtigung der Spannungsreduktion in Rammsimulationen für einen vibrierten Pfahl in Sand und Ton entwickelt.

2 Vorschlag zur Bestimmung des Pfahlwiderstands für die Durchführung von Vibrationsrammsimulationen

Zur Abschätzung der von der **Installationsart** abhängigen Spannungsveränderungen im Boden wurden einleitend Messdaten von großmaßstäblichen Modellversuchen ausgewertet und miteinander verglichen. Der Fokus der Auswertung lag auf der „initialen Pfahlmantelreibung“. In dieser Arbeit ist die initiale Pfahlmantelreibung definiert als diejenige Pfahlmantelreibung in einer gewissen Tiefe unter der Geländeoberkante, die sich zu dem Zeitpunkt einstellt, wenn der Pfahlfuß das erste Mal auf das in der betrachteten Tiefe anstehende Bodenelement trifft. Die initiale Pfahlmantelreibung wird als Eingangsparameter für die anschließenden Vibrationsrammsimulationen benötigt. In den Simulationen ist ferner eine mit fortschreitender Einbindetiefe eintretende Verringerung der initialen Pfahlmantelreibung als Folge dynamischer Bodenbeanspruchung zu definieren.

In den Modellversuchen wurden offene Stahlrohrpfähle mit einem Durchmesser von 35,56 cm schlagend und vibrierend etwa 2,5 m in einen Feinsand/Mittelsand eingebracht. Während des Einbringungsvorgangs wurden die Spannungsveränderungen in dem den Pfahl umgrenzenden Boden messtechnisch erfasst. Für die vorliegende Masterarbeit wurden ausschließlich die Pfahlinstallationen in wassergesättigtem, verdichtetem Boden analysiert. Es wurden die gemessenen Horizontalspannungen, Vertikalspannungen und Porenwasserdrücke von zwei vibrierten Pfählen mit den Messdaten zwei geschlagener Pfähle (Stahlmann und Fischer [4]) verglichen. Die Messergebnisse wurden jeweils in identischen Messebenen aufgezeichnet und sind damit direkt miteinander vergleichbar. Zunächst wurde die „initiale Pfahlmantelreibung“ im Vergleich zwischen geschlagenen und vibrierten Pfählen untersucht.

2.1 Pfahlmantelreibung

Abbildung 1 (links vibrierte Pfähle und rechts geschlagener Pfahl) zeigt die sich im Laufe der Rammung (bis zu einer finalen Einbindetiefe von 2,5 m unter Geländeoberkante) einstellende Veränderung der Horizontalspannungen, gemessen in einem Abstand von 10 cm zur Pfahlwand in den Messebenen (1,3 m, 1,9 m und 2,5 m unter GOK).

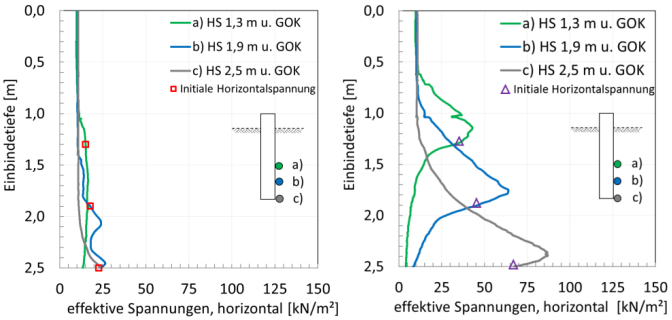


Abbildung 1: Horizontaler Erddruck für die beiden Vibrationspfähle (links) und einen ausgewählten Rammpfahl (rechts; verändert aus [5]) in Abhängigkeit der Einbindetiefe

Beginnend mit dem gleichen Ausgangsspannungszustand (Erdruhedruck) wurde im geschlagenen Fall ein größerer Spannungszuwachs aufgezeichnet. Der maximale Spannungszuwachs beträgt für den geschlagenen Pfahl etwa das 8-fache der Ausgangsspannung und für den vibrierten Pfahl etwa das Doppelte der Ausgangsspannung. Eine umfassende Literaturstudie lieferte gleichermaßen von der Installationsart abhängige Unterschiede in der Spannungsentwicklung. Als wesentliche Erkenntnis ist festzuhalten, dass die Spannung umso geringer ist, je ausgeprägter der dynamische Charakter der Einbringungsmethode ist. Vergleichbare Ergebnisse zu den Modellversuchen wurden beispielsweise in Zentrifugenversuchen von White und Lehane [6] beobachtet. Übereinstimmend mit den untersuchten Modellversuchen stellte [6] bei vibrierten Pfählen verglichen mit geschlagenen Pfählen einen deutlich geringeren Spannungszuwachs in dem umliegenden Boden fest.

Wird aus der Horizontalspannung und dem Wandreibungswinkel beispielsweise über das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium (Gleichung (1)) die Pfahlmantelreibung berechnet, ist die Mantelreibung eines vibrierten Pfahles deutlich geringer als die Mantelreibung eines geschlagenen Pfahles.

$$f_s = \sigma'_h \cdot tan\delta \qquad (1)$$

Abbildung 2 zeigt exemplarisch ausgewertet die Mantelreibung für die in Abbildung 1 dargestellten Versuche jeweils für den Zeitpunkt, an dem der Pfahlfuß den jeweiligen Mess-

geber erreichte („initiale Pfahlmantelreibung“). Ebenfalls dargestellt ist der Verlauf der „fiktiven“ Pfahlmantelreibung im Erdruhedruck (das heißt keine Spannungsveränderungen im Boden durch die Rammung). Die für die Vibrationsrammung ermittelte Pfahlmantelreibung ist größer als die fiktive Pfahlmantelreibung, die aus der zu Einbaubeginn vorliegenden Horizontalspannung (Erdruhedruck) abgeleitet werden kann.

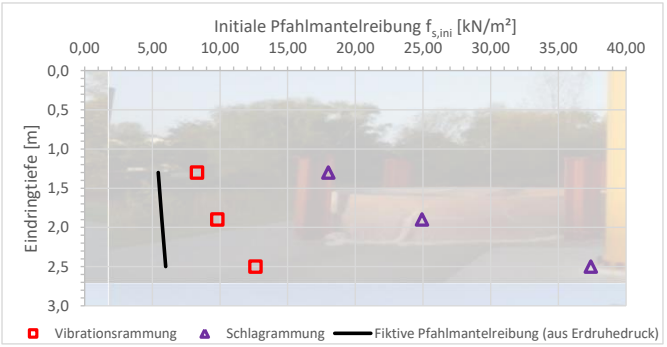


Abbildung 2: Vergleich der initialen Pfahlmantelreibung von vibrierten und geschlagenen Pfählen am Modell-versuchsstand des IGB-TUBS

Der Vergleich der Messergebnisse zeigt, dass bei einer Schlagrammung und zu Beginn der Pfahlinstallation die Pfahlmantelreibung direkt unter der Geländeoberkante etwa dem 1,5-fachen Wert der Pfahlmantelreibung eines vibriert installierten Pfahles entspricht. Die initialen Pfahlmantelreibungsverläufe könne in folgendes, tiefenabhängiges Verhältnis gesetzt werden:

$$f_{s,ini,vib} = \frac{f_{s,ini,schlag}}{1.5 \cdot e^{\left(0.1\frac{d}{D}\right)}} = \frac{0.0132 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{p_a}\right)^{0.13} \cdot tan\delta\ [3]}{1.5 \cdot e^{\left(0.1\frac{d}{D}\right)}} \qquad (2)$$

Die Messergebnisse in Abbildung 2 zeigen, dass das Verhältnis zwischen der initialen Pfahlmantelreibung vibrierter und gerammter Pfähle mit zunehmender Einbindetiefe größer wird. Die Modellversuche wurden unter Einhaltung von Skalierungsgesetzen durchgeführt, sodass der hier gezeigt Trend ohne große Beeinträchtigungen auf die Installation eines Großrohrpfahles übertragen werden kann. Zur Übertragung auf die Installation von Großrohrpfählen wurde die Einbindetiefe daher durch den Pfahldurchmesser D normiert. Das Verhältnis aus d/D = 7 der Modellversuche für die finale Einbindetiefe führt somit auf finale Einbindetiefen zwischen 21 m und 28 m für Pfahldurchmesser der Großrohrpfähle

von 3 m bis 4 m. Diese Dimensionen können als üblich für installierte Großrohrpfähle betrachtet werden.

Mit bewährten, empirischen Ansätzen kann die initiale Pfahlmantelreibung $f_{s,ini,schlag}$ für die Schlagrammung in Sand festgelegt werden und folglich die initiale Pfahlmantelreibung für die Vibrationsrammung mit Gleichung (2) berechnet werden. Nach dem Vergleich mehrerer Berechnungsansätze wurde im Rahmen der Masterarbeit die initiale Pfahlmantelreibung über das halbempirische Verfahren nach Jardine und Chow [2] berechnet. Für die Vibrationsrammung in Ton wurde die undrainierte Scherfestigkeit als initiale Pfahlmantelreibung definiert (in Anlehnung an Anusic et al. [1]). Die in der einschlägigen Literatur für die Schlagrammung hinlänglich beschriebene exponentielle Abnahme der Horizontalspannung (Mantelreibung) mit zunehmendem Abstand zwischen Messebene und Pfahlfuß, nachdem der Pfahlfuß die Messebene passiert hat, ist in Abbildung 1 sehr gut ersichtlich („Pfahllängeneffekt“).

Durch die im Vergleich zu einer Schlagrammung sehr hohe Anzahl an Belastungszyklen (Frequenz des Vibrationshammers) wird für die Vibrationsrammung davon ausgegangen, dass sich unmittelbar nach dem Passieren des Pfahlfußes der betrachteten Ebene die maximale Ermüdung des Bodens einstellt. Für die vibrierten Pfähle wurde im Rahmen der Masterarbeit explizit auf die Verwendung einer Exponentialfunktion zur Beschreibung der Bodenermüdung verzichtet.

Um den Grad der Bodenermüdung bei der Vibrationsrammung zu ermitteln, wurden im zweiten Teil der Masterarbeit (Abschnitt 3) die initialen Pfahlmantelreibungen in den Rammsimulationen mittels Bodenermüdungsfaktoren β_s reduziert, bis die im Modell berechneten Kenngrößen den in situ aufgezeichneten Messdaten installierter Großrohrpfähle entsprachen (Signal Matching).

$$f_{s,res,vib} = \beta_s \cdot f_{s,ini,vib} \tag{3}$$

2.2 Pfahlspitzendruck

Die Vertikalspannungen unter dem Pfahl wurden für die finale Einbindetiefe untersucht. Es zeigte sich, dass die Vertikalspannungen unter dem Pfahlfuß bei der Vibrationsrammung signifikant geringer sind als die bei den Schlagrammungen gemessenen Vertikalspannungen. Bezogen auf die beschriebenen und ausgewerteten Modellversuche betragen die Vertikalspannungen bei den Schlagrammungen [4] in einer Messebene 10 cm unter dem

Pfahlfuß in etwa das 3,5-fache der Vertikalspannungen, die bei der Vibrationsrammung gemessen worden sind. Diese deutliche Reduzierung ist auf die geringere Verdichtungswirkung im Rahmen der Vibrationsrammung in Sand zurückzuführen. Gemäß Toolan and Fox [5] ist der Pfahlspitzendruck gerammter Pfähle in Sand und Ton gleich dem in Drucksondierungen gemessenen Spitzendruck q_c. Die Annahme von [5] wird als Vorschlag für die Bestimmung des Pfahlspitzendrucks geschlagener Pfähle übernommen. Der Pfahlspitzendruck vibrierter Pfähle in Sand wird entsprechend den Ergebnissen der Modellversuche in der Masterarbeit definiert als:

$$q_{b,vib} = 0.25 \cdot q_c \qquad (4)$$

3 Vibrationsrammsimulationen und Rückrechnung des Pfahlwiderstandes

Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben kann die initiale Pfahlmantelreibung als Eingabeparameter für die in der Masterarbeit genutzte Software AllWave-PDP nach Formel (2) beziehungsweise über die undrainierte Scherfestigkeit berechnet werden. In der internationalen Literatur existieren keine beziehungsweise kaum Vorschläge für den Ansatz der Bodenermüdung bei vibrierten Pfählen. Ziel des zweiten Abschnittes der Arbeit war es daher, auf der Grundlage von real gemessenen Daten (Beschleunigung und Dehnung) einen Vorschlag zur Berücksichtigung der Bodenermüdung geben zu können.

Dazu wurden Vibrationsrammsimulationen anhand messtechnisch bestückter und bereits installierter Großrohrpfähle im Offshore- und Küstenbereich durchgeführt (drei Projekte). Zunächst wurden initiale Werte für die Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck als Eingangsparameter der Rammsimulationen definiert (vgl. Abschnitt 2). Die Dämpfungsbeiwerte Cs und Ct für die Pfahlmantelreibung beziehungsweise den Pfahlspitzendruck wurden für die Simulationen mittels Gleichung (5) und Gleichung (6) in Abhängigkeit des Schubmoduls, der Dichte und der Querdehnzahl bestimmt.

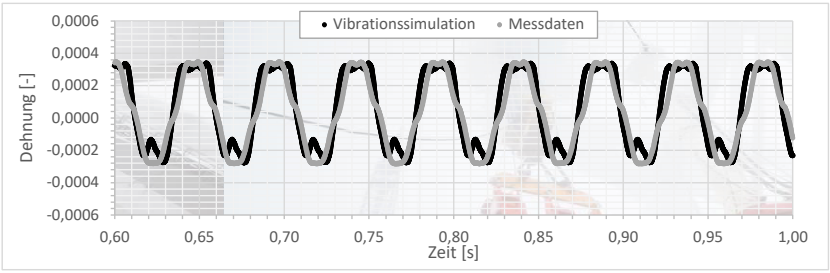
$$C_s = \sqrt{G \cdot \rho} \text{ und } C_t = 1.08 \cdot \frac{\sqrt{G \cdot \rho}}{(1-\nu)} \qquad (5) \text{ und } (6)$$

Für die elastische Grenzverschiebung, das heißt dem Grenzwert ab dem eine Plastifizierung des Bodens einsetzt, stellten sich bei Simulationen in sandigen Böden und in tonigen Böden unterschiedliche Werte als geeignet heraus. Für Sand wurde eine elastische

Grenzverschiebung („quake“) von 2,5 mm sowohl für die Pfahlmantelreibung als auch den Pfahlspitzendruck verwendet. Für festen Ton wurde eine elastische Grenzverschiebung von 5,0 mm für die Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck gewählt.

Im Rahmen der Simulationsberechnungen (Signalanpassung) wurden die Pfahlwiderstände solange verändert (reduziert) bis eine gute bis sehr gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Signalverläufen eintrat. Dieses Verfahren kann mit einer Signalanpassung (Signal Matching) bei einer dynamischen Probebelastung verglichen werden. Das Ergebnis beschreibt die residualen Pfahlwiderstände während der Vibrationsrammung, die als Grundlage für einen Berechnungsvorschlag zur Simulation einer Pfahlvibration gelten.

Abbildung 3 zeigt den Abgleich zwischen den in situ gemessenen sowie den simulierten Pfahldehnungen und -beschleunigungen eines in einen vorwiegend nichtbindigen, dicht gelagerten, wassergesättigten Sand einvibrierten Rohrpfahles (Durchmesser rd. 5 m). Die hier ermittelten Ergebnisse wurden durch die Simulationen der Installation weiterer im Küstenbereich und offshore installierter Stahlrohrpfähle für Tiefen bis etwa 15 m plausibilisiert.



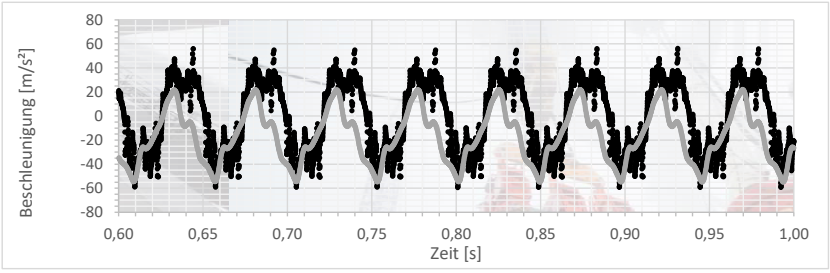


Abbildung 3: Angepasstes Signal für die Dehnung und Beschleunigung zwischen in situ erfassten Messdaten und den Ergebnissen der Vibrationsrammsimulationen

Für die Ermittlung eines Bodenermüdungsfaktors in bindigen Böden wurde analog vorgegangen. Die dabei als initialer Pfahlwiderstand gewählte, undrainierte Scherfestigkeit wurde solange angepasst (verringert) bis das Ergebnis der Simulation eine gute Übereinstimmung mit den Messdaten zeigte.

4 Empfohlenes Vorgehen für Vibrationssimulationsstudien

Aus der Signalanpassung ergaben sich im Wesentlichen die folgenden Vorschläge für die Simulation der Vibrationsrammung eines Stahlrohrpfahles mit großem Durchmesser:

Nichtbindige Böden

- Die initiale Pfahlmantelreibung ist mit Gleichung (2) zu ermitteln.
- Die Ermüdung des Bodens wird durch die Reduzierung der initialen Pfahlmantelreibung unmittelbar mit Beginn der Einbringung durch Pfahlmantelreibungsermüdungsfaktoren β_s berücksichtigt. Für die mitteldicht bis sehr dicht gelagerten Sande der untersuchten Projekte ergibt sich eine Bandbreite für die Ermüdungsfaktoren von $\beta_s = 0{,}1$ bis $\beta_s = 0{,}2$ (unterer und oberer Grenzwert).
- Der Pfahlspitzendruck während der Rammung ist mit Gleichung (4) zu ermitteln.
- Die elastische Grenzverschiebung („quake“) ist entsprechend einschlägiger Literatur zu etwa 2,5 mm zu wählen.
- Die Dämpfungsbeiwerte sind mit Gleichung (5) beziehungsweise (6) zu bestimmen.

Bindige Böden (Ton)

- Als initiale Pfahlmantelreibung in Tonböden ist die undrainierte Scherfestigkeit zu wählen.
- Die initiale Pfahlmantelreibung wurde mittels sich aus der Signalanpassung ergebenden Bodenermüdungsfaktoren von $\beta_s = 0{,}1$ bis $\beta_s = 0{,}8$ reduziert. Die große Bandbreite resultiert aus der im Gegensatz zu Sand gewählten, tiefenabhängigen Variation der Bodenermüdungsfaktoren.
- Der Pfahlspitzendruck ist gleich dem in Drucksondierungen gemessenen Spitzendruck. Auf eine Abminderung des Pfahlspitzendrucks vibrierter Pfähle im Vergleich zu geschlagenen Pfählen wurde aufgrund fehlender Modellversuche und den im Verhältnis zu Sand geringeren, absoluten Pfahlspitzendrücken in Ton verzichtet.
- Die elastische Grenzverschiebung ist je nach Konsistenz des Tons im Vergleich zu dem gewählten Wert für Sand zu erhöhen. Für den untersuchten, festen Ton wurde die elastische Grenzverschiebung auf 5,0 mm für die Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck festgelegt.
- Die Dämpfungsbeiwerte sind mit Gleichung (5) beziehungsweise (6) zu bestimmen.

5 Fazit

Aus in Modellversuchen gemessenen Horizontalspannungen wurden die initialen Pfahlmantelreibungen eines gerammten und vibrierten Pfahles ermittelt. Die Messergebnisse liefern zudem Verhältnisse zwischen den Pfahlspitzendrücken geschlagener und vibrierter Pfähle. Die initialen Pfahlwiderstände wurden in die Simulationssoftware AllWave-PDP eingelesen und so lange angepasst, bis die im Modell berechneten Kenngrößen den in situ aufgezeichneten Messdaten (Beschleunigung, Dehnung) installierter Großrohrpfähle entsprachen (Signal Matching). Das Ergebnis der Masterarbeit ist als Vorschlag zur Durchführung einer Vibrationsrammsimulation zu verstehen, wobei die Bodenermüdung während der Vibration auf der Grundlage von in situ Messdaten abgeleitet wurde.

Der besondere Fokus der Arbeit lag auf der Quantifizierung der Bodenermüdung durch die richtige Wahl der Bodenermüdungsfaktoren. Im Rahmen der Arbeit konnte insbesondere für nichtbindige Böden ein Vorschlag zur Wahl der Bodenwiderstände gegeben werden. Hierbei stellte sich der Abgleich mit gemessenen Dehnungen und Beschleunigungen als wirkungsvolles Mittel zur Ermittlung des Pfahlwiderstandes für Rammsimulationen vibrierter Stahlrohrpfähle heraus. Für die betrachteten Einbindetiefen bis etwa 20 m ergab sich für dicht bis sehr dicht gelagerte Sande und steifen Ton eine starke Herabsetzung der Pfahlmantelreibung während der Vibrationsrammung. Weiterhin ergab sich, dass insbesondere in Sanden der Pfahlspitzendruck den Einbringvorgang dominiert.

Mit dem präsentierten Ansatz konnten die Prognoseberechnungen zur Vibrationsrammung von Großrohrpfählen verbessert werden. Die Abbildung 4 und Abbildung 5 zeigen das Berechnungsergebnis aus den Vorschlägen der Masterarbeit und vergleichen es mit Ergebnissen auf der Grundlage des Vorschlages von Jonker [3]. Der im Rahmen der Masterarbeit erarbeitete Vorschlag zeigt eine deutlich bessere Übereinstimmung der Simulationsergebnisse mit den während der Installation der Großrohrpfähle aufgezeichneten Messdaten.

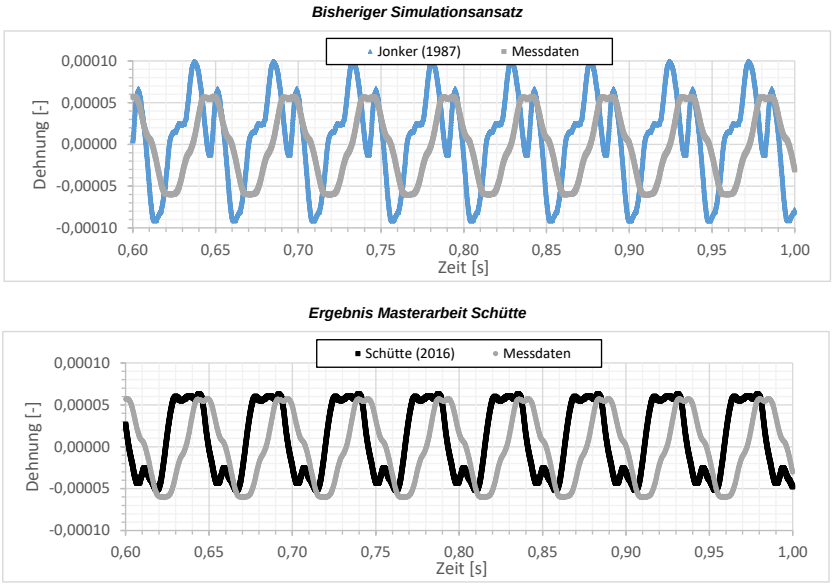


Abbildung 4: Vergleich zwischen gemessener Dehnung und simulierter Dehnung entsprechend Ansatz nach Jonker [3] und Schütte (2016)

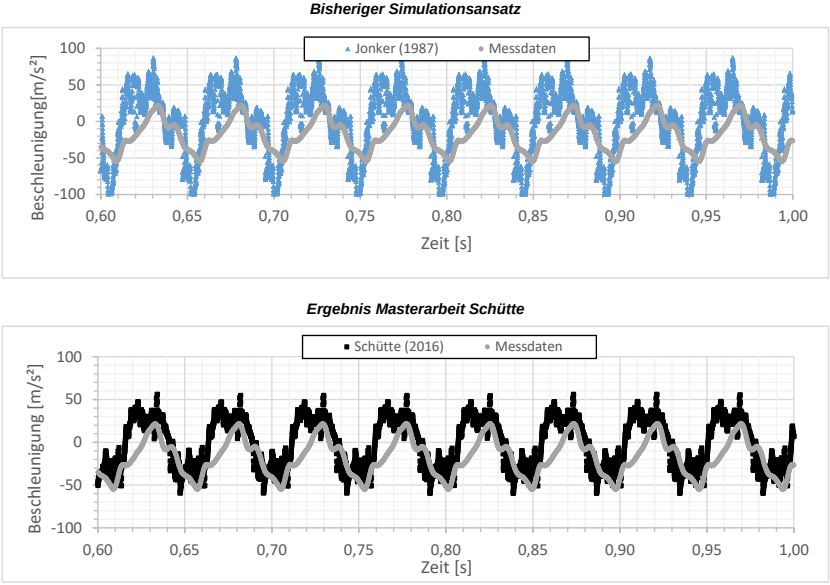


Abbildung 5: Vergleich zwischen gemessener Beschleunigung und simulierter Beschleunigung entsprechend Ansatz nach Jonker [3] und Schütte (2016)

Zur Plausibilisierung und Erweiterung des hier erarbeiteten Vorschlages sind zusätzliche Messungen und Simulationsberechnungen notwendig (unterschiedliche Böden, verschiedene Schichtverläufe, variierende Lagerungsdichten, variierender Sättigungsgrad etc.). Die Ergebnisse der Arbeit zeigen, dass erst durch die Interaktion zwischen den Messdaten und einer darauffolgenden Nachrechnung ein entsprechendes Prognosemodell ausgearbeitet werden kann.

Literatur

[1] Anusic, I.; Eiksund, G. R.; Liingaard, M. A. (2016): Comparison of pile driveability methods based on a case study from an offshore wind farm in North Sea. In: Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting (NGM), Reykjavik, Iceland, pp. 1037-1046.

[2] Jardine, R. J.; Chow, F. C. (1996): New design methods for offshore piles. MTD Ltd publication, 96/103, Marine Technology Directorate, London, 48 p.

[3] Jonker, G. (1987): Vibratory Pile Driving Hammers for Oil Installation and Soil Improvement Projects. In: Proceedings of Nineteenth Annual Offshore Technology Conference, Dallas, Texas, USA, OTC 5422, pp. 549-560.

[4] Stahlmann, J.; Fischer, J. (2013): Abschlussbericht des BMU-Förderprojektes "Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore-Gründungsstrukturen". Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany.

[5] Toolan, F. E.; Fox, D. A. (1977): Geotechnical planning of piled foundations for offshore platforms. In: Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 1, 62, pp. 221-244.

[6] White, D. J.; Lehane, B. M. (2004): Friction fatigue on displacement piles in sand. In: Geotechnique 54, No. 10, pp. 645-658.

Autoren

Julian Schütte, M.Sc. julian.schuette@fwt.fichtner.de

Fichtner Water & Transportation www.fwt.fichtner.de

Hammerbrookstraße 47b, 20097 Hamburg Tel.: +49 40 3000673 - 113

2. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2017

Johannes B. Frank, M.Sc.

Modellversuche zum Gruppentragverhalten von vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand

(Kurzfassung)

Modellversuche zum Gruppentragverhalten von vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand

Johannes Frank

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS)

1 Vorwort

Die Masterarbeit zum Thema „Modellversuche zum Gruppentragverhalten von vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand“ entstand in der Zeit von Juli 2015 bis Januar 2016 am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS). Thematisch ist die Arbeit ein Beitrag zu einer aktuell am IGS laufende Forschungsarbeit zum Gruppentragverhalten von Verdrängungspfählen, wobei die Gesamtheit der Forschungsaufgabe experimentelle und numerische Untersuchungen umfasst. Abbildung 1 stellt zusammenfassend die durchgeführten experimentellen Untersuchungen des Forschungsprojektes dar und zeigt, wie die vorliegende Masterarbeit thematisch einzuordnen ist.

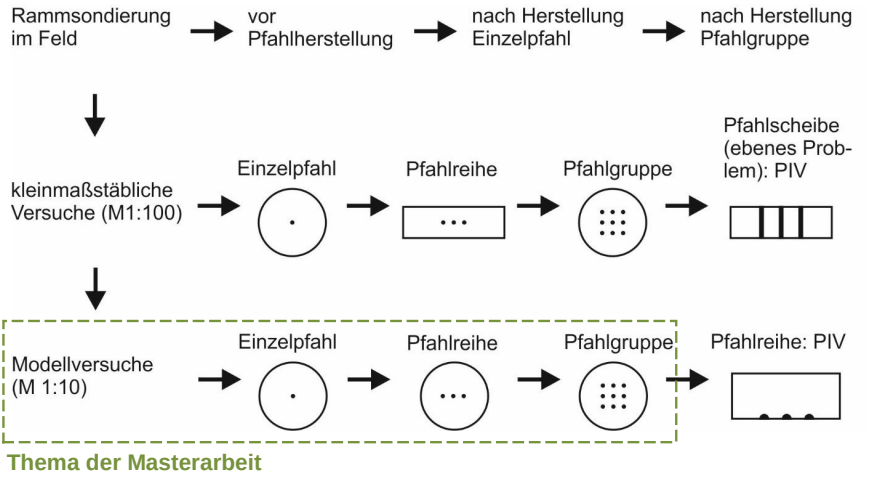


Abbildung 1: Modellversuche - methodisches Vorgehen

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden Modellversuche im geometrischen Maßstab 1:10 an Einzelpfählen und Gruppen von Fertigrammpfählen im Sand ausgeführt. Der

Schwerpunkt der Masterarbeit lag in der Entwicklung, Umsetzung und Anwendung eines messtechnischen Konzeptes zur Erfassung des Verlaufs der Pfahlnormalkräfte sowie die Verteilung der Widerstandsanteile innerhalb der Pfahlgruppe. Das messtechnische Konzept wurde an Vorversuchen getestet und validiert. Die Ergebnisse dieser Vorversuche sind auszugsweise hier bzw. in der Masterarbeit dokumentiert. Die Durchführung und Auswertung der systematischen Versuchsserien sind Gegenstand des übergeordneten Forschungsvorhabens, dessen Ergebnisse voraussichtlich Ende 2017 veröffentlicht werden.

2 Zielsetzung

Während für das Gruppentragverhalten von Bohrpfählen sowohl messtechnische Erfahrungen als auch verschiedene Bemessungsansätze (u.a. in der EA-Pfähle) vorliegen, ist das Gruppentragverhalten von Verdrängungspfählen weitgehend ungeklärt. Insbesondere ist offen, ob die herstellungsbedingte Erhöhung von Lagerungsdichte und Spannungszustand im Bodenkontinuum die von Bohrpfählen bekannte, aus der Pfahl-Pfahl-Interaktion resultierende Verringerung der Mantelreibung kompensiert bzw. ob die aus der Verdichtung in einer Gruppe resultierenden Effekte im Sinne einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung bei der Bemessung von Verdrängungspfählen genutzt werden können. Technische Regelwerke zur rechnerischen Berücksichtigung der Gruppeneffekte von Verdrängungspfählen stehen nicht zur Verfügung *(Moormann & Ries, 2015)*.

Abbildung 2 zeigt schematisch das Untersuchungskonzept, mit dem sowohl die installationsbedingten Gruppeneffekte als auch die Gruppeneffekten während der Belastung geklärt werden sollen. Ziel dieser Arbeit war es, aufbauend auf den Erfahrungen aus den kleinmaßstäblichen Modellversuchen, ein messtechnisches Konzept für die Erfassung der Gruppeneffekte während der Belastung zu entwickeln. Dazu zählten im Rahmen dieser Arbeit ein messtechnisches Konzept zur Erfassung der Pfahlnormalkräfte, der Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe sowie die Verschiebungsmessung.

Für die Modellversuche wurde ein geometrischer Maßstab von 1:10 gewählt. Die Pfähle bestehen aus Aluminiumrohren mit einem Durchmesser von 34 mm und einer Einbindetiefe von 1.300 mm. Als Modellboden wurde ein enggestufter Rheinsand (0-2mm) eingesetzt, der mit unterschiedlichen Lagerungsdichten im Rieselverfahren in den Versuchsbehälter eingebaut wurde. Im Rahmen der Masterarbeit wurde ausschließlich mit einer mitteldichten Lagerung und einem definierten Pfahlachsabstand von $e = 3 \cdot D$ gearbeitet.

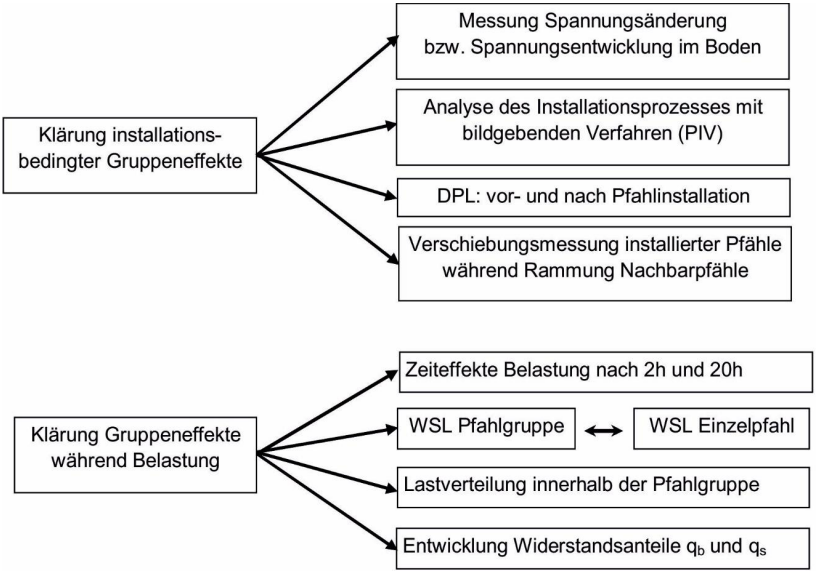


Abbildung 2: Untersuchungskonzept

3 Messmethodik

Für die Ermittlung der gesuchten Messgrößen wurden verschiedene Systeme getestet. Als effizienteste Methode stellte sich die folgende Konzeption heraus:

Mit unmittelbar auf den Werkstoff applizierten Dehnungsmessstreifen, die zu einer Vollmessbrücke verschaltet wurden, werden in 6 Ebenen entlang des Schaftes der Modellpfähle während und nach des Einbringvorgangs sowie während der Probebelastung die axialen Verzerrungen gemessen und hieraus die Normalkräfte ermittelt. Die Schutzschicht der DMS ist eine verformungskompatible 2-Komponenten-Kleber-Schicht (Abbildung 3). So ist es möglich, auf die tiefenabhängige Mobilisierung der Mantelreibung entlang der Modelpfähle, Rückschlüsse zu ziehen. Vorversuche zeigten, dass die Messmethodik funktionsfähig und widerstandsfähig gegen aus dem Einbringvorgang resultierende Einwirkungen, ist.

Die Ermittlung der Spannungen im Schaft der Modellpfähle über die Dehnungsanalyse erfolgt über die sogenannte WHEATSTONE'sche Brückenschaltung, bei der vier Einzel-DMS

beteiligt sind. Hierbei können verschiedene Störeinflüsse, wie Biegung, Temperaturdehnung sowie - durch die 6-Leitertechnik - Leitungswiderstände kompensiert werden.



Abbildung 3: Aufbau der Messtechnik auf dem Pfahl vor und nach der Schutzschicht

4 Modellpfähle

Die gewählte Pfahlgruppe besteht aus insgesamt neun Pfählen, die symmetrisch angeordnet werden. Die Abmessungen eines Modellpfahls sind in Abbildung 4 dargestellt. Die Modellpfähle wurden im Rahmen des am IGS laufenden Forschungsprojekts unter Anleitung des Betreuers vom Verfasser in Eigenleistung konzipiert, hergestellt und instrumentiert.

Dabei wird entlang der 1,3 m langen Einbindelänge des Aluminiumrohrs in insgesamt sechs gleichmäßig über die Länge verteilten Messebenen die axiale Stauchung des Rohrs gemessen. Darüber hinaus ist der Modellpfahl am geschlossenen Ende mit einem Einbauteil zur Erfassung des Spitzendrucks ausgestattet. Innerhalb der aus neuen Pfählen bestehenden Pfahlgruppe gibt es drei Messpfähle.

Bei dem gewählten Querschnitt handelt es sich um ein 1.500 mm langes, unten verschlossenes Aluminiumrohr mit einer Wandstärke von 4 mm, wobei die Pfähle planmäßig 1.300 mm in den Sand eingerammt werden.

5 Modellversuche

Die Modellversuche wurden in einem Behälter mit homogener Sandfüllung durchgeführt, der genügend Randabstand bietet, sodass eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch Randeinflüsse weitgehend ausgeschlossen werden kann. Eine starre Pfahlkopfplatte stellt eine einheitliche Vertikalverschiebung der Pfahlköpfe innerhalb der Pfahlgruppe

sicher. Die Einbringung der Pfähle erfolgte rammend mit der Falleinrichtung einer leichten Rammsonde. Innerhalb der Pfahlgruppe wurden die Pfähle nach einer festgelegten Reihenfolge von Innen nach Außen, wobei zunächst der Zentrumspfahl, dann die Randpfähle und schließlich die Eckpfähle eingebracht wurden (siehe Skizze in Abbildung 5). Während im Rahmen der Masterarbeit die Einbringreihenfolge sowie der Pfahlachsabstand konstant gehalten wurden, wurden diese Randbedingungen in weiterführenden Untersuchungen variiert.

Danach erfolgt die statische axiale Probebelastung der Pfahlgruppe. Die Einwirkung wurde dabei in gleichmäßigen Stufen bis zum Erreichen eines Grenz-/Bruchzustandes / einer Verformung von 0,34 cm bzw. 0,1·D gesteigert; eine Ent- und Wiederbelastung erfolgte bei 50 % der Grenzlast.

Probebelastungen an einem freistehenden, unter denselben Bedingungen eingebrachtem Pfahl, dienten als Referenz für die Auswertungen der Pfahlgruppe. Für jede Versuchsreihe werden alle Parameter wieder auf denselben Ausgangswert gebracht. Somit unterliegt jeder Versuch denselben Randbedingungen.

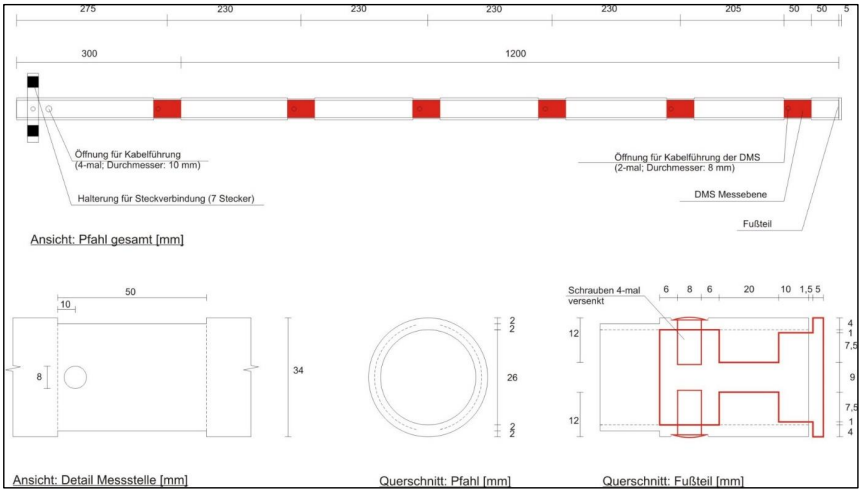


Abbildung 4: Instrumentierung und Aufbau des Modellpfahls

6 Versuchsergebnisse

Über die gewählte Instrumentierung können die Verschiebung des Pfahlkopfes, die aufgebrachte Belastung, die axiale Pfahldehnung in verschiedenen, über die Pfahllänge verteilten Querschnitten, der Spitzendruck zeitabhängig gemessen werden. Dies wird durch eine Kraftmessdose (KMD), mehrere Wegaufnehmer am Pfahlkopf und den sechs DMS-Messebenen (verteilt über die Pfahllänge), sowie ein separates Fußstück realisiert. (s. Abbildung 4)

Die Belastung der Pfähle wurde bis zum Erreichen der Grenzsetzung s_g = 0,1·D erhöht. Die Belastung wird langsam durchgeführt, sodass Trägheitseffekte des Systems ausgeschlossen werden können.

Aus Vorversuchen wurde der Widerstand eines frei stehenden Einzelpfahles im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bruchlast) zu rund R_g=1.000 N bestimmt, woraus die Belastungsstufen und die Vorlast für die eigentlichen Modellversuche gewählt wurden.

Folgende Aussagen lassen sich nach den durchgeführten Versuchen treffen:

- Einzelpfahl
  - Mit zunehmender Einwirkung wird die Mantelreibung sukzessive von oben nach unten mit ihrem Grenzwert mobilisiert
- Pfahlgruppe
  - Infolge der Einbringung nimmt die Lagerungsdichte im Einflussbereich der Pfähle signifikant zu. Im Ergebnis sind deutliche Auswirkungen auf das Widerstandssetzungsverhalten der Gruppenpfähle festzustellen (Abbildung 5). In der Gesamtschau der im Rahmen des Forschungsprojekts durchgeführten Versuche zeigt sich, dass die Größe des Einflussbereichs in horizontaler Richtung rund 5·D – 7·D und im Bereich unterhalb des Pfahlfußes in Abhängigkeit der Lagerungsdichte rund 5·D (mitteldichte Lagerung) bis 10·D (dichte Lagerung) beträgt. Für die Versuche in dicht gelagertem Sand konnte darüber hinaus auch eine bleibende Erhöhung des Horizontalspannungsniveaus im Boden nach Herstellung der Pfahlgruppe festgestellt werden, wobei die Spannungssensoren zwischen dem Mittelpfahl und dem Randpfahl angeordnet waren.
  - Die Zunahme des Pfahlwiderstandes gegenüber einem freistehenden Einzelpfahl bei gleichen Setzungen ist am Mittelpfahl am deutlichsten ausgeprägt (Abbildung 5), jedoch auch an den Rand- und Eckpfählen zu verzeichnen.

- In der Summe ist der Widerstand der 9 Fertigrammpfähle als Teil der Pfahlgruppe deutlich höher als der Widerstand von 9 vergleichbaren freistehenden Einzelpfählen. Der hieraus ermittelte Gruppenfaktor variiert in Abhängigkeit vom Setzungszustand, beträgt aber im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) noch rund 1,9) (Abbildung 6),
- Maßgebliche Einflussfaktoren für die Erhöhung des Widerstandes von in einer Gruppe angeordneten Fertigrammpfählen sind:
  - der Pfahlachsabstand, wobei in weiteren Versuchen eine Gruppenwirkung bis zu einem Pfahlachsabstand von e ≤ 6·D beobachtet wurde.
  - die Größe der Pfahlgruppe (Anzahl der Pfähle),
  - die Lagerungsdichte der Sande im Ausgangszustand sowie
  - der Ausgangsspannungszustand.

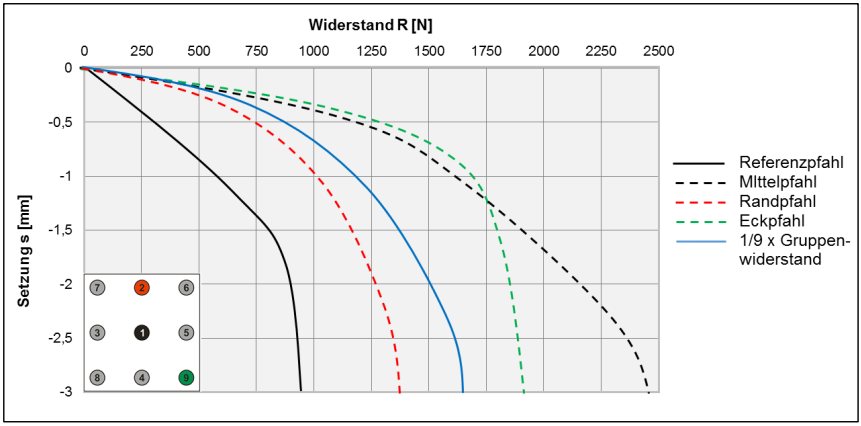


Abbildung 5: Widerstandssetzungsverhalten der Modellpfähle in einer 3x3-Pfahlgruppe in Abhängigkeit von dem Pfahlstandort im Vergleich zum Widerstandssetzungsverhalten eines vergleichbaren freistehenden Einzelpfahls (Referenzpfahl)

7 Diskussion der Versuchsergebnisse

Die Messergebnisse am Einzelpfahl zeigen das erwartete Tragverhalten, was die generelle Funktionsweise der Messtechnik belegt (s. Abbildung 6).

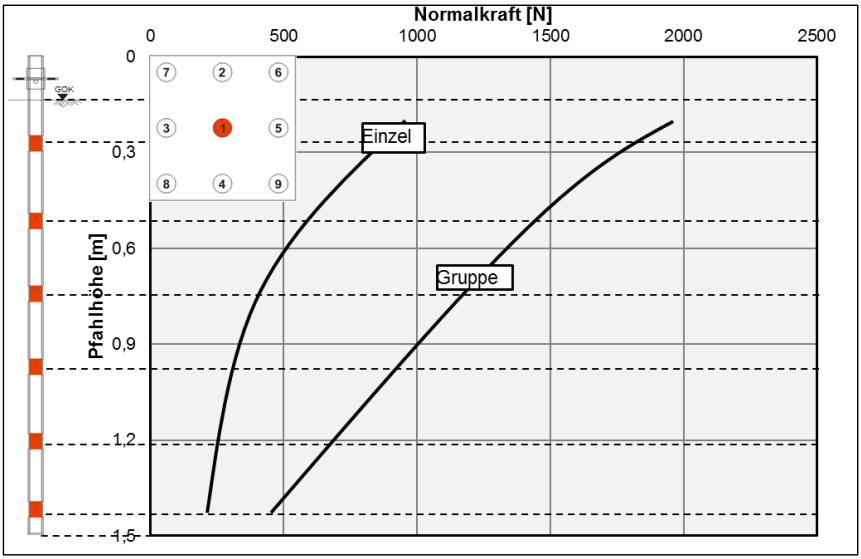


Abbildung 6: Gegenüberstellung der Normalkraftverteilung des Referenzpfahls (Einzelpfahl) mit dem Mittelpfahl innerhalb der Pfahlgruppe (3x3-Gruppe) bei einer Setzung von s=2mm

Ergebnisse von in dem Versuchsbehälter ausgeführten Rammsonderungen zeigen, wie zu erwarten, eine Zunahme der Lagerungsdichte im Nahbereich der eingebrachten Pfähle.

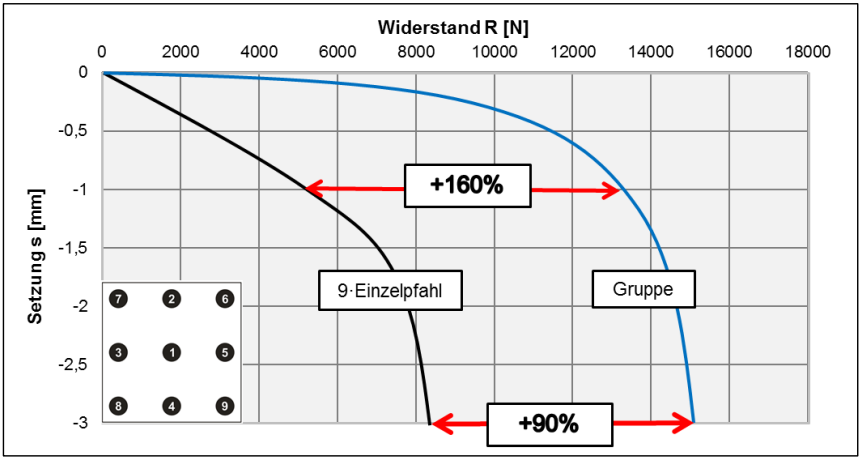


Abbildung 7: Gegenüberstellung der Widerstandssetzungslinie der gesamten 3x3-Gruppe im Abgleich mit dem neunfachen Widerstand eines freistehenden Einzelpfahls

Es zeigt sich, dass alle in der Gruppenprobebelastung gemessenen Widerstände der Gruppenpfähle über dem Widerstand eines vergleichbaren freistehenden Einzelpfahls (Referenzpfahl) liegen; dies gilt sowohl für den Mittel-, Rand- als auch Eckpfahl.

Die Ergebnisse der im Rahmen dieser Masterarbeit durchgeführten Vorversuche zeigen deutlich, dass der Mittelpfahl innerhalb der Pfahlgruppe den größten Widerstand mobilisiert und das steifeste Widerstandssetzungsverhalten aufweist. Die überdurchschnittliche Tragfähigkeitszunahme des Mittelpfahls erklärt sich durch die gewählte Rammreihenfolge von Innen nach Außen.

Der Unterschied im Tragverhalten zwischen Rand- und Eckpfahl konnte im Rahmen dieser Masterarbeit nicht abschließend geklärt werden. In der Gesamtschau der im Rahmen des Forschungsprojekts durchgeführten Versuche deutet sich ein für Verdrängungspfahlgruppen abweichendes Tragverhalten von Bohrpfahlgruppen (Rudolph, 2005) an. Die Unterschiede liegen im Steifigkeitsverhalten zwischen Gruppen- und Einzelpfahl sowie in der Lastverteilung innerhalb der Pfahlgruppe. Bei den untersuchten Verdrängungspfahlgruppen weist der Gruppenpfahl ein steiferes Verhalten als der Einzelpfahl auf, wobei sich für die gewählte Rammreihenfolge der Mittelpfahl am steifesten verhält und den größten Widerstand mobilisiert und der Eckpfahl das weicheste Widerstandssetzungsverhalten aufweist und den geringsten Widerstand mobilisiert.

8 Resümee und Ausblick

In dieser Arbeit wurde gezeigt, dass die Messmethodik zur Erfassung des Lastabtragverhaltens innerhalb einer Vollverdrängungspfahlgruppe erfolgreich angewandt und eingesetzt werden kann. So wird gezeigt, dass die Beeinflussungen einer Pfahlgruppe untereinander, unter den gegebenen Randbedingungen, zu einer signifikanten Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber eines Einzelpfahls führen.

Die Versuchsergebnisse zeigen damit, dass bei Fertigrammpfählen die herstellungsbedingte Erhöhung von Lagerungsdichte und Spannungszustand im Bodenkontinuum die von Bohrpfählen bekannte, aus der Pfahl-Pfahl-Interaktion resultierende Verringerung der Mantelreibung kompensiert und in der Summe sogar zu einem deutlich größeren axialen Widerstand der Pfahlgruppe führt als eine vergleichbare Anzahl von freistehenden Einzelpfählen.

Es ist daher angezeigt, auf der Basis weiterer Untersuchungen diese Zusammenhänge im Sinne einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung von Tiefgründungen mittels Verdrängungspfählen zu berücksichtigen.

9 Danksagung

Die Ausarbeitung dieser Abschlussarbeit mit experimentellem Schwerpunkt hat dem Autor große Freude bereitet. In diesem Zusammenhang bedanke ich mich bei meinem Betreuer Herrn Stephan Ries für dessen persönlichen Einsatz und dem Leiter des Instituts Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann.

Literatur

Moormann, Ch., Ries, S. (2015): Zum Gruppentragverhalten bei vorgefertigten Vollverdrängungspfählen in Sand. Pfahlsymposium 2015, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 99, 435-464*

Rudolf, M (2005): Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzepts, *Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft Nr. 15*

1. Preisträgerin des Frankignoul-Förderpreises 2017

Dipl.-Ing. Katja Siegl

Zur Pfahldynamik von gerammten Großrohrpfählen und resultierender Wellenausbreitung in Wasser und Meeresboden

(Kurzfassung)

Zur Pfahldynamik von gerammten Großrohrpfählen und resultierender Wellenausbreitung in Wasser und Meeresboden

Katja Siegl

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, TUHH, Deutschland

1 Einleitung

Der Bau von Offshore-Windenergieanlagen führt durch die Verwendung der geräuschintensiven Schlagrammung bei der Installation der Gründungspfähle zu hohen Hydroschalldruckpegeln. Für deutsche Hoheitsgebiete in Nord- und Ostsee sind Immissionsgrenzwerte einzuhalten. Es darf in einer Entfernung von 750 m zur Schallquelle der Einzelereignispegel (SEL) von 160 dB re 1 μPa^2s und der Spitzenschalldruckpegel (SPL) von 190 dB re 1 μPa nicht überschritten werden [BSH, 2011]. Dies ist nach aktuellem Stand der Technik nur mittels einer kostenintensiven Kombination mehrerer Schallminderungsmaßnahmen in Verbindung mit einer reduzierten Rammenergie möglich. Forschungsberichte zu diesem Thema weisen mehrfach auf einen grundlegenden Forschungsbedarf hin, weshalb die Entstehung und Ausbreitung der Schallemissionen an der Quelle in dieser Arbeit untersucht wird.

Bei der Offshore-Rammung werden die Schallemissionen über zwei Transmissionswege ins akustische Medium Wasser emittiert. Zum einen bestimmt die schallabstrahlende Fläche des im Wasser liegenden Pfahlaußenmantels die Schallemission. Dies ist der direkte oder auch primäre Übertragungsweg. Zum anderen überträgt der im Boden liegende Pfahlteil Energie in den Meeresboden, wodurch Raum- und Oberflächenwellen im Meeresboden induziert werden. Diese führen zu Erschütterungen am Meeresgrund und resultieren in Schallemissionen. Dieser sekundäre Übertragungsweg wird wie der primäre Weg durch das Systemverhalten Pfahl-Boden-Wasser beeinflusst.

2 Feldmessungen in Kürze

2.1 Offshore-Messkampagnen

Im Rahmen des Forschungsprojektes BORA werden drei Feldmessungen in Offshore-Windparks der deutschen Nordsee durchgeführt [VON ESTORFF ET AL., 2016]. Die geräuschintensive Installation dreier strukturell unterschiedlicher Rammpfähle von einer Tripile-, einer Tripod- und einer Monopile-Gründung wird messtechnisch begleitet. Schwingungsmessungen

am Pfahl, die Messung von Meeresbodenerschütterungen und Hydroschalldrücken im Nah- und Fernfeld der Schallquelle werden in den Offshore-Messkampagnen (OMK) durchgeführt. Messungen der rammbedingten Pfahldynamik finden sowohl am Tripile-Gründungspfahl N2-9-3 im Baufeld BARD Offshore 1 (OMK1) und am Tripod-Gründungspfahl 16C im Baufeld Global Tech I (OMK2) statt. Bei der Installation des Tripods wird eine Unterwasserrammung durchgeführt. Das bedeutet, die schallabstrahlende Fläche im Wasser verringert sich, während die schallabstrahlende Fläche im Meeresboden zunimmt. Bei der Überwasserrammung in OMK1 bleibt die im Wasser befindliche schallabstrahlende Fläche konstant.

2.2 Entwicklung eines Messgerätes zur Messung der Bodenschallübertragung

Es wird ein Messgerät zur Erfassung der Schallübertragung am Meeresgrund entwickelt [Siegl, Kanitz und Grabe, 2016]. Vier der sogenannten SLS-Systeme (Sound Like Silence) kommen als Prototypen während der Feldmessung im Offshore-Windpark Borkum Riffgrund 01 (OMK3) rammbegleitend zum Einsatz (Abbildung 1). Die speziell auf die Messaufgabe abgestimmten Messgeräte sind in der Lage im Nahbereich des Rammpfahls große Erschütterungsamplituden am Meeresgrund zu messen. Der Hydroschalldruck über dem Meeresgrund und der Porenwasserdruck im marinen Sediment werden synchron zu triaxialen Beschleunigungsamplituden am Meeresgrund gemessen. Jeweils zwei der autarken SLS-Systeme sind miteinander synchronisiert, sodass bei der zusätzlichen Positionsbestimmung der Messsysteme am Meeresgrund Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten ermittelt werden können.

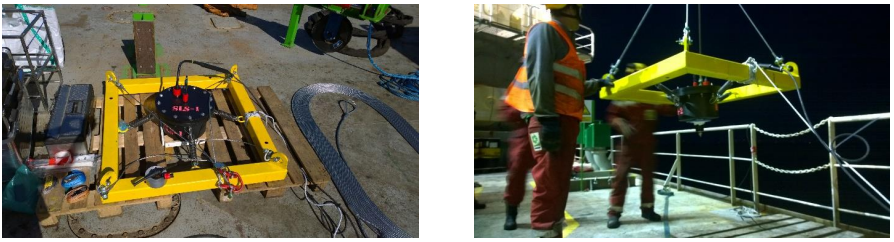


Abbildung 1: Offshore-Montage des SLS-Systems (links) und eingehängtes Gehäuse in den Stahlrahmen kurz vor dem Absetzen des SLS-Systems auf dem Meeresgrund mit dem Hauptkran des Errichterschiffs (rechts)

3 Datenauswertung und Ergebnisinterpretation

3.1 Energiebilanz

Ein wesentliches Ergebnis der Messdatenauswertung und -interpretation ist die Quantifizierung der übertragenen Energie zwischen Pfahl und Wasser sowie zwischen Pfahl und Boden. Gemessen wird am Pfahl N2-9-3 (OMK1) mit einer Gesamtlänge von 85 m in drei Messebenen (E1, E2, E3). Am Pfahl 16C (OMK2) mit einer Gesamtlänge von 46,5 m sind vier Messebenen vorhanden. Über die axiale Beschleunigung und die axiale Dehnung wird die Initialenergie des Wellendurchgangs, auch Übergangsenergie nach FISCHER ET AL. [2014] genannt, gemessen. Die Übergangseffizienz η_a je Messquerschnitt wird über das Verhältnis der in den Pfahlkopf eingeleiteten Rammenergie $E_{\text{ini,Pfahlkopf}}$ und der im Messquerschnitt gemessenen Initialenergie $E_{\text{ini,Messquerschnitt}}$ infolge des abwärts gerichteten Wellendurchgangs definiert.

$$\eta_a = \frac{E_{\text{ini,Messquerschnitt}}}{E_{\text{ini,Pfahlkopf}}}$$

Circa 10 % bis 20 % der eingeleiteten Energie am Pfahlkopf werden über den direkten Übertragungsweg ins umgebende Wasser transmittiert (Abbildung 2). Über den in den Boden eingebundenen Pfahlteil werden etwa 60 % bis 70 % der eingeleiteten Energie am Pfahlkopf in den Meeresboden abgegeben [SIEGL, 2017].

In allen drei Feldmessungen wird mittels eines vertikalen Hydrophonarrays der Hydroschalldruck im Nahbereich der Gründungspfähle gemessen. In OMK1 und OMK2 beträgt die Wassertiefe circa 40 m. In OMK3 hingegen circa 27 m. Mit den 16 synchronisierten Hydrophonen in einem äquidistanten Vertikalabstand von 1,5 m kann daher in OMK1 und OMK2 nur in der unteren Hälfte der Wassersäule gemessen werden. Es wird unter der Annahme eines ebenen Schallfeldes die Schallenergie E_W im Meereswasser über den gemessenen Hydroschalldruck berechnet und analog zur Übergangseffizienz im Pfahl je Messquerschnitt die Übergangseffizienz η_W zwischen Pfahlaußenmantel und Wasser definiert.

$$\eta_W = \frac{E_W}{E_{\text{ini,Pfahlkopf}}}$$

Die Abbildung 3 zeigt diese in Abhängigkeit des Mantelflächenverhältnisses ζ der drei Gründungspfähle. Hierbei wird die schallabstrahlende Fläche im Wasser A_{Wasser} zur schallabstrahlenden Fläche im Meeresboden $A_{\text{unterGrund}}$ ins Verhältnis gesetzt.

$$\zeta = \frac{A_{\text{unterGrund}}}{A_{\text{Wasser}}}$$

Werte von ζ über 1 bedeuten, dass die Mantelfläche im Meeresboden größer ist als diejenige im Wasser. Dies trifft beispielsweise für Unterwasserrammungen zu (OMK2). Die Effizienzberechnung zeigt eine deutliche Übereinstimmung mit der Pfahldynamikmessung. Über den direkten Übertragungsweg werden circa 10 % bis 20 % der eingeleiteten Energie am Pfahlkopf ins umgebende Wasser transmittiert. Weiterhin ist die Schallabstrahlung der drei strukturell unterschiedlichen Gründungspfähle ebenfalls sehr unterschiedlich. Es werden in Abbildung 3 nur Rammabschnitte ohne die Verwendung von Schallminderungsmaßnahmen gezeigt.

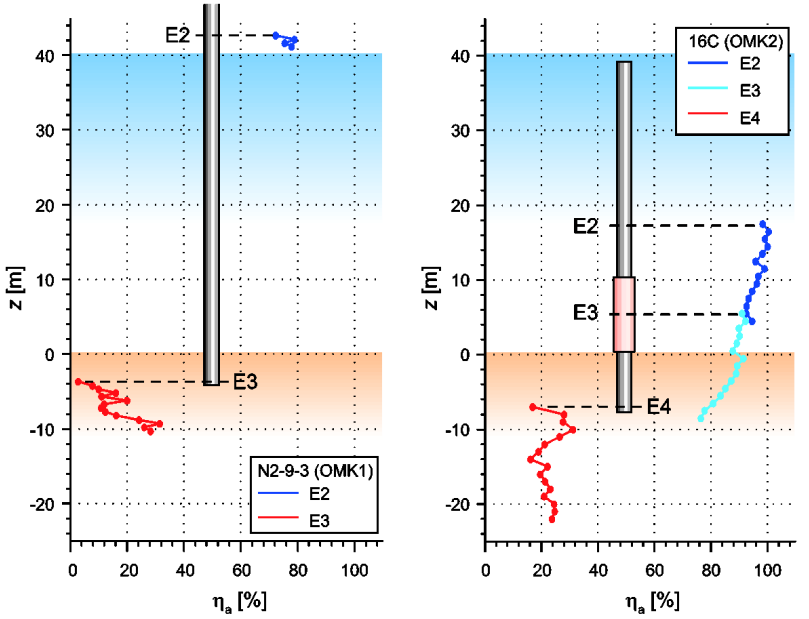


Abbildung 2: Übergangseffizienz η_a je Messquerschnitt in den Pfählen N2-9-3 (links) und 16C (rechts) in Abhängigkeit der Messposition *z*

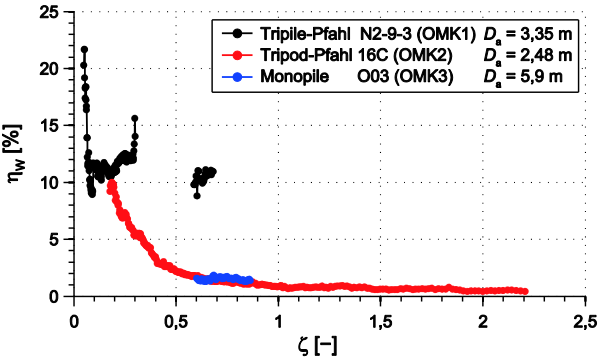


Abbildung 3: Übergangseffizienz η_W vom Pfahl ins Wasser in Abhängigkeit des Flächenverhältnisses ζ für alle drei OMK

3.2 Weitere Ergebnisse

SIEGL [2017] liefert weitere Ergebnisse zu Körperschallleistungspegeln eines Rammpfahls. Es werden Leistungspegel über und unter Grund anhand des Pfahls 16C (OMK2) ermittelt und mit dem Druckleistungspegel im Wasser verglichen, sodass das Abstrahlmaß eines Offshore-Rammpfahls abgeschätzt werden kann.

Die Messung der Axial- und Radialdynamik in den Messquerschnitten der Pfähle N2-9-3 und 16C liefert wichtige Erkenntnisse zum dynamischen Verhalten eines Rammpfahls. So tritt im Rammfortschritt ein Wechsel der Lagerungsbedingung am Pfahlfuß auf. Die initiale Dehnwelle wird dann nicht mehr als Zugwelle sondern als Druckwelle reflektiert. Dies hat wiederum Einfluss auf die Hydroschallemissionen des Pfahls. Das emittierte Hydroschalldrucksignal, welches vom Hydrophonarray registriert wird, ändert sich, wie in Abbildung 4 dargestellt ist.

Die Messungen zeigen ein ausgeprägtes nicht omnidirektionales Verhalten der Rammpfähle in radialer Richtung [REIMANN UND GRABE, 2015]. Die dynamische Querschnittsaufweitung, gemessen in den Viertelspunkten je Messquerschnitt, weist eine elliptische Querschnittsform auf, die nicht konphas über die axiale Länge des Pfahls verteilt ist. Dies resultiert in einer richtungsabhängigen Schallabstrahlung sowohl unter Wasser als auch im Meeresboden.

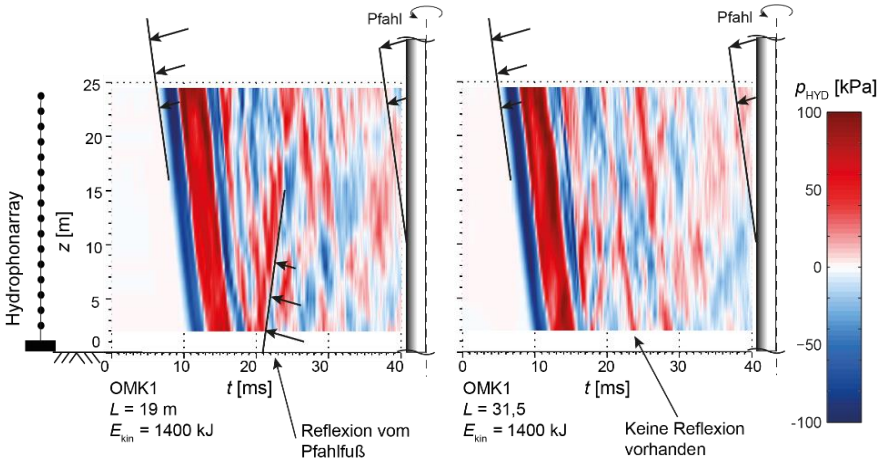


Abbildung 4: Gemessene Hydroschalldruckverteilung $p_{HYD}(t)$ über die Wassertiefe bei uneingeschränkter Ausbildung zu den Rammereignissen L = 19 m und L = 31,5 m des Pfahls N2-9-3 (OMK1)

In der Regel wird auf die pegelbestimmenden nicht-rotationssymmetrischen Atmungsschwingungen bezüglich des emittierten Frequenzspektrums eines Offshore-Rammpfahls hingewiesen. Diese resultieren aus dem radialdynamischen Verhalten. Frequenzanalysen der Messdaten des Pfahls und des Hydroschalldrucks zeigen jedoch hauptsächlich Übereinstimmungen in den Frequenzanteilen der Dehneigenfrequenz der Gründungspfähle [SIEGL, 2017]. Damit wird das emittierte Frequenzspektrum über die axiale Länge des Pfahls bestimmt. Eine mögliche Erklärung hierfür ist die Pfahl-Boden-Interaktion. Über den Pfahlfuß werden insbesondere energiereiche Kompressionswellen im Boden angeregt. Diese propagieren auf gekrümmten Laufwegen durch den Meeresboden und gelangen an die Grenzschicht Wasser/Meeresboden. Die Meeresbodenerschütterungen führen zu Schallemissionen über den sekundären Übertragungsweg.

Mit den neu entwickelten SLS-Systemen werden neben Ausbreitungsgeschwindigkeiten von bodeninduzierten Raum- und Oberflächenwellen auch Abstrahlungswinkel am Meeresgrund während der Rammung eines Monopiles im Baufeld Borkum Riffgrund 01 gemessen [SIEGL, KANITZ UND GRABE, 2016]. Eine Frequenzanalyse zeigt auch hier hauptsächlich Übereinstimmungen mit den Dehneigenfrequenzen des Pfahls.

Mit dem gemessenen Hydroschalldruck über Grund und dem gemessenen Porenwasserdruck unter Grund werden die hydroakustischen Kennwerte des Einzelereignispegels und des Spitzenschalldruckpegels an den Messpositionen berechnet. Es zeigt sich, dass der Einzelereignispegel im Meeresgrund dauerhaft lauter ist als über Grund [SIEGL, 2017]. Abhängigkeiten des Radialabstandes werden ebenfalls deutlich. So ist der Spitzenschalldruckpegel unter Grund mit zunehmender Entfernung zum Pfahl lauter als über Grund. Dies gilt für die Messlokation der OMK3 und ist sehr wahrscheinlich abhängig von den Gegebenheiten des Baugrundes. Dies kann eine Erklärung für die immer wieder auftretenden Abweichungen des Wirkungsgrades einer Schallminderungsmaßnahme sein, die innerhalb eines Baugebietes stark variieren kann.

4 Numerische Untersuchung mittels der Finite-Elemente-Methode

Die Auswertung und Interpretation der Messergebnisse wird durch eine numerische Untersuchung auf Basis der Finite-Elemente-Methode ergänzt. Unter Verwendung des hypoplastischen Stoffmodells nach VON WOLFFERSDORFF [1996] und der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach NIEMUNIS UND HERLE [1997] wird ein numerisches Nahfeld-Modell anhand der Messdaten validiert [REIMANN UND GRABE, 2015]. Dabei wird ein einzelner Rammschlag modelliert. Die Pfahldynamik, die Hydroakustik und die Meeresbodenerschütterungen werden sowohl für die Über- als auch die Unterwasserrammung untersucht.

Eine numerische Energiebilanz zeigt, dass der Hauptenergieanteil über den im Boden befindlichen Pfahlteil abgestrahlt wird (Abbildung 5). Analog zu η_W wird die abgestrahlte Energie in den Meeresboden zur eingeleiteten Energie in den Pfahlkopf als Übergangseffizienz η_B bezeichnet. Die Übergangseffizienz ins Wasser nimmt mit zunehmender Einbindelänge (zunehmendes Flächenverhältnis ζ) ab, da zu Beginn der Rammung die Pfahlfußreflexionen noch sehr ausgeprägt sind. Mit zunehmender Einbindelänge werden größere Energieanteile über die zunehmende Mantelreibung in den Meeresboden abgegeben, sodass sich die Übergangseffizienzen η_W und η_B auf einem konstanten Niveau einpendeln. Dabei ändert sich die Energieübertragung anhand der Pfahl-Boden-Interaktion. Die Schallemission über den im Meeresboden befindlichen Pfahlmantel nimmt zu. Die Berechnungen zeigen, dass Kompressionswellen sowohl über den Pfahlmantel als auch über den Pfahlfuß induziert werden.

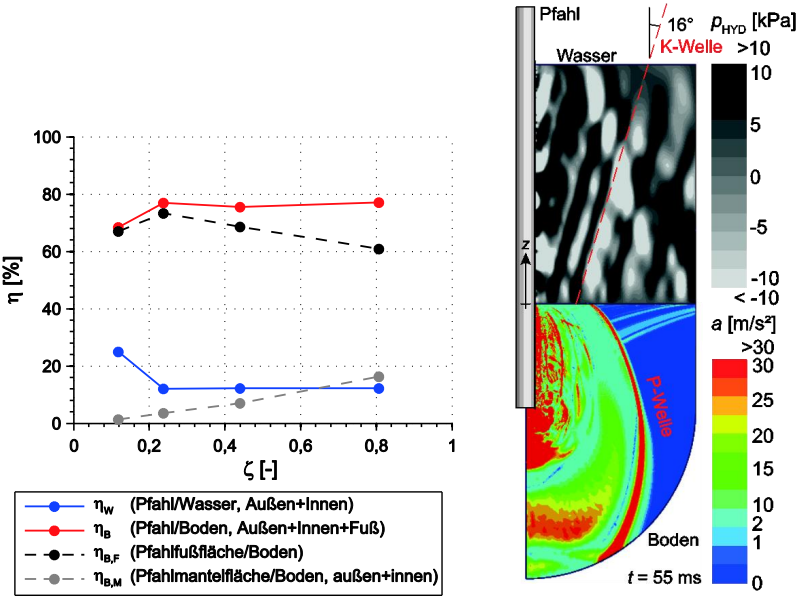


Abbildung 5: Berechnete Übergangseffizienzen η_W ins Wasser und η_B in den Meeresboden anhand des FE-Modelles für den modellierten Pfahl N2-9-3 (OMK1) zu verschiedenen Einbindelängen inklusive Unterteilung zwischen den Grenzflächen Pfahlmantelfläche/Boden und Pfahlfußfläche/Boden in Abhängigkeit des Flächenverhältnisses ζ (links) und Modell des Pfahls N2-9-3 mit geneigter Wellenfront im Wasser und gekrümmter Wellenfront im Meeresboden (rechts)

5 Ausblick

Das Dämpfungspotential von pfahlumschließenden Schallminderungsmaßnahmen ist meist unzureichend, da nur der direkte Übertragungsweg gedämpft wird. In der Praxis werden meist verschiedene Schallminderungssysteme kombiniert. Alternative Gründungsstrukturen mit schallarmen Installationsmethoden wie Suction Buckets oder Schwergewichtsgründungen können eine Lösung darstellen.

Literatur

BSH: Messvorschrift zu Unterwasserschallmessungen. *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie*. *2011*

Fischer, J.; Fritsch, M.; Middendorp, P.; Dynamische Pfahlprobebelastungen Offshore – Erkenntnisse zur Datenerfassung und Auswertung., *Messen der Geotechnik 2014, 20.-21.02.2014 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 98, S. 81-105, 2014*

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

Reimann, K.; Grabe, J.; Zur Modellbildung der Schallquellcharakteristik von Offshore-Pfahlrammungen, *Pfahl-Symposium 2015, 19.-20.02.2015 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 99, S. 227-247, 2015*

Siegl, K.; Kanitz, M.; Grabe, J.; Entwicklung und Einsatz eines Messgerätes zur Erfassung der Bodenschallübertragung am Meeresgrund bei Offshore-Rammarbeiten, *Messen in der Geotechnik 2016, 17.-18.03.2016 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 101, S. 217-234, 2016*

Siegl, K.; Zur Pfahldynamik von gerammten Großrohrpfählen und resultierender Wellenausbreitung in Wasser und Meeresboden, Dissertation*, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg, in Vorbereitung, 2017*

Von Estorff, O.; Grabe, J.; Chmelnizkij, A.; Heins, E.; Heitmann, K.; Lippert, S.; Lippert, T.; Ruhnau, M.; Siegl, K.; Verbundprojekt BORA: Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Vorhersage des Unterwasserschalls bei Rammarbeiten zur Gründung von OWEA, Teilprojekt: Ausbreitung des Rammschalls in Pfahl, Boden und Meereswasser, *FKZ 0325421A*, *BORA Schlussbericht (Teil II), Rev. 02, 2016*

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

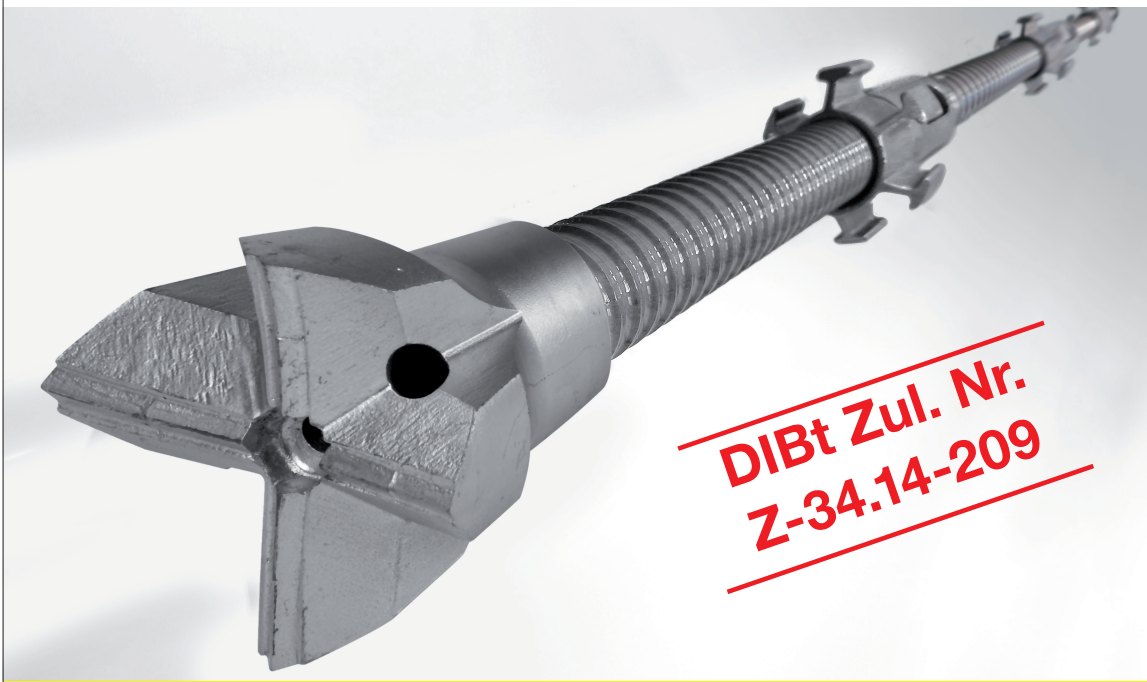
Autoren

Dipl.-Ing. Katja Siegl katja.siegl@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Technische Universität Hamburg www.tuhh.de/gbt
Harburger Schloßstr. 20, 21079 Hamburg Tel.: 040 42878-3782

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

ISCHEBECK®
TITAN

Pile Foundations in Chalk – Lessons learned from Offshore Wind Farms in the Baltic Sea

Magnus Geduhn, Jan Dührkop

Ramboll IMS Ingenieurgesellschaft GmbH, Hamburg, Germany

SUMMARY

Numerous offshore wind farms in England, France, Germany and Denmark are currently being designed and erected in the North and Baltic Seas whose foundation elements (open tubular steel piles with diameters between 2 m and 8 m) have to be partially founded close to the surface in Chalk formations which can have varying degrees of thickness and density.

In particular the soil mass (matrix) of Chalk includes a small smear zone located directly at the pile shaft which is remoulded by the pile driving and the rock-like chalk turns into a cohesive “chalky paste”. This effect will mainly impact the static and cyclic structural behaviour in the axial direction of the soil-pile interface when compared to the intact chalk. Thus extremely low axial load bearing capacities were predicted and measured shortly after the pile driving but which can significantly increase incrementally over time (by the chalk matrix’s rebonding and pore excess pressure dissipation, commonly known as the set-up effect). Over the last five years the wealth of experience regarding structural behavior and the installation of monopiles and jacket piles in chalk has been greatly expanded.

In this article various characteristics of chalk are described and different challenges for foundation designs are addressed based on several offshore projects. Aside from a summary explanation of results from numerous offshore field investigations by means of cone penetration testing, high pressure dilatometers, P-S logging and boreholes, the destruction of intact chalk matrix to a remoulded paste around pile shaft can be represented in terms of conceptual models. These can be used to explain qualitatively the possible mechanism of the shaft resistance in open tubular piles in two different chalks observed both in situ and in laboratory conditions which are also presented.

1 INTRODUCTION

Several energy providers are developing Offshore Windfarms (OWF) in the Baltic Sea and North Sea which whose foundation elements will be founded in Chalk Formations. The WTG's or Offshore Substations will be supported typically by jackets or monopiles, founded on open ended driven steel piles with typical diameters greater than 2.5 m for the jackets, around 3.5 m (144") for offshore substations and 6.0 to 8.0 m for monopiles. The load bearing layers consist mainly of overconsolidated boulder clay tills and/or several sand-type layers overlying upper white *Cretaceous Chalk* relative close to the seabed which varies between the following designations as per Lord et al. (2002) classification system detailed in CIRIA C574 document:

(i) structureless low density Grade D to

(ii) structured low to medium, partially high to very high density Grade A, B or C

(iii) Paleogene Danian Limestone, low to high density, Grade A.

"As an engineering material, Chalk has special characteristics. Its dual porosity, comprising both fine pores in the rock material and larger pores along fractures (especially in Grade B can C chalk), affects its engineering behaviour in different ways. More than 50 million years of uplift, erosion, climatic and tectonic change have etched a special character on the rock mass", cf. CIRIA, C574.

A key issue for open tubular piles or low (small) displacement piles (PS) driven into chalk is remoulding of the chalk which occurs during driving. This typically causes foundations to be designed with very low unit shaft resistance in chalk in the 'short term' and therefore to require very long design pile lengths. The current consensus in the industry is that this may be very conservative and so called "set-up" effects in the chalk may increase the static capacity of the pile through dissipation of driving induced pore pressures and recementation of the remoulded chalk. The key pile design guidance for Chalk is given in the CIRIA reports by HOBBS & HEALY (1979) and LORD et al., (2002). Other relevant publications include a case study of piles installed in Chalk of the North Sea (VIJAYVERGIYA et al., 1977), and a proposed new method for estimating the ultimate shaft friction of driven piles in low to medium density Chalk by CARRINGTON et al. (2011). LORD et al.'s recommendation to limit the shaft friction of open ended driven piles to 20 kPa for all Chalk grades, except for high density Grade A1 Chalk (for which 120 kPa is recommended) has a critical economic impact for all OWFs in the Baltic Sea and in North Sea founded in

chalk. These recommendations are based on six pile load tests at four sites: two in low to medium density Chalk and two in high density Grade A1 Chalk. Noting their limited dataset, Lord et al. suggest verification of designs by site specific pile load tests wherever possible, including checks on any beneficial increase of shaft friction with time (set-up).

2 GEOLOGICAL CONDITIONS

2.1 General overview of Baltic Sea geological conditions

The general geology of the Baltic Sea sites comprises glacial clay till deposits of the Upper Quaternary series and young postglacial deposits which overlie a carbonate rock stratum of white *Cretaceous Chalk* and *Paleogene (Danian) Limestone*. The limestone in the Baltic Sea is observed in the upper part of the rock stratum as a result of its geological history and can differ in strength, texture and colour from the white Chalk.

In some regions of the Baltic Sea, Paleogene “Danian” Limestone was explored in the upper part of the carbonate rock stratum. This sediment was deposited during the early Paleogene period, in a generally coastal and shallow environment which resulted in a more coarse grained (sandy) limestone.

Meltwater sands, stones or small blocks (e.g. granite) can be found locally in the glacial till unit as a result of the geological history. Under the glacial till some fluvioglacial channel structures are partially deeply cut into the base of the Cretaceous formations. In most of the boreholes drilled for the OWFs, the upper decimeters to meters of the Chalk appear to be structureless and highly weathered, possibly partially disturbed (Grade D) by deformation and shearing from the glacial erosion of the latest Weichselian glaciation.

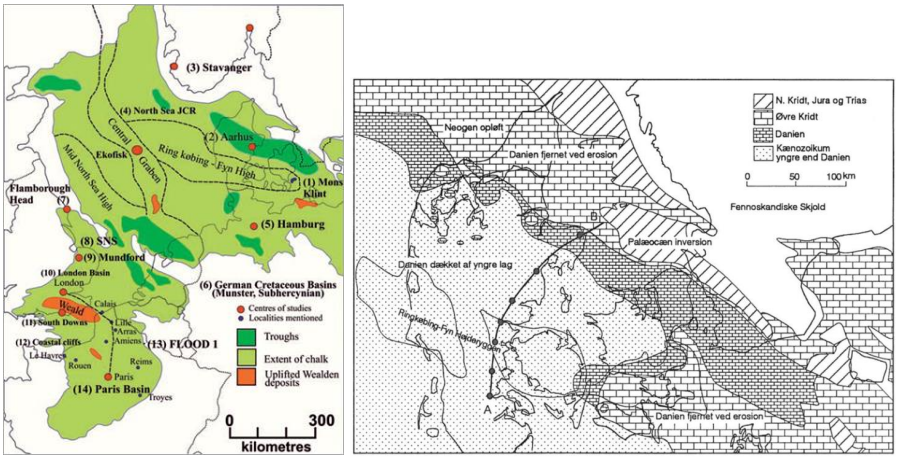


Figure 1: left, map showing the Chalk of NW Europe [MORTIMORE, 2012] and right, the extension of Danian Limestone in the Baltic region [BJØRSLEV NIELSEN, 1993]

The deepest and oldest relevant geological unit in the Baltic Sea consists of slightly overconsolidated white „Schreibkreide" chalk, of Maastrichtian age, deposited during the late Cretaceous (72 to 66 Ma BC). According to general geological knowledge, the Upper Chalk unit may be expected to have a thickness greater than 90 m, i.e. deeper than typical exploration boreholes (max. 70 m).

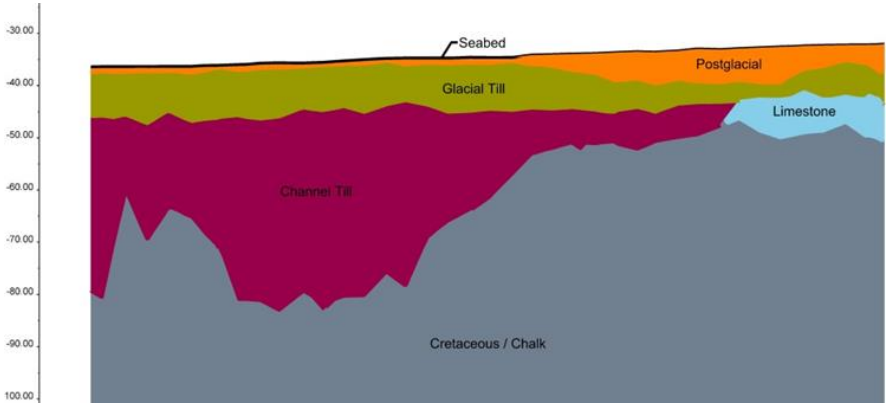


Figure 2: Typical Geological Cross-Section within an OWF in the Baltic Sea [MSL]

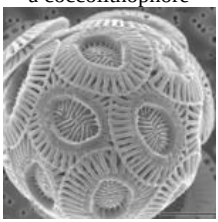
In order to get a better understanding of the transition, from Cretaceous Chalk to Danian (Paleogene) Limestone, a micropaleontological biostratigraphy analysis on 20 samples was undertaken. Test results have shown that a Cretaceous to Danian boundary can be determined relatively precisely. This is evidence that the limestone in the Blatic Sea is Late Danian calcarenite. Furthermore, it is likely that there is no hiatus (i.e. no time gap) in the sediment column on the Cretaceous/Danian transition.

Hence, the upper boundary of the chalk is usually a sedimentation gap, which was caused by several glacial erosions, during several Cenozoic ice advances across the areas. This means that sediments younger than Maastrichtian and Paleogene Danian Limestone have been removed by glacial erosion. There is a hiatus of more than 60 million years between the limestone and the glacial sediments and a hiatus of more than 65 million years between the chalk and the glacial sediments.

2.2 Upper white Chalk

Such conditions are common in North-Western Europe, with chalk often occurring as a low density, structured, white material containing dark grey flint nodules and layers. Chalk is a very fine-grained porous (ca. 45%) white carbonate sedimentary very weak to weak rock, which was deposited by a significant biological production of Foraminifera shells and Coccoliths mud, see **Figure 3**. After the death of the microfossils, whose outer shells mainly consist of calcium carbonate, the shells were converted to coccolith mud (1 cm^3 of Chalk = 800 Million of Coccolithen) in an environment with high eustatic (i.e. change) sea level and minor tectonic activities and dry climate. With a higher degree of diagenesis it would be converted to harder limestone. During this process of densification calcite was developed. Chalk primarily consists of calcite (a mineral consisting of calcium carbonate CaCO3 in a trigonal crystal system) with a very fine grained matrix (<50 μm). The figure below show, on the left, a photomicrograph of a coccolithophore, and on the right a photomicrograph of a foraminifera. These organisms float or swim near the surface of the ocean. When they die, they drift gently down like dustmotes through air, and can take months to hit bottom. The ooze composed of their hard parts accumulates at a rate of about 10mm per thousand years (one hand width of chalk is equal to ~10,000 years).

a coccolithophore



a foraminiferan

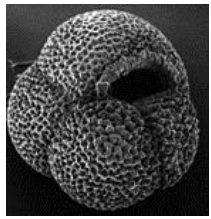


Figure 3: Photomicrograph of coccolithophore and foraminifera [Wikipedia]

2.3 Paleogene Danian Limestone

This deposit occurs mainly as a calcarenite, defined as a medium to high density partially very high density, light grey to grey, slightly sandy limestone with occasional light grey to dark grey flint nodules. Calcarenite is a type of limestone that is composed predominantly, more than 50 percent, of sand-size (0.0625mm to 2 mm in diameter) carbonate grains. The main constituents in this limestone are slightly sandy sized coccoliths and shells. Limestone bedrock is often underlain by the chalk described above.

3 CHALK PROPERTIES

3.1 Methods of describing (logging) and classifying chalk

Classification of chalk according to CIRIA recommendations is based upon intact dry density (Table 1), typical discontinuity aperture (Table 2 and Table 3) and typical discontinuity spacing. A major issue with chalk cores is the difficulty of recognizing the difference between drilling-induced fractures and natural fractures, as well as identifying drilling induced remoulding and their effects on the perceived chalk classification. Only with experience, training and a set of typical examples can the CIRIA grades be applied with confidence.

Table 1: Chalk density identification according to [CIRIA C 574]

Identification method	Low density	Medium density	High density	Very high density
Intact dry density	< 1.55 g/cm³	1.55 - 1.70 g/cm³	1.70 - 1.95 g/cm³	>1.95 g/cm³
Porosity	> 0.43	0.43 – 0.37	0.37 – 0.28	<0.28
Saturation moisture content	> 27.5 %	27.5 – 21.8 %	21.8 – 14.3 %	<14.3 %
UCS	< 3 MPa	3 - 5 MPa	5-12.5 MPa	>12.5 MPa
Strength terms	Extremely weak to very weak	Very weak	weak	weak
Ease of breaking fragments	3 to 4 cm thick fragments can be crushed between finger and thumb, and remoulded to putty	3 to 4 cm thick fragments can be broken in two using both hands but cannot be crushed between finger and thumb	3 to 4 cm thick fragments cannot be broken in two. Only in thin slabs < 10mm thick, and corners and edges of lumps, can be broken with difficulty using both hands	Cannot be broken by hand. 100 mm diameter lump can be broken by a single hammer blow when held in the palm of the hand

Table 2: Chalk grades based on discontinuity aperture according to [CIRIA C 574]

CIRIA Chalk grades	Typical discontinuity aperture	Subdivison
Grade D_m	structure-less or remoulded melange	comminuted matrix > 35 % (matrix dominated)
Grade D_c		comminuted matrix < 35 % (clast dominated)
Grade C	> 3 mm	Suffix 1 – 5
Grade B	< 3 mm	Suffix 1 – 5
Grade A	Closed	Suffix 1 – 5

Table 3: Subdivision of Grades A to C according to [CIRIA C 574]

Suffix	Typical discontinuity spacing
1	spacing > 600 mm
2	200 mm < spacing < 600 mm
3	60 mm < spacing < 200 mm
4	20 mm < spacing < 60 mm
5	spacing < 20 mm

3.2 Identification of Flints

A further aspect of the Chalk is the presence of flint bands, and how to describe them. The flints can have an impact on the driveability of a pile though chalk formations. Flint sizes generally are shown to be very variable. Coring into flint bands gives only the vertical dimension but no indication of the horizontal size. It occurs in pure white chalk as bands of dispersed, usually black to grey, nodules bands. It's a very strong, brittle material in contrast to its very weak chalk. The published ranges of UCS are 100 to 200 MPa for small 30-40 mm sized nodules and 600 to 800 MPa for large nodules 300-400 mm thick. Flint is a microcrystalline rock made of silica and is considered to have begun forming soon after deposition of chalk. The silica has replaced the original chalk carbonate grain by grain. To do this the carbonate has to be dissolved and the silica precipitated in its place. As chalk is an alkaline rock an acid has to be generated to dissolve the chalk, cf. CIRIA C 574.

3.3 The cone penetration testing in chalk

Figure 4 shows a successful CPT profile into chalk. It can be seen that the data for the chalk types form a relatively tight cluster bounded by 10 MPa < q_t < 20 MPa partially up to 40 MPa. The sleeve friction is about 100 to 500 kPa and the friction ratio mainly between 1 and 2%.

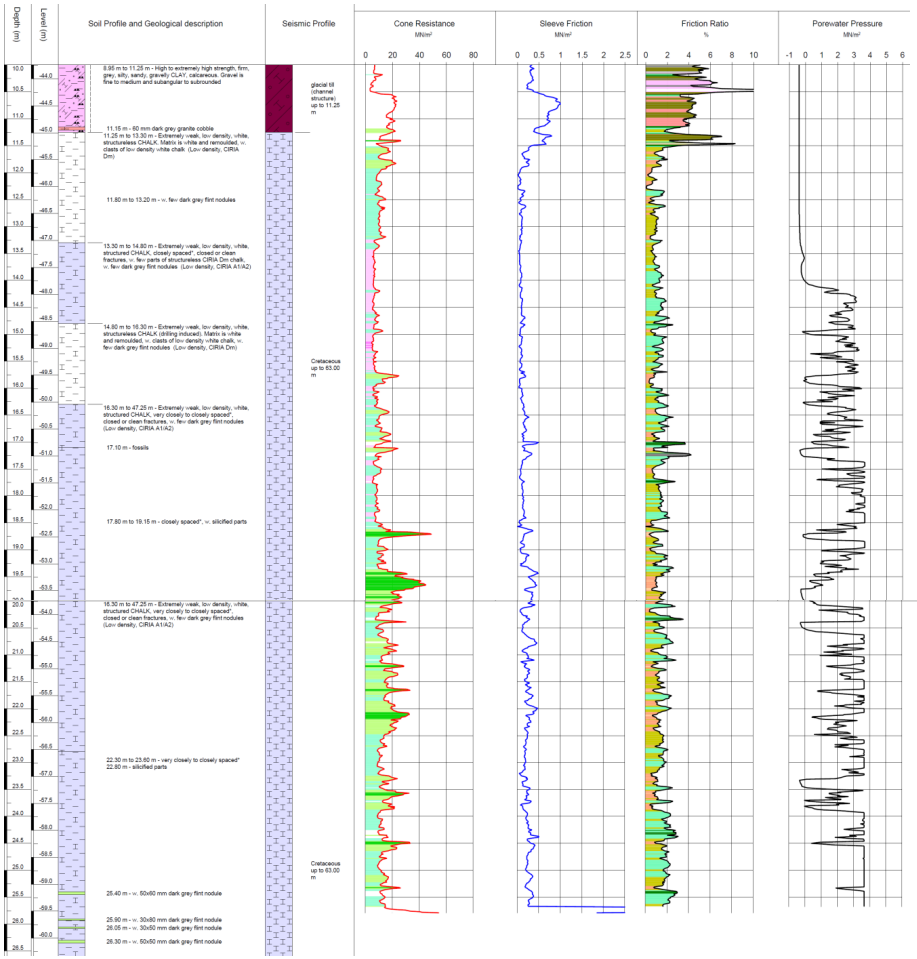


Figure 4: Extract of a successful deep CPT penetration in low density Chalk, Grade A and D

The CPT-logs in some chalk parts indicate that the Chalk contains an amount of flints. The high cone resistance values that develop over 2 to 5 cm penetration are assumed to be due to the cone hitting flint inclusions, cf. the end of penetration log in **Figure 4**. In structured chalk the refusal criterion was reached before completion of individual strokes which results usually in a reduced amount of measured continuous data. In view of the considerable spread of results the CPT method is unsuitable for classifying chalk by density and grade. Therefore it should be noted that chalk is a very variable material and

where the state of fracturing and fissuring and the nature of infill material is very important. Thus care should be exercised in extrapolating correlations from one area and chalk type to another.

3.4 Boring, Drilling and Sampling

In order to obtain undisturbed continuous drill cores within chalk and limestone, the rotary wireline coring method with a triple tube core barrel (Geobor S, OD ø 146 mm) and 102 mm diameter drill cores is the preferred solution. This technology prevents any influx of water into the core. The drilling system Geobor S uses a wireline core barrel. The inner tube core can be pulled out and a core sample according to DIN EN ISO 22475-1 is obtained. PVC liners are used as inner core barrel.

The PQ3 core system (OD ø 122 mm and ID ø 86 mm) is not suitable to obtain high quality (category A) samples in chalk, which makes a correct chalk identification, cf. Section 3.1 very difficult. Those samples (category worse than B) can only be used for classification tests.

3.5 Classification and Index Properties

In the following **Table 4**, typical ranges of executed classification and index laboratory tests in low density chalk and in limestone, Grade A, are listed.

Table 4: Typical range of index properties for chalk and limestone in the Baltic Sea

Property		Units	Upper Chalk low density		Paleogene Danian Limestone	
Property		Units	Range		Range	
Bulk density	ρ	g/cm³	1.75	2.20	1.69	1.91
Dry density	ρ_d	g/cm³	1.30	2.00	1.02	2.53
Specific density	ρ_s	g/cm³	2.65	2.73	2.48	2.74
Natural water content	w_n	%	9	55	4	80
Saturated water content	w_{sat}	%	12	40	3	60
Void ratio	e	%	0.3	1.0	0.1	0.6
Calcium carbonate content	$CaC0_3$	%	85	95	46	84
Sulphate content	Su	mg/kg	600	900	180	2200
Chloride content	Cl	mg/kg	500	1600	940	2750
Rock Quality Designation	RQD	--	70	100	(40)	100
Index Tests						
Unconfined compressive strength	UCS	MPa	0.1	1.2	0.3	68
Secant stiffness modulus	E	MPa	6.8	680	36	29900

The chalk in the Baltic Sea largely comprises of calcium carbonate (85 to 90%), which has a specific gravity of about 2.70. The only other constituents are flint (specific gravity of the "cortex" being 2.44 and 2.58 for the core) The specific gravity varies only from 2.65 to 2.73 Mg/m³. Danian limestone has a lower content of calcium carbonate (55.5% as a mean), which results in a lower specific density for limestone of about 2.59 Mg/m³. This is in line with the recorded data from limestone in Sweden [STEENFELT et. al. 1995] with calcium carbonate contents less than 70%.

Many specimens of the Danian limestone in the Baltic Sea have shown a low density limestone material which is as low as the Cretaceous chalk material, which is a result of

the high porosity of many limestone samples. This is quite unusual for limestone, which normally has a high density and low porosity.

The rock quality designation (RQD) (ratio between the sum of the lengths of all core pieces more than 10 cm recovered and the total length of the core) have been determined for the Chalk cores, but the majority of the fractures are considered to have been induced during the drilling process. Intact Grade A chalk normally has a RQD of 100%. Hence, the RQD values in chalk are not meaningful for a detailed chalk identification due to its very weak to weak rock nature.

Although widely used as a measure of strength, the unconfined compressive strength test (UCS) should strictly be regarded as an index test. The results are, therefore, not a fundamental measure of shear strength. The unconfined compressive strength (UCS), of dry intact “English” chalk, is about twice the strength of the same material when tested at about its saturated moisture content, cf. **Figure 5**. Usually the UCS strength, of saturated “English” chalk, varies from 0.7 MPa to 17 MPa. In comparison, the measured UCS strength values of Cretaceous chalk in the Baltic Sea are much lower and vary from 0.1 MPa to 1.2 MPa. Recorded values of UCS strength, of Danian Limestone (from Storebælt), vary between 2 and 25 MPa for a relatively high dry density values of 1.6 to 2.6 Mg/m³. Nonetheless, the UCS strength gives always a good indication for a better prognosis of blow counts and fatigue by driving and for a correct hammer selection for pile driving purpose.

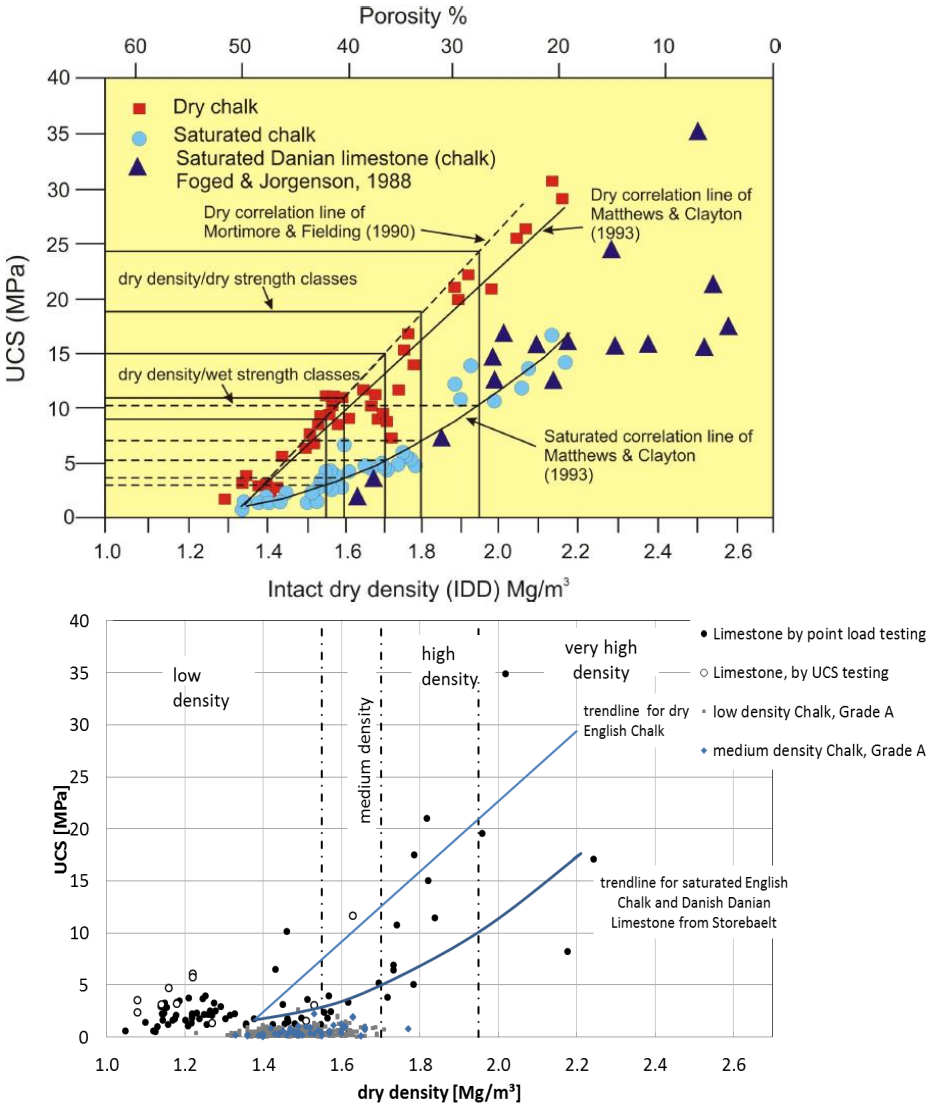


Figure 5: **UCS strength in chalk in the North Sea (English chalk), in Danian Limestone from Storebaelt in Danemark [STEENFELT et al, 1995] and in comparison with chalk/limestone in the Baltic Sea (figure below)**

4 Strength and Mass Properties

4.1 Strength properties

The maximum deviatoric shear stress in CAU testing of chalk was usually found at the end of the test at approximately 3 to 6% axial strain. The lower bound of shear strength at the maximum σ'_1/σ'_3 ratio was found at approx. 2% axial strain. The undrained shear strength c_u at max. (σ_1-σ_3) is approximately 700 kPa ±100 kPa and (2) at max. σ_1/σ_3 ratio approximately 380 kPa ±60 kPa.

Table 5: Effective strength parameters for intact Chalk

Source (intact)	Test type	tests	c' (kPa)	φ' (deg)
Low density chalk Grade A1/A2,	CAU	15	50-160	48
medium density chalk Grade A1/A2,	CAU	2	91-122	49 to 55
Low density chalk Grade D,	CAU	1	7	44

The installation of driven pre-formed piles (such as open ended tubular offshore steel piles for a monopile foundation) into all investigated chalk types will cause remoulded chalk to be formed along the pile shaft. Therefore DS tests with remoulded chalk were conducted according to a specifically defined procedure. The effective strength parameters for remoulded chalk were derived by plotting all DS test results in a σ/τ-diagram. All tests were performed at different stress levels, which enabled the interpretation of the effective strength parameter φ' and c'. Extensive effective strength tests, carried out on remoulded chalk samples are performed. These show surprisingly little variability of effective soil-steel angle of friction on soil-steel surface.

Table 6: Effective strength parameters for remoulded chalk

Source (remoulded)	Test type	N	c' (kPa)	φ' (soil-soil)	δ' (soil-steel)
Low density chalk, Baltic Sea	CNL	6	20	34	--
Low density chalk, Baltic Sea	CNL	8	19	44	--
Low density chalk, Baltic Sea	CNS	8	--	--	29.8
Low density chalk, Baltic Sea	CNL	6	--	--	32.8

4.2 Mass Properties

For intact and remoulded chalk the reloading secant stiffness moduli $E_{S.ur}$, compression, unloading and reloading indices C_C, C_S, C_R and creep index C_α and vertical coefficient of consolidation c_V have been determined at in-situ stress levels by oedometric soil tests. The preconsolidation pressure was not determined in Chalk.

Table 7: Typical range of mass properties for intact and remoulded chalk in the Baltic Sea

Property		Units	Intact Upper Chalk low density Grade A		remoulded Upper Chalk low density Grade A	
Property of intact chalk		Units	Range		Range	
Reloading Stiffness modulus	$E_{s.ur}$	MPa	50	850	100	600
Compression Index	C_C	-	0.015	0.048	0.027	0.069
Unloading Index	C_S	-	0.001	0.008	0.003	0.007
Reloading Index	C_R	-	0.001	0.01	0.002	0.005
Creep Index	C_α	-	0.0003	0.0016	0.0014	0.0073
Overconsolidation ratio	*OCR*	-	6	9	-	-
Coefficient of consolidation	c_V	m²/sec	7.4E-08	9E-7	3.3E-07	5E-6

High pressure dilatometer (HPD) tests made in intact chalk have shown that the stiffness of the intact chalk is mainly a function of depth below chalk surface. The interpretation of HPD tests in chalk is not simple due to the disturbance caused by pre-boring (101 mm hole) and the complete unloading of the cavity prior to the probe being placed means that little can be obtained from the initial response. It is also complicated because the chalk

material is permeable and therefore the test consists more of a drained rather than an undrained loading. This means that it is not trivial to derive radial strain and circumferential stress from measured pressure and displacement. The main outcome of the HPD tests is a total pressure vs. radial displacement plot with a number of unloading-reloading loops at varying strain levels. Based on these curves, the following parameters of main interest can be determined:

- The shear modulus from the initial loading part of the test, G_i
- The secant shear modulus from the unloading/reloading cycles, G_{sec}

Table 8: Typical range of shear modulus for chalk and limestone

Property		Units	Intact Upper Chalk low density Grade A		intact limestone low density Grade A	
Property of intact chalk		Units	Range		Range	
Shear modulus from initial loading	G_i	MPa	90	150	230	250
Shear modulus from unloading/reloading cycles	G_{aec}	MPa	250	700	400	950

The results and interpretation of the PS-loggings in intact chalk have shown that the low strain shear modulus G_{max} in Chalk can generally be estimated to 1,000 MPa at approx. 10 m below seabed) and to 2,000 MPa at 60 m below seabed.

4.3 Cyclic behaviour

Intact chalk is relatively insensitive to cyclic loading at strain ranges typically observed around laterally loaded pile foundations. Cyclic triaxial tests on intact chalk samples from the Baltic and North Sea have not shown a substantial strain accumulation when loaded with typical stresses nor was a remarkable degradation of strength observed.

In axial pile direction the chalk exhibits large shear strains during driving which destroy the chalk matrix and a zone of remoulded chalk is created at the pile annulus. The remoulded chalk is mainly influencing the axial pile shaft capacity and is thereby subjected again to cyclic loading, this time resulting from loaded WTG foundation structure. Shear box tests or simple shear tests are best suited to analyse cyclic degradation in the remoulded chalk

zone. They should either be performed as constant volume (CV) or constant normal stiffness (CNS) tests. Low density material typically densifies during cyclic strain controlled shear, pore pressures increase, normal load decreases and thereby a reduction of shear stress can be observed. A typical result is shown in **Figure 6**. Tests with different stress ratios and mean stresses applied to the samples can be used to create cyclic stability diagrams as proposed e.g. by Karlsrud (1985) for clay.

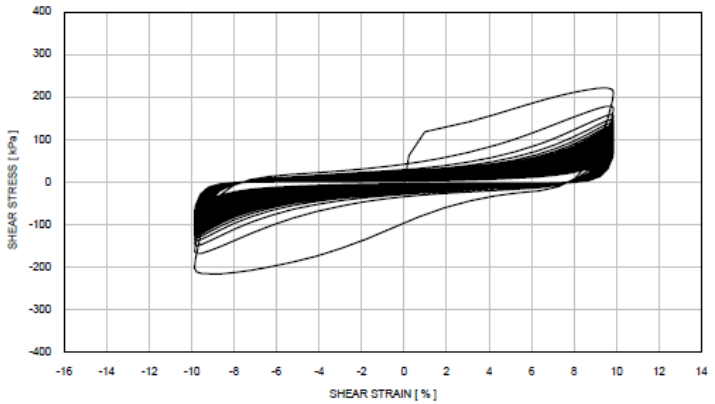


Figure 6: Typical change of shear stress observed in a cyclic CV simple shear test performed on remoulded low density chalk

5 Application of critical state model to shaft resistance of piles in chalk

According to [CIRIA project report No.11], the destruction of intact chalk matrix to a remoulded paste around pile shaft can be represented in terms of the conceptual models in **Figure 7** and **Figure 8**, which can be used to explain qualitatively the possible creation for the shaft resistance of open tubular piles in two different chalks observed in field and in laboratory. Two types of chalk are considered for a typical point in 20 m depth below seafloor:

(A) low density Grade A chalk with an mainly contractant behaviour.

(B) high density Grade A chalk/limestone with an all in all dilatant behaviour.

For this comparison, the resistance of an element of chalk with an initial effective stress σ'_n, normal to the shaft of the pile, is considered. The in-situ state is designated “0” in both

e, σ'_n and τ, σ'_n space. In e, σ'_n space, type (B) chalk/limestone usually has a lower initial void ratio than type (A) chalk. The critical state line ,$\tau = \sigma'_n \tan(\delta)$, is developed in the laboratory by direct shear tests under constant normal stiffness conditions on remoulded low density chalk, Grade A1/A2, and remoulded medium to very high density limestone, Grade A1/A2, under constant normal stiffness conditions on a steel-soil surface after 24 hours consolidation time on in situ stress level of the samples.

Driving an open tubular pile into low density chalk causes high shear stresses, τ, beneath the pile toe in the direction of driving. The chalk will be crushed and a relatively thin (approx. wall thickness thick) smear zone with remoulded chalk material outside and inside the pile tube is created, with the development of high porewater pressures following roughly the path $0 \rightarrow 1$ in e, σ'_n space in **Figure 7**. As the remoulded chalk moves away from the tip of the pile, it continues to be sheared, experiencing a reduction in the radial stress, σ'_n, together with beginning of drainage into the surrounding intact chalk matrix. This is represented by the path $1 \rightarrow 2$. As the surrounding intact chalk is almost rigid, the volumeof the remoulded chalk will remain the same and the original stresses in the intact chalk cannot have an effect themselves on the pile shaft. This means that the remoulded chalk occupies a smaller volume than in its original state. Further drainage may take place in the sheared zone around the shaft after installation. The result of this mechanism is a kind of increase in the normal effective stress (observed tensioning effects in situ) in the smear zone depending on the waiting period between installation and loading, path $2 \rightarrow 3'$ (24 hours in laboratory or $2 \rightarrow 3'$ (several weeks in-situ)'. As the pile is loaded, this remoulded material shears with partial drainage and an increase in the normal effective stress, path $3' \rightarrow 4'$ or path $3'' \rightarrow 4''$, occurs. Although this last stage is dilatant, the net effect from $0 \rightarrow 4$ is contractant and it is this that usually leads to relative low shaft resistance τ_{sf} after several hours and relative high shaft resistance values after several weeks depending on the overburden pressure and recreation of normal stresses from pore water dissipation. It should be noted that the creation of remoulded chalk material under laboratory conditions cannot be the same as in situ. In situ the developed very high pore pressure at the pile toe is higher than possible to simulate under laboratory conditions.

However, if insufficient time elapses between installation and testing of the pile (e. g. by End of driving tests), drainage may not have yet taken place so that, when tested, the

remoulded chalk follows undrained path 2→ 4*. With the result that shaft resistance will be much lower than if partial (path 2→ 4') or almost full drainage (path 2→ 4'') had occurred. This is the reason for the easy driving conditions in low density chalk observed in the Baltic Sea and elsewhere.

If the shear stress beneath the toe of the pile during driving is insufficient to reach the failure point, where the matrix is destroyed the pile is deemed to have met refusal. This may happen in high density chalk or limestone for open tubular piles. The following **Figure 8** is illustrating a generation of sufficient shear stress beneath the toe of the pile for the high density chalk/limestone to fail during driving, path 0 → 1 in **Figure 8**. This creates two thin smear zones (outside and inside the pile tube) with remoulded chalk/limestone which, as they move away from the tip of the pile, experience most likely also in a reduction in the radial stress with some drainage as illustrated by the path 1 → 2 in **Figure 8**. As the remoulded high density material moves down the critical state line to point 2, it experiences a reduction in shear stress, τ_{sf}, leading to a reduced driving resistance but remarkable higher resistance than in low density chalk. After installation, drainage and consolidation occur and the result of this mechanism is a higher increase in the normal effective stress (tensioning effects in situ) in the smear zone depending on the waiting period between installation and loading, path 2 → 3' (hours in-situ)',).

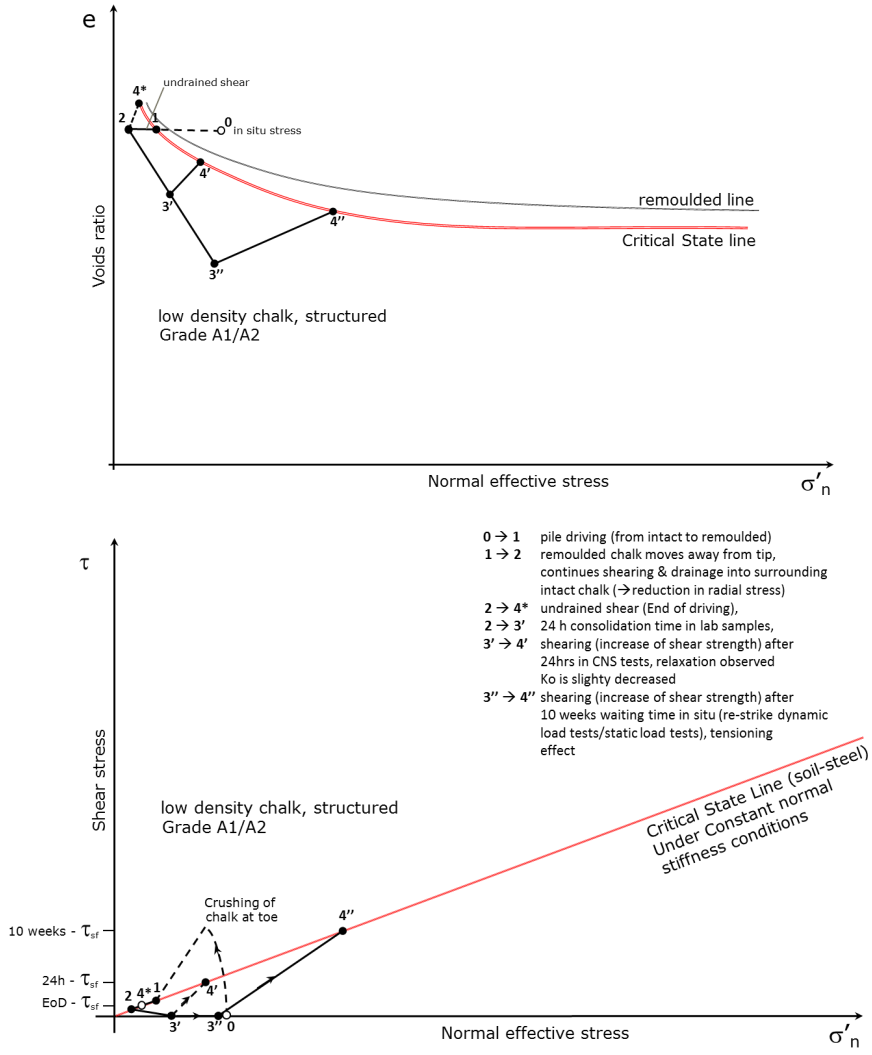


Figure 7: **Critical state behaviour model of remoulded low density chalk of driven open tubular steel piles**

As the pile is loaded (e.g. 2 hours after installation by a dynamic load test), shearing takes place with partial drainage and an increase in the normal effective stress, path 3' → 4'. The overall dilatant behaviour of the high density chalk leads to a much higher shaft

resistance than that experienced by a driven PS pile in low density chalk. However, the shaft resistance during loading (point 4') and following the waiting time is always much greater than that observed during driving (point 2). The interesting thing is that the critical state line is valid for both types of chalk and the final mobilized shaft resistance is only dependant on the waiting time. The destruction of an intact chalk matrix to a remoulded paste around pile shaft can be represented in terms of the presented two conceptual models. These can be used to explain qualitatively the possible mechanism of the shaft resistance in open tubular piles in two different chalks observed both in situ and in laboratory conditions.

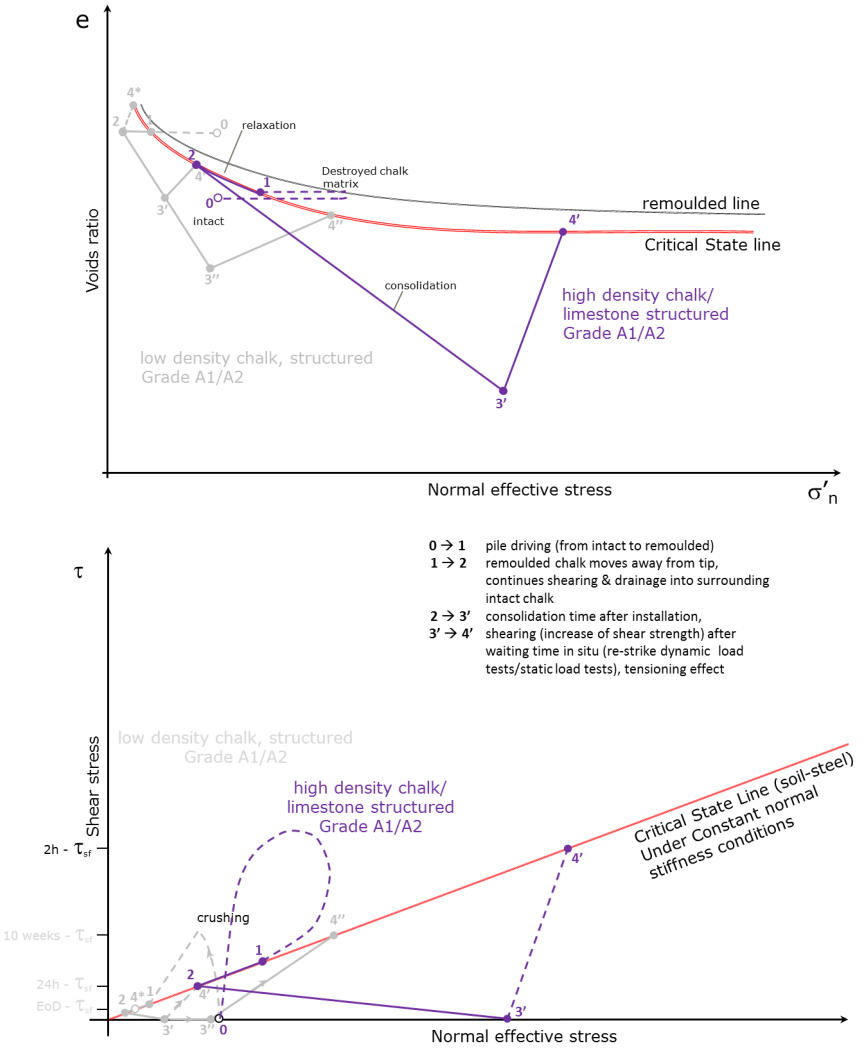


Figure 8: **Critical state behavior model of remoulded high density chalk/limestone of driven open tubular steel piles**

References

Bjørslev Nielsen, O.: "Danmarks geologi fra Kridt til I dag", Aarhus Geokompendier, pp. 32-67, 1995

Carrington, T.M.; Li, G.; Rattley, M. J.: A new assessment of ultimate unit friction for driven piles in low to medium density chalk, *Proceeding of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. IOS Press, pp. 825-830, 2011*

CIRIA C 574, Engineering in Chalk, J.A. Lord, C.R.I. Clayton, R.N. Mortimore. CIRIA, 2002

CIRIA project REPORT No.11. Foundations in chalk. 1993. Construction Industry Research and Information Association, 1993

Hobbs, N.B. and Healy, P.R.: Piling in Chalk, *CIRIA Publications, 1979*

Lord, J.A.; Clayton, C.R.; Mortimore, R.N.: Engineering in Chalk, *CIRIA Publication, 2002*

Mortimoore, R. N.: Making sense in Chalk. A total-rock approach to its Engineering Geology. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 2012, v.45; p.252-334. The Geological Society of London 2012

Sørensen S.C., Steenfelt J.S., Mortensen J.K.: Foundation of the East Bridge for Storebælt Link. Danish Geotechnical Society DGF-Bulletin 11. Proceedings of the XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering ECSMFE in Copenhagen. Volume 5. 1995

Vijayvergiya, V.N.; Cheng, A.P.; Kolk, H.J.: Design and installation of piles in chalk", *Proceeding of the 9th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 2938, pp. 456 - 464, 1977*

Karlsrud, K., Haugen, T.: Axial Static Capacity of St*eel Models Piles in Overconsoli*dated Clay*. Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng. 11, Proc. San Francisco, 1985*

Autoren

Dr.-Ing. Magnus Geduhn
Ramboll IMS Ingenieurgesellschaft GmbH
Stadtdeich 7, 20097 Hamburg
magnus.geduhn@ramboll.com
www.ims-ing.de/ramboll.de
Tel. +49 (0)40 32818 167

Dr.-Ing. Jan Dührkop
Ramboll IMS Ingenieurgesellschaft GmbH
Stadtdeich 7, 20097 Hamburg
jan.duehrkop@ramboll.com
www.ims-ing.de/ramboll.de
Tel. +49 (0)40 32818 170

Ramboll is your professional partner for civil, geotechnical, hydraulic engineering and offshore technology. As a company of consulting engineers, we have profound knowledge about waterfront and offshore structures.
Our services range from preliminary studies to the construction phase including project management.

INNOVATIVE FOUNDATION DESIGN (FOR WATERFRONT AND OFFSHORE STRUCTURES)

www.ramboll.com



RAMBOLL

WITH 13,000 ENGINEERS, DESIGNERS, AND CONSULTANTS WE CREATE SUSTAINABLE SOLUTIONS WITHIN BUILDINGS, TRANSPORT, PLANNING & URBAN DESIGN, WATER, ENVIRONMENT & HEALTH, ENERGY, OIL & GAS, MANAGEMENT CONSULTING.

Monopile driving experience in North Sea areas with weak chalk

Astrid Franke, Vladimir Thumann

Seaway Heavy Lifting, The Netherlands

1 Abstract

Seaway Heavy Lifting war Hauptunternehmer für die Installation eines großen Offshore-Windparks (OWP) in der Nordsee in 2016. Die Monopile Fundamente wurden mit Hilfe von Hydraulikhämmern mit einer Rammenergie bis 3000 kJ installiert. Die Dimensionen der Monopiles betrugen im allgemeinen 6,3 m Durchmesser an der Pfahloberkante und 7,2m Durchmesser im unteren Abschnitt des Monopiles, die Länge variierte zwischen ungefähr 50m und 70m.

Während der Baugrunduntersuchung wurden extreme Bodenbedingungen gefunden innerhalb des OWP, wie z.B. die Anwesenheit von weichen Kreideschichten mit potentiellem Risiko von sogenannten “dropfalls“ während der Rammarbeiten.

Seaway Heavy Lifting führte im Vorfeld Rammanalysen aus, um die Installationsrisiken zu quantifizieren. Hierbei wurden auch die Erfahrungen der Monopile Rammungen eines von Seaway Heavy Lifting in der Nähe installierten OWP einbezogen.

Das paper beschreibt die Schlussfolgerungen der Modellierung und Validierung des dynamischen Pfahlwiederstandes bei Rammarbeiten von Monopiles in weichen Kreideschichten wie sie in der Nordsee vorkommen.

Seaway Heavy Lifting has been main contractor for installation of a large offshore wind farm (OWF) in the central part of the North Sea. The monopiles have been installed by means of hydraulic impact hammers with rated energy up to 3000 kJ. The monopile foundations dimensions are typically 6.3m diameter at the pile top and ~7.2m diameter at the bottom section of the pile, length varies between 50m and 70m.

Site investigation had revealed extreme soil conditions within the OWF site, such as presence of very weak Chalk layers with potential risk of dropfalls during installation.

SHL performed driveability studies, including evaluation of field experience from a nearby installed OWF and modelling and validation of pile driving resistance in subject extreme soil conditions.

2 Introduction

The paper elaborates on the (main) conclusions from the modelling and validation of pile driving resistance, in particular focussing on Chalk-type soil conditions. Also the general principles of the design cycle of a driveability assessment, including prediction and back-analysis. The design cycle will be illustrated using the driveability assessment for 2 mono-piles driven in Chalk. General topics as site characterisation and parameter selection are briefly explained, special attention has been paid to Chalk.

3 Driveability Assessment and Back-Analysis

3.1 Driveability Assessment and Back-Analysis design cycle

The driveability analysis calculations as performed in-house by SHL are performed using the GRLWEAP wave equation program. The program accounts for main input parameters that determine the magnitude of the dynamic soil resistance to pile driving (R_{dyn}), such as soil conditions and pile geometry. The soil resistance calculations as included by SHL in the GRLWEAP program are generally based on the theoretical models by Alm & Hamre (2001). The input parameter values for calculating the dynamic resistance to pile driving are validated using the outcome of post-analysis of driving records in similar soil conditions, as illustrated in Figure 1:

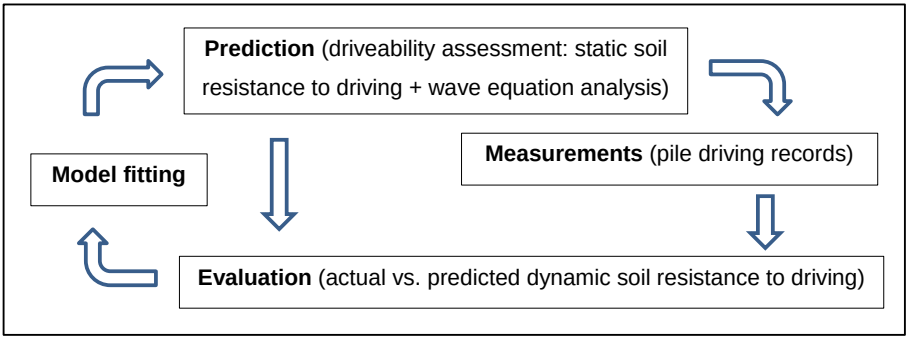


Figure 1: Design cycle driveability assessment

The general principles of the GRLWEAP wave equation program and the model of Alm & Hamre (2001) are described in the following.

3.2 Alm & Hamre model

Various models exist to assess static soil resistance to driving like Stevens (1982), Toolan & Fox (1977) or using the bearing graph in GRLWEAP (2010) based on API pile capacity models. However Alm & Hamre is considered to provide a better prediction and has been used.

A model for the determination of the static soil resistance to driving was needed, that includes the hydraulic underwater hammer performance and ever larger piles driven to significant depths. It was acknowledged that such a model needed to incorporate the friction fatigue concept, for sand and clay, in order to realistically model the resistance during driving.

Alm and Hamre developed in 1998 a model for unplugged pipe piles in sand and clay, based on CPT data, OCR, K_0 and φ values, and calibrated it against a number of SRD profiles back-calculated from driving data from the North Sea. The model was updated in 2001. To capture the fatigue effect, start and residual shaft friction were defined together with a shape function for the relative fatigue friction reduction with depth.

The model was shown to predict resistances lying close to or slightly above the average of the back-calculated values and hence provided a reasonable basis for prediction of best estimate resistance profiles. Alm and Hamre (1998) recommend to take the effect of soil variability into account in an upper bound resistance profile, using a factor of 1.25.

3.3 GRLWEAP wave equation program

The program simulates motions and forces in a foundation pile when driven by an impact hammer. Hammer and pile are modelled as a series of structural elements, interconnected by springs and dashpots (Fig. 2). Various energy losses in the driving system, the pile and the soil can be taken into account.

The pile is, along the shaft and at the toe, connected to the surrounding soil by springs and dashpots, simulating the static soil resistance to driving and the damping of the soil (Fig. 2). The elastic springs are defined to yield at a pile segment displacement equal to the quake (q), beyond this point the static soil resistance to driving does not further in-

crease with increasing displacement. GRLWEAP's standard soil damping model is the original Smith model, but other damping models, such as the Smith viscous model, can be chosen. The selection of the damping factors (J) for toe and shaft are soil type dependent.

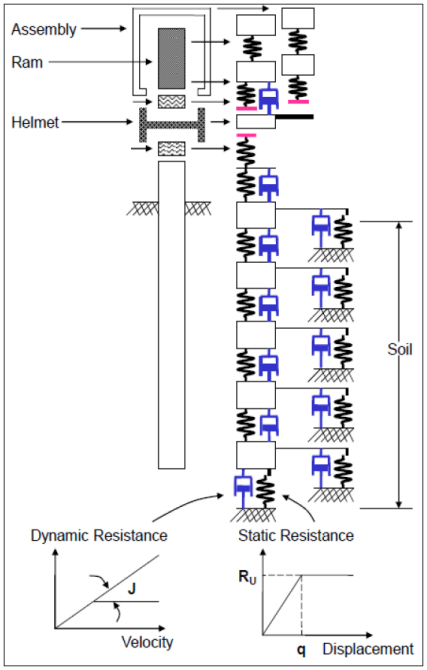


Figure 2: Schematic model of a typical hammer-pile-soil model

The dynamic soil resistance to driving R_{dyn} is calculated according to the following equation:

$$R_{dyn} = R_s (1 + J_s v)$$

R_s	Static soil resistance to driving
J_s	Smith damping factor
v	Velocity of a pile element

4 Project description

Seaway Heavy Lifting has been main contractor for installation of a large offshore wind farm (OWF) in the central part of the North Sea. The monopiles have been installed by means of hydraulic impact hammers with rated energy up to 3000 kJ.

The monopiles have been upended in and then lifted out of the cradle onboard the Heavy Load Vessel (HLV). Then they have been slewed and lowered to its intended position on the seabed. The outrigger is closed in order to stabilise the monopile and after stabbing the hydraulic impact hammer, the monopiles have been installed to target penetration by continuous driving (Fig. 3).



Figure 3: Example of a monopile with impact hammer in the outrigger of the HLV

Monopile foundations presented in this paper are 6.3m diameter at the pile top and 7.2m diameter at the bottom section of the pile, wall thicknesses vary between 65mm and 100mm. The total monopile lengths were 57m and 62m resp. (Fig. 4).

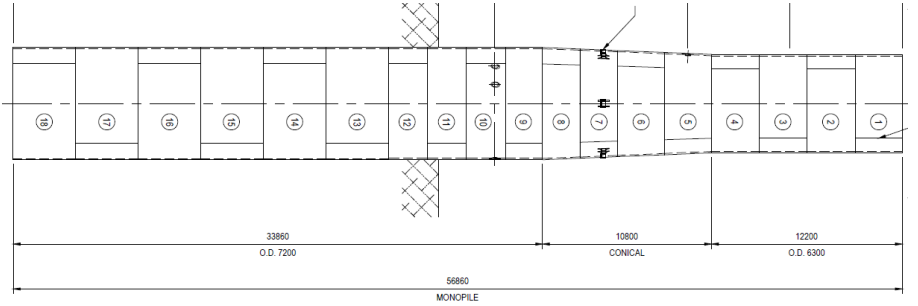


Figure 4: Typical monopile make-up

5 Site description

5.1 Geology

For a substantial number of locations at the OWF site, the main geological unit comprises of unstructured and structured Chalk. This unit is typically overlain by a strong Clay and at occasions an additional layer of Sand. In general the Chalk layer has been found at very shallow depths at these locations, for the 2 locations presented in the article at 9m bsf.

The Clay top layer is known as a highly complex Clay formation with variable strengths, containing layers of sand and at occasion's with clasts of Chalk in the matrix.

The upper part of the Chalk unit typically consists of unstructured Chalk, generally representing the weathered and eroded part of the Chalk unit. The underlying structured Chalk is classified as very weak to weak low to medium density Chalk. However, high to very high density Chalk has been encountered during the site investigation campaign. The unstructured Chalk has been classified CIRIA Grade D and the structured Chalk CIRIA Grade A.

5.2 Geotechnical site characterisation

Soil conditions at the site have been challenging in many aspects.

Soil profiles have been derived for each of the intended WTG locations and a detailed ground model has been developed for the site, integrating the various data sources, such as seismic data and geotechnical data. Geotechnical data included CPT testing combined with standard and specific laboratory testing, as well as shear wave velocity measurements.

Best industry standard is to use seismic data combined with desktop studies to identify the stratigraphy across the site. Geotechnical data are then used to calibrate this model and refine the depth of layer changes. In the following the characteristics of the soil units, such as strength and size distribution, are assigned, using the combination of results from CPT and laboratory testing. An example of data integration is shown in Fig. 5:

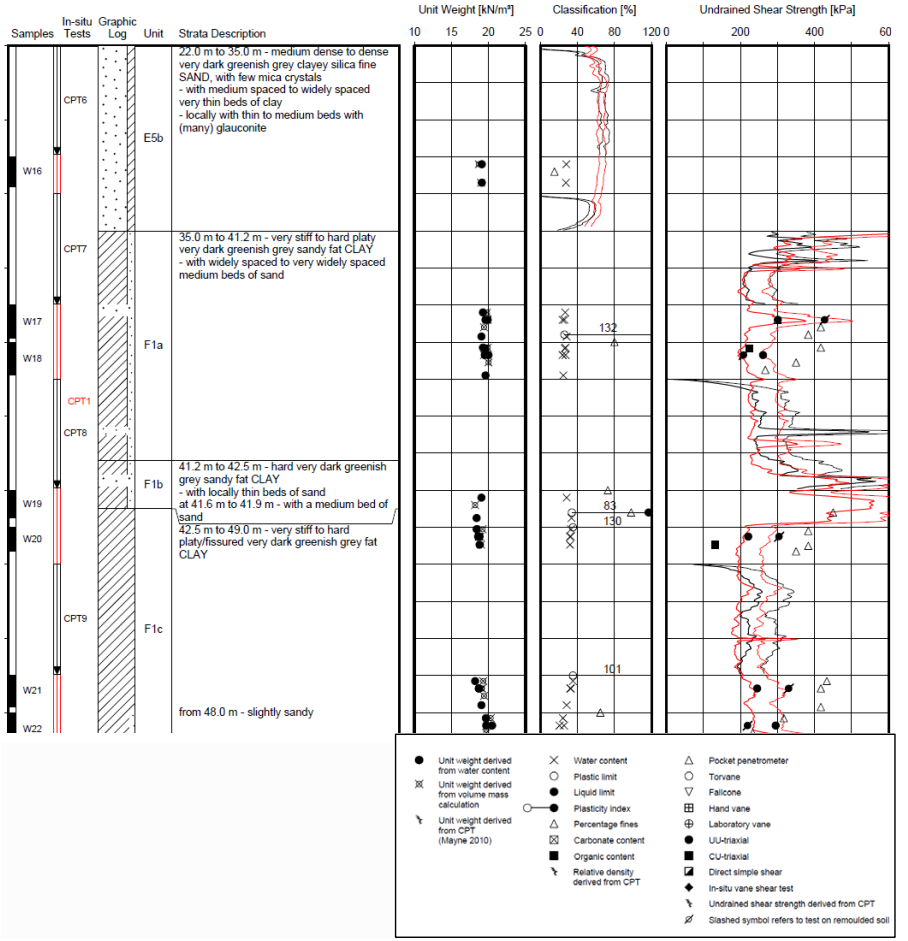


Figure 5: Integrated Data Presentation (example)

5.3 Chalk

The in-situ strength and behaviour of Chalk is in general very difficult to capture with currently available site investigation and laboratory testing techniques. CPT data can only be collected in the weaker types of Chalk that allow for the penetration of the cone over several meters. Collection of undisturbed samples, either by pushed tube sampling or by rotary core sampling, is often affected due to the nature of Chalk. Obtaining suitable

samples of Chalk for compressive strength testing is difficult and interpretation of UCS and Triaxial testing should be carried out with care. The CIRIA grading (2002) in combination with dry density testing has become an industry standard to describe Chalk.

Furtheron Chalk is known to significantly change its in-situ state rapidly under dynamic loading and again after the end of dynamic loading.

It is believed that the characterisation of Chalk and the parameter selection for design should be the result of a careful selection and an elaborate combination of various data sources, which should be performed by an expert with extensive experience in Chalk.

6 Driveability assessment (Prediction)

6.1 Basis of design and parameter selection

According to German regulations the geotechnical expert of the client is developing the design values per location and reports these in the “Baugrund- und Gründungsgutachten”. These profiles are location specific and generally include characteristic values per layer of the stratigraphy, which are derived from site investigation and laboratory data and are commonly valid for pile design. For driveability assessment characteristic values are generally considered unconservative and a best estimate design line should be chosen as input parameter.

Soil input parameter are the q_c and f_s values from CPT testing, the unit weight g and the drained friction angle φ (Alm and Hamre model). A best estimate (BE) and a high estimate (HE) soil profile are derived to account for soil variability.

For Chalk in specific, parameter selection is hindered by the difficulty to perform continuous CPT testing in Chalk. Therefore correlations between UCS / triaxial testing and CPT data can be used, however such correlations should be treated with care.

Various hammers including their characteristics can be selected from the hammer database in the GRLWEAP program, the hammer efficiency has to be stated by the designer.

The pile make-up is defined to derive the toe area, the shaft area and the total mass of the pile (Table 1).

Table 1: Monopile characteristics

Material	Steel, S355
Outer Diameter (OD)	6.3 – 7.2 m
Wall Thickness (WT)	65 – 100 mm
Length (L)	62 m (57m resp.)
Target Penetration (TP)	33 m (27m resp.)

6.2 Static soil resistance to driving

The model chosen to calculate the static soil resistance to driving is the Alm & Hamre model (2001) including modification factors.

As the Alm & Hamre model (2001) differentiates in Sand (drained behaviour) and Clay (undrained behaviour) only, Chalk has been treated as Clay. This approach leads to significant overestimation of the soil resistance in this type of Chalk, where even dropfalls have been experienced when driving. Therefor modification factors derived from back-analysis have been applied to account for the behaviour of Chalk during driving.

The pile is assumed to behave unplugged during driving. No driving stops have been accounted for in the best estimate prediction.

6.3 Wave equation analysis

The wave equation analysis is performed for best and high estimate soil parameter for various penetration depths. The blowcount versus depth profile can be drawn from the results, in this case the graph for one specific maximum hammer efficiency is shown (Fig. 6). Presentation of a single design efficiency gives a clear overview of the capacity of a specific hammer until target penetration and therefore allows hammer selection. The hammer efficiency will vary during actual pile installation and is chosen at the discretion of the hammer operator.

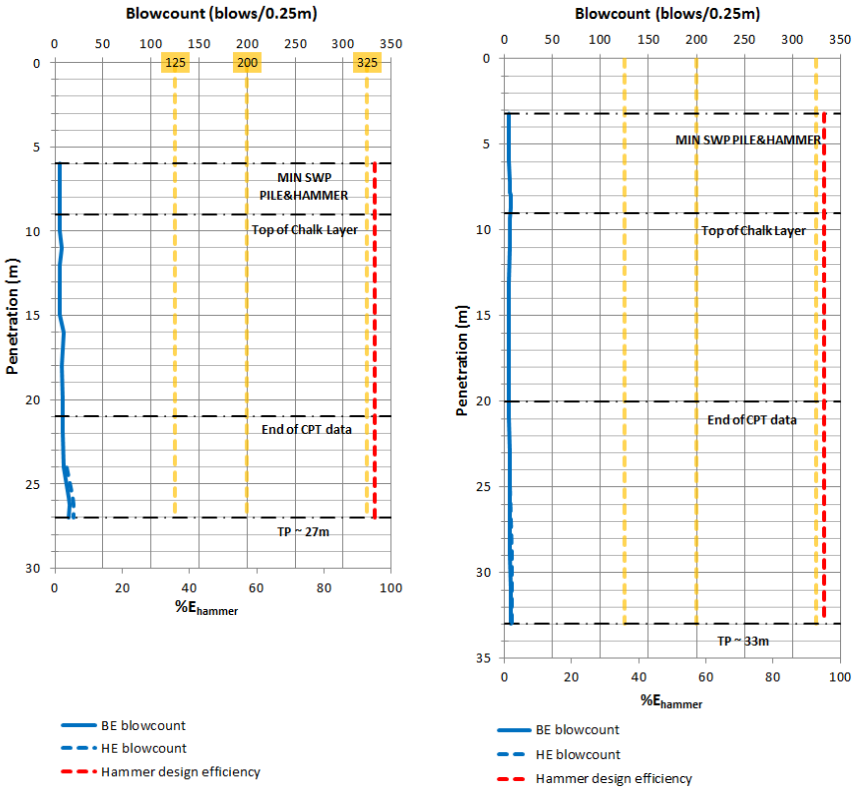


Figure 6: Predicted Blowcount versus Penetration

The graph also includes 3 blowcount limits (125, 200, 325 blows/0.25m) at which pile refusal is called (depending on the circumstances).

6.4 Hammer selection, driving stress & fatigue check

From the derived blowcount curve (Fig. 6) the driveability of the monopile depending on the chosen pile – soil – hammer combination is concluded. Compared to onshore projects the hammer for offshore projects has to be chosen carefully and well in advance. Generally only 1 hammer, and possibly a back-up hammer, is available during project execution. Especially high energy hammers as required for monopile driving are rare and may not be readily available, also for rent, due to other project obligations. Choosing a hammer with

large overcapacity as to mitigate the risk of pile refusal is obviously inefficient for several reasons, including budget.

Driving time should be derived from the driveability analysis, accounting for the specific blowcount for the expected hammer efficiency settings during the actual driving process. Especially in German waters the maximum driving time is limited due to noise mitigation regulations.

Driving stresses with time per pile element can be calculated. Maximum stresses per pile element during driving should not exceed design limits, as e.g. given in API (2010).

The monopile designer will perform a fatigue analysis based on the total expected number of blows as derived from the driveability assessment and the stress amplitude changes during the single blow (Fig. 7).

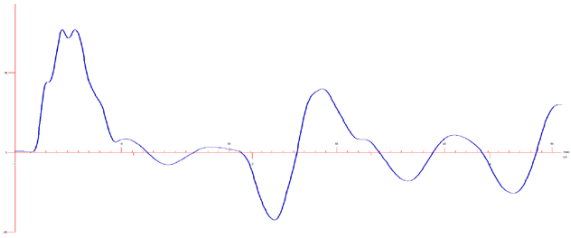


Figure 7: Stress versus time for a single blow in a pile segment (example)

7 Project execution

During pile installation the energy delivered by the hammer per blow and the blowcount (blows / 0.25m) are recorded in the pile driving records, e.g. as shown in Figure 8.

Pen m	Blw dst	Blw min	Blows total	Enr. kJ	Wrk prs bar	Enrgy kJ	Total enrgy kJ	Avg. enr. kJ
4,25	12	53	25	466	0	5497	9683	458
4,50	16	55	41	467	0	7476	17159	467
4,75	12	53	53	473	0	5627	22786	469
5,00	15	54	68	471	0	7044	29830	470
5,25	14	54	82	462	0	6463	36293	462
5,50	17	52	99	455	0	7675	43968	451
5,75	18	51	117	456	0	8200	52168	456
6,00	19	51	136	457	0	8652	60820	455
6,25	16	50	152	462	0	7350	68170	459
6,50	18	50	170	480	0	8551	76721	475
6,75	17	50	187	502	0	8314	85035	489
7,00	19	48	206	504	0	9562	94597	503

Figure 8: Pile Driving Record

The variation in efficiency during driving is illustrated for the 2 monopile locations in the plots below. For reference also the actual and predicted blowcounts were plotted. For these locations with weak Chalk at shallow depth, the blowcounts were as expected very low at very low efficiency settings of the hammer.

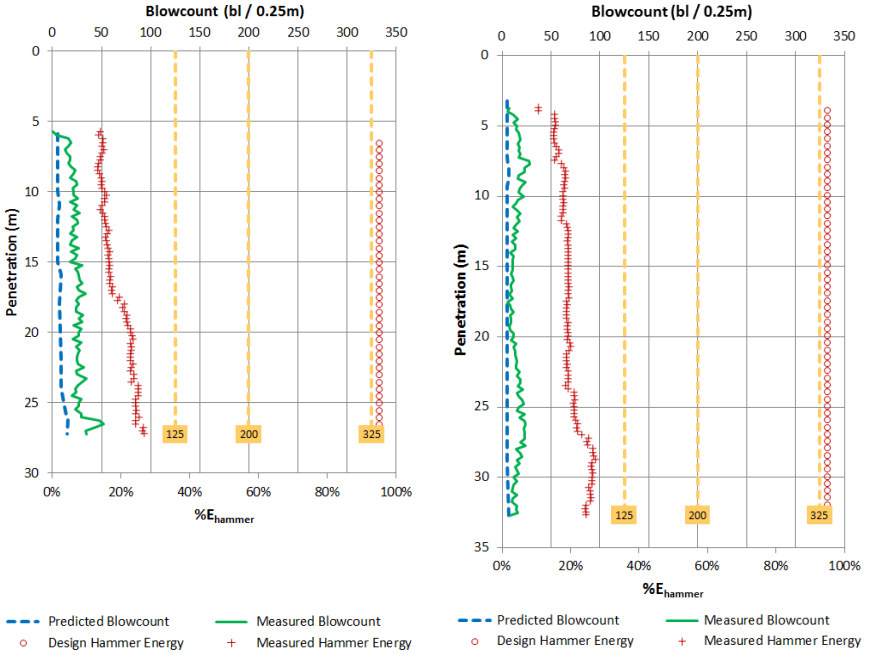


Figure 9: Blowcount and Hammer Efficiency versus Penetration

8 Back-analysis and model fitting

8.1 Actual dynamic soil resistance to driving

For the purpose of the back-analysis the recorded dynamic soil resistance to driving is calculated using the recorded blowcount and energy, and the specific "R_{dyn} versus blowcount" graphs. The relationship between dynamic resistance to driving and blowcount is typically not linear and is determined for a specific combination of soil, hammer and energy. Exemplary the resistance versus blowcount for an S-2500 hammer is shown for hammer efficiencies of 40%, 70% and 95%. Assuming for example variability of 10% in resistance to driving at 100MN, for the S-2500 at 70% energy setting, results in a ~20%

higher blowcount. Assuming the same variation of 10% at 160MN resistance to driving, will result in an increase of ~50% of the blowcount (Fig. 10).

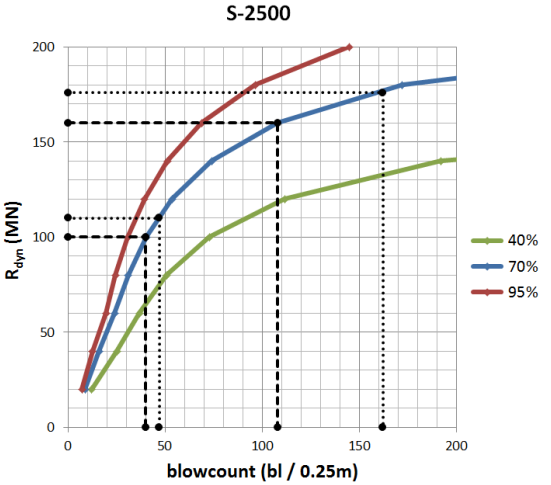


Figure 10: Dynamic Resistance versus Blowcount (example)

When plotting the expected dynamic resistance to driving against penetration with a bandwidth of 10% (High Estimate & Low Estimate) and the corresponding blowcount for the specific hammer & energy, the effect of non-linearity becomes obvious:

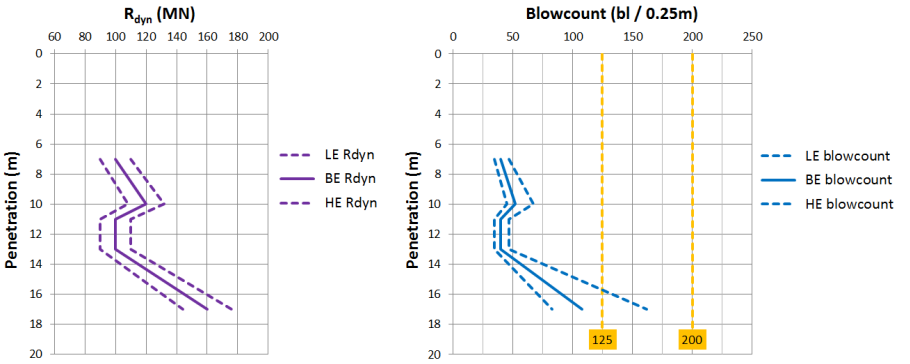


Figure 11: Dynamic Resistance and Blowcount versus Penetration (example)

Due to the non-linear behaviour of dynamic resistance to driving and blowcount, a back-analysis based on blowcounts only is not valid.

8.2 Recorded vs. Predicted dynamic soil resistance to driving

The ratio of the recorded dynamic soil resistance to driving is therefore plotted against the predicted dynamic soil resistance to driving on logarithmic scale. If this ratio is within a range of a factor 1.3, the prediction is considered a good prediction. If considered necessary the calculation model for the static soil resistance to driving can be adapted, by applying modification factors on the end bearing, the shaft resistance and / or on the damping factors (Fig. 1).

The 2 locations presented here demonstrate the good agreement between predicted driving resistance and recorded driving resistance (Fig. 12).

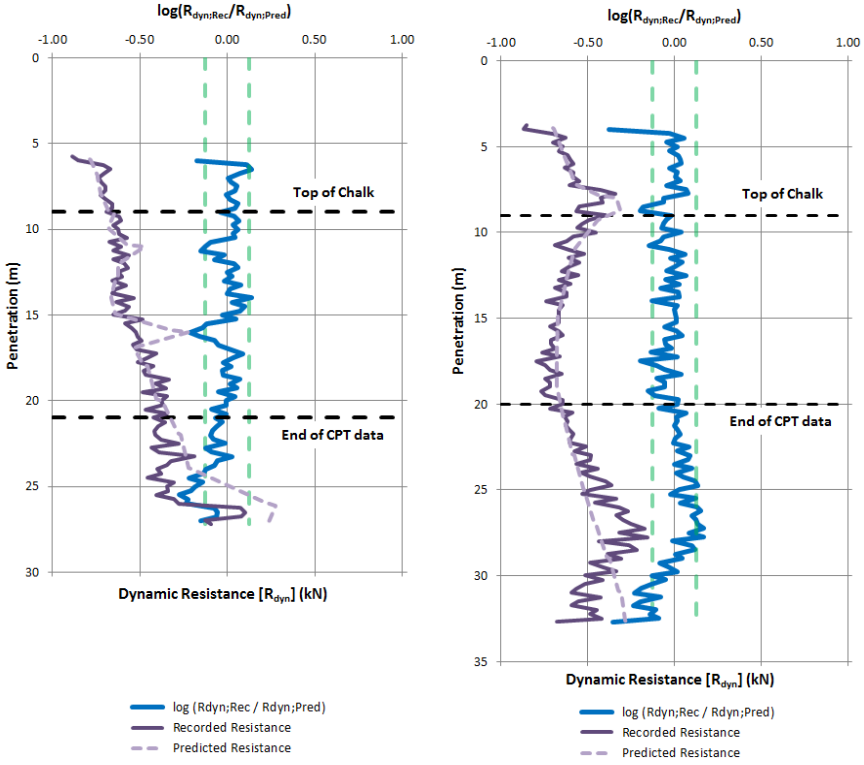


Figure 12: Dynamic Resistance versus Penetration

The locations exhibit less than 10m soil above the Chalk and continuous CPT data in the Chalk unit have been available at the monopile location, i.e. to 20m and 21m depth resp. Below this depth input parameter have been constructed from various other data sources. It can be seen that from this depth onward the predicted dynamic resistance starts to deviate from the recorded dynamic resistance (Fig. 12).

8.3 Modified Alm & Hamre model for weak Chalk

Using the Alm & Hamre model (2001), Chalk has been treated as Clay with modification factors derived from back-analysis from a nearby installed OWF. A significant reduction of the damping factors appeared to give a good match in the weak Chalk unit. Specifically in the depth range were continuous CPT data have been available the ratio of the recorded and the predicted dynamic resistance to driving are within the bandwidth; the applied modification factors have been considered sufficient and no further modification has been performed. The derivation of the reduction factors in the static soil resistance to driving model has been challenging in this stratigraphy, as the Clay unit overlying the Chalk has been found to build up a relatively large amount of shaft resistance in comparison to the Chalk unit. The amount of shaft resistance is proportionally significantly bigger than the shaft resistance build up in Chalk and has to be carefully separated. Moreover the Clay top layer is generally showing high variability in soil properties.

A high level of accuracy for the driveability assessment at the locations containing weak Chalk was required for this project, as dropfalls were expected. Dropfalls that occur unexpected and in an uncontrolled matter, form a high safety risk to equipment and personnel.

9 Summary

Seaway Heavy Lifting has been the main contractor for installation of a large OWF in the North Sea. The site revealed challenging soil conditions, such as weak Chalk. Driveability assessment has been performed using the GRLWEAP wave equation program and the model of Alm & Hamre (2001) with modification factors derived from back-analysis of driving records in similar soil conditions. Back-analysis results of 2 monopiles driven in weak Chalk show good agreement of the predicted and the recorded dynamic resistance to driving. It can be concluded that the applied modification of the damping factors in the Alm & Hamre model resulted in a sufficient accurate driveability assessment.

References

Alm, T., Hamre, L.; Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations; *OTC Paper 8835, 1998*.

Alm, T., Hamre, L.; Soil Model for Pile Driveability Predictions Based on CPT Interpretations, *Proceedings of the 15th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, Vol. 2, pp. 1297–1302, 2001*.

American Petroleum Institute (API); RP 2A-WSD Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design, *21st edition. Washington, DC, 2010.*

CUR; Handboek Hei- en Trilbaarheid Palen en Damwanden, *SBRCURnet Commissie 1694, expected 2017*.

Lord, J.A., Clayton, C.R.I. and Mortimore, R.N.; Engineering in Chalk, *CIRIA Report C574. London: CIRIA, 2002.*

Pile Dynamics Inc.; GRLWEAP: Wave Equation Analysis of Pile Driving. Procedures and Models Manual, *Cleveland*, *2010*.

Stevens, R.S., Wiltsie, E.A. and Turton, T.H.; Evaluating Pile Driveability for Hard Clay, Very Dense Sand and Rock. *OTC 4205. Proc Offshore Tech Conf, Houston, USA, 1982*.

Toolan, F.E. & Fox, D.A.; Geotechnical Planning of Piled Foundations for Offshore Platforms, *Proc. Institution of Civil Engineers, London, Part 1, vol. 62, 1977.*

Autoren

Ir. Astrid Franke a.franke@shl.nl
Ir. Vladimir Thumann v.thumann@shl.nl

Seaway Heavy Lifting
Albert Einsteinlaan 50 www.seawayheavylifting.com
2719 ER Zoetermeer, The Netherlands Tel.: +31-79-3637700

INSTITUT FÜR DYNAMISCHE MESSTECHNIK IM BAUWESEN

DMT GRÜNDUNGSTECHNIK GMBH

Tragfähigkeitsprüfungen (PDA©, CAPWAP©**)**
- mit Hilfe der dynamischen Messmethode (on-, near- und offshore)
- Durchführung und Auswertung von statischen Probebelastungen

Rammbarkeitsanalysen (WEAP©**)**

Integritätsprüfungen von Pfählen (PIT©**)**
- 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©
- 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©*)*

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

Pile Dynamics, Inc.

Qualitätssicherung für Tiefgründungen



Pile Driving Analyzer®
(PDA-8G) – Dynamische Probebelastung und Monitoring der Pfahlrammung on- und offshore

Pile Dynamics, Inc. (PDI) liefert weltweit normkonforme messtechnische Lösungen für Tiefgründungen, die durch hohe Qualität, Zuverlässigkeit, Genauigkeit und Dauerhaftigkeit überzeugen !



Cross-Hole Analyzer (CHAMP)
für die Bewertung der Betonqualität
von Tiefgründungen



Pile Integrity Tester (PIT)
für die Lokalisierung von maßgeblichen Qualitätsminderungen in Betonpfählen vor der Bauwerksinstallation

GSP 25

Steubenstraße 46
D-68163 Mannheim,
Germany
Tel.: +49 621 33 13 61
info@gsp-mannheim.de

Pile Dynamics, Inc.

www.pile.com
info@pile.com

Finite-Elemente basierte Auswertungsmethode für die dynamische Pfahlprüfung an offenen Profilen

Evelyn Heins, Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg, Deutschland

1 Einleitung

Dynamische Pfahlprobebelastungen sind eine bewährte Methode, um die Tragfähigkeit von Pfählen nach der Pfahlinstallation zu bestimmen bzw. zu überprüfen. Pfahlprobebelastungen werden nach HANDBUCH EC 7-1 und dem Standard des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH, 2015) beispielsweise für Offshore-Pfähle gefordert (BSH, 2015).

Die statische Pfahltragfähigkeit wird bei dynamischen Pfahlprobebelastungen bekanntlich durch Auswertung der am Pfahlkopf gemessenen Beschleunigungs- und Dehnungsverläufe ermittelt. Eine Wellenausbreitung im Pfahl, die durch einen dynamischen Impuls am Pfahlkopf verursacht wird, führt zu diesen Messsignalen. Für die Auswertung können nach EA-PFÄHLE (2012) erweiterte und vereinfachte Verfahren angewendet werden. Die angeführten Auswertungsmethoden nach dem Stand der Technik wurden für Vollprofile entwickelt und beruhen auf der eindimensionalen Wellentheorie (EA-PFÄHLE, 2012). Die Wellenbewegung im Pfahl kann auf der Grundlage der eindimensionalen Wellentheorie mit Differentialgleichungen beschrieben werden, aus welchen die Pfahltragfähigkeit bestimmt werden kann. In den vereinfachten Verfahren werden die Differentialgleichungen für die Pfahltragfähigkeit analytisch mit einfachen Gleichungen gelöst. Bei den erweiterten Verfahren wird mit Hilfe von Masse-Feder-Dämpfer-Modellen und einer Signalanpassung invers auf die Pfahltragfähigkeit geschlossen. Offene Profile weisen im Gegensatz zu Vollprofilen eine deutlich komplexere Wellenfortleitung auf. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, die Anwendbarkeit der gängigen Verfahren auf offene Profile zu überprüfen.

Der Fokus der vorliegenden Arbeit wird deshalb darauf gelegt, die Randbedingungen der gängigen Verfahren zur dynamischen Pfahlprüfung zu untersuchen. Hieraus werden erste Einflussgrößen abgeleitet, die bei der Auswertung dynamischer Pfahlprüfungen an offenen Profilen berücksichtigt werden sollen. Eine Finite-Elemente basierte Methode zur Auswer-

tung der Messsignale einer dynamischen Probebelastung wird zusätzlich zu den bestehenden Verfahren entwickelt und an einem vereinfachten Beispiel getestet. Hierbei werden die abgeleiteten Größen berücksichtigt.

2 Einflussgrößen der dynamischen Pfahlprüfung an offenen Profilen

2.1 Numerisches Modell für die dynamische Pfahlprüfung

Um Einflussgrößen für dynamische Pfahlprüfungen an offenen Profilen ableiten zu können, werden die Vorgänge am Pfahlkopf und im Boden aufgrund der dynamischen Belastung untersucht. Eine numerische Modellierung mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode (FEM) wird hierfür eingesetzt. Details zu diesem numerischen Modell sind auch in GRABE UND HEINS (2016) nachzulesen.

Es wird ein Rohrprofil aus Stahl mit einer Länge von L = 6,0 m und einem Außendurchmesser von D = 0,71 m betrachtet. Das Profil wird mittels linear elastischem Materialverhalten und 5,0 m voreingestellt in den Boden modelliert. Die Installation des Profils wird trotz des Einflusses dieses Vorgangs auf die Tragfähigkeit (vergleiche GRABE ET AL. (2014b)) vernachlässigt, weil ausschließlich die Auswirkungen des dynamischen Pfahltests untersucht werden sollen. Der Boden wird, wie Abbildung 1 zeigt, in einem rotationssymmetrischen Modell als Viertelkreis mit einem Radius von r = 80,0 m mit einer Unterteilung aus finiten und infiniten Elementen abgebildet. Die infiniten Elemente sollen die sich zum Modellrand ausbreitenden Wellen dämpfen. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bodens wird mit dem hypoplastischen Stoffgesetz nach VON WOLFFERSDORFF (1996) mit der Erweiterung für intergranulare Dehnungen von NIEMUNIS UND HERLE (1997) beschrieben. Angesetzt werden die in Tabelle 1 aufgeführten Stoffparameter. Für die Berücksichtigung von wassergesättigten Bedingungen im Boden wird eine $\boldsymbol{u}$-p-Formulierung nach HAMANN UND GRABE (2013), bei der $\boldsymbol{u}$ das Verschiebungsvektorfeld der Feststoffphase und p das Porenwasserdruckfeld beschreibt, angewendet. Die erforderlichen Stoffparameter sind in Tabelle 2 aufgelistet.

Die Simulation startet von einem Erdruhedruckzustand für den Boden, bei dem der Erdruhedruckbeiwert zu K_0 = 0,46 gewählt wird. Für die Lastaufbringung auf den Pfahl wird eine vertikal fallende Masse modelliert. Die Masse hat beim Aufprall auf den Pfahl eine Geschwindigkeit von 1,0 m/s. Der Kontakt zwischen Pfahl und Masse sowie zwischen Pfahl

und Boden wird mit einem linear elastischen, ideal plastischen Haft-Gleit-Modell unter Berücksichtigung von Coulombs Reibungsgesetz beschrieben, wobei ein Reibungskoeffizient von $\mu = \tan(2/3\varphi')$ angenommen wird.

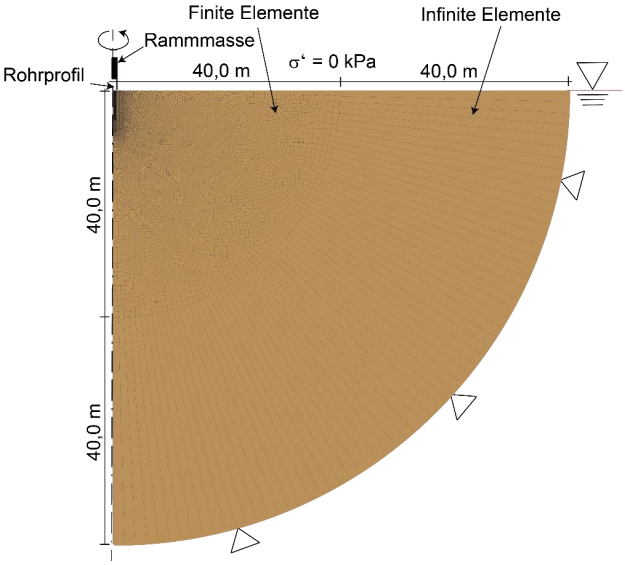


Abbildung 1: Rotationssymmetrisches FE-Modell für die dynamische Pfahlprüfung an einem Rohrprofil dargestellt mit finiten Elementen, Randbedingungen und Abmessungen (im Original nach GRABE UND HEINS, 2016)

Tabelle 1: Stoffparameter für das hypoplastische Stoffgesetz nach VON WOLFFERSDORFF (1996) und der Erweiterung für intergranulare Dehnungen nach NIEMUNIS UND HERLE (1997) für den angenommenen Sand nach BUBEL UND GRABE (2012)

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R	m_R	m_T	β_R	χ
33°	4767 MPa	0,12	0,6	1,22	1,4	0,15	1,36	$9{,}46 \cdot 10^{-4}$	6,0	1,33	0,94	1,49

Tabelle 2: Zusätzliche Stoffparameter für den wassergesättigten Boden

S	k_f	K_w	K_s	ρ_w	ρ_s
99 %	10^{-4} m/s	$1{,}39 \cdot 10^4$ kPa	$3{,}70 \cdot 10^7$ kPa	1,0 t/m³	2,65 t/m³

2.2 Auswertung der Einflussgrößen

Die Pfahltragfähigkeit wird von unterschiedlichen Faktoren beeinflusst. Zu diesen Faktoren zählen beispielsweise die Installationsart (vergleiche GRABE ET AL., 2014b), die Bodenart und der Pfahltyp. Bei offenen Profilen kann sich je nach Durchmesser, Bodenbeschaffenheit und Installationsverfahren eine Verpfropfung im Pfahlinneren ausbilden. Eine Verpfropfung erhöht die Pfahltragfähigkeit eines offenen Profils (HENKE/GRABE, 2013). Die Bodensäule im Pfahlinneren und insbesondere eine Verpfropfung wirken sich nach PAIKOWSKY UND CHERNAUSKAUS (2008) auf die Wellenausbreitung in Pfahl und Boden aus. Nach PAIKOWSKY UND CHERNAUSKAUS (2008) ist die Anwendung der eindimensionalen Wellentheorie bei offenen Profilen unzulässig. Die Interaktion zwischen Pfahl und Boden wird unzureichend beschrieben. Eine verlässliche Abbildung der Pfahl-Boden-Interaktion mit Ausbreitung der Kompressions- und Scherwellen ist für die Bestimmung von realen statischen Pfahltragfähigkeiten notwendig.

Diese Beobachtungen können durch numerische Untersuchungen von dynamischen Pfahltests an einem Rohrprofil in den anstehenden trockenen, dichten, sandigen Boden, wie in Abschnitt 2.1 beschrieben, gestützt werden. In diesen Untersuchungen werden zwei Kontaktarten zwischen Pfahl und Boden berücksichtigt. Für den Reibungskontakt ist eine Relativbewegung in normale und tangentiale Richtung zwischen Profil und innerer Bodensäule möglich. Dies wird über eine harte Kontaktformulierung und Coulombs Reibungsgesetz umgesetzt. Als rauer Kontakt wird die Relativbewegung zwischen Profil und innerer Bodensäule verhindert, sodass diese beiden Kontaktflächen aneinander gekoppelt sind. Die numerisch erzeugten Messsignale, dargestellt in Abbildung 2, verdeutlichen, dass die Kontakteigenschaften zwischen Pfahl und Boden einen Einfluss auf die Pfahlkopfsignale haben. Die Verwendung des rauen Kontaktes führt zu einer komplexen Wellenausbreitung. Hieraus resultiert eine größere Anzahl an lokalen Maxima im Pfahlkopfsignal. Die Werte für die lokalen Maxima, beeinflusst durch die unterschiedlichen Kontaktbeschreibungen, sind deutlich unterschiedlich, zum Beispiel wird eine Kraft von ca. 1,6 MN bei Reibungskontakt und von 3,2 MN bei rauem Kontakt berechnet. Entsprechend wird sich dieser Einfluss auch auf die ermittelte statische Pfahltragfähigkeit auswirken. Diese Betrachtung führt zu dem Schluss, dass die Bodensäule innerhalb des Rohrprofils in der Modellbildung berücksichtigt werden muss, um die statische Pfahltragfähigkeit exakt ermitteln zu können. Der Wandrei-

bungswinkel und die Kontaktformulierung sind hierbei wichtige Einflussgrößen. Die eindimensionale Wellentheorie ist bei der Auswertung dynamischer Pfahltests in der derzeitigen Form für offene Profile nicht anwendbar. Der Kontakt zwischen Pfahl und Boden wird weiterhin durch das sogenannte Anwachsen beeinflusst (GRABE ET AL. 2014a). Der Anwachseffekt führt zu einer Veränderung der Spannungen im Boden. Die Tragfähigkeit von Pfählen ist abhängig von dem Spannungszustand im Boden, weshalb aufgrund des Anwachsens auch die statische Tragfähigkeit verändert wird. Nach JARDINE ET AL. (2015) und RIMOY ET AL. (2015) wird dieser Anwachseffekt in den derzeitigen Verfahren nicht ausreichend berücksichtigt.

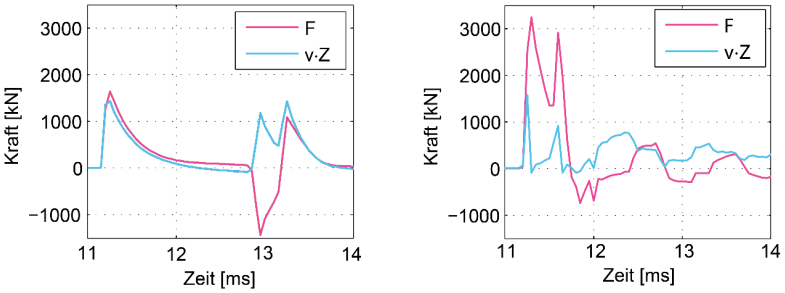


Abbildung 2: Numerisch erzeugte Pfahlkopfsignale einer dynamischen Pfahlprüfung an einem offenen Profil in trockenem Sand aus einer numerischen Finite Elemente Simulation bei variierender Kontaktannahme, Reibungskontakt (links) und rauer Kontakt (rechts)

Für die dynamische Pfahlprüfung wird ein dynamischer, kurzer Impuls auf den Pfahlkopf aufgebracht. In einem vollständig wassergesättigten Boden wird der Drainagezustand durch die Lastgeschwindigkeit, den Drainageweg und die Durchlässigkeit des Bodens beeinflusst. Aufgrund der hohen Lastgeschwindigkeit können während des Pfahltests Porenwasserdruckänderungen im Boden auftreten. Der Einfluss des Porenwassers auf die Messsignale der dynamischen Pfahlprüfung ist entsprechend zu untersuchen. Numerische Simulationen des zuvor beschriebenen dynamischen Pfahltest in trockenem Sand werden um Modellierungen mit vollständig wassergesättigtem Sand erweitert. Es werden vollständig drainierte, teildrainierte und undrainierte Bedingungen im Boden berücksichtigt. Die Analyse der numerisch erzeugten Pfahlkopfsignale zeigt, dass trockene und bei vollständiger Wassersättigung undrainierte Drainagebedingungen im Boden die Extremfälle für die Tragfähigkeit und die Messsignale beschreiben. Die lokalen Maxima variieren für die numerisch ermittelte

Kraft am Pfahlkopf zwischen 1,6 MN bei trockenem Sand und 2,0 MN in vollständig wassergesättigtem Sand unter undrainierten Bedingungen. Diese Zahlen beziehen sich auf den eingeführten Reibungskontakt. Das gleiche Phänomen ist für den definierten rauen Kontakt zu beobachten. In Abbildung 3 ist die zeitliche Entwicklung von Porenwasserüberdrücken im Boden unter dem Pfahlfuß infolge eines dynamischen Impulses am Pfahlkopf dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sogar bei einer relativ großen Durchlässigkeit des Boden (k_f = 10^{-3} m/s) bei jedem Wellendurchgang Porenwasserüberdrücke im Boden entstehen. Hieraus lässt sich ableiten, dass die zeitabhängigen Vorgänge im Boden, beispielsweise Viskosität, Durchlässigkeit und Drainagebedingungen, Einflussfaktoren für dynamische Pfahlprobebelastungen an offenen Profilen darstellen.

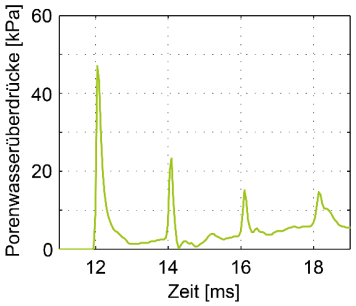


Abbildung 3: Entwicklung der Porenwasserüberdrücke im Boden unter dem Pfahlfuß infolge eines dynamischen Impulses am Pfahlkopf für eine Durchlässigkeit von k_f = 10^{-3} m/s

Die obigen Untersuchungen zeigen, dass eine realistische Ermittlung der Pfahltragfähigkeit aus einem dynamischen Test nur gelingen kann, wenn in der Modellbildung für die Auswertung der Messsignale die realen physikalischen Vorgänge hinreichend genau und realistisch abgebildet werden.

Mit dynamischen Pfahlprüfungen wird aufgrund einer dynamischen Belastung auf die statische Pfahltragfähigkeit geschlossen. Für statische Prozesse wird im Gegensatz zu dynamischen Belastungen angenommen, dass zeitabhängige Vorgänge im Boden nahezu vernachlässigt werden können. Die Unterschiede, die in diesen beiden Arten der Pfahlprobebelastungen entstehen, sollten bei der Anwendung der jeweiligen Auswertungsmethode bekannt sein. In GRABE UND HEINS (2016) wird neben einem dynamischen Pfahltest eine statische Pfahlprobebelastung an dem gleichen angenommenen Rohrprofil mit der gekoppelten

Euler-Lagrange-Methode numerisch modelliert. Die Unterschiede einer statischen und einer dynamischen Probebelastung begründen sich hauptsächlich in der Belastungszeit und der Pfahlverschiebung. Ein statischer Test wird bis 0,1*D* gefahren (EA-PFÄHLE, 2012). Spitzen- und Mantelreibungswiderstand eines Pfahls sind abhängig von der Pfahlsetzung. Es ist somit von Bedeutung, dass die Pfahlverschiebung in einem dynamischen Pfahltest ausreichend groß ist, um den Pfahlwiderstand vollständig zu mobilisieren. Der Vergleich der modellierten statischen und der dynamischen Pfahlprobebelastung zeigt, dass sich die Horizontalspannungen im Boden mit der Zeit unterschiedlich entwickeln. Eine dauerhafte Bodenverspannung im Pfahlinneren resultiert aus der statischen Belastung. Die Spannungserhöhung im Boden während der dynamischen Belastung erfolgt nur lokal und die Horizontalspannungen verringern sich am Ende der Belastung wieder. Diese Unterschiede sind von Bedeutung, wenn die Tragfähigkeit von offenen Profilen aus Probebelastungen bestimmt wird. Details dieser numerischen Finite-Elemente-Analyse sind GRABE UND HEINS (2016) zu entnehmen.

3 Finite Elemente basierte Auswertungsmethode

3.1 Beschreibung der Methode

Die im vorherigen Abschnitt erarbeiteten Besonderheiten von offenen Profilen im Vergleich zu Vollprofilen sind für die Auswertung der Messsignale von dynamische Pfahlprüfungen zur Ermittlung der statischen Tragfähigkeit zu beachten. Die durchgeführten numerischen Simulationen verdeutlichen die Machbarkeit der numerischen Simulation von dynamischen Pfahlprüfungen mit der FEM.

In numerischen Simulationen einer realen dynamischen Pfahlprüfung kann davon ausgegangen werden, dass die Pfahlabmessungen aus der Ausführungsplanung, der Baugrundaufbau aus Bohrungen und die Boden- und Stoffparameter zu den einzelnen Bodenschichten aus Laborversuchen bekannt sind. Unbekannte Systemparameter sind hingegen der Ausgangsspannungszustand des Bodens, die Sättigungsverhältnisse im Boden sowie die Pfahl-Boden-Interaktion. Als Variablen lassen sich der Erddruckbeiwert K_0, die Bodendurchlässigkeit k_f, der Sättigungsgrad S_r und der Wandreibungswinkel δ nennen. Diese Variablen müssen realistisch bestimmt werden, um die Messsignale der dynamischen Pfahlprüfung genau wiedergeben zu können.

Die statische Tragfähigkeit des realen, betrachteten Systems kann mit einem numerischen FE-Modell, für welches alle Systemparameter bekannt sind, durch die Simulationen einer entsprechenden statischen Probebelastung ermittelt werden. In der entwickelten Auswertungsmethode wird entsprechend der betrachtete dynamische Pfahltest numerisch modelliert. Aus dem Vergleich der realen Messsignale der Beschleunigung und Dehnung am Pfahlkopf werden die unbekannten Systemparameter bestimmt, um im Anschluss mit der numerischen Simulation einer statischen Pfahlprüfung die statische Tragfähigkeit des Pfahls abzuleiten.

Die Bestimmung der unbekannten Systemparameter erfordert die Minimierung der Differenz aus Messwerten und numerisch ermittelten Pfahlkopfsignalen. Für solche Anwendungen können mathematische Optimierungen eingesetzt werden. Während der Ausführung einer dynamischen Pfahlprobebelastung werden Beschleunigungen und Dehnungen gemessen. Die mathematische Optimierung kann somit für die Minimierung von zwei Kriterien durchgeführt werden. GRABE UND PUCKER (2011), PUCKER UND GRABE (2011), SEITZ UND GRABE (2016) sowie KINZLER (2011) zeigen, dass eine geeignete Methode hierfür ein multikriterieller evolutionärer Algorithmus ist. Innerhalb dieses Algorithmus wird iterativ eine Vielzahl an beliebig gestalteten Parametersätzen in den Definitionsgrenzen der Variablen getestet und ein Minimum der Zielfunktionen ermittelt. In jeder Iteration (Generation) wird eine vorgegeben Anzahl an Parametersätzen (Individuen) betrachtet. Die Individuen der nächsten Generation werden aus der vorherigen Generation durch Selektion, Rekombination und Mutation bestimmt. Für die Optimierung innerhalb der Auswertungsmethode zur dynamischen Pfahlprüfung werden zwei Zielfunktionen f_1 und f_2 definiert:

$$f_1(x) = \Sigma\, [\, a_{messung}(t_i) - a_{numerisch}(t_i)]^2 \quad (1)$$

$$f_2(x) = \Sigma\, [\, \varepsilon_{messung}(t_i) - \varepsilon_{numerisch}(t_i)]^2 \quad (2)$$

Innerhalb dieser Zielfunktionen beschreibt x das jeweils betrachtete Individuum. Die Zielfunktionen werden, wie Formeln 1 und 2 definieren, durch die Summe der Quadrate der Differenzen des Beschleunigungs- und des Dehnungsverlaufes zwischen Messsignal und numerisch ermittelten Daten ausgegeben.

Die beschriebene FE-basierte Auswertungsmethode kann das komplexe Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bodens, reale Bodenparameter und Baugrundverhältnisse, die Pfahl-Boden-Interaktion inklusive möglicher Verpfropfung, die dreidimensionale Wellenausbreitung sowie die Drainagebedingungen im Boden hinreichend genau abbilden und damit in

die Ermittlung der statischen Pfahltragfähigkeit integrieren. Darüber hinaus wird der Unterschied zwischen dynamischen und statischen Belastungen geltend gemacht, indem aus der numerischen Simulation einer statischen Probebelastung die statische Pfahltragfähigkeit ermittelt wird.

3.2 Anwendung der Methode

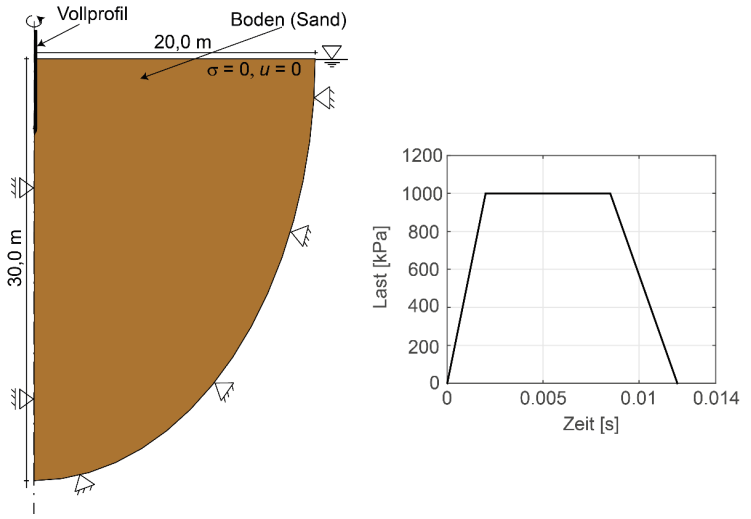


Abbildung 4: Rotationssymmetrisches FE-Modell für eine dynamische Belastung an einem Vollprofil dargestellt mit Randbedingungen und Abmessungen (links) sowie die angenommene Last auf den Pfahlkopf

Das Potential der beschriebenen FE-basierten Auswertungsmethode wird anhand eines vereinfachten Beispiels gezeigt. Das unter Abschnitt 2.1 beschriebene numerische Modell wird hierfür modifiziert. Das angepasste FE-Modell ist in Abbildung 4 dargestellt. Es wird anstelle von einem Rohrprofil vereinfacht ein Vollprofil mit einem Durchmesser von D = 0,36 m und einer Einbindelänge von L_e = 5,5 m bei einer Gesamtlänge von L = 7,5 m betrachtet. Es wird von einem homogenen, vollständig wassergesättigten, dichten Karlsruher Sand unter vollständig drainierten Bedingungen ausgegangen. Die Stoffparameter sind HERLE (1997) entnommen und in Tabelle 3 aufgeführt. Als unbekannte Systemparameter werden der Erddruckbeiwert und der Wandreibungswinkel bzw. der Reibungskoeffizient zwischen Pfahl und Boden angesetzt. Belastet wird das Vollprofil mit einer dynamischen

Last, die einem Rammschlag nach MAHUTKA (2008) angenähert ist. Die Last ist in Abbildung 4 gezeigt.

Tabelle 3: Stoffparameter für das hypoplastische Stoffgesetz nach VON WOLFFERSDORFF (1996) und der Erweiterung für intergranularen Dehnungen nach NIEMUNIS UND HERLE (1997) für Karlsruher Sand nach HERLE (1997)

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β	R	m_R	m_T	β_R	χ
30°	5800 MPa	0,28	0,53	0,84	1,0	0,13	1,05	$1 \cdot 10^{-4}$	2,0	5,0	0,5	6,0

Als Messsignal wird numerisch ein Ausgangssignal mit einem Erdruhedruckbeiwert von $K_0 = 0{,}5$ und einem Wandreibungswinkel von $\delta = 20°$ (Reibungskoeffizient $\mu = 0{,}36$) erzeugt. Bei der Anwendung des multikriteriellen evolutionären Algorithmus nach KINZLER (2011) wird von zufällig gewählten Anfangswerten für die beiden unbekannten Variablen ausgegangen. Die Werte für den Erddruckbeiwert dürfen zwischen $0{,}5 \leq K_0 \leq 1{,}0$ liegen und der Wertebereich für den Reibungskoeffizienten liegt bei $0{,}18 \leq \mu \leq 0{,}58$. Es werden 100 Generationen mit jeweils 50 Individuen betrachtet. Die erarbeitete FE-Analyse wird entsprechend 5000 Mal mit unterschiedlichen Parametersätzen durchgeführt. Die Ergebnisse der einzelnen Berechnungsdurchläufe sind in Abbildung 5 für den Reibungskoeffizienten und den Erddruckbeiwert dargestellt. Die Ergebnisse tendieren deutlich zu einem Minimum. Dieses Minimum entspricht der optimalen Lösung. Die Optimallösung, die sich mit Hilfe der mathematischen Optimierung ergibt, entspricht genau den angesetzten Ausgangswerten ($K_0 = 0{,}5$ und $\delta = 20°$). Dies zeigt deutlich, dass sich die unbekannten Systemparameter mit der entwickelten Auswertungsmethode nachweislich bestimmen lassen. Entsprechend ist eine Ermittlung der statischen Tragfähigkeit in einem nächsten Simulationsschritt möglich.

Auf die Simulation der statischen Pfahlprobebelastung wird hier verzichtet, weil ein fiktives Beispiel und kein dynamischer Pfahltest betrachtet wird und die Tragfähigkeit gegen keine realen Messdaten validiert werden kann. Die Ausführung von numerischen Simulationen von statischen Probebelastungen kann GRABE ET AL. (2014b) und GRABE UND HEINS (2016) entnommen werden.

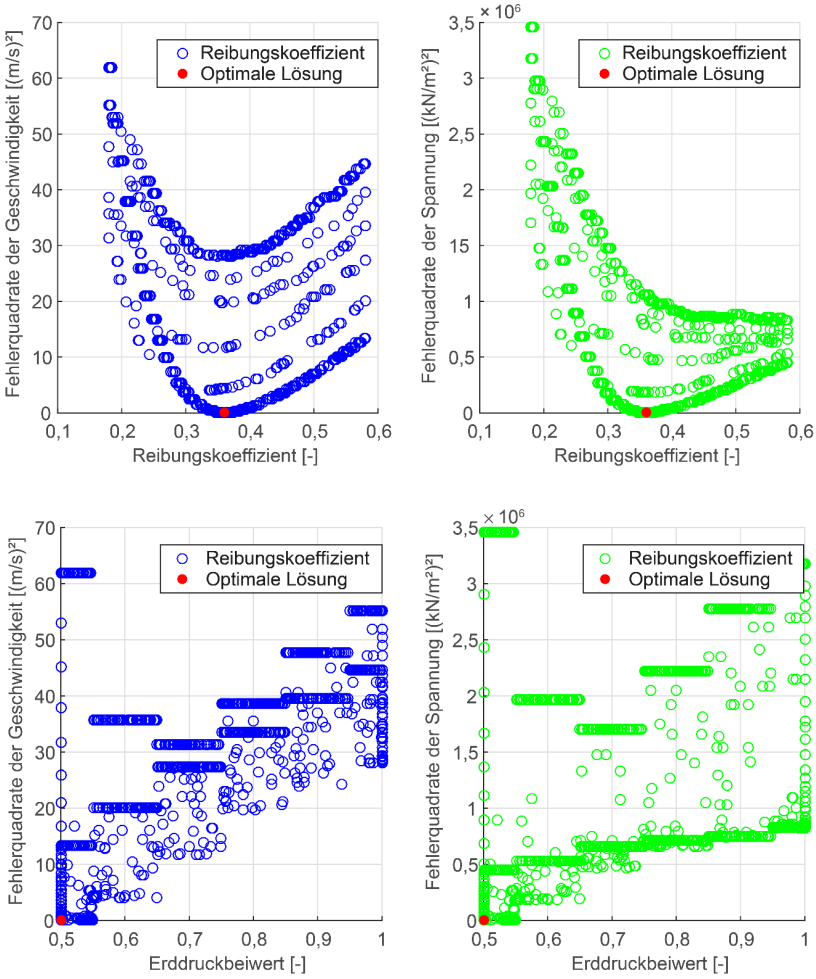


Abbildung 5: Ergebnisse der Optimierung mittels multikriteriellem evolutionärem Algorithmus dargestellt für den Reibungskoeffizienten (oben) und den Erddruckbeiwert (unten)

4 Zusammenfassung

Dynamische Pfahlprüfungen sind eine in der Praxis eingeführte Methode, um die statische Tragfähigkeit von Pfählen nach der Pfahlinstallation abzuschätzen. Entsprechend der gängigen Normung ist eine solche Pfahltragfähigkeitsprüfung zugelassen (HANDBUCH EC 7-1, BSH 2015).

Eine weiterführende Auswertungsmethode zur dynamischen Pfahlprüfung an offenen Profilen wird vorgestellt, weil die gängigen Methoden die Besonderheiten, die aufgrund der Anwendung der dynamischen Pfahlprüfung bei offenen Profilen entstehen, nur unzureichend abbilden. Zu den wichtigsten hier herausgearbeiteten Einflussgrößen der dynamischen Pfahlprüfung zählen, dass eine dreidimensionale Wellenausbreitung, eine Berücksichtigung von Porenwasserdrücken und eine ausreichend realistische Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion wichtig für die Auswertung der Messsignale sind, um eine realistische statische Tragfähigkeit zu ermitteln. Die vorgestellte Methode basiert auf der FEM. Mit Hilfe einer mathematischen Optimierung mit einem evolutionären Algorithmus werden die unbekannten Systemparameter des numerischen Modells, zum Beispiel der Wandreibungswinkel und der Anfangszustand des Bodens in Form von Anfangsporenzahl und Erdruhedruckbeiwert, solange variiert bis die numerisch generierten Messsignale der dynamischen Pfahlprobebelastung den tatsächlichen Pfahlkopfsignalen entsprechen. Mit dem so vollständig beschriebenen numerischen Modell wird eine statische Probebelastung modelliert, womit die statische Tragfähigkeit des betrachteten Pfahls ermittelt wird.

Das durchgeführte Beispiel einer Belastung eines Vollprofils zeigt, dass die vorgestellte erweiterte FE-basierte Methode das Potential hat, die wichtigen Einflussgrößen zu erfassen und die statische Pfahltragfähigkeit zu bestimmen.

Literatur

BSH-Standard: *Standard Konstruktion – Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ).* Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2015

Bubel J.; Grabe J.: Stability of submarine foundation pits under wave loads. *Tagungsband zur ASME 2012 31th international conference on Ocean, Offshore and Artic engineering*

(OMAE2012) in Rio de Janeiro/Brazil, electronically published under OMAE2012-83027, 2012

EA-Pfähle: *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).* Kempfert K.-G. (Herausgeber), W. Ernst & Sohn, 2012

Grabe, J.; Busch, P.; Hamann, T.: On the set-up of piles*. Tagungsband zur ASME 2014 33rd International Conference on Ocean, Offshore and Artic Engineering (OMAE) in San Francisco/USA, electronically published under OMAE2014-24433, 2014a*

Grabe, J.; Pucker, T.; Hamann, T.; Heins, E.: Zur axialen Tragfähigkeit von offenen Profilen in Sand. *Tagungsband zur 33. Baugrundtagung 2014 in Berlin, S. 211-218, 2014b*

Grabe, J.; Pucker, T.: Beitrag zum Entwurf und zur Ausführung von kombinierten Pfahl-Plattengründungen*. Bautechnik, 88(12):828-835, 2011*

Grabe, J.; Heins, E.: Coupled deformation-seepage analysis of dynamic capacity tests on open-ended piles in saturated sand*. Acta Geotechnica,* DOI:10.1007/s11440-016-0442-z, 2016

Hamann, T.; Grabe, J.: Simple dynamic approach for the numerical modeling of soil as a 2-phase material. *Geotechnik 36(3):279–299, 2013*

Handbuch EC 7-1: *Handbuch Eurocode 7-1 Geotechnische Bemessung, Band 1 Allgemeine Regeln.* 1. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 2011

Henke, S.; Grabe, J.: Field measurements regarding the influence of the installation method on soil plugging in tubular piles*. Acta Geotechnica 8:335–352, 2013*

Herle, I.: Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. *Dissertation*, *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 142, 1997*

Jardine. R.J.; Thomson, N.V.; Mygind, M.; Liingaard, M.A.; Thilsted, C.L.: Axial capacity design practice for North European wind-turbine projects*. Tagungsband zur 3rd international symposium on frontiers in Offshore Geotechnics 2015 in Oslo (Norway), V. Meyer (ed) Taylor & Francis Group, London, Vol 2, S. 581–586, 2015*

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

Mahutka, K.-P.: Zur Verdichtung rolliger Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler*. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 15, 2008*

Niemunis, N.; Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*.* Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, *2:279–299, 1997*

Paikowsky, S.; Chernauskaus, L.R.: Dynamic analysis of open ended pipe piles. *Tagungsband zur 8th international conference on the application of the stress wave theory to piles, Lisbon, Portugal, S. 59–76, 2008*

Pucker, T.; Grabe, J.: Structural optimization in geotechnical engineering - basics and application*. Acta Geotechnica, 6:41-49, DOI: 10.1007/s11440-011-0134-7, 2011*

Rimoy, S.; Silva, M.; Jardine, R.; 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. *Géotechnique 65(7):576–589, 2015*

Seitz, K.-F.; Grabe, J.: Three-dimensional topology optimization for geotechnical foundations in granular soil*. Computers and Geotechnics 80(6), S. 41-48, 2016*

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

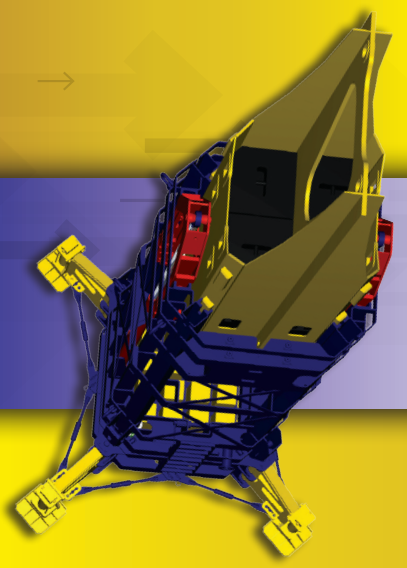
Autoren

Evelyn Heins, M.Sc. evelyn.heins@tuhh.de
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe grabe@tuhh.de

Technische Universität Hamburg
Institut für Geotechnik und Baubetrieb www.tuhh.de/gbt
Harburger Schloßstraße 20, 21079 Hamburg Tel.: 040 428 78 3782

GEOTECHNICAL EXPERTS PILE TESTING EXPERTS GEOTECHNICAL EQUIPMENT

4-8 MN StatRapid Gerät



IHR PROFESSIONELLER PARTNER BEI GEOTECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN

Allnamics

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

Dynamische Probebelastungen Empfehlungen zur Interpretation von Mess- und Berechnungsergebnissen

Joost Bakker[1], Jan Fischer[2]

[1] Allnamics Geotechnical & Pile Testing Experts BV, Niederlande

[2] Fichtner Water & Transportation GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Dynamischen Probebelastungen (DLT) werden seit vielen Jahrzehnten in Deutschland zur Ermittlung der Widerstände von Pfählen durchgeführt. Das Verfahren ist im Eurocode 7, der DIN 1054:2010 oder in den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle [EA-PFÄHLE 2012] fest verankert und bildet somit einen nationalen Stand der Technik [STAHLMANN ET AL., 2012].

Im deutschsprachigen Raum wird das Messergebnis einer dynamischen Probebelastung (Dehnung und Beschleunigung über die Zeit) üblicherweise mit einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung ausgewertet. Die Auswertung wird nur von sehr wenigen Instituten durchgeführt, sodass eine Bewertung der Messergebnisse oftmals für Prüfer des Berichtes kaum möglich ist.

Der nachfolgende Beitrag beschreibt das übliche Vorgehen im Rahmen der Datenerfassung und Signalanpassung bei einer dynamischen Probebelastung (DLT), die im Vorfeld der Tragfähigkeitsberechnung mit einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung (auch Signal Matching) durch den Auswerter vorgenommen wird. Der Fokus des Beitrages liegt im Bereich der Messung und Signalanpassung des von den Firmen Fichtner Water & Transportation GmbH und Allnamics Geotechnical & Pile Testing Experts BV angewendeten und in Abbildung 1 dargestellten Lernprozesses.

Sowohl für Pfahltester, Auswerter und Berichtsersteller als auch für Auftraggeber, Behörden, Sachverständige oder Prüfer gibt der Beitrag Empfehlungen über Messdaten, Signalverläufe, Eingabewerte und durchgeführte Anpassungen im Anschluss an die Signalaufzeichnung, die im Messbericht mit angegeben werden sollten. Anhand von Berechnungsbeispielen wird gezeigt, welchen Einfluss geringfügige Variationen bei der Signalaufzeichnung und -anpassung auf das Berechnungsergebnis haben.

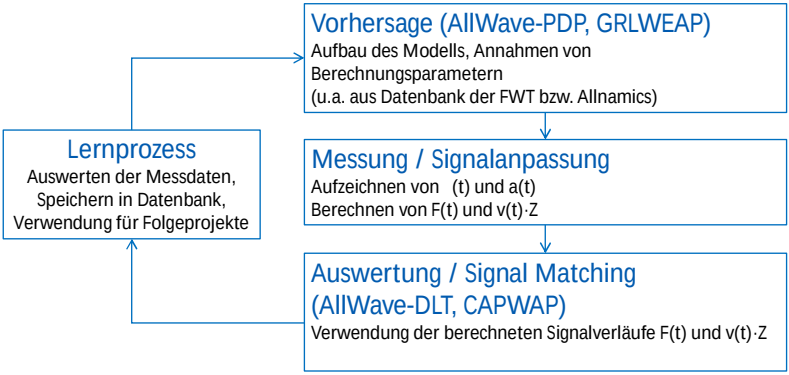


Abbildung 1: Anwendung des Lernprozesses für dynamische Probebelastungen durch die FWT und Allnamics BV

2 Datenerfassung und Datenvorbereitung

2.1 Sensoren und Anordnung

Zur Erfassung der Dehnwelle werden üblicherweise Sensoren am Pfahlkopf des Gründungspfahles installiert. Die Messgeber bestehen hierbei standardmäßig aus mindestens zwei fest mit dem Pfahl verbundenen Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmern, die gegenüberliegend (um 180° versetzt) angebracht werden sollten, um eventuelle Biegungen, hervorgerufen durch die Exzentrizität eines Rammstoßes, messtechnisch erfassen zu können.

Abbildung 2a zeigt auf der linken Seite den Standardsensor der Firma Allnamics BV, bestehend aus einem Dehnungssensor (hinten bzw. oben rechts) und einem Beschleunigungssensor (vorne, bzw. unten rechts). Dieses Sensorenpaar ist gegen Spritzwasser geschützt und somit ausschließlich über Wasser zu verwenden. Auf der rechten Seite von Abbildung 2 (b, c) ist der jeweilige Sensor für den Unterwassereinsatz dargestellt (UW-Sensor). Alle Sensoren werden üblicherweise über Schraubverbindungen fest mit dem Pfahl verbunden. Weitere Hinweise zur Sensorinstallation können beispielsweise den Empfehlungen des Arbeitskrieses Pfähle [EA-PFÄHLE 2012], [FISCHER ET AL., 2011] oder [STAHLMANN ET AL., 2004] entnommen werden.

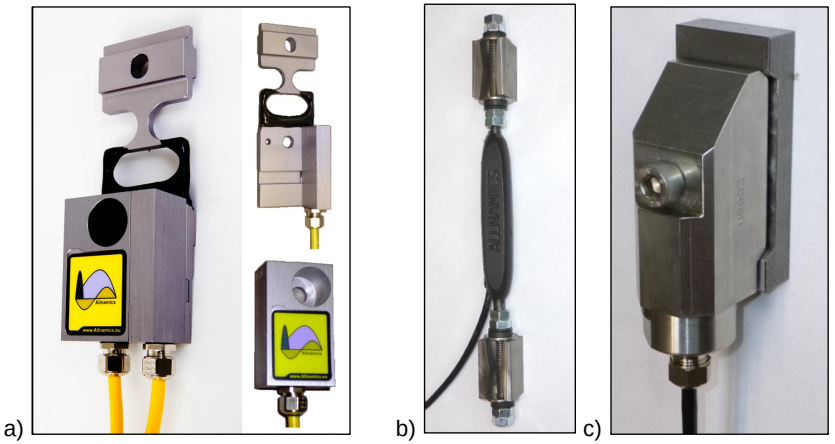


Abbildung 2: a) Kombinierter Dehnungs- und Beschleunigungssensor (Standardsensoren). b) UW-Dehnungssensor für große Wassertiefen, c) UW-Beschleunigungssensor für große Wassertiefen (System Allnamics BV, Niederlande)

2.2 Messgrößen und Berechnungsgrößen

In einem Messbericht zur Auswertung von dynamischen Probebelastungen sollten die folgenden Berechnungsergebnisse je Rammschlag dargestellt werden:

- Verlauf der Kraft über die Zeit F(t) für jeden einzelnen Sensor
- Verlauf der Geschwindigkeit über die Zeit v(t) für jeden einzelnen Sensor
- Verlauf der Verschiebung über die Zeit u(t) berechnet als Mittelwert
- Verlauf der mit der Pfahlimpedanz Z multiplizierten Geschwindigkeit über die Zeit v(t)·Z (Mittelwert) sowie der Kraft über die Zeit (Mittelwert) in einer Abbildung und direkt übereinander gelegt

Die in den Pfahl eingeleitete Kraft F(t) wird über den dynamischen Elastizitätsmodul des Materials, dessen Querschnittsfläche sowie die über die Zeit gemessene Dehnung (t) nach Gleichung (1) berechnet:

$$F(t) = E \cdot A \cdot \varepsilon(t) \qquad (1)$$

Zur exakten Bestimmung der Kraft über die Zeit F(t) müssen sowohl die Pfahlquerschnittsfläche als auch der dynamische Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials in der Sensorebene bekannt sein. Für Stahlpfähle sind diese Kenndaten in der Regel bekannt bzw. können im

Rahmen von engen Grenzen angenommen werden. Für Betonpfähle müssen die Kenngrößen oftmals geschätzt werden, was zu einer Unschärfe in der Auswertung der Kraft über die Zeit F(t) führen kann (vgl. Abschnitt 2.3 und Abschnitt 2.5).

Der Verlauf der Geschwindigkeit über die Zeit v(t) berechnet sich durch einfache Integration der gemessenen Pfahlkopfbeschleunigung.

$$v(t) = \int a(t) \quad \mathrm{dt} \tag{2}$$

Über einen weiteren Integrationsschritt erhält man die Pfahlkopfverschiebung u(t), welche der Pfahl an der Stelle des Messgebers erfährt.

$$u(t) = \int v(t)dt = \iint a(t)\, dt \tag{3}$$

Die Pfahlimpedanz berechnet sich über den Pfahlquerschnitt sowie den dynamischen Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials zu:

$$Z = \frac{E \cdot A}{c} = A \cdot \sqrt{E \cdot \rho} \tag{4}$$

Mit:

E	dynamischer Elastizitätsmodul in der Sensorebene
A	Pfahlquerschnittsfläche in der Sensorebene
c	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Dehnwelle in der Sensorebene
ρ	Dichte des Pfahlmaterials in der Sensorebene

2.2.1 Pfahlkopfkraft

Um eine möglichst ideale Energieeinleitung in den Pfahlkopf gewährleisten zu können, sollte der Pfahlkopf möglichst eben, glatt und im rechten Winkel zur Pfahlachse ausgerichtet sein. Ist dies bauseits nicht gewährleistet, muss ein entsprechender Ausgleich geschaffen werden. Der durch die Fallmasse der Belastungseinrichtung (Hammer, Freifallgewicht) in den Pfahlkopf eingeleitete Stoßimpuls muss möglichst exakt in Pfahlachse bzw. im rechten Winkel zum Pfahlkopf auftreffen. Schon kleine Abweichungen in der Neigung führen zu einer exzentrischen Belastung des Pfahlkopfes, einhergehend mit der steigenden Wahrscheinlichkeit einer Pfahlkopfbeschädigung.

Ebenfalls steigt die Wahrscheinlichkeit eines fehlerhaften Messsignals mit einer von der Pfahlachse abweichenden Krafteinleitung, was dann zu einem fehlerhaften Berechnungsergebnis führen kann. Beispielsweise können die horizontalen Kraftkomponenten eines leicht geneigt eingeleiteten Rammschlages nicht in dem eindimensionalen Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit mit einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung (z.B. AllWave_DLT) abgebildet werden.

Beispielhaft zeigt Abbildung 3 den nach Gleichung (1) berechneten Kraft-Zeit-Verlauf für einen Stahlrohrpfahl und einen Ortbetonpfahl. Die oberen beiden Grafiken stellen das Messergebnis von zwei gegenüberliegend (um 180° versetzt) angebrachten Dehnungssensoren dar. Durch eine exzentrische Krafteinleitung zeigt die Grafik auf der linken Seite eine deutliche Abweichung im aufgezeichneten Kraft-Zeit-Verlauf. Der Signalverlauf auf der rechten Seite entspricht dem Ergebnis eines über die Pfahlkopfebene konstant eingeleiteten Rammschlages. Ähnliche Ergebnisse liefern die beiden unteren Grafiken am Beispiel eines Ortbetonpfahles. Die von der Pfahlachse abweichende Einleitung des Rammschlages in der linken Grafik ist deutlich zu erkennen.

Im Rahmen eines Messberichtes zur Auswertung einer dynamischen Probebelastung nach einem direkten oder erweiterten Verfahren [EA-PFÄHLE, 2012] sollte immer auch der Kraft-Zeit-Verlauf jedes einzelnen Sensors innerhalb einer Grafik mit angegeben werden. Bei ausschließlicher Darstellung des über alle Messdaten gemittelten Verlaufes der Kraft über die Zeit stehen einem externen Prüfer keine Informationen über die Einleitung des Rammschlages in den Pfahl zur Verfügung. Eine sinnvolle Bewertung der Messergebnisse ist somit nicht möglich.

In den Empfehlungen (u. a. [EA-PFÄHLE, 2012]) existieren bisher keine Vorgaben über die von der Pfahlachse zulässige Richtungsabweichung des eingeleiteten Rammschlages bei der Berechnung der Tragfähigkeit nach einem direkten oder einem erweiterten Verfahren. Für vorgefertigte Pfähle (Stahlpfähle, Fertigteilpfähle) empfehlen wir, ausschließlich Messsignale mit einer Abweichung von 10% zum Mittelwert des aufgezeichneten Kraft-Verlaufes für dieTragfähigkeitsberechnung zu verwenden. Für Ortbetonpfähle sollte eine Abweichung vom Mittelwert von 25% nicht überschritten werden.

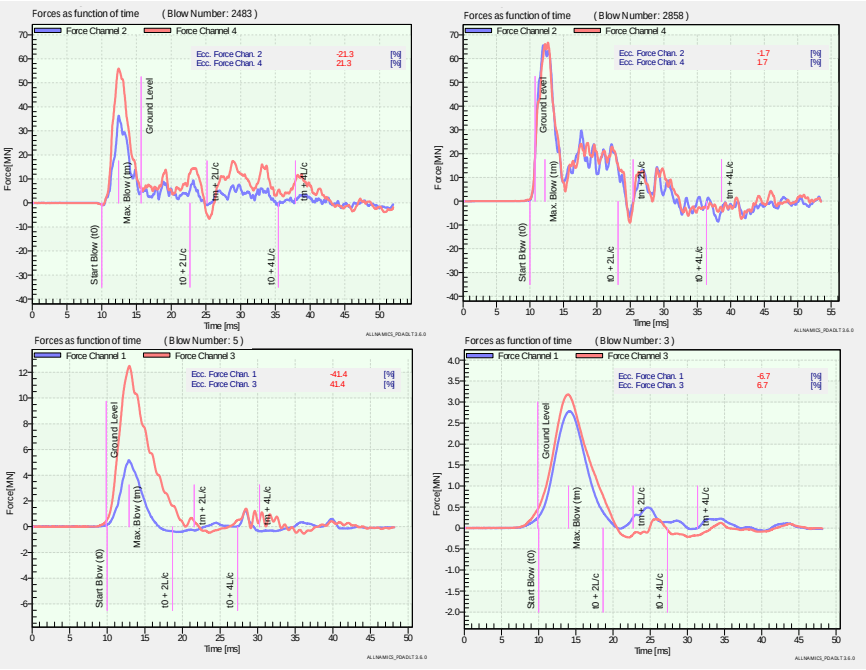


Abbildung 3: Beispiele für eine exzentrische/geneigte Einleitung des Rammschlages am Beispiel eines Stahlrohrpfahls (oben) und eines Ortbetonpfahls (unten).

Durch die Echtzeitübertragung der Messdaten auf den Baustellencomputer kann die exzentrische bzw. geneigte Einleitung des Rammschlages bereits bei dem ersten Rammschlag einer dynamischen Probebelastung erkannt werden. Sollten größere Abweichungen als hier vorgeschlagen aufgezeichnet worden sein, ist die Belastungseinrichtung entsprechend neu auszurichten. Die Messsignale geben hierbei Hinweise über den stärker beanspruchten Teil des Pfahlkopfes.

Bezogen auf Abbildung 3 übersteigen die Messsignale in der oberen linken Abbildung mit etwa 22% vom Mittelwert den vorgeschlagenen Grenzwert für Stahl- und Fertigteilpfähle und im unteren linken Bild mit etwa 42 % vom Mittelwert den vorgeschlagenen Grenzwert für Ortbetonpfähle. Beide Messergebnisse sollten somit nicht für eine Berechnung der Trag-

fähigkeit nach einem direkten oder erweiterten Verfahren [EA-PFÄHLE, 2012] verwendet werden. Die beiden Ergebnisse auf der rechten Seite der Abbildung 3 können in jedem Fall für eine Tragfähigkeitsanalyse herangezogen werden.

2.2.2 Pfahlkopfgeschwindigkeit

Neben dem Verlauf der Kraft über die Zeit sollte in einem Messbericht einer dynamischen Probebelastung auch immer der Verlauf der Geschwindigkeit über die Zeit für jeden einzelnen Sensor dargestellt werden. Generell ist der Verlauf der Pfahlkopfgeschwindigkeit deutlich unempfindlicher in Bezug auf die Lasteinleitung oder die Art der Sensoranbringung [FISCHER ET AL., 2011]. Aus den Messdaten kann jedoch geschlossen werden, ob einzelne Sensoren ggf. falsche Messergebnisse anzeigen und entsprechend von der Mittelwertbildung des für die Auswertung zu verwendeten Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf auszuschließen sind.

2.2.3 Pfahlkopfverschiebung

Neben der Darstellung von Geschwindigkeit und Kraft über die Zeit gibt auch das Zeit-Verschiebungs-Verhalten des Pfahles Hinweise über die Sensor- und Datenqualität und somit über die Qualität des Berechnungsergebnisses.

Beispielhaft für einen gerammten Großrohrpfahl in der deutschen Nordsee zeigt die nachfolgende Abbildung 4 das Ergebnis der doppelt integrierten Pfahlkopfbeschleunigung nach Gleichung (4) für Einbindetiefen von 10 m, 15 m, 20 m, 25 m und 30 m unter Meeresboden.

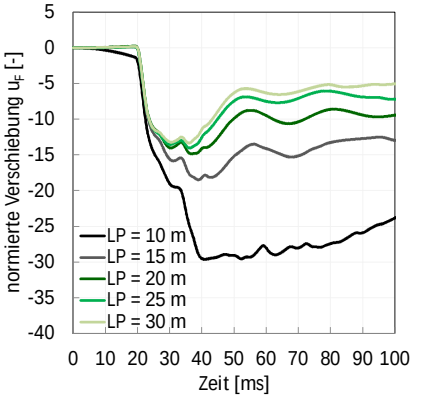


Abbildung 4: Normierte Verschiebung des Pfahlkopfes in Abhängigkeit der Einbindetiefe LP

Ausgelöst durch den Rammschlag kommt es zu einem Eindringen des Pfahles in den Boden. In Abhängigkeit von der Einbindetiefe des Pfahles verändern sich die Widerstände des Bodens, was zu einer Veränderung des Verschiebungsverhaltens führt. Da die in den Pfahl eingeleitete Energie des Hammers während der Rammung nicht konstant war, wurde die berechnete Verschiebung u(t) auf eine einheitliche Verschiebung u_F normiert:

$$u_F = u(t) \cdot \frac{F_{\max}}{F_{\max(1-5)}} \tag{5}$$

Mit:

$F_{max(1-5)}$ maximale gemessene Kraft aller fünf Rammschläge

F_{max} maximale gemessene Kraft des jeweiligen Rammschlages

Das Ergebnis zeigt, dass die bleibenden Pfahlverschiebungen (nach t = 100 ms) mit zunehmender Einbindetiefe abnehmen. Zusätzlich steigt mit zunehmender Einbindetiefe der Abstand zwischen maximaler und bleibender Pfahlkopfverschiebung an, gleichbedeutend mit einer zunehmenden Elastizität des Bodens.

Im Vergleich mit den als plausibel zu bewertenden Ergebnissen aus Abbildung 4 kann der Verlauf der nach Gleichung (4) berechneten Pfahlkopfgeschwindigkeit auch zu deutlich abweichenden Berechnungsergebnissen führen. Beispielhaft zeigt Abbildung 5 die berechnete Pfahlkopfverschiebung, aufgezeichnet bei drei unterschiedlichen dynamischen Messkampagnen.

Die Pfahlkopfverschiebung nach Abbildung 5a zeigt einen zu erwartenden Verlauf. Bei einer vergleichbaren, gemessenen bleibenden Setzung des Rammschlages kann auch das Ergebnis des Geschwindigkeits-Zeit-Verlaufes als sinnvoll für eine Tragfähigkeitsberechnung angenommen werden. Die Pfahlkopfverschiebung nach Abbildung 5b zeigt eine konstante Zunahme in der Pfahlkopfverschiebung, voraussichtlich hervorgerufen durch die doppelte Integration. Durch Rotation des Signales um den Anfangspunkt kann das Signal so angepasst werden, dass die bleibende Verformung am Ende des Messintervalls in etwa der gemessenen bleibenden Setzung des Pfahles entspricht. Das hierdurch ebenfalls leicht angepasste Geschwindigkeits-Zeit-Signal kann dann als sinnvoll für eine Tragfähigkeitsberechnung betrachtet werden. Die Pfahlkopfverschiebung nach Abbildung 5c sollte hingegen nicht für eine Berechnung der Pfahltragfähigkeit verwendet werden.

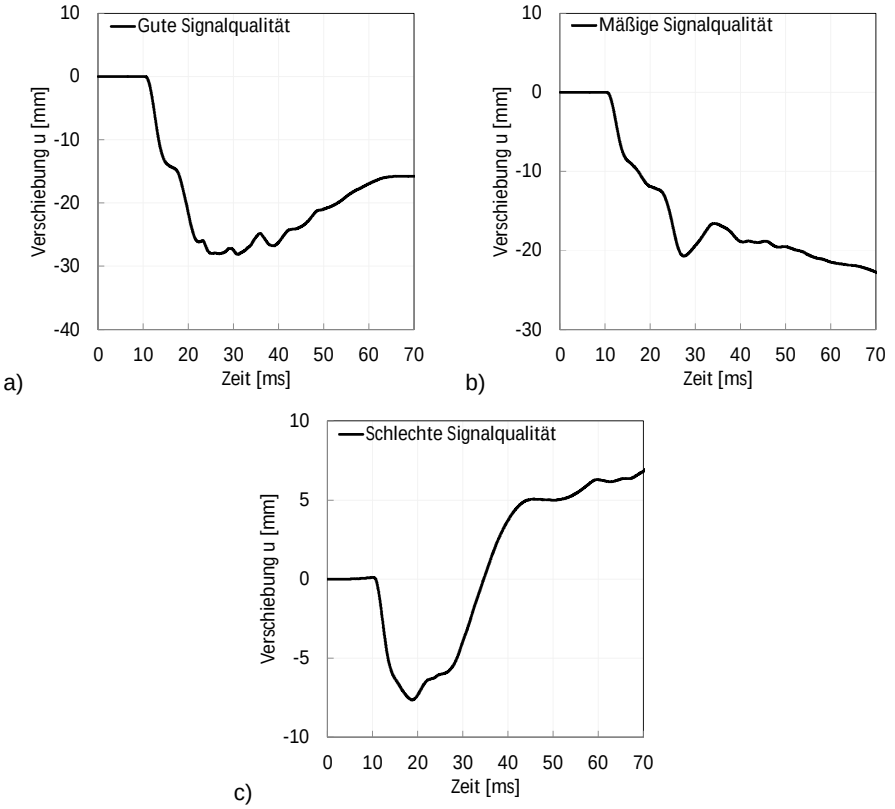


Abbildung 5: Unterschiedliche Ergebnisse der berechneten Pfahlkopfverschiebung

Eine sinnvolle Korrektur des Messsignals durch Rotation um den Anfangspunkt ist hier nicht möglich. Sollten vergleichbare Pfahlkopfverschiebungen berechnet worden sein, wird die Verwendung eines alternativen Messsignals empfohlen. Die Pfahlkopfverschiebung kann auch immer direkt nach jedem aufgezeichneten Rammschlag bei einer dynamischen Probebelastung bzw. bei einer rammbegleitenden Messung auf dem Baustellencomputer mit angezeigt werden. Die Aufzeichnung weiterer Rammschläge kann somit auch vor Ort von dem jeweiligen Ingenieur gefordert werden.

2.3 Eingabeparameter

Nach Gleichung (1) wird der Kraft-Zeit-Verlauf über die Pfahlkopfdehnung ε(t), die Querschnittsfläche A und den dynamischen Elastizitätsmodul E berechnet. Wie bereits in Abschnitt 2.2 beschreiben, müssen insbesondere für Ortbetonpfähle Annahmen zur Berechnung von F(t) getroffen werden. Der dynamische E-Modul eines Ortbetonpfahls kann erfahrungsgemäß durchaus im Bereich zwischen 25.000 MN/m² und 40.000 MN/m² liegen. Bei Verwendung dieser Bandbreite variiert der Spitzenwert der berechneten Kraft mit ± 23% um die Kraft, die mit dem Mittelwert von 32.500 MN/m² berechnet wurde. Nur bei einem deutlich zu erkennenden Pfahlfußreflex, was bei Ortbetonpfählen häufig nicht der Fall ist, kann der dynamische Elastizitätsmodul anhand der berechneten Dehnwellengeschwindigkeit c abgeschätzt werden. In diesem Fall muss jedoch berücksichtigt werden, dass hierbei der mittlere dynamische Elastizitätsmodul des gesamten Pfahles (berechnet über den Pfahlfußreflex) als identisch zum dynamischen Elastizitätsmodul in der Sensorebenen angenommen wird. Nach z. B. [AMIR ET AL., 2014] oder [MAERTENS & HUYBRECHTS, 2003] kann der mittlere dynamische Elastizitätsmodul eines Betonpfahles jedoch auch deutlich vom dynamischen Elastizitätsmodul in der Sensorebene abweichen.

Eine vergleichbare Abweichung von rd. ± 20% vom Spitzenwert des berechneten Kraftverlaufes ergibt sich bei einer Reduktion oder Erhöhung des Pfahldurchmessers von ± 10%. Bei der Durchführung einer dynamischen Probebelastung sollte daher immer darauf geachtet werden, dass auch die Pfahlquerschnittsfläche ausgemessen und dokumentiert wird. Insbesondere der Pfahlkopf bzw. der Bereich der Sensorebene hat oftmals einen vom angegebenen Pfahldurchmesser abweichenden Durchmesser.

Bei einer falschen Annahme des dynamischen Elastizitätsmoduls und des Pfahldurchmessers können durch Überlagerungseffekte somit auch noch deutlich höhere Abweichungen vom Mittelwert entstehen.

2.3.1 Beispielrechnung

Abbildung 6 zeigt das Messergebnis einer dynamischen Probebelastung an einem vorgespannten Fertigteilrammpfahl mit einer Länge von 23,25 m, einem äquivalenten Durchmesser von 508 mm und einem (angenommenen) dynamischen Elastizitätsmodul von 40.000 MN/m². Die Pfahlbelastung wurde mit einem Dieselhammer durchgeführt. Die Exzentrizität

des eingeleiteten Schlagimpulses kann als sehr gering bewertet werden. Der Baugrundaufbau im Bereich der Pfahleinbindelänge besteht hauptsächlich aus Torf, Ton und schluffigen Sanden. Im Bereich des Pfahlfußes bindet der Pfahl über eine Länge von rd. 2,5 m in sehr dicht gelagerte Sande ein.

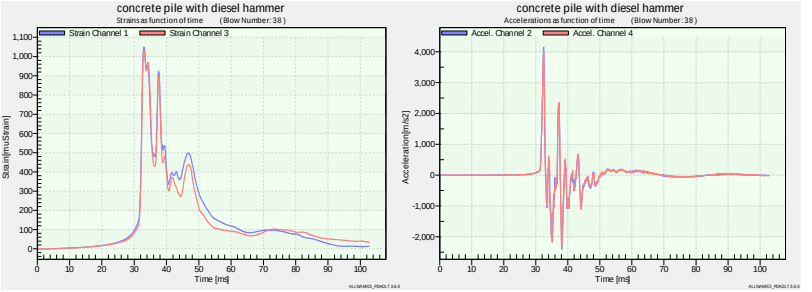


Abbildung 6: Messdaten einer dynamischen Probebelastung (Dehnung und Beschleunigung je Sensor)

Den Einfluss einer veränderten Querschnittsfläche bzw. eines veränderten dynamischen Elastizitätsmoduls auf den Verlauf der Kraft über die Zeit (vgl. Gleichung (1)) oder auf die mit der Pfahlimpedanz multiplizierte Geschwindigkeit über die Zeit (vgl. Gleichung (2) und (4)) zeigt Abbildung 7. Eine deutliche Veränderung der Maximalwerte ist schon bei einer im Rahmen üblicher Bandbreiten angesetzten Anpassung von dynamischem Elastizitätsmodul oder Durchmesser zu erkennen. Abbildung 7 zeigt den berechneten Kraft-Zeit-Verlauf sowie den mit der Pfahlimpedanz multiplizierten Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf für insgesamt vier unterschiedliche Parameterannahmen. Im Uhrzeigersinn von oben links: Ausgangskenngrößen wie beschrieben, Reduktion des E-Moduls auf 30.000 MN/m², Erhöhung des äquivalenten Pfahldurchmessers um 10% auf 559 mm, Verringerung des äquivalenten Pfahldurchmessers um 10% auf 457 mm.

Berechnet man die Tragfähigkeit des Pfahles für die in Abbildung 7 dargestellten vier Signalverläufe nach dem CASE Verfahren [RAUSCHE, 1970]:

$$R_{stat} = R_{tot,max} - J_c \cdot Z \cdot v_b \qquad (6)$$

Mit:

J_C CASE Dämpfungsfaktor

v_b Eindringgeschwindigkeit des Pfahlfußes

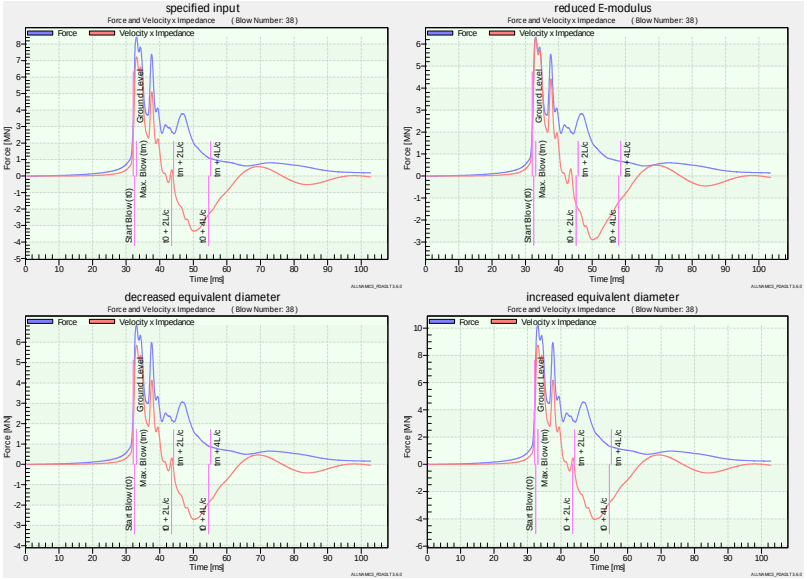


Abbildung 7: Kraft und Geschwindigkeit x Impedanz Verlauf.
Im Uhrzeigersinn: Messergebnis, E-Modul = 30.000 MN/m², Pfahldurchmesser +10% (559 mm), Pfahldurchmesser -10% (457 mm).

so ergibt sich für dasselbe Ausgangssignal eine nach einem direkten Verfahren mit empirischem Dämpfungswert (hier: $J_C = 0{,}4$) berechnete Pfahltragfähigkeit zwischen 6.200 kN und 9.300 kN. Bei der Auswertung der Signalverläufe nach einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung existieren bereits durch die theoretisch nicht eindeutige Lösung bei der iterativen Anpassung der Modellparameter abweichende Berechnungsergebnisse bei unterschiedlichen Auswertern. Durch die beschriebene Anpassung der Signalverläufe ist auch bei der Auswertung nach einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung von einer vergleichbaren Streubreite der berechneten Pfahltragfähigkeiten auszugehen.

2.4 Angleichen von F(t) und v(t)·Z

Existieren bis zum Spitzenwert der Kraft $F(t)_{max}$ bzw. bis zum Spitzenwert der Geschwindigkeit $v(t)_{max}$ keine nach oben gerichteten Wellenanteile aus Reflexionen (durch Impedanzwechsel und/oder Bodenwiderstände) der in den Pfahlkopf eingeleiteten Dehnwelle, so sind

der Spitzenwert der Kraft $F(t)_{max}$ sowie der Spitzenwert der mit der Pfahlimpedanz multiplizierten Geschwindigkeit $v(t)_{max}$ deckungsgleich. Eine weitere Anpassung der Signalverläufe sollte in diesem Fall nicht vorgenommen werden.

Durch Integrationsfehler (Gleichung (2)) und/oder falsche Eingabeparameter (vgl. Abschnitt 2.3) weichen die Spitzenwerte in der Realität jedoch oftmals leicht voneinander ab (vgl. z. B. Abbildung 7, links oben). Ist dies theoretisch nicht zu erwarten, so sollte mindestens einer der beiden Signalverläufe angepasst werden. Auf der sicheren Seite liegend, kann beispielsweise der größere Spitzenwert an den kleineren Spitzenwert angeglichen werden. Unter Umständen führt dieses Vorgehen jedoch zu einer Unterschätzung der berechneten Pfahlwiderstände und der tatsächlichen auftretenden Spannungen im Pfahl.

Bei einem Stahlpfahl mit bekanntem Querschnitt sowie einem gut abzuschätzenden dynamischen Elastizitätsmodul kann der Kraftverlauf als sinnvolles und zuverlässiges Berechnungsergebnis angesehen werden. Für Betonpfähle gilt diese Annahme nicht (vgl. Abschnitt 2.3). Durch falsche Annahmen kann der berechnete Kraft-Zeit-Verlauf stark von der Realität abweichen. Daher wird bei Betonpfählen eher dazu geraten, den Spitzenwert der Kraft an den mit der Pfahlimpedanz multiplizierten Spitzenwert der Geschwindigkeit anzupassen. Die Pfahlimpedanz wird zwar auch über den dynamischen Elastizitätsmodul und den Pfahlquerschnitt bestimmt (Gleichung (4)) und beinhaltet somit ebenfalls mögliche fehlerhafte Pfahlkenngrößen, in der Regel ist der Fehlereinfluss aus der Integration (Gleichung (2)) und den Annahmen zu E und A jedoch geringer als bei der Berechnung der Kraft nach Gleichung (1).

Die Anpassung von $F(t)_{max}$ und $v(t)_{max} \cdot Z$ aneinander ist somit als Einzelfallentscheidung des Auswerters zu verstehen. Sollte eine Anpassung vorgenommen worden sein, ist sie in jedem Fall im Messbericht zu beschreiben und zu begründen.

Existieren jedoch schon bei Erreichen der Spitzenwerte von Kraft und Geschwindigkeit (Zeitpunkt t_{max}) Reflexionen aus nach oben gerichteten Wellenanteilen im Signalverlauf, so sollten sowohl der Kraft-Zeit-Verlauf als auch der mit der Pfahlimpedanz multiplizierte Geschwindigkeits-Zeit-Verlauf nicht mehr aneinander angepasst werden.

Bei der Durchführung einer dynamischen Probebelastung an einem Betonpfahl liegt die Geländeoberkante oftmals unmittelbar im Bereich der Sensorebene. Nach oben gerichtete

Wellenanteile aus Reflexionen durch die den Pfahl umgebenden Widerstände führen somit schon weit vor Erreichen der Spitzendruckwerte zu einer Trennung von v(t)·Z und F(t).

Mit Verweis auf Abbildung 6 und Abbildung 7 gilt dies insbesondere für eine Pfahlkopfbelastung mit einem Dieselhammer. Schon in der Komprimierungsphase der Luft und somit weit vor Erreichen der Maximalwerte von Kraft und Geschwindigkeit werden Dehnwellenanteile in den Pfahlkopf eingeleitet und können schon früh zu nach oben gerichteten Wellenanteilen im Bereich der Sensorebene führen (vgl. auch [STAHLMANN ET AL., 2004]).

Falls schon vor den Spitzenwerten Reflexionen im Signalverlauf zu erwarten sind, sollten die Messergebnisse der Dehnungs- und Beschleunigungssensoren unabhängig voneinander betrachtet werden.

2.5 Sensitivitätsstudie

Eine zusammenfassende Darstellung der vorgenannten Möglichkeiten bei der Berechnung und Anpassung von F(t) sowie v(t)·Z als Ausgangssignalverläufe für eine nachfolgende Tragfähigkeitsberechnung nach einem direkten Verfahren mit Annahme eines empirischen Dämpfungswertes bzw. einem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung zeigt Tabelle 1.

Tabelle 1: Sensitivitätsstudie bei Wahl unterschiedlicher Eingabeparameter

Variierter Eingabe-parameter	Eingabewerte			Ergebnis		
	$D_{äquiv.}$ [mm]	E-Modul [MPa]	Dichte [kg/m³]	Druckspannung σ_{max} [MPa]	F_{stat} (RMX) [MN]	Relation F_{stat} [%]
Ausgangswerte	508	40.000	2.400	41,6	7,69	100
Reduktion des E-Moduls	508	30.000	2.400	31,2	6,80	88
Erhöhung der Querschnittsfläche	559	40.000	2.400	41,6	9,29	121
Verringerung der Querschnittsfläche	457	40.000	2.400	41,6	6,22	81
Anpassen von $F(t)_{max}$ an $Zv(t)_{max}$	508	40.000	2.400	35,7	7,08	92
Anpassen von $Zv(t)_{max}$ an $F(t)_{max}$	508	40.000	2.400	41,6	8,26	107

Bei der Variation von Durchmesser und dynamischem Elastizitätsmodul nach Abschnitt 2.3.1 sowie Angleichen von $F(t)_{max}$ an $v(t)_{max} \cdot Z$ bzw. $v(t)_{max} \cdot Z$ an $F(t)_{max}$ sind die folgenden Berechnungsergebnisse angegeben:

→ Maximale Druckspannung in Sensorebene (σ_{max})

→ Tragfähigkeit nach dem CASE Verfahren (F_{stat})

→ Relation der Tragfähigkeit bzgl. des Ausgangswertes

Da allen Berechnungsergebnissen die gleichen Ausgangssignale $\varepsilon(t)$ und $a(t)$ zugrunde liegen (Abbildung 7, oben links), bleiben die Druckspannungen auch bei einem sich verändernden Pfahlquerschnitt identisch ($\sigma = E \cdot \varepsilon$).

Neben einer Veränderung der Pfahltragfähigkeit von bis zu 22% vom Ausgangswert führt die gewählte Variation der Eingabewerte u. a. auch zu einer deutlichen Veränderung in der maximalen Druckspannung σ_{max} (hier: Sensorebene). Falsch gewählte Eingabewerte können somit nicht nur zu einer falschen Berechnung der Pfahltragfähigkeit, sondern auch zu einer falschen Einschätzung der Spannungen im Pfahl und schlimmstenfalls zu hieraus resultierenden Pfahlbeschädigungen führen.

3 Mobilisierte Pfahltragfähigkeit

Entscheidend für die Bewertung der berechneten Tragfähigkeit aus den Messergebnissen einer dynamischen Probebelastung sind die maximale Pfahlkopfverschiebung u_{max} sowie die bleibende Pfahlkopfverschiebung u_{perm}. nach dem Abklingen aller durch den Rammschlag hervorgerufenen Pfahlbewegungen.

Die statischen Pfahlwiderstände werden in aktuellen Wellengleichungsprogrammen über ein asymmetrisches elastisches, ideal plastisches Bodenmodell (vgl. Abbildung 8) modelliert. Der elastische Verformungsbereich wird über die elastische Grenzverschiebung bzw. den Quake u_{q1} des Bodens beschrieben. Erst wenn alle Pfahlsegmente größere Verformungen als die elastische Grenzverschiebung

$$u_{max} \geq u_{q1} \tag{7}$$

erfahren haben, kann von der Aktivierung aller Pfahlwiderstände (F_{uy1}) bzw. der Pfahlgrenztragfähigkeit als Berechnungsergebnis ausgegangen werden.

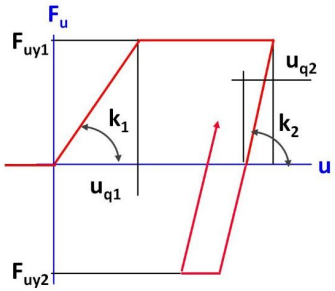


Abbildung 8: Asymmetrisches Bodenmodell elastisch – ideal plastisch

Sind die Pfahlbewegungen, beispielsweise auch nur für einzelne in den Baugrund einbindende Pfahlsegmente, kleiner als die elastische Grenzverschiebung $u_{q1,}$ so liegt die berechnete Pfahltragfähigkeit unterhalb seiner Grenztragfähigkeit, es wurden folglich nicht alle vorhandenen Widerstände mobilisiert.

Die Beurteilung aller Pfahlsegmente hinsichtlich ihrer Bewegung bei einer dynamischen Belastung, insbesondere der in den Baugrund einbindenden Pfahlsegmente, ist häufig nicht möglich. Aus diesem Grund wird empfohlen, die Bewegung des gesamten Pfahles anhand der gemessenen bleibenden Pfahlkopfverformung u_{perm} zu beurteilen. Bei Vernachlässigung von im Pfahl verbleibenden Spannungen (Residual Stresses) kann davon ausgegangen werden, dass die minimale Verschiebung aller Pfahlsegmente u_{min} mindestens so groß ist wie die bleibende Verschiebung des Pfahlkopfes. Ist die bleibende Verformung des Pfahlkopfes größer als die größte elastische Grenzverschiebung aller Pfahlsegmente $u_{q1,max}$, so kann von einer vollständigen Mobilisierung aller Pfahlwiderstände ausgegangen werden. Da die elastische Grenzverschiebung einem angenommenen Parameter entspricht und um mögliche verbleibende Spannungen im Pfahl in Betracht zu ziehen, wird für den Nachweis der Grenztragfähigkeit der nachfolgende untere Grenzwert der bleibenden Pfahlkopfverschiebung (LL) empfohlen:

$$u_{perm,\boldsymbol{LL}} \geq u_{q1,max} \cdot 2 \qquad (8)$$

Zusätzlich zum unteren Grenzwert nach Gleichung (8) wird auch ein oberer Grenzwert für die Pfahlkopfverschiebung u_{perm} vorgeschlagen. In Abhängigkeit von der Größe und Kon-

taktzeit des Rammschlages sowie der Länge des Pfahles führen große Pfahlkopfverschiebungen häufig auch zu hohen Zugspannungen. Diese hohen Reflexionen im Signalverlauf dominieren diesen möglicherweise so stark, dass eine sinnvolle Modellierung der Pfahlmantelreibung nur schwierig oder nicht möglich ist.

Insbesondere für Betonpfähle sollte zur Vermeidung von Rissbildungen durch zu hohe Zugspannungen (z. B. [HERTEN, 2013]) die in den Pfahlkopf eingeleitete Energie gerade ausreichend groß gewählt werden, um alle Pfahlwiderstände zu mobilisieren.

Im Idealfall entspricht der obere Grenzwert (UL) der bleibenden Pfahlkopfverschiebung u_{perm} der Hälfte der Summe aus der maximalen Pfahlkopfverschiebung u_{max} (inkl. elastische Verschiebungsanteile) und der bleibenden Pfahlkopfverschiebung nach Gleichung (8).

$$u_{perm,\boldsymbol{UL}} = \frac{u_{max} + u_{perm,\boldsymbol{LL}}}{2} \tag{9}$$

Insbesondere bei geschlossenen Pfählen mit großem Durchmesser, beispielsweise bei einem Vollverdrängungsbohrpfahl, kann die elastische Grenzverschiebung unterhalb des Pfahlfußes deutlich oberhalb üblicher Grenzwerte (>> 2,5 mm) liegen [AUTHIER UND FELLENIUS, 1980]. In diesen Fall muss häufig davon ausgegangen werden, dass der Pfahlfußwiderstand bei einer dynamischen Pfahlprobebelastung nicht vollständig mobilisiert werden kann. Die berechnete Tragfähigkeit liegt somit unterhalb der Grenztragfähigkeit des Pfahles.

4 Zusammenfassung

Als wesentliches Ergebnis werden in dem Beitrag übliche Vorgehensweisen kritisch betrachtet, die bei der Aufzeichnung und insbesondere bei der Weiterverarbeitung der Messdaten einer dynamischen Probebelastung getroffen werden.

Unter anderem werden in dem Beitrag Empfehlungen zur maximalen Exzentrizität bzw. Neigung des in den Pfahlkopf eingeleiteten Rammschlages, zu im Messbericht darzustellenden Mess- und Berechnungsergebnissen, zur Interpretation von Signalverläufen sowie zu Grenzwerten der bleibenden Pfahlkopfverschiebungen am Ende einer Stoßbelastung gegeben.

Anhand von Beispielberechnungen wird dargestellt, welchen Einfluss die bei der Berechnung des Kraft-Zeit-Verlaufes bzw. des mit der Pfahlimpedanz multiplizierten Geschwindigkeits-Zeit-Verlaufes anzusetzenden Kenngrößen dynamischer Elastizitätsmodul E und Querschnittsfläche A auf das Ergebnis einer nachfolgenden Tragfähigkeitsberechnung haben.

Der Inhalt des Beitrages hilft insbesondere dem Prüfer eines Messberichtes bei der Interpretation der gewählten Vorgehensweise durch den Pfahltester und/oder Auswerter bzw. ermöglicht es dem Prüfer bereits im Vorfeld der Tragfähigkeitsberechnung nach einem direkten oder erweiterten Verfahren [EA-PFÄHLE, 2012] gezielte Fragen zur Validität der Signalverarbeitung zu stellen.

Zur Erhaltung bzw. zur Steigerung der Akzeptanz von dynamischen Probebelastungen sollte der gesamte Prozess, von der Signalaufzeichnung bis zur Auswertung, für Außenstehende möglichst transparent gehalten und detailliert beschrieben werden. Die Rohdaten einer Messkampagne - $\varepsilon(t)$ und $a(t)$ – sollten eigenständig durch einen Prüfer in die von ihm verwendete Simulationssoftware (erweitertes Verfahren mit vollständiger Modellbildung) eingelesen und weiterverarbeitet werden können.

Literatur

Amir, J. M., Amir, E., Lam, C.: Modulus of elasticity in deep bored piles, *Deep Foundations Institute (DFI), International Conference on Piling and Deep Foundations, Stockholm, Schweden, 2014*

Authier, J.; Fellenius, B.H.: Quake values determined from dynamic measurements, *Proceedings 1st International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles Stockholm, Seite 197 -216, A.A. Balkema, 1980.*

EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, *DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Dortmund, Ernst & Sohn, 2. Auflage, 2012.*

Fischer, J.; Hensel, J.; Zahlmann, J.; Stahlmann, J.: Zur Messgeberapplikation bei dynamischen Pfahltests an Offshore – Gründungselementen, *Pfahl-Symposium 2011, Fachseminar am 17./18.02.11 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94, 2011*.

Herten, M.: Bewertung dynamischer Pfahlprobebelastungen an Bohrpfählen, *Pfahl-Symposium 2013, Fachseminar am 21./22.02.13 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 96, 2013*.

Maertens, J., Huybrechts, N.: Belgian Screw Pile Technology – Design and Recent Developments, *Swets & Zeitlinger, Lisse , ISBN: 90 5809 578 9, 2003*

Rausche, F: Soil Response from Dynamic Analysis and Measurements on Piles, *dissertation Division of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design Case Western Reserve University, June 1970.*

Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H.: Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch, *4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004, ISBN 3-924813-55-8, S. 23-40, 2004.*

Stahlmann, J.; Fischer, J.; Middendorp, P: Rapid-Load-Tests und dynamische Pfahlprobebelastungen – Ein Vergleich, *32. Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 26. September bis 29. September, Mainz, 2012.*

Autoren

Joost Bakker, M.Sc. bakker@allnamics.eu
Allnamics Geotechnical & Pile Testing Experts BV www.allnamics.eu
Waterpas 98, 2495AT Den Haag (NL) Tel.: +31 (0)88 2556264

Dipl.-Ing. Jan Fischer jan.fischer@fwt.fichtner.de
Fichtner Water & Transportation GmbH www.fwt.fichtner.de
Hammerbrookstraße 47b, 20097 Hamburg Tel.: +49 40 300673-303

FICHTNER
WATER & TRANSPORTATION

Hammerbrookstraße 47b
D-20097 Hamburg
Tel. +49 40 300673-0
hamburg@fwt.fichtner.de
www.fwt.fichtner.de

Wasser & Infrastruktur | Energie | Umwelt | Beratung & IT



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

Schallminderung bei Offshore-Rammungen: Theorie und neue Ansätze für Monopile- und Jacketgründungen

Karl-Heinz Elmer; Benedikt Bruns; Christian Kuhn

OffNoise-Solutions GmbH, Neustadt a. Rbge., Deutschland

1 Einleitung

Seit einigen Jahren existiert in Deutschland ein Schallminderungskonzept zum Schutz marinen Lebens.

Dieses besagt, dass der Unterwasserschall durch Rammarbeiten an Offshore-Windparks in einer Distanz von 750 m unterhalb von 160 dB (SEL) zu liegen hat. Dieser Wert wird jedoch ohne zusätzliche Maßnahmen häufig überschritten, wodurch der Einsatz von Schallschutzsystemen erforderlich wird. Der Rammschall wird von der Pfahloberfläche direkt in das umliegende Gewässer und in den Erdboden eingetragen. Unterwasserschall im Fernfeld wird üblicherweise durch Blasenschleier mit Durchmessern von 150 m – 250 m reduziert. Für die speziellen Bedingungen im Nahfeld und die Schallabstrahlung in das den Pfahl umgebende Gewässer wird eine höchst effektive Methode zur Lärmminderung entwickelt. Bei dieser werden kleine, elastische Elemente in das Wasser eingebracht, welche Reflektionen, Streueffekte und materialbedingte Dämpfungen mit Resonanzschwingungen produzieren. Dies führt zu einer steuerbaren, effektiven Lärmminderung im Nahfeld des abgestrahlten Rammschalls.

Die Wirksamkeit der Elemente wurde sowohl im Labor, als auch in situ unter Einsatzbedingungen bei verschiedenen Offshore-Baustellen untersucht. Bislang wurden vier Offshore-Windparks unter Verwendung dieser Nahfeld-wirksamen Elemente in Kombination mit einem großen Blasenschleier im Fernfeld errichtet. Die dadurch hervorgerufenen Lärmminderungen wurden von einem unabhängigen akustischen Institut mit 25 dB (SEL) beziffert. In aktuellen Projekten wird das System auch für die Rammarbeiten von Jacket-Gründungen und während der Errichtung großer Monopiles unter Verwendung der bis heute größten Rammen der Welt eingesetzt. In diesem Artikel wird die Theorie dieses effektiven Geräuschminderungskonzepts dargelegt sowie seine flexible Implementierung in vergangenen und aktuellen Projekten beschrieben. Des Weiteren wird eine Zusammen-

fassung der gewonnenen Ergebnisse gegeben, um die Effektivität des Schallminderungskonzepts aufzuzeigen.

2 Hydroschall

2.1 Zur Problematik von Unterwasser-Rammschall

Die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen unter Verwendung von Impulsrammen führt zu hohen Hydroschallemissionen. So wurden in einer Distanz von 750 m zu den Rammarbeiten Spitzenschalldruckpegel von weit über 200 dB re 1 µPa gemessen (1). Dieser Unterwasserlärm ist potentiell schädlich für das Leben im Meer, insbesondere für Meeressäuger. Da Wasser einen sehr effizienten Schallträger darstellt, sind die akustisch belasteten Regionen sehr weitläufig.

Diese Regionen um die Schallquelle lassen sich in verschiedene Einwirkzonen aufteilen: Innerhalb der Hörbarkeitszone mit moderaten Einwirkpegeln zeigen Tiere (wie etwa Schweinswale, Seehunde, Kegelrobben und auch Fische), Verhaltensänderungen.

Bei höheren Pegeln, im Bereich der inneren Zonen, kann der Unterwasserschall zur temporären (*temporary threshold shift* = TTS) oder zur permanenten Hörschwellenverschiebung (*permanent threshold shift* = PTS) der betroffenen Tiere führen. Dadurch können wichtige akustische Informationen für die Tiere maskiert werden.

Im direkten Umfeld einer lauten Schallquelle wie der Pfahlrammung können die auftretenden extremen Schalldruckpegel physische Traumata oder sogar den Tod der Tiere hervorrufen.

Schon der geringste Schaden, die temporäre Verschiebung der Hörschwelle, muss vermieden werden. Durch künftig steigende Pfahldurchmesser und die damit notwendigen erhöhten Rammenergien, einhergehend mit einer zunehmenden Baustellenanzahl, werden die emittierten Schalldruckpegel voraussichtlich noch weiter ansteigen.

Die Minderung von Unterwasserschall ist notwendig, um die Schallpegel unterhalb der vorgeschriebenen Grenzwerte zu reduzieren und somit die Störung und Schädigung mariner Säuger und anderer geschützter Tiere zu unterbinden. Um effektive Schallminderungssysteme zu entwickeln, werden sowohl numerische Simulationen eingesetzt, als auch Messungen und Untersuchungen beim Bau von Offshore-Gründungen durchgeführt.

2.2 Abstrahlung und Ausbreitung von Rammschall

Insbesondere Impulsrammungen während der Errichtung der Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen (wie etwa Monopiles oder Jackets), verursachen breitbandigen Lärm mit sehr hohen Unterwasserschallpegeln.

Zur Untersuchung der Entstehung, Ausbreitung und Dämpfung von Unterwasserschall wurden in vergangenen Untersuchungen numerische Simulationen und Unterwasserschallmessungen von der Errichtung der ersten Offshore-Forschungsplattform in der Nordsee (FINO1) verwendet (1). Ziel war die Ermittlung des durch die Offshore-Windenergieanlagen betroffenen Gebiets, um in Kooperation mit Biologen Standartprozeduren für die Vorhersage und den Umgang mit Lärmemissionen zu entwickeln, sowie grundlegende Informationen über Unterwasserschall zu gewinnen, um Schalltransmissionsmodelle zu entwickeln und darauf aufbauend Schallminderungssysteme entwerfen zu können.

Der Großteil der Schlagenergie einer Impulsramme geht in den Meeresboden ein. Lediglich ein kleiner Teil der Rammenergie wird direkt von der Pfahloberfläche in das umliegende Meerwasser abgestrahlt, wo er jedoch sehr hohe Schalldruckpegel hervorruft. Abhängig von der Beschaffenheit des Meeresbodens wird ein Teil der Schlagenergie indirekt vom Grund in das Wasser eingetragen, was zu zusätzlichen Schallemissionen führt.

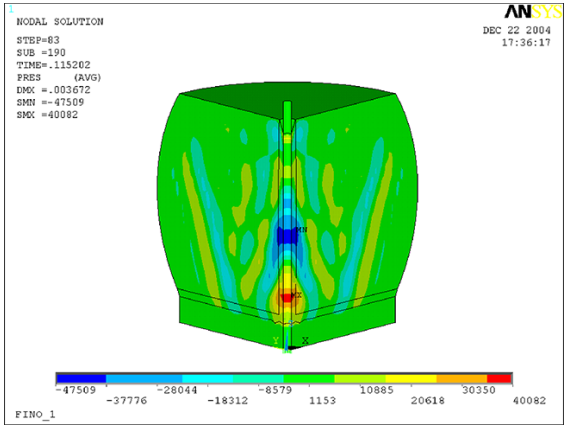


Abbildung 1: Durch einen Rammschlag verursachte Dehnwellen in der Pfahlstruktur, welche Schallwellen in dem umgebenden Wasser hervorrufen (1).

Numerische Simulationen und direkte Pfahlmessungen während des Rahmschlags zeigen, dass die entstehenden Dehnwellen im Pfahl an Querschnittssprüngen und beiden Pfahlenden bis zu mehreren Malen reflektiert werden (vgl. Abb. 1), bevor die kinetische Energie ausreichend gedämpft und in den Boden abgestrahlt ist. Diese Dehnwellen rufen Schallwellen im umliegenden Gewässer hervor, welche sich mit Schallgeschwindigkeit (im Wasser ca. 1500 m/s) im Flachwasser in alle Richtungen ausbreiten (siehe Abb. 1) und an der Wasseroberfläche sowie dem Meeresboden reflektiert werden.

2.3 Messung von Rammschall

Unterwasserrammschall wird üblicherweise durch zwei Pegelgrößen beschrieben: Die erste Größe ist der Spitzenschalldruckpegel (*peak sound pressure level* = peak SPL). Dieser liefert in Dezibel das Verhältnis von maximalem instantanen Schalldruck $|p_{peak}|$ eines Rammimpulses zu einem Referenzdruck von $p_0 = 1\mu Pa$.

$$peak\ SPL = 20\log\left(\frac{|p_{peak}|}{p_0}\right) \quad \text{in dB re:1}\mu\text{Pa.} \qquad (1)$$

Die zweite Pegelgröße zur Beschreibung des Unterwasserrammschalls ist der Summenpegel (*sound exposure level* = SEL). Er ist definiert als das über einen Zeitraum von einer Sekunde integrierte Quadrat des instantanen Schalldrucks im Verhältnis zu einem Referenzwert von $p_0 = 1\mu Pa$:

$$SEL = 10\log\left(\frac{1}{T_0}\int_{T1}^{T2}\frac{p(t)^2}{p_0^2}dt\right) \quad \text{in dB re:1}\mu\text{Pa}^2\text{s.} \qquad (2)$$

Durch die Bezugszeit von einer Sekunde ist der SEL besonders zum Vergleich impulsartigen Schalls geeignet.

Erhebungen des Unterwasserrammschalls in einer Distanz von 750 m zur Baustelle zeigen Spitzenschallpegel von über 210 dB und Summenpegel von mehr als 180 dB, abhängig von der verwendeten Rammenergie und des Pfahldurchmessers.

Da das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) einen SEL von 160 dB und einen SPL von 190 dB in dieser Distanz vorschreibt, besteht eine große Nachfrage an effektiven Schallminderungsverfahren.

In Abb. 2 ist die spektrale Verteilung des in einer Distanz von 750 m gemessenen Schallexpositionspegels von zwei verschiedenen hydraulischen Rammen in Form von Terzbändern dargestellt.

Die höchsten spektralen Anteile der Pegel liegen typischerweise breitbandig im niederfrequenten Bereich zwischen ca. 100 Hz und 300 Hz. Schallminderungssysteme müssen folglich vor allem in diesem Frequenzbereich wirken, um die vorgeschriebenen Grenzwerte einzuhalten. Einen solchen Ansatz verfolgt das im folgenden Abschnitt vorgestellte Hydroschalldämpfersystem (HSD).

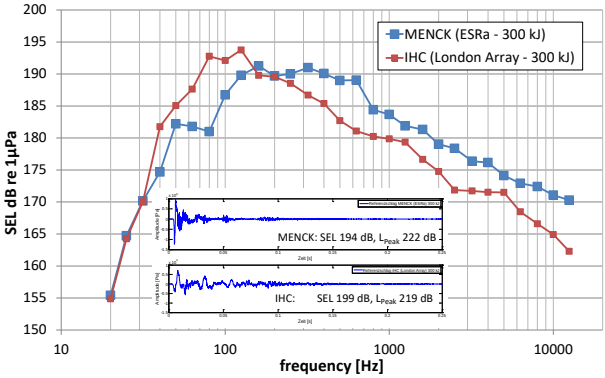


Abbildung 2: Terzbänder gemessenen Unterwasserschalls bei Offshore-Projekten mit verschiedenen hydraulischen Rammen, (2).

3 Schallminderung durch Hydroschall Dämpfer

Luft ist das ideale Medium zur Reduktion von Wasserschall.

Das neue, patentierte Hydroschalldämpfersystem besteht lediglich aus kleinen, gasgefüllten Latexblasen und robusten PE-Schaumstoffelementen, welche an einem den Pfahl umspannenden Netz fixiert werden. Ihre Resonanzfrequenzen sind so abgestimmt, dass der Unterwasserschall hocheffizient reduziert wird.

Stahl wird hierbei ausschließlich zurr Kompensation des Auftriebs der HSD-Elemente benötigt.

Die auftretenden vertikalen Kräfte durch den Auftrieb der Elemente und strömungsbedingte, horizontale Kräfte sind jedoch gering, da die Netzstruktur des Systems von geringem Volumen und durchströmbar ist.

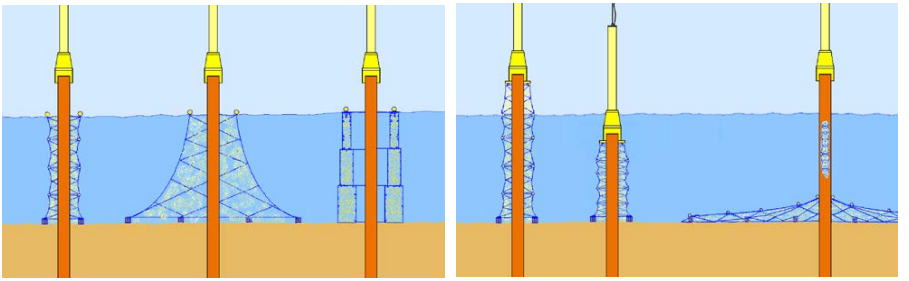


Abbildung 3: Verschiedene mögliche Einsatzformen von HSD-Netzen nach (3).

Die Stärke der Dämpfung sowie der angesprochene Frequenzbereich lassen sich über Größe, Anzahl und Verteilung der Elemente unter Berücksichtigung des hydrostatischen Druck genau steuern. Zu diesem Zweck werden sie an pfahlumspannenden Netzen oder Rahmen fixiert. Mögliche Konfigurationen sind in Abb. 3 dargestellt. Wird zusätzlich der Meeresboden durch das HSD-Netz bedeckt, wird auch indirekt durch den Meeresboden abgestrahlter Unterwasserschall gemindert.

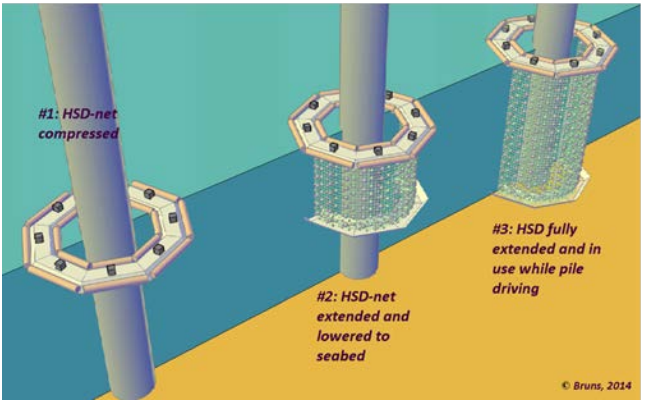


Abbildung 4: HSD-Netz in einem ringförmigen Ballastkorb (2).

Das in Abb. 4 abgebildete HSD-System besteht aus einem ringförmigen Container, in dessen Inneren das HSD-Netz gelagert wird. Dieser wird entweder unterhalb der Pfahlführung fixiert oder schwimmt, wie in Abb.4 dargestellt, um den Pfahl auf der Meeresoberfläche.

Im Gegensatz zu konventionellen Blasenschleiern, sind beide Formen von HSD-Elementen (gasgefüllte Ballons und Schaumelemente) in der Lage, drei verschiedene physikalische Effekte zur Schallminderung zu nutzen:

- Resonanzeffekte der HSD-Elemente führen großflächig zu einer Verstärkung der Schallstreuung im Wasser. Der Querschnitt dieser Fläche beträgt, verglichen mit dem geometrischen Querschnitt der Elemente, mehr als den Faktor 1000. Der Wasserschall kann so um mehr als 35 dB reduziert werden. Derselbe Effekt tritt bei Luftblasen im Wasser auf. Da allerdings der Blasendurchmesser umgekehrt proportional zur Resonanzfrequenz im Verhältnis steht, kommt dieser Effekt bei Luftblasen nur für hohe Frequenzen zum tragen, wohingegen die HSD-Elemente in ihrer Größe individuell definiert werden können. Somit können auch niedrige Frequenzbereiche abgedeckt werden, was auf Grund ihrer Instabilität mit Luftblasen nicht möglich ist. Weitere Einflüsse auf die Resonanzfrequenz der Elemente sind der Gasinnendruck, die Wassertiefe und die Steifigkeit des Hüllmaterials.
- Materialeffekte der Elemente dämpfen und streuen den eintreffenden Schall. Die Dämpfung ist nahe der Resonanzfrequenz des Elements am stärksten. Durch Materialeffekte können Schallminderungen zwischen 10 und 30 dB SEL, abhängig vom verwendeten Hüll- und Füllungsmaterial, erreicht werden.
- Reflektionen von Schallwellen durch Impedanzsprünge zwischen Wasser und eingebrachten HSD-Elementen erhöhen die Kompressibilität des Gemisches. In Folge sinkt sein Kompressionsmodul, was die Schallgeschwindigkeit stark reduziert. Weiterhin sinkt die spezifische Impedanz des Gemisches, was wiederum zu Reflektionen zwischen Wasser-HSD-Gemisch und ungestörtem Wasser führt. Die so erzielten Schallminderungen liegen zwischen 5 dB und 15 dB (SEL). Der Effekt ist frequenzunabhängig.

Der Effekt der Schallminderung durch Resonanzeffekte der HSD-Elemente ist beispielhaft in Abb. 5 dargestellt.

An der Wasseroberfläche sind in Abb. 4 starke Interaktionen zwischen vibrierendem Element und umliegendem Wasser zu erkennen. Der Effekt tritt jedoch auch, nicht sichtbar, unter Wasser auf.

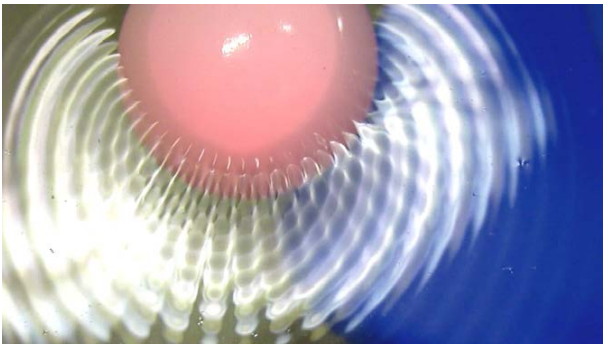


Abbildung 5: Streuung und Wellenabstrahlung eines angeregten HSD-Elements nach (4).

Hydroschalldämpfer werden für den gesamten Frequenzbereich des Rammschalls, von etwa 30 Hz bis hin zu mehreren kHz, eingesetzt. Die Effektivität des Systems hinsichtlich der erreichten Schallminderung hängt von den jeweiligen Eigenfrequenzen der Elemente sowie der von den Elementen bedeckten Pfahlhüllfläche ab. Schon bei Abdeckungen von 1 % - 2 % werden gute Ergebnisse erzielt. Das sich so einstellende Volumen des Gesamtsystems ist relativ gering, wodurch vertikale Kräfte (Auftrieb) und horizontale Kräfte (Strömungen) gering gehalten werden.

Zusätzlich ist das System kostengünstig und benötigt keine externe Druckluftversorgung.

4 Offshore Einsätze der Hydroschall Dämpfer

4.1 Offshore-Test „ESRa“ (Deutschland 2012)

In ersten Offshore-Tests bei dem Projekt „ESRa“ (*Evaluation von Systemen zur Rammschallminderung an einem Offshore-Testpfahl*) 2012 in der deutschen Ostsee wurde die hohe Schallminderungswirkung beider Elementtypen nachgewiesen. Das erste eingesetzte HSD-System bestand außer einer selbstschwimmenden Konstruktion von zehn Tonnen Gewicht (vgl. Abb. 6). Alle Elemente wurden auf eine Resonanzfrequenz von 120 Hz abgestimmt. Der Rammschall wurde vier Meter oberhalb des Meeresbodens, in einer Distanz

von sechs Metern zum Testpfahl aufgenommen. Die geringe Distanz wurde gewählt, um möglichst viel Direktschall aufnehmen zu können. So werden beispielsweise Messfehler durch Reflektionen am Meeresboden vermieden.



Abbildung 6: Hydraulische Ramme und Pfahl mit HSD-System beim ESRa-Projekt (4).

In Abb. 7 ist das auf diese Weise gemessene SEL-Spektrum der Schallminderung im Nahbereich dargestellt. Im kritischen Bereich zwischen 100 Hz und 600 Hz konnten Schallminderungen von 23 dB (SEL) erzielt werden. Das bedeutet, dass 99,5 % der Schallenergie gedämpft wurden, obwohl lediglich 10 % der Pfahloberfläche durch das System bedeckt waren.

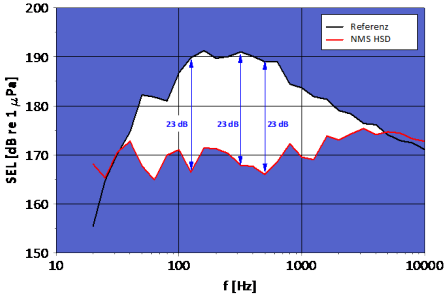


Abbildung 7: Gemessene SEL-Terzbänder mit und ohne HSD beim ESRa-Projekt (4).

4.2 Offshore-Test „London Array“ (UK 2012)

Ein zweiter Offshoretest wurde im August 2012 bei dem Bau der Windparks „London Array“ in der britischen Nordsee durchgeführt.

Das hier eingesetzte HSD-System (siehe Abb. 8) wurde selbstentfaltend gestaltet und bestand aus drei Teilen: Ein Auftriebsring an der Wasseroberfläche, das Netz mit den HSD-Elementen und einem Ballastkorb, welche auf den Meeresgrund abgesenkt wurde. Das System konnte in Wassertiefen von bis zu 28 m operieren (vgl. (5)), bei einer Bauhöhe des Ballastkorbes von nur 1,8 m.

Das Gesamtgewicht betrug 17 t, der Durchmesser 9 m.

Die Größe der HSD-Elemente wurde bei diesem Projekt variiert, um einen breiteren Frequenzbereich abzudecken, als im ESRa-Projekt. Dabei wurden Resonanzabstimmungen sowohl unter 100 Hz, als auch über 1000 Hz eingesetzt.



Abbildung 8: Ausbringung des HSD-Systems an einem Pfahl des „London Array“, (5) .

Die in Abb. 9 dargestellte Minderung des SEL wurde einen Meter oberhalb des Meeresbodens in einer Distanz von 15 m zum Pfahl gemessen. Der Einsatz des HSD-Systems führte zu signifikanten Schallminderungen von ca. 21 dB (SEL) zwischen 20 Hz und 1 kHz.

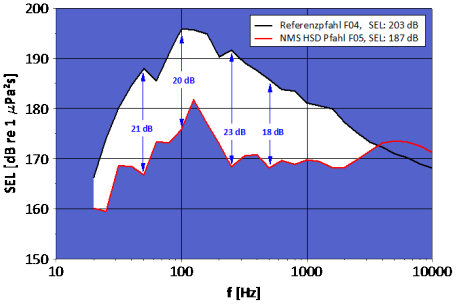


Abbildung 9: Gemessene SEL-Terzbänder mit und ohne HSD-System beim London Array-Projekt (5).

4.3 Offshore-Einsatz „Amrumbank West“ (Deutschland 2014)

Der erste kommerzielle Einsatz des Systems erfolgte beim Bau der Monopile-Gründungen des Windparks „Amrumbank West“ in der deutschen Nordsee im Jahr 2014. Als Ramme kam ein hydraulischer Hammer vom Typ *MENCK MHU 1900S* zum Einsatz. Zur Schallminderung kam ein HSD-System in Kombination mit einem doppelten Blasenschleier zum Einsatz.

Das HSD-System war, wie im Vorgängerprojekt, faltbar konstruiert und wurde mittels eines Windengestells am Haken des Hauptkrans befestigt (vgl. Abb. 10).



Abbildung 10: HSD-Aufhängung (links), Platzierung oberhalb des Pfahls (mittig) und fertig ausgebrachtes System (rechts).

Die Wassertiefe betrug bei diesem Einsatz bis zu 25 m, bei einem Durchmesser der Monopiles von sechs Metern.

Die Schallreduktion der kombinierten Systeme betrug bis zu 22 dB (SEL) in einer Distanz von 750 m zur Baustelle. In Abb. 11 sind Messungen des SEL in der Nähe des Pfahls dargestellt. Die erreichten Minderungen betragen bis zu 23 dB in einigen Frequenzbändern

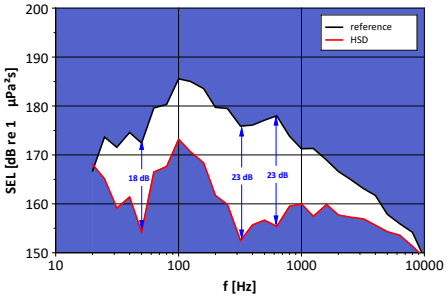


Abbildung 11: In Pfahlnähe gemessene SEL-Terzbänder mit und ohne HSD-System beim Amrumbank West-Projekt (5).

4.4 Offshore-Einsatz „Sandbank“ (Deutschland 2015)

Beim Bau der Gründungen des Windparks *Sandbank* in der deutschen Nordsee kam 2015 erneut ein HSD-System in Kombination mit einem doppelten Blasenschleier zum Einsatz (siehe Abb. 13). Als Ramme wurde ein Hammer des Typs *MENCK MHU 3500* verwendet.

Die faltbare HSD-Vorrichtung wurde mittels eines eigenen Windenrahmens, unterhalb des Grippers (siehe Abb. 12), unabhängig vom Hauptkran kontrolliert ausgebracht. So konnte jeglicher Zeitverzug durch die Montage des Schallschutzsystems vermieden werden.

Der Pfahldurchmesser betrug zwischen 6,4 m und 6,8 m bei einer Wassertiefe zwischen 25 m und 34 m.

Mit dem verwendeten Schallschutzkonzept erwies sich die Einhaltung der vorgeschriebenen Grenzwerte als unproblematisch. Die mit diesem Konzept erreichten Schallminderungen betrugen im relevanten Frequenzbereich zwischen 19 dB und 25 dB (siehe (6)).

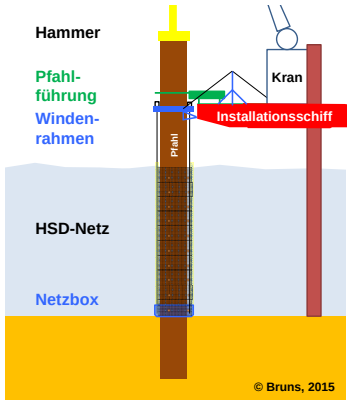


Abbildung 12: HSD-Konzept beim „Sandbank“-Projekt (blau dargestellt).

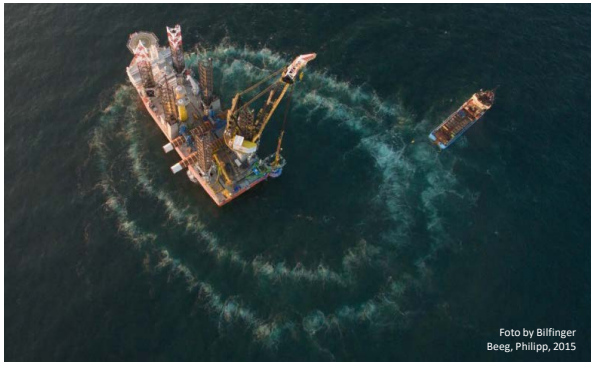


Abbildung 13: Luftbild der Kombination aus doppeltem Blasenschleier und HSD-System beim Bau des Windparks „Sandbank“ (6).

4.5 Offshore-Einsatz „Veja Mate“ (Deutschland, 2016)

Ein mit dem Sandbank-Einsatz vergleichbares Schallminderungssystem (HSD und doppelter Blasenschleier) wurde für den Bau des Windparks „Veja Mate“ 2016 in der deutschen Nordsee eingesetzt (siehe Abb. 14 und Abb. 15).

Der erneute Einsatz eines Windenrahmens unterhalb des Grippers zur Ausbringung des HSD-Systems verursachte keinerlei Verzögerungen im Bauablauf. Als Ramme wurde ein Hammer des Typs *IHC S-4000* verwendet. Der Durchmesser der Monopiles betrug 7,8 m, die Wassertiefe bis zu 40 m. Die Ergebnisse der Schallmessungen sind unveröffentlicht, doch konnten die erforderlichen Grenzwerte eingehalten werden.



Abbildung 14: Gripper mit HSD-System, an Bord des Installationsschiffs fixiert.



Abbildung 15: Gripper mit HSD-System beim Rammvorgang.

4.6 Offshore-Einsatz „Wikinger“ (Deutschland, 2016)

Beim Bau des Windparks „Wikinger“ in der deutschen Ostsee wurde das HSD-System erstmals auch beim Bau von Jacket-Gründungen eingesetzt.

Das HSD-System war im Nahfeld als zusätzliches Schallminderungssystem zum doppelten Blasenschleiers im Fernfeld vorgesehen, falls dieser allein nicht ausreichend gewesen wäre, den anfallenden Rammschall zu dämpfen. Das HSD System sollte den Schall der oberen 30m der unter Wasser gerammten Pfähle bis zum Template am Meeresboden abzuschirmen. Bei den Untersuchungen konnte die Tauglichkeit und Schallminderung des HSD-Systems für diese Gründungsform mit vollständiger Unterwasser Rammung nachgewiesen werden. Der Durchmesser der im Pre-Piling-Verfahren gerammten Pfähle betrug 2,7 m bei einer Wassertiefe von bis zu 40 m.

4.7 Zusammenfassung der HSD-Einsätze

In Tabelle 1 ist eine Übersicht über die verschiedenen Einsätze der HSD-Systeme unter den projektspezifischen Bedingungen dargelegt.

Tabelle 1 – Entwicklungsprozess des HSD-Konzepts

Windpark	**London Array**	**Amrumbank**	**Sandbank**	**Veja Mate**	**Wikinger**
Jahr	2012	2014/15	2015/16	2016	2016
Gründung	Monopile	Monopile	Monopile	Monopile	Jack-et(Prepiling)
Pfahldurch-messer [m]	5,7	6,0	6,4 / 6,8	7,8	2,7
Wassertiefe [m]	25	25	3	40	40
Hammer	IHC S1400	MHU 1900S	MHU 3500	IHC S-4000	MHU 1200
HSD - System	Prototyp	am Hammer	unter Gripper	unter Gripper	unter Gripper
Schallminderung HSD + DBBC (SEL 750 m)		14 – 22 dB	19–25 dB	Unveröffent-licht	Unveröffent-licht

5. Schlussfolgerungen und Ausblick

Das innovative Hydroschalldämpferkonzept wurde als kostengünstige Methode zur Unterwasser-Schallminderung bei Offshore Rammarbeiten präsentiert. Ebenso denkbar wären Einsätze bei weiteren Rammarbeiten in Gewässern, wie beispielsweise im Hafen- oder Brückenbau.

Mit Hydroschalldämpfern können Minderungen des Unterwasserschalls, auch bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten, von weit über 10 dB erreicht werden. Das System ist flexibel einsetzbar, leicht adaptierbar und kostengünstig.

Der Einsatz von HSD verbessert den Schutz des marinen Lebens und schützt die Tiere im Umfeld von Bauarbeiten vor schädlichen Einflüssen durch Unterwasserschall.

Akustische Messungen bei dem Einsatz von HSD in Kombination mit großen Blasenschleiern zeigen Schallminderungen von bis zu 25 dB (SEL) (6). HSD-Systeme sind bereits in Europa, USA und Australien patentiert, eingeschlossen jedweder Art gasgefüllter Elemente, ummantelter Blasen und Schaumelemente. Weitere PTC-Patente sind ausstehend.

Literaturverzeichnis

1. Elmer, K.-H., Betke, K., & Neumann, T. (2007): "Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch die Schallimmission von Offshore-Windenergieanlagen" *BMU report 0329947, 2007.*

2. Bruns, B., Kuhn, C., Stein, P., Gattermann, J., Elmer, K.-H.: The new noise mitigation system ‘Hydro Sound Dampers’: History of development with several hydro sound and vibration measurements, *inter-noise 2014 Conference, Melbourne, Australia, 2014.*

3. Elmer, K.-H. (2010) “Pile driving noise red. using new HSD”, *BSH-workshop on pile driving, ESC2010,*Stralsund.

4. Elmer, K.-H., Gattermann,J., Kuhn, C., Bruns, B. & Stahlmann, J. (2012) **“**Mitigation of offshore piling noise using balloons and PE-foam elements as hydro sound dampers”, *Proceed. DEWEK2012 Conference*, Bremen, G, Nov. 7/8, 2012.

5. Bruns, B., Kuhn, C., Stein, P., Gattermann, J., Elmer, K.-H. & Imhorst, F. (2012), “Underwater noise reduction from measurements and offshore tests using systems of hydro sound dampers , *Proceed. DEWEK2012 Conference*, Bremen, G, Nov. 7/8, 2012.

6. Beeg, O., Philipp, E.: Developer Case Study Dan Tysk & Sandbank, Windpower Monthly Foundations meeting Bremen 04.11.2015, Bremen, November 2015

7. Elmer, K.-H., Bruns, B.., Kuhn, C. (2016) **“**Offshore piling noise attenuation: theory and new applications on monopiles and jacket foundations”, inter-noise 2016, proceedings of the 45th international congress on noise control engineering, August 21 - 24, Hamburg 2016.

Autoren

Dr.-Ing. Karl-Heinz Elmer, Dipl.-Ing. Benedikt Bruns, Dipl.-Ing. Christian Kuhn
OffNoise-Solutions GmbH,
D-31535 Neustadt, Marktstr. 5, Tel.: 05032-9630600, Email: hsd.offnoise-solutions.com

Hydroschalldämpfer (HSD)

Innovative Unterwasser-Schallminderung

smart, effektiv, leicht adaptierbar



Die dargestellten Bilder zeigen das in Kooperation von OffNoise-Solutions GmbH und MENCK GmbH entwickelte HSD-System im Einsatz zur Schallminderung bei der Installation der Monopfähle des von E.ON errichteten Offshore-Windparks 'Amrumbank West'.

OffNoise-Solutions GmbH
Marktstrasse 5
D-31535 Neustadt
Tel.: +49 5032 9630600
hsd@offnoise-solutions.com

© Patrice Kunze, Neustadt

Aktivierung der Mantelreibung bei Spitzendruckpfählen im Fels – Patentierte Lösung zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit

C. Spang, G. Festag

Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geotechnik und Umwelttechnik mbH, Deutschland

D. Mähner, A. Korte

Institut für unterirdisches Bauen, Fachhochschule Münster, Deutschland

1 Einleitung

Zur Aktivierung einer Mantelreibung einer Felspfahlgründung muss eine Relativverschiebung des Pfahlschafts zum umgebenden Baugrund erfolgen. Ohne Zusatzmaßnahmen kann bei einem im Fels abgesetzten Pfahl eine hinreichende Pfahlsetzung nicht ohne Weiteres vorausgesetzt werden. Durch die entwickelte Stauchdose, die am Pfahlfuß eingebaut wird, kann eine solche Relativverschiebung erzwungen werden, so dass ein wirtschaftlicheres Pfahldesign unter Berücksichtigung der Mantelreibung auch in Überlagerungsböden ermöglicht wird.

Die am Pfahlfuß einer Felspfahlgründung zu installierende Strauchdose besteht aus einem Ober- und einem Unterteil aus stahlfaserbewehrten Beton. Im Ausgangszustand werden die beiden Teile der Stauchdose durch eingelegte Elastomere auf eine bestimmte Spaltweite, die der gewünschten Pfahlschaftsetzung entspricht, eingestellt. Durch die Belastung des Pfahls und der Stauchdose durch das Bauwerkseigengewicht und die einwirkende Pfahlauflast werden die Elastomere kontrolliert zusammengedrückt und die gewünschte Pfahlmantelreibung aktiviert. Durch die Abbildung von numerischen Elementen mit der Arbeitslinie der Elastomere konnte das Verhalten der Stauchdose im numerischen Modell abgebildet werden und steht zur Bemessung zur Verfügung.

2 Felspfahlgründungen

2.1 Pfahlmantelreibung bei Felspfahlgründungen

Beim Vorhandensein von geringtragfähigen, stärker mächtigen Baugrundschichten und hohen Anforderungen von Bauwerken an die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit werden vielfach Tiefgründungen für den Abtrag von Bauwerkslasten verwendet. Es handelt sich dabei i.d.R. um pfahlartige Tragglieder, welche in die tieferliegenden, tragfähigen Bodenschichten eingebunden werden und dort die Lasten des Bauwerks verformungsarm einleiten.

Der Lastabtrag von Bohrpfählen an den umgebenden Baugrund erfolgt in Lockergesteinsböden durch die beiden Widerstandsanteile der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzendrucks. Dabei ist anzumerken, dass sowohl die mobilisierte Pfahlmantelreibung als auch der mobilisierte Pfahlspitzenwiderstand von der Pfahlsetzung abhängig ist. Grundsätzlich gilt: Je größer die Pfahlkopfverschiebung, desto höher ist der Pfahlwiderstand. Der Gesamtwiderstand lässt sich jedoch nicht beliebig steigern. In der Regel wird davon ausgegangen, dass der maximale Pfahlspitzenwiderstand bei einer bezogenen Pfahlkopfsetzung von s/D = 0,1 (s = Pfahlkopfsetzung, D = Pfahldurchmesser) mobilisiert wird. Für die maximale Mantelreibung sind i.d.R. geringere Setzungen (max. 3 cm) erforderlich.

Sofern ein Bohrpfahl in einen Festgesteinshorizont eingebunden wird, sind im Unterschied zum Lockergestein nur sehr geringe bzw. fast keine Pfahlsetzungen erforderlich, um den Pfahlspitzenwiderstand zu mobilisieren. Der Lastabtrag findet somit jedoch (theoretisch) ausschließlich über den Pfahlspitzenwiderstand statt, da eine Mobilisierung der Pfahlmantelreibung aufgrund der fehlenden Setzungen zumindest nicht in überlagernden Lockergesteinsschichten stattfindet. Gründungstechnisch gesehen handelt es sich hierbei um „Spitzendruckpfähle“.

Die EA Pfähle, Kap. 5.4.6.3 (4), führt dazu wie folgt aus: „Es ist im Einzelfall zu prüfen, ob die zu erwartende Pfahlsetzung im Fels den Ansatz der Mantelreibung von überlagernden Bodenschichten rechtfertigen. Im Zweifelsfall darf diese Mantelreibung nicht angesetzt werden“.

In der Bemessungspraxis führt diese Modellvorstellung dazu, dass überwiegend lediglich der Pfahlspitzenwiderstand angesetzt wird. Spitzendruckpfähle zeichnen sich daher durch eine sehr gute Gebrauchstauglichkeit (kleine bzw. keine Setzungen) aus, weisen jedoch

relativ gesehen eine geringere Tragfähigkeit aufgrund des fehlenden Mantelreibungsanteils auf.

Sofern jedoch aus Sicht der Gebrauchstauglichkeit ein gewisses Maß an Pfahlkopfsetzung zugelassen werden kann, besteht die Möglichkeit einer Mobilisierung der Mantelreibung und somit einer Erhöhung des Gesamtwiderstands.

Bei hoher bis sehr hoher Festigkeit des Felshorizonts (repräsentiert durch die einaxiale Druckfestigkeit q_u des Gebirges) kann jedoch normalerweise nicht davon ausgegangen werden, dass ausreichend große Pfahlkopfsetzungen ohne Zusatzmaßnahmen auftreten, welche den Ansatz einer Mantelreibung gestatten. Für diesen Fall sind konstruktive Zusatzmaßnahmen erforderlich, welche eine festzulegende Mindestsetzung des Pfahls zur Mobilisierung der Mantelreibung stets sicherstellen. Im Unterschied zum reinen Spitzendruckpfahl wird sich ein solches Pfahlsystem durch größere (gewünschte) Mobilisierungssetzungen und demzufolge durch einen höheren Gesamtwiderstand auszeichnen. Bemessungstechnisch hat dies zur Folge, dass bei vorgegebenen Bauwerkslasten die Anzahl der Pfähle bzw. die erforderlichen Pfahldurchmesser reduziert werden kann.

Um eine hinreichende Setzung zur Aktivierung der Mantelreibung auch in überlagernden Lockerböden sicherzustellen wurde eine Stauchdose zur planmäßigen Erzeugung von Setzungen und zur Aktivierung einer Pfahlmantelreibung entwickelt.

2.2 Prinzip der Stauchdose

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens des Zentralen Innovationsprogramms Mittelstand (ZIM), welches durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie gefördert wurde, entwickelte die Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH in Kooperation mit dem Institut für unterirdisches Bauen der FH Münster eine Stauchdose, welche die Mobilisierung eines Mantelreibungswiderstands bei „Spitzendruckpfählen“ ermöglicht.

Zur Sicherstellung einer definierten Pfahlschaftsetzung wird die entwickelte Stauchdose im Pfahlfußbereich mit definierter Steifigkeit eingebaut, über welche der Abtrag der Bauwerkslasten über den Spitzenwiderstand des Pfahls erfolgt. Die Stauchdose wird am Fuß des Pfahls zwischen Pfahlfuß und Baugrund installiert, so dass die Dose während der Pfahlbelastung gestaucht wird und Pfahlsetzungen eintreten. Zur einfachen Installation kann die

Stauchdose am Fuß des Bewehrungskorbs installiert werden. Das Wirkprinzip der Stauchdose ist in der Abbildung 1 dargestellt.

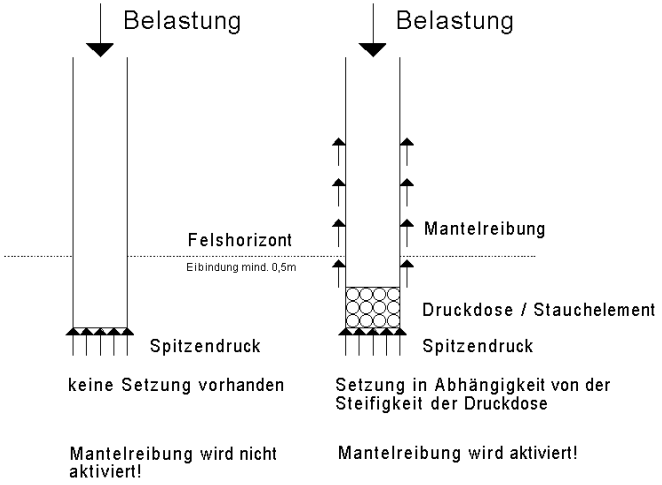


Abbildung 1: Mechanisches Funktionsprinzip der Stauchdose am Pfahlfuß

Durch die Festlegung der durch Einlage unterschiedlich steifer Elastomere einstellbaren Steifigkeit der Stauchdose können die Pfahlsetzungen so gesteuert werden, dass ein beliebiger Anteil der Pfahlmantelreibung mobilisiert wird. Sofern eine Setzung bis zum Maß des Setzungsbetrags, der zur Aktivierung der maximalen Mantelreibung erforderlich ist, zugelassen wird, besteht die Möglichkeit einer vollständigen Mobilisierung der Mantelreibung. In Abhängigkeit der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit besteht jedoch ebenfalls die Möglichkeit, die Stauchung der Stauchdose so einzustellen, dass nur ein begrenzter Setzungsbetrag auftreten kann, was in der Folge nur zu einer anteiligen Aktivierung des Mantelreibungswiderstands führt.

3 Dimensionierung der Stauchdose

3.1 Festlegung erforderliches Öffnungsmaß der Stauchdose

Der wesentliche Aspekt bei der Auslegung der Stauchdose ist die Ermöglichung einer geplanten Setzung des Pfahlschafts gegenüber dem angrenzenden Baugrund (Lockerge-

stein). Zunächst galt es somit zu ermitteln, welcher Setzungsbetrag aus bodenmechanischer Sicht erforderlich ist, um die Pfahlmantelreibung voll zu aktivieren. Maßgeblich ist dabei die Mantelreibung in den überlagernden Bodenschichten, die durch die Stauchdose zusätzlich aktiviert werden sollen.

Es ist im Allgemeinen davon auszugehen, dass die Mantelreibung in Lockergesteinsböden (rollige und bindige Böden) spätestens nach einer relativen Verschiebung zwischen Pfahl und Boden von 3 cm aktiviert wurde. Da ein daraus folglich resultierender Setzungsbetrag von 3 cm am Pfahlkopf nicht für jedes aufgehende Bauwerk akzeptabel ist, erscheint eine genauere Ermittlung der erforderlichen Relativverschiebung notwendig. Hierzu wurde eine Literaturstudie zu Pfahlprobebelastungen in Lockerböden durchgeführt, um die tatsächlich erforderliche Relativverschiebung, ggf. in Abhängigkeit vom anstehenden Boden zu ermitteln. Dabei wurden nur Pfahlprobebelastungen an Bohrpfählen ausgewertet.

Die Auswertung der in der Literatur verfügbaren Probebelastungen zeigt häufig keinen eindeutigen Bruch der Pfahlmantelreibung an, oder dieser wird erst bei sehr großen Verformungen aufgezeichnet (siehe z.B. [Franke, 1989], [Stamm, 1988], [Schmidt, 1990]). Zur weiteren Betrachtung wurden daher zwei charakteristische Stellen der Pfahlmantelreibungs-Setzung-Kurve betrachtet. Bei den meisten Probebelastungen ist ein anfänglicher linearer Bereich zwischen Pfahlmantelreibung und Setzung zu beobachten. Mit größerer Mantelreibung nimmt dann im weiteren Verlauf die Setzung überproportional zu. Der Übergang vom linearen zum überproportionalen Bereich wird als erster charakteristischer Punkt ausgewertet und aufgenommen. Als zweiter charakteristischer Punkt wurde die Setzung bzw. die Mantelreibung festgelegt, bei der 90 % des Bruchwerts der Mantelreibung erreicht wurden. Eine grafische Auswertung der Ergebnisse ist in Abbildung 2 dargestellt. Trotz der z.T. erheblichen Streuung der Versuchsergebnisse kann eine deutliche Abhängigkeit zwischen Setzung und aktivierter Mantelreibung nachgewiesen werden, die näherungsweise durch zwei lineare Ausgleichsgraden ausgedrückt werden kann.

Für die Festlegung des erforderlichen Setzungsbetrags, den die Stauchdose ermöglichen soll, wurde nach Auswertung der Unterlagen der Proportionalitätswechsel herangezogen. Dies ist in bautechnischen Überlegungen begründet. Für das Trag- und Verformungsverhalten des Bauwerks ist es wünschenswert, wenn die Setzungen und Verformungen möglichst gleichmäßig und absehbar erfolgen, so dass angestrebt wird, ein lineares Belastungs-Setzungsverhalten zu erhalten.

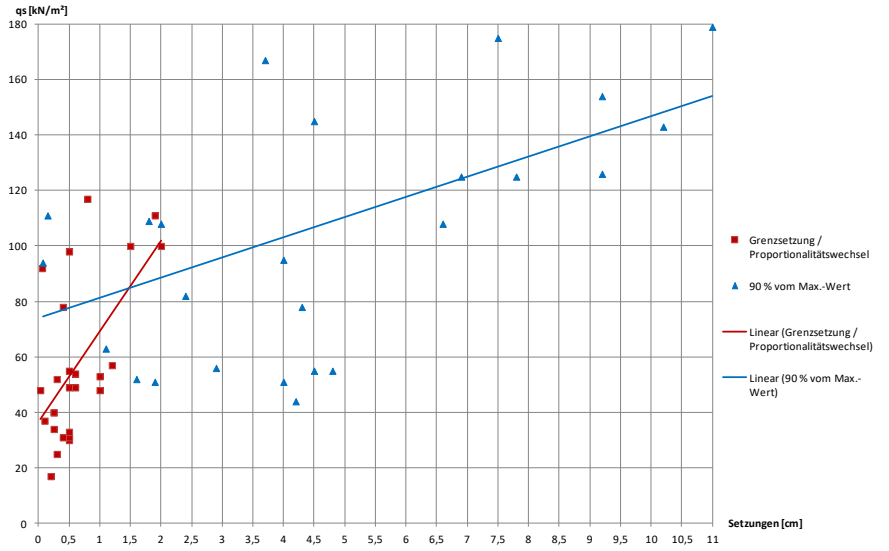


Abbildung 2: Zusammenhang zwischen Mantelreibung und Setzung von ausgewerteten Probebelastungen

Die Auswertung der Probebelastungen hat gezeigt, dass die zur Aktivierung der Mantelreibung erforderliche Setzung im Wesentlichen unabhängig von der Lagerungsdichte eines rolligen Bodens und im Wesentlichen unabhängig von der Konsistenz eines bindigen Bodens ist. Die erforderliche Setzung zur Aktivierung der Mantelreibung ist also weitgehend nur von der Korngröße abhängig. Der Proportionalitätswechsel wurde dabei überwiegend bei Setzungen zwischen 0,5 cm und 1,5 cm erreicht. Diese Vorgaben wurden im Weiteren dem Design der Stauchdose zugrunde gelegt.

3.2 Design der Stauchdose und der Elastomereinlagen

Am Fuß eines Bohrpfahls, der im Fels aufsteht, wird die Stauchdose eingebaut. Diese schließt sich unter der anwachsenden Vertikallast und erzeugt damit zur Aktivierung der Mantelkräfte eine gezielte (planmäßige) Pfahlsetzung.

Diese Stauchdose wird aus Stahlfaserbeton hergestellt und besteht aus 2 Teilen (Ober- und Unterteil), die durch Elastomer-Kissen getrennt sind (siehe Abbildung 3). Die Stauchdose ist seitlich abgedichtet, so dass kein Frischbeton beim Betonieren in den Dosenbereich eindringen kann.

Anfangs werden alle Vertikallasten allein durch die Elastomer-Kissen vom Oberteil auf das Unterteil abgetragen. Ab einer festgelegten Stauchung liegen die Betonteile direkt aufeinander und tragen allein die Lasten in den Untergrund ab. Das Elastomer entzieht sich im Weiteren durch Kriechen völlig der Lastaufnahme.

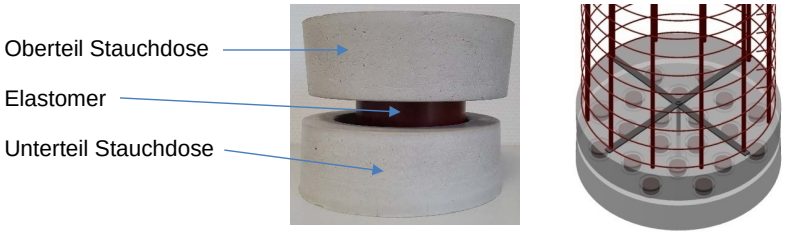


Abbildung 3: Modell der Stauchdose mit nur einem Elastomer (links) und Prinzipskizze einer Stauchdose für einen Bohrpfahl mit mehreren Elastomeren mit Bewehrungskorb (rechts)

Für die Stauchdose wurde aus baupraktischen Gründen ein hochfester Beton vorgesehen. Bei Einsatz eines Normalbetons müsste eine statisch wirksame Bewehrung zur Aufnahme der Momentenbeanspruchung und der Querkraftbeanspruchung eingelegt werden, was bei der geplanten Stauchdose mit mehreren Aussparungen für die Elastomere zu einem erheblichen, betontechnologisch schwierig zu realisierenden Bewehrungsaufwand führen würde.

Zur Entwicklung der Elastomereinlagen wurden an der FH Münster umfangreiche Untersuchungen ausgeführt. Außerdem wurde die Stauchdose in Form von Prototypen entwickelt bzw. hergestellt und eine Pfahl-Stauchdosen-Kombination im Modellmaßstab betoniert und in Modellversuchen getestet. Die Versuche zur Entwicklung des Elastomers und die Modellversuche sind in [Mähner et al., 2017] dokumentiert.

4 Numerische FE-Simulationen

Um auch eine Bemessung eines Pfahls mit Stauchdose durchführen zu können, wurde ein Finite-Element-System geschaffen, dass an den Modellversuchen kalibriert wurde und nun für die Bemessung von Pfählen zur Verfügung steht. Für die Berechnungen wurde das Programmpaket Sofistik verwendet.

Zur Kalibrierung des Systems wurde ein Modell mit dem Pfahl, der Stauchdose und dem umgebenden Baugrund abgebildet. Die dargestellten Abmessungen des Modellpfahls entsprechen denen des in den Modellversuchen verwendeten Pfahls. Zunächst wurde mit über 45.000 Knoten ein Finite-Element-Netz aufgebaut. Das System ist als Netzdarstellung in Abbildung 4 dargestellt. Für die Abbildung der Stauchdose wurde ein System aus zwei Platten (entsprechend dem Ober- und Unterteil der Stauchdose) und selbst definierten Federn mit einem nichtlinearem Federgesetz implementiert.

Das Federgesetz wurde so angepasst, dass es mit der Arbeitslinie des Elastomers nur eine voreingestellte Verformung zulässt und dann die Steifigkeit des Betons der Stauchdose annimmt. Die voreingestellte maximale Verformung entspricht dem geforderten Setzungsmaß der Stauchdose und damit physikalisch dem anfänglichen Spalt der Stauchdose zwischen Ober- und Unterteil. Dieses implementierte System der Stauchdose kann einfach über die Definition der Arbeitslinie an andere Elastomereigenschaften angepasst werden und steht somit für spätere Berechnungen auch für andere Pfahlkonfigurationen mit anderen Pfahlabmessungen, Pfahlbelastungen und anderen geforderten Setzungsmaßen zur Verfügung.

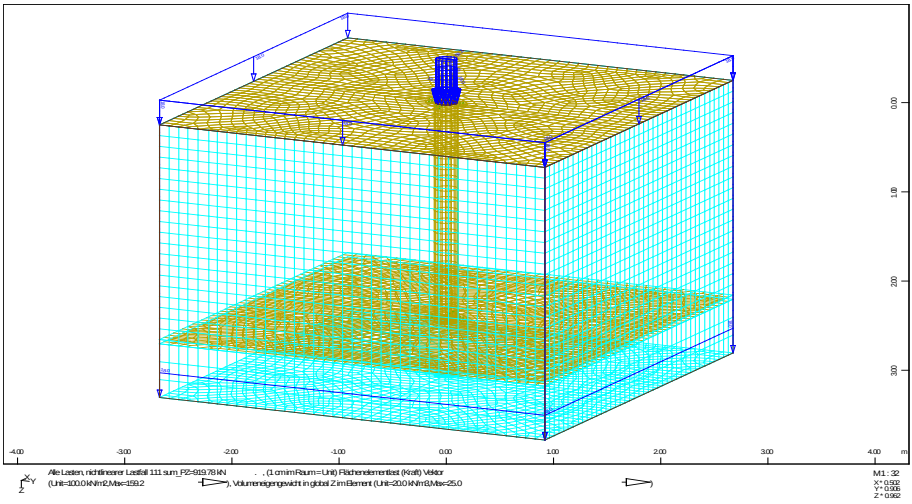


Abbildung 4: FE-System mit Baugrund, Pfahl und Stauchdose - Nachrechnung des Modellpfahls

Bei der Modellentwicklung wurde insbesondere Wert auf eine einfache Weiterverwendbarkeit des Modells gelegt. Unter anderem wurde die Geometrie des Pfahls in das Eingabesystem parametrisiert eingebaut, so dass Änderungen der Pfahlgeometrie mit nur 2 Eingaben, nämlich der Eingabe des Pfahlradius und der Pfahllänge, erfolgen können und die Lage der Stauchdose sowie die Modellränder automatisch angepasst werden.

Zur realitätsnahen Abbildung des Modellpfahls muss die Belastungsgeschichte in der Berechnung abgebildet werden. Die Berechnung wurde daher in folgende Belastungsschritte aufgeteilt, die z.T. auch eine Anpassung des Modells entsprechend der Pfahlherstellung aufweisen.

1. Belastung des Baugrunds mit seinem Eigengewicht; dies entspricht dem initialen Spannungszustand.

2. Pfahlherstellung: in der Geometrie des Pfahls werden die Bodenelemente durch Betonelemente ausgetauscht; am Pfahlfuß wird das Stauchdosensystem eingebaut und aktiviert; es wird das Frischbetongewicht des Betons wirksam. Die Elemente des Pfahls sind vom Baugrund durch Schalenelemente (Verrohrung bei Pfahlherstellung) getrennt, so dass durch den Einbau der Betonelemente keine Mantelreibung aktiviert wird. Das Frischbetongewicht wirkt auf die Stauchdose, so dass eine erste Verformung der Stauchdose durch das Frischbetongewicht berechnet wird.

3. Pfahlaushärtung; in diesem Modellschritt wird die Aushärtung des Pfahlbetons simuliert. Die Materialeigenschaften gehen dabei von denen des Frischbetons (weich/flüssig) auf die eines festen Normalbetons über. Gleichzeitig werden die Schalenelemente zur Abbildung des Bohrrohrs entfernt. Nach diesem Schritt herrscht Kontakt zwischen Baugrund und Pfahlbeton und Mantelreibung kann aktiviert werden.

4. Pfahlbelastung: in den folgenden Berechnungssteps wird die Pfahlbelastung sukzessive entsprechend der Belastungssteigerung in den Modellversuchen gesteigert. An dieser Stelle kann dann für den realen Einsatzfall auch die Belastungszunahme aus der entstehenden Rohbaukonstruktion eingegeben werden.

Für die Abbildung des Baugrunds in der Finiten-Element-Berechnung wurden sowohl für den Lockerboden als auch für den Festgesteinsuntergrund jeweils Materialgesetze nach Mohr-Coulomb mit nicht assoziierten Fließregeln verwendet. Für den im Modellversuch verwendeten Sand wurden Materialparameter entsprechend dem eingbautem Material, der

Kornverteilung und der mit der Sandrieselmethode erreichbaren mitteldichten Lagerungsdichte verwendet. Für den Festgesteinsuntergrund wurde beispielhaft ein Kennwertsatz entsprechend einem Sandstein angesetzt. Für den Pfahlbeton wurde, wie für Beton üblich, das Mohr-Coulombsches-Stoffgesetz verwendet und Materialparameter für einen Beton C30/37 angesetzt. Das Elastomer wurde über die in den Versuchen der FH Münster gemessene Arbeitslinie als nichtlineares Federelement in das Stauchdosensystem eingebaut.

Die Auswertung der Literaturrecherche hat ergeben, dass für den Mantelreibungsansatz wesentlich die Rauigkeit des Pfahls gegenüber der Rauigkeit des Bodens maßgebend ist. Nur bei sehr glatten Pfählen wir die Reibung auf der Kontaktfläche Pfahl-Boden maßgeblich. Bei rauen Pfählen wird sich sonst die Bruchfläche i.d.R. im Boden selber und nicht auf der Kontaktfläche Pfahl-Boden ausbilden. Der erste Versuchspfahl der Modellversuche wurde daher ausgegraben und anschließend die Pfahloberfläche photografisch ausgewertet um die Rauigkeit der Pfahloberfläche über eine Bildauswertung zu ermitteln. Es konnte nachgewiesen werden, dass die Pfahloberfläche deutlich rauer ist als die verwendete Körnung des Sandes im Modellversuchsstand. Daher kann angenommen werden, dass sich die Bruchfläche der Mantelreibung voll in dem den Pfahl umgebenden Boden ausbildet. Daher konnte auf eine explizite Kontaktformulierung verzichtet werden. Die Bruchfläche wird dann rechnerisch vom FE-Programm berechnet und befindet sich erwartungsgemäß unmittelbar neben dem Pfahl im Baugrund. Die Auswertung der Mantelreibung der FE-Berechnung kann damit über die Spannungsabnahme im Pfahl über die Höhe erfolgen.

Eine Darstellung der numerisch berechneten Spannungen im Pfahl für die Nachrechnung der Modellversuche findet sich in Abbildung 5. Neben der Abnahme der Vertikalspannungen über die Pfahlhöhe, die als Mantelreibung ausgewertet werden kann, sieht man die Konzentration der Spannungen in der Mitte des Pfahlfuß, dies ist durch die Konzentration der Spannungen beim Übergang auf das Elastomer bedingt und entspricht dem erwarteten theoretischen Bild. Die Setzungen am Pfahl ergeben sich beim höchsten Belastungsstep des Modellpfahls entsprechend dem Schließen der Dose zu knapp unter 2 cm.

In Abbildung 6 ist die Auswertung der numerisch berechneten Pfahlmantelreibung als Entwicklung über die aufgebrachte Pfahlbelastung aufgetragen. Diese lässt sich damit direkt mit den Versuchsergebnissen des Modellversuchs vergleichen. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung zum Modellversuch, wobei die berechnete Setzung etwas kleiner ermittelt

wurde als die tatsächlich im Versuch ermittelte Setzung. In Abbildung 7 ist der Pfahlwiderstand aufgeteilt in Pfahlmantelwiderstand (grün), Pfahlspitzenwiderstand (rot) und Gesamtpfahlwiderstand (blau) dargestellt. Die Berechnungsergebnisse entsprechen sehr gut dem erwarteten theoretischen Modell, wie es für Bohrpfähle erwartet wird (siehe z.B. EA Pfähle). Die geringe Abnahme der Pfahlmantelreibung nach dem Erreichen eines Maximalwerts ist durch die nicht assoziierte Fließregel des Materialgesetzes für den Lockerboden (Sand) bedingt und entspricht somit der Modellvorstellung.

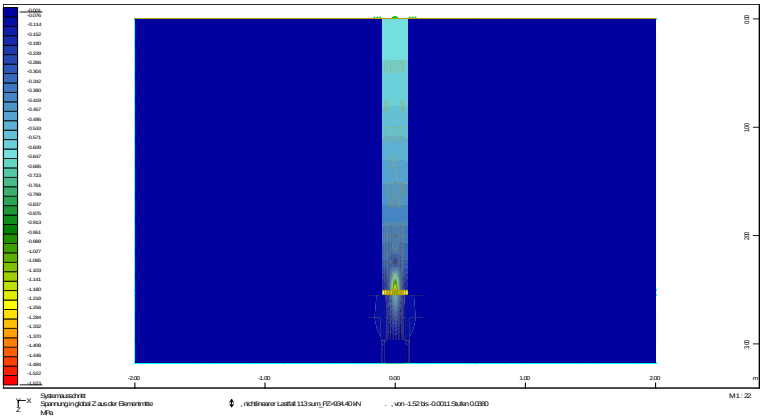


Abbildung 5: Schnitt durch das berechnete FE-System mit Darstellung der Vertikalspannungen - Nachrechnung des Modellpfahls

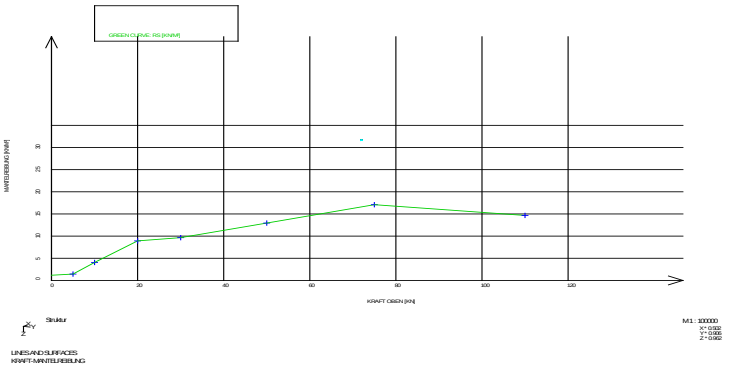


Abbildung 6: Entwicklung der Mantelreibung über die aufgebrachte Pfahlbelastung aus numerischer Berechnung

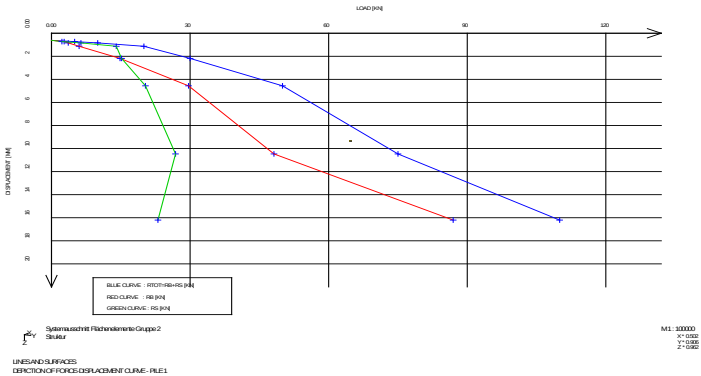


Abbildung 7: Berechnete Pfahlmantelwiderstand (grün) Pfahlspitzenwiderstand (rot) und Gesamt-Pfahlwiderstand (blau)

Während in Abbildung 7 die Widerstände des gesamten Pfahls dargestellt sind, kann die numerische Berechnung auch noch weiter, höhenorientiert ausgewertet werden. Die Mantelreibung wurde dazu in jeder Elementreihe des numerischen Modells ausgewertet. Mit der Tiefe nimmt die Mantelreibung entsprechend der maximal erreichbaren Reibung zu, die sich aus im Baugrund wirksamer Spannung und Reibungsbeiwert im Boden ergibt. Die Spannung im Baugrund nimmt mit zunehmender Tiefe entsprechend dem überlagernden Bodeneigengewicht zu, so dass die Mantelreibung entsprechend zunimmt. Eine vergleichbare Zunahme der Mantelreibung mit der Tiefe wurde erwartet und entspricht auch den durchgeführten Probebelastungen mit tiefenorientierter Mantelreibungsmessung.

Für die Stahlfaserbetonberechnung der Stauchdose selber wurde ebenfalls ein Finite-Element-System aufgebaut und berechnet. In diesem verfeinerten Modell für die Stahlbetonbemessung wurden auch die Taschen, in denen die Elastomere platziert werden, abgebildet. Bemessungsrelevant sind die zwei Zustände geöffnete Stauchdose mit dem Lastübertrag von Ober- auf Unterteil über die Elastomere und geschlossene Stauchdose mit dem Lastübertrag über die Betonstege zwischen den Taschen (Endzustand).

Für die Bemessung der Stauchdose wurde ein Bohrpfahl mit dem Durchmesser 1,20 m betrachtet. Die Stauchdose besitzt denselben Durchmesser wie der Bohrpfahl. Es wurden 20 kreisförmige Taschen mit D = 12 cm angeordnet, in denen die Elastomerkissen mit D = 10 cm eingelegt werden (siehe Abbildung 8).

Bei der Berechnung wurde angenommen, dass die hoch belasteten Elastomerkissen durch seitliche Verbreiterung die Aussparung ausfüllen. Als Dicke der Stauchdose wurde 25 cm gewählt. Die Vertiefung für die Kissen beträgt in diesem Fall 2,5 cm. Für den Beton wurde ein hochfester Beton der Güte C55/67 gewählt, der durch Zugabe von Stahlbetonfasern in die Lage versetzt wird, die auftretenden Zugbeanspruchungen aufzunehmen. Als Elastomer wurden Kissen eingesetzt, die bis 8 MN/m² beansprucht werden können, bevor sie sich durch Verformung der Last entziehen. Das zugehörige Stauchmaß beträgt ca. 15 mm. Eine Bemessung hat ergeben, dass Stahlfasern z.B. mit einer Länge von 60 mm, einer Zugfestigkeit von mindestens 2.000 N/mm² und einem Durchmesser von 0,8 mm eingesetzt werden können.

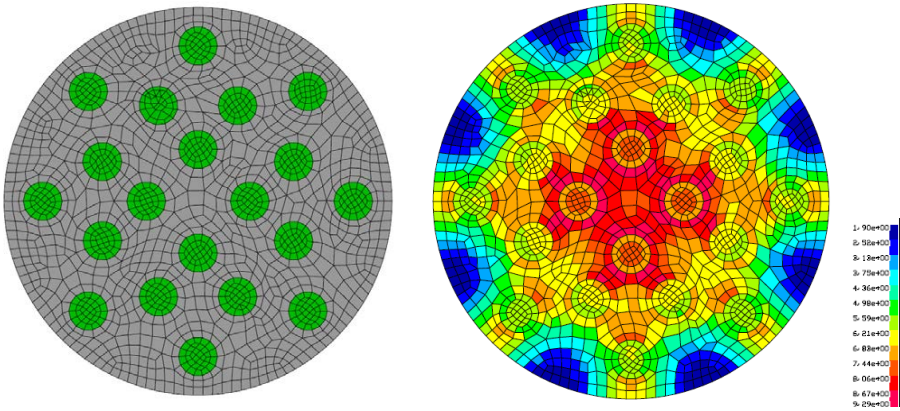


Abbildung 8: FE-Modell der Stauchdose für die betontechnologische Bemessung (links) und Darstellung der Schnittgröße m1, obere Lage in kN/m² (rechts)

5 Fazit

Der Einsatz der Stauchdose ermöglicht die Aktivierung und somit den Ansatz einer Mantelreibung auch bei der Gründung im Fels – und dies ohne eine Minderung der Spitzentragfähigkeit. Die Stauchdose wurde in Modellversuchen bereits getestet, so dass der Nachweis des funktionalen Prinzips erbracht ist. Mit der vorgestellten numerischen Finite-Element-Berechnung steht ein Bemessungswerkzeug zur Verfügung mit dem Pfähle bzw. Pfahlgründungen mit Stauchdose sicher ausgelegt und bemessen werden können. Mit der Stauchdose kann der Widerstand eines einzelnen Bohrpfahls und damit die Wirtschaftlichkeit der Bohrpfahlgründung bei einer Felspfahlgründung deutlich erhöht werden. Einsparpotential

besteht sowohl hinsichtlich der Verringerung der Gesamtanzahl der notwendigen Bohrpfähle als auch in der Reduzierung der notwendigen Bohrpfahldurchmesser bzw. Bohrpfahllängen. Für die Stauchdose wurde der Dr. Spang GmbH ein deutsches und europäisches Patent erteilt.

Literatur

Franke, E.: Die Entwicklung der Tragfähigkeitsangaben in den deutschen Pfahlnormen, *Bautechnik 66, Heft 11, S.365-371, 1989*

Mähner, D.; Korte, A.; Spang, Ch.; Festag, G.: Aktivierung des Pfahlmantelwiderstands von Bohrpfählen im Festgestein, *Bauingenieur, eingereicht, akzeptiert, noch unveröffentlicht*

Schmidt, H. G.: Großbohrpfähle im Übergangsbereich Boden – Fels, *Bautechnik 67, Heft 11, S. 361-366, 1990*

Stamm, J.: Die Mantelreibung von Pfählen - ein Bruchvorgang*, Geotechnik 11, Heft 2, S. 198-101, 1988*

Autoren

Dipl.-Ing. Christian Spang — spang@dr-spang.de
Dr.-Ing. Gerd Festag — festag@dr-spang.de

Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen
Geotechnik und Umwelttechnik mbH — www.dr-spang.de
Westfalenstraße 5 – 9, 58455 Witten — Tel.: 02302 91402-0

Prof. Dr.-Ing. Dietmar Mähner — d.maehner@fh-muenster.de
Ansgar Korte, M.Sc. — ansgar.korte@fh-muenster.de

Institut für unterirdisches Bauen (IuB)
Fachhochschule Münster — www.fh-muenster.de
Corrensstraße 25, 48149 Münster — Tel.: 0251 83-65213

GEO- UND UMWELTTECHNIK
INGENIEUR-GESELLSCHAFT MBH

Spezialisten für Baugrund und Geotechnik
Grundlage für Ihren Erfolg

Expertise:
Anspruchsvoller Baugrund

Seit über 25 Jahren schaffen wir Lösungen zur Planungssicherheit und Kosteneffizienz für ambitionierte Bauvorhaben für private und öffentliche Auftraggeber.

Erfahrener Partner der DEGES

Zurzeit treibt die DEGES zahlreiche richtungsweisende Autobahnprojekte in Hamburg voran. Wir sind bei einem Großteil dieser Projekte maßgeblich als Sachverständige für Geotechnik beteiligt.

Wir für die Deutsche Bahn

Für die Deutsche Bahn begleiten wir die baugrundtechnische Erkundungen und führen die Begutachtung des Baugrundes der Schienenanbindung der Fehmarnbelt-Querung und Fehmarnsund-Querung durch.

UNSER LEISTUNGSSPEKTRUM

- Geotechnische Erkundung, Beratung und Begutachtung
- Baugrubenplanung und Gründungsempfehlung
- Bauüberwachung Qualitätssicherung, Messtechnik, Monitoring
- Umweltgeotechnik, Altlastenbearbeitung und Planung von Sanierungsmaßnahmen
- Boden- und Bauwerksdynamik
- Offshore- Beratung und Überwachung
- Projektmanagement Planung, Überwachung und Steuerung in der Geotechnik

Im Verbund mit der
GuD Geotechnik und
Dynamik Consult GmbH

Lübecker Str. 1
22087 Hamburg
info@b-b-i.de
www.b-b-i.de

Prognostizierbarkeit des Herstellungsprozesses von Kiespfählen für die Diamantenmine Diavik in Kanada

Dr.-Ing. Konrad Nübel, Dr.-Ing. Christoph Beck, Dipl.-Ing Harald Heinzelmann,

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Kurzfassung

Im August 2015 erhielt BAUER Foundations Canada, ein Tochterunternehmen der BAUER Spezialtiefbau GmbH mit Sitz in Schrobenhausen, einen Großauftrag mit einem Auftragsvolumen von rund 65 Millionen Euro zur Erstellung einer Dichtwand für die Diamantenmine Diavik in Kanada.

Die Mine Diavik des Betreibers Diavik Diamond Mines (2012) Inc. - ein Unternehmen, das zum Rio Tinto Konzern gehört - liegt etwa 220 Kilometer südlich des Polarkreises und 300 Kilometer Luftlinie nördlich der Regionshauptstadt Yellowknife.

Um die vierte Kimberlit Pipe, die sich unter dem See Lac de Gras befindet und als A21 bezeichnet wird, erschließen zu können, ist eine etwa 26 Meter tiefe Dichtwand für den 2,2 km langen Damm notwendig. BAUER wird hierfür das Cutter-Soil- Mixing-Verfahren (CSM), das Schlitzwandtechnik und Mixed-in-Place-Verfahren kombiniert, einsetzen.

Zur Herstellung der CSM Dichtwand werden vorauslaufend überschnittene Kiespfähle ausgeführt. Diese Austauschbohrungen sind insbesondere erforderlich, da unterhalb des geschütteten Dammes bindige glaziale Ablagerungen ausgetauscht werden müssen, in denen sich unregelmäßig große Findlinge befinden (bis zu 4 m Durchmesser).

Die äußerst abgeschiedene Lage der Mine erfordert ein Höchstmaß an detaillierter Vorplanung, wobei ein besonderes Augenmerk auf der technischen Umsetzung der überschnittenen Kiespfähle, insbesondere im Hinblick auf das Auftreten von Findlingen gelegt wird. Gerätetransporte zur Mine sind praktisch nur in den Wintermonaten Februar und März möglich, in denen die Mine über eine 350 km lange Eisstraße erreicht werden kann. Alle weiteren Transporte sind außerhalb dieser Monate nur mit dem Flugzeug möglich,

daher sehr teuer und gewichts- und größenbeschränkt. D.h. die komplette Geräteausrüstung mit Verschleiß- und Ersatzteilen muss bereits im Vorfeld des Projekts festgelegt werden. Erschwerend kommt hinzu, dass ein Großteil der Arbeiten nur während des kurzen arktischen Sommers ausgeführt werden kann. Für die wirtschaftliche Durchführung ist daher insbesondere eine detaillierte Planung des Herstellungsprozesses der überschnittenen Kiespfahlwand notwendig.

In zwei Bauphasen (2016 und 2017) werden mit bis zu 6 BAUER Drehbohrgeräten (fünf BG 30 und eine BG40), die Austauschbohrungen, die Cutter Soil Mixing Wand und umfangreiche Hochdruckinjektionsarbeiten ausgeführt, was die Vielseitigkeit dieser Geräte eindrucksvoll unter Beweis stellt.

Für die weiteren Gewerke, die Rüttelverdichtung und die Schleierinjektion kommen drei Klemm Universalbohrgeräte, ein zusätzlicher BAUER MC96 Kran sowie mehrere HDI Pumpen, CSM Fräsen Mischanlagen, Pumpen, Rührwerke, etc. zum Einsatz.

Leider konnte der Hauptbeitrag bis zum Druck nicht rechtzeitig fertiggestellt werden.

Er wird jedoch zur Tagung nachgereicht oder kann beim Autor angefordert werden.

bsp ingenieure

Geotechnik Umweltschutz

Geotechnik
Umweltschutz
Baugrunderkundung
Deponien
Altlasten
Integritätsmessung
Bauwerke
Geot. Labor
Erdbaukontrollen







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

Pfahlgründung in tropischen Verwitterungsböden

Dr.-Ing. Florian Hörtkorn, Jones & Wagener, Südafrika

Ing. Dipl.-Bw. Erich Steinlechner MBA, TRM Pfahlsysteme, Österreich

1 Einleitung

Ein international agierender Minenbetreiber mit Hauptsitz in Vancouver, Kanada und einer Zweigniederlassung in Seattle, USA, plant den Neubau einer Tagebau Goldmine im westlichen Mali, entlang des Mali-Senegal Bruches (Kinieba Inlier Gebiet). Die Lage der Mine ist in Abbildung 1 angedeutet. Weiterhin sind in Abbildung 1a) der Äquator sowie die Wendekreise des Krebses (Tropic of Cancer) und des Steinbocks (Tropic of Capricorn) gezeigt. Der Gürtel zwischen den beiden Wendekreisen ist kennzeichnend für tropische Klimaverhältnisse mit entsprechenden Regenfällen.

a) **b)**

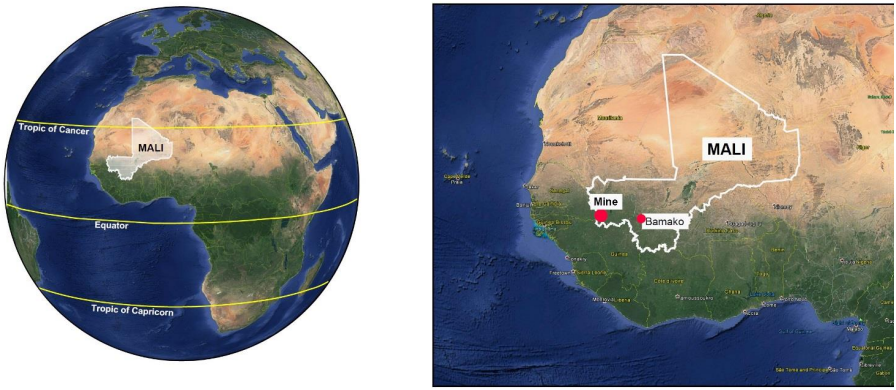


Abbildung 1: Lage der Mine im afrikanischen (a) und westafrikanischen (b) Kontext

Ein gängiger Prozess für die Aufarbeitung von Gold ist das Cyanid Laugenverfahren. Dieses erfordert Mühlen, welche das Gestein zerkleinern (SAG Mill & Ball Mill), sowie mit Zyanid gefüllte Laugenbehälter (Leach Tanks), um das Gold aus dem Gestein auszulaugen. Zuletzt sogenannte CIP Tanks (Carbon in Pulp), in denen das Gold vom Restgestein getrennt wird. Alle Gebäude sind setzungsempfindlich und entweder über Rohrleitungen miteinander verbunden oder dynamisch beansprucht und müssen daher entsprechend gegründet werden. Die Infrastruktur wird von einem australischen Ingenieurbüro in Zusammenarbeit mit einem südafrikanischen Geotechniker geplant und überwacht. Die ge-

plante Bauzeit des Bauherrn lag bei lediglich 24 Monaten, für die Gründung wurden drei Monate vorgesehen. Ein realisierbares Gründungskonzept lag bei Baubeginn im Sommer 2015 noch nicht vor.

2 Gründungskonzept

2.1 Baugrund

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie im Jahr 2014 wurden fünf Bohrungen, jeweils ca. 20 m tief, abgeteuft. Diese Bohrungen lagen im Bereich der damals geplanten Produktionsstätte. Im Verlauf der Detailplanung wurde der Produktionsstandort jedoch um etwa 200 m verschoben. Für kritische Bauwerke war bei Baubeginn deshalb kein eindeutiges Bodenprofil vorhanden. Eine ergänzende Baugrunderkundung konnte aufgrund logistischer und zeitlicher Beschränkungen nicht realisiert werden. Für die Bemessung wurde daher die nächstgelegene Erkundungsbohrung (BH 03) herangezogen (Abbildung 2, SPT-Schlagzahlen links dargestellt).

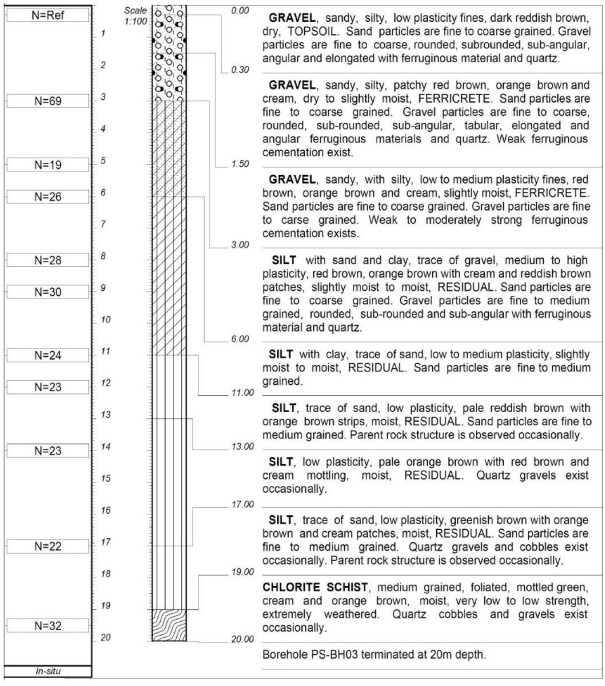


Abbildung 2: Profil der Erkundungsbohrung BH 03

Die Bohrung zeigte eine Wechsellagerung von nicht bindigen Lateriten mit hohen SPT-Schlagzahlen bis hin zum Abbruchkriterium und bindigen Schluffschichten mit SPT-Schlagzahlen zwischen 20 und 30. Ein tragfähiger Felshorizont wurde nicht angetroffen. Das Planungsrisiko aufgrund der mangelhaften Gründungsinformation wurde vom Bauherrn akzeptiert.

2.2 Wahl des Gründungssystems

Zu Beginn des Projektes im Jahre 2015 war seitens des australischen Planungsbüros noch eine konventionelle Gründung mit Bohrpfählen ∅ 600 mm vorgesehen. Das Gründungskonzept wurde aber im Juli 2015 auf Fertigrammpfähle aus Gusseisen (Duktilpfähle) umgestellt, um das vorgegebene Zeitfenster von drei Monaten für das Herstellen der Gründung einhalten zu können.

Weiterhin bestand der Wunsch des Bauherrn, die Anzahl der „Expats“ so gering wie möglich zu halten, um im Falle einer Krisenevakuierung flexibel und schnell agieren zu können. Das Einbringen der Duktilpfähle sollte daher mit eigenem Personal erfolgen. Eine entsprechende Einarbeitungszeit und Schulung vor Ort waren daher notwendig und in das knappe Zeitfenster mit einzubeziehen.

Die weitere Bemessung wurde auf Grundlage der in der EA-Pfähle genannten Erfahrungswerte für Verpressmörtelpfähle durchgeführt. Anzumerken ist, dass diese für tropische Bodenverhältnisse als nicht abgesichert angesehen werden dürfen.

2.3 Besonderheiten tropischer Böden

Aufgrund des „immerfeuchten“ Klimas und der hohen vorherrschenden Temperaturen finden sich in tropischen Gebieten tiefliegend verwitterte Böden, sogenannte Residualböden. Diese Böden entstehen durch chemische Verwitterung und wurden nicht transportiert, oftmals ist dadurch die Felsstruktur noch sichtbar. Der Verwitterungsgrad nimmt typischerweise mit der Tiefe ab. Unterschiedliche Klassifikationen hinsichtlich des Verwitterungsgrades und der Bezeichnung tropischer Böden sind gebräuchlich und in der Literatur beschrieben [HUAT, TOLL, 2009]. Für baupraktische Belange spielen diese jedoch eine untergeordnete Rolle. Erwähnenswert jedoch ist die Tatsache, dass der Verwitterungshorizont in der Schichtmächtigkeit auch über kurze Entfernungen stark schwanken kann. Schichtmächtigkeiten von mehreren Dekametern sind keine Seltenheit. Weniger verwitterte Felsblöcke, sogenannte Boulders, sind ebenfalls häufig anzutreffen. Eine typische Ein-

schnittsböschung mit vereinzelten Bouldern und der intakten Felsstruktur ist in Abbildung 3 zu sehen.

a)



b)



c)



Abbildung 3: Typische Einschnittsböschung in Residualboden (a) mit noch sichtbarer, intakter Felsstruktur (b) und beginnender Lateritbildung (c)

Eine weitere Besonderheit tropischer Böden sind verschieden mächtige, verfestigte Lockermaterialschichten, auch Laterite genannt. Diese entstehen aufgrund chemischer oder biologischer Verwitterung bei gleichzeitigem Anreichern vor allem von Eisen und Aluminium. In seinem Erscheinungsbild ähnelt Laterit einem dicht gelagerten Kies, siehe Abbil-

dung 4. Zuletzt muss darauf hingewiesen werden, dass die klassische Bodenmechanik und Versuchstechnik nicht für tropische Böden entwickelt wurde und deshalb nur bedingt anwendbar sind [BRINK, HÖRTKORN, 2016]. Diese Besonderheiten sind sowohl bei der Planung als auch bei der Bauausführung zu beachten.



Abbildung 4: Typisches Erscheinungsbild von Laterit (Lateritkies)

2.4 Bemessung mantelverpresster Duktilpfähle

Die Bemessung der mantelverpressten Duktilpfähle wurde auf Grundlage der Tabellen 5.26 und 5.27 der EA-Pfähle (Verpressmörtelpfähle/VM-Pfähle) und des Bohrprofils BH 03 (siehe Abbildung 2) durchgeführt.

Da noch keine endgültigen Bauwerkslasten bekannt waren, wurde die Pfahllänge so gewählt, dass die charakteristische Pfahltragfähigkeit R_k der Duktilpfähle in etwa der ursprünglichen Vorstatik mit Bohrpfählen entsprach. Für 16 m lange Pfähle ergab sich damit ein charakteristischer Wert R_k von 1636 kN/Pfahl bzw. eine Bemessungstragfähigkeit R_d von 1170 kN/Pfahl. Dies entspricht in etwa 2/3 der inneren Tragfähigkeit eines mit C25/30 mantelverpressten Duktilpfahles mit 170 mm Durchmesser und einer Wandstärke von 9 mm [DIBT Z-34.25-230 „TRM DUKTILRAMMPFAHL“, TABELLE 2] und ist damit der maßgebende Bemessungsparameter. Die entsprechende Anzahl der Pfähle und das Pfahlraster wurden zunächst nur grob abgeschätzt.

Aufgrund der Unsicherheit bezüglich der Anwendbarkeit der EA-Pfähle wurden zur Absicherung der Bemessung umfangreiche statische und dynamische Pfahlprobebelastungen vorgesehen.

3 Projektvorbereitung

Mali besitzt keine Seeanbindung und ist daher auf Korridortransporte z.B. durch Senegal angewiesen. Diese Korridortransporte bedürfen einer Transitgenehmigung, welche auf Basis einer BIVAC Inspektion und einer Zahlungsgarantie, die durch internationale Banken gesichert werden müssen, erteilt wird. Um den termingerechten Baubeginn im Dezember 2015 gewährleisten zu können, musste bereits im August 2015 ein Teil des benötigten Materials vom Bauherrn bestellt werden. Trotz sofortiger Lieferfähigkeit seitens des Herstellers konnte die BIVAC Inspektion erst sechs Wochen nach Bereitstellung des Materials durchgeführt werden. Somit ergab sich eine Lieferdauer der ersten Teillieferung, von Bestellung bis Ankunft auf der Baustelle, von drei Monaten.

Zur Lieferung gehörten neben dem Pfahlmaterial auch zwei Hydraulikhämmer mit Anbauplatte für Trägergeräte, die bereits vor Ort waren. Weiteres benötigtes Equipment wie Betonpumpe, Schläuche und Kleinmaterial sollte vom Bauherrn bereitgestellt werden.

Aufgrund der Planungsunsicherheiten wurde beschlossen, das Material in mehreren Teillieferungen auf die Baustelle zu transportieren. Damit konnte flexibel auf Mengenänderungen reagiert werden, jedoch musste die Lieferdauer von jeweils drei Monaten bei diesen Überlegungen berücksichtigt werden.

4 Bauausführung

4.1 Anpassung des Bemessungskonzeptes

Beim „Kick Off Meeting“ vor Ort wurde festgestellt, dass benötigtes Zubehör zur Herstellung von mantelverpressten Duktilpfählen nicht zur Verfügung stand. Um das mittlerweile in Mali eingetroffene Material weiterhin verwenden zu können, wurde das Konzept kurzerhand auf entsprechend lange, unverpresste Duktilpfähle umgestellt.

Um Aufstandspfähle herzustellen zu können, muss ein tragfähiger Felshorizont in noch wirtschaftlicher Tiefe vorhanden sein. Das Bohrprofil BH 03 jedoch, welches zur Bemessung herangezogen wurde, zeigte keinen Felshorizont. Eignungsprüfungen für die Anwendbarkeit des Systems wurden daher unter sämtlichen geplanten Bauwerken mit Hilfe

von Proberammungen durchgeführt. Da keinerlei Erfahrungswerte für das Tragverhalten unverpresster Duktilpfähle in tropischen Böden bekannt waren, wurde zunächst auf Erfahrungswerte aus Europa zurückgegriffen. Als Richtwert wurde eine Eindringgeschwindigkeit beim Rammen von kleiner 50 mm pro Minute als Abbruchkriterium gewählt.

Mit rund 20 Proberammungen konnte ein „Felshorizont“ unter allen geplanten Bauwerken und in wirtschaftlicher Tiefe bestätigt werden, wobei die Annahme getroffen wurde, dass das Erreichen des Abbruchkriteriums mit einem Felshorizont gleichzusetzten ist. Abbildung 5 zeigt den Längsschnitt des ermittelten „Felshorizontes“. Schwankungen bis zu zehn Metern konnten durch die Proberammungen nachgewiesen werden. Die Herstellungsdauer der dargestellten Probepfähle betrug zwischen 23 und 34 Minuten pro Pfahl.

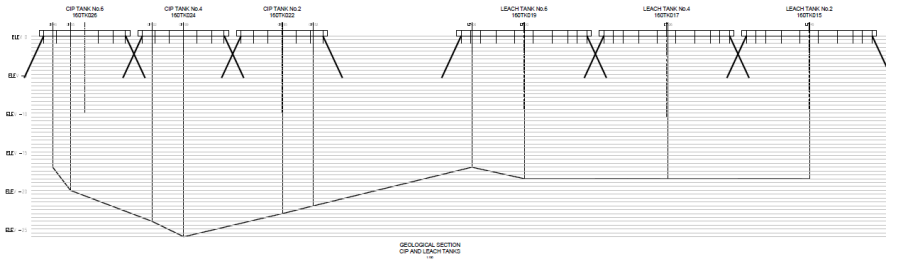


Abbildung 5: Längsschnitt des ”Felshorizontes“ im Bereich der CIP/Leach Tanks

4.2 Überprüfung des angepassten Bemessungskonzeptes

Obwohl zunächst statische Probebelastungen vorgesehen waren, wurden diese, bedingt durch logistische und terminliche Herausforderungen, auf dynamische Probebelastungen abgeändert.

In einer ersten Testreihe wurden Anfang Januar 2016 20 dynamische Probebelastungen durchgeführt (Abbildung 6).



Abbildung 6: Dynamische Pfahlprobebelastung

Die Versuche wurden nach der Simbat Methode (mit Messung der Wellenausbreitung) ausgewertet, siehe auch [STAIN, FRENCH, 1992]. Die ersten Testergebnisse waren weit unter den erhofften Ergebnissen. Die getesteten Pfähle zeigten lineares Verformungsverhalten bei gleichzeitiger geringer Tragfähigkeit. Erwartet wurden für 25 mm Verformung (15% des Pfahldurchmessers) mittlere Widerstände zwischen 1500 kN und 2000 kN. Bestätigen ließen sich lediglich etwa 800 kN bis 1000 kN.

Dies lag daran, dass die Pfähle entgegen der Empfehlung des Herstellers und des geotechnischen Gutachters nicht mit Beton verfüllt worden waren. Vom Hersteller durchgeführte Labor-Druckversuche bestätigten eine annähernd lineare Last- Verschiebungsabhängigkeit der Muffen von etwa 1,8 mm pro 100 kN Last, was die Testergebnisse bestätigte, siehe Abbildung 7.

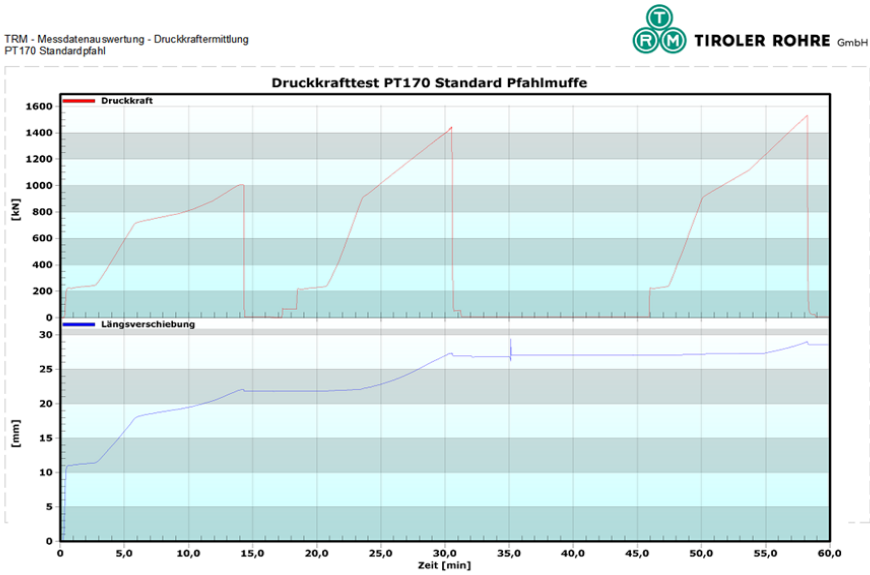


Abbildung 7: Last-Verschiebungsverhalten einer unverfüllten Muffenverbindung

Es wurde beschlossen, die Pfähle nachträglich auszubetonieren und die Versuche sowohl an bereits getesteten Pfählen als auch an neu hergestellten Pfählen zu wiederholen. Die Wiederholungsprüfungen fanden Ende Februar 2016 statt. Mittelwerte der gemessenen Widerstände der dynamischen Probebelastungen für das in Bild 2 aufgeführte Bodenprofil sind in Abbildung 8 vergleichend dargestellt. Eine eindeutige Verbesserung des Tragverhaltens konnte nachgewiesen werden. Ein Pfahlversagen, bei dem eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich ist, konnte mit der vorhandenen Prüflast weder an den bereits getesteten noch an erstmalig getesteten Pfählen herbeigeführt werden.

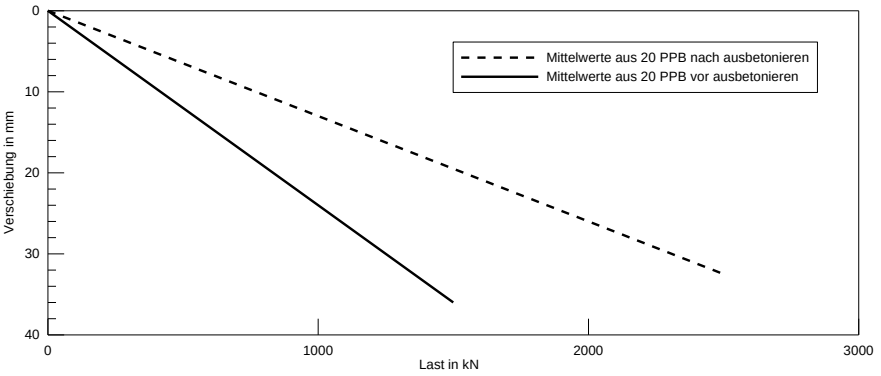


Abbildung 8: Mittelwerte der Probebelastungsergebnisse (PPB) vor und nach ausbetonieren der Pfähle

Erwähnenswert ist die bereits mehrfach genannte Risikobereitschaft des Bauherrn. Zwischen Baubeginn Dezember 2015 und Bestätigung der grundsätzlichen Eignung im Februar 2016 wurde im Doppelschichtbetrieb und mit zwei Rammeinheiten im Bereich des Leach Tanks und der SAG Mill bereits Bauwerkspfähle hergestellt. Gegebenenfalls resultierende Mehrmengen aufgrund verminderter Tragfähigkeiten sollten über ein verdichtetes Raster und zusätzliche Teillieferungen abgedeckt werden.

Nachdem die grundsätzliche Eignung durch die erneute Prüfung nunmehr als nachgewiesen galt, wurden weitere Baufelder im Schichtbetrieb und mit zwei Trägergeräten hergestellt. Das ursprünglich für mantelverpresste Pfähle und einer Bemessungslast R_d von 1170 kN vorgesehene Raster wurde dabei beibehalten.

4.3 Baubegleitende Probebelastungen

Zur weiteren Absicherung der angenommenen Tragfähigkeiten wurden baubegleitend dynamische Probebelastungen durchgeführt. Die Versuche erfolgten an zwei Baufeldern, die sich durch unterschiedliche Einbringtiefen unterschieden. An beiden Baufeldern wurden jeweils 20 dynamische Probebelastungen ausgeführt, sodass die Streuungsfaktoren entsprechend günstig gewählt werden konnten. Die Ergebnisse der Probebelastungen, die entsprechend gewählten Streuungsfaktoren nach Eurocode EC 7-1 (DIN EN 1997-1), sowie die letztendlich abgeleiteten Bemessungswerte sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Tabelle 1: Ergebnisse der baubegleitenden dyn. Pfahlprobebelastungen (EC 7-1)

Reihe 1		**Reihe 2**		**Anmerkung**
Pfahl Nr.	$R_{c;m}$ in kN	Pfahl Nr.	$R_{c;m}$ in kN	
LT57	1880	PM107	1675	-Auswertung nach Eurocode 7-1, Abschnitt 7.6.2.4
LT69	2200	PM109	1600	
LT71	2000	PM120	1450	-Gültigkeit der Ergebnisse nicht an Probebelastungen am gleichen Pfahltyp mit gleicher Länge und gleichem Durchmesser sowie bei gleichen Baugrundverhältnissen nachgewiesen (Eurocode 7-1, Abschnitt 7.6.2.4 (1)P)
LT76	1900	PM122	1750	
LT86	1850	PM124	1875	
LT99	1975	PM131	1540	
LT176	2100	PM134	1650	-Streuungsfaktoren nach EC 7-1, Tab. A11
LT187	1850	PM144	1600	-Streuungsfaktor ξ_5 = 1,40 (nicht faktoriert)
LT190	2200	PM146	1350	-Streuungsfaktor ξ_6 = 1,25 (nicht faktoriert)
LT199	1900	PM150	1500	-Reduzierung ξ_i mit Modellfaktor = 0,85 (nach b)
LT204	1750	PM152	1900	-Erhöhung ξ_i mit Modellfaktor = 1,1 (nach c)
LT289	1850	PM155	1600	
LT293	2000	PM157	1200	
LT298	1650	PM162	1375	
LT307	1900	PM170	1450	
M1	1650	PM171	1950	
M10	2000	PM185	1650	
M43	1800	PM192	1400	
M274	1650	PM196	1800	
M283	1300	PM198	2100	
$(R_{c;m})_{mitt}$	1870	$(Rc_{;m})_{mitt}$	1621	
$(R_{c;m})_{min}$	1300	$(Rc_{;m})_{min}$	1200	
$((R_{c;m})_{mitt}/\xi_5)$ (1.31)	1429	$((R_{c;m})_{mitt}/\xi_5)$ (1.31)	1238	
$((R_{c;m})_{min}/\xi_6)$ (1.17)	1112	$((R_{c;m})_{min}/\xi_6)$ (1.17)	1026	
$R_{c;k}$	1112	$R_{c;k}$	1026	
$R_{c;d} = R_{c;k}/1{,}1 = R_{b;d}$	1010	$R_{c;d} = R_{c;k}/1{,}1 = R_{b;d}$	933	

4.4 Auswertung der Probebelastungen nach EA-Pfähle

National kalibrierte Streuungsfaktoren sowie ein Flussdiagramm zur Bestimmung der maßgebenden Streuungsfaktoren sind im Anhang A4 der EA-Pfähle angegeben. Im Gegensatz zur Tabelle A.11 des Eurocodes sieht die EA-Pfähle einen Zuschlagsfaktor $\Delta\xi$ vor, siehe auch Forschungsvorhaben ZP 52-5-11.72-1272/07 des Deutschen Instituts für Bautechnik.

Die Auswertung der Probebelastung nach EA-Pfähle ist in Tabelle 2 vergleichend dargestellt.

Tabelle 2: Ergebnisse der baubegleitenden dyn. Pfahlprobebelastungen (EA-Pfähle)

Reihe 1		**Reihe 2**		**Anmerkung**
	$R_{c;m}$ in kN		$R_{c;m}$ in kN	-Auswertung nach EA-Pfähle, Abschnitt A4 $\xi_5 = (\xi_{0,5} + \Delta\xi)^* \quad \eta_D$ $\xi_6 = (\xi_{0,6} + \Delta\xi)^* \quad \eta_D$ -Umlagerung von weichen zu steifen Pfählen, Tabelle A4.2d) → ξ_5/1,1 bzw. ξ_6/1,1 -Streuungsfaktor $\xi_{0,5}$ = 1,40 (nicht faktorisiert) -Streuungsfaktor $\xi_{0,6}$ = 1,25 (nicht faktorisiert) -Gültigkeit der Ergebnisse nicht an Probebelastungen am gleichen Pfahltyp mit gleicher Länge und gleichem Durchmesser sowie bei gleichen Baugrundverhältnissen nachgewiesen Tabelle A4.2 b) → $\Delta\xi$ = 0,40 -vollständige Modellbildung nach Tabelle A4.2 c) → η_D = 0,85
$(R_{c;m})_{mitt}$	1870	$(Rc;m)_{mitt}$	1621	
$(R_{c;m})_{min}$	1300	$(Rc;m)_{min}$	1200	
ξ_5/1.1= ((1.4 + 0.4)*0.85)/1.1 → ξ_5 = 1.39 ξ_6/1.1= ((1.25 + 0.4)*0.85)/1.1 → ξ_6 = 1.28				
$(R_{c;m})_{mitt}/\xi_5$	1345	$(R_{c;m})_{mitt}/\xi_5$	1166	
$(R_{c;m})_{min}/\xi_6$	1015	$(R_{c;m})_{min}/\xi_6$	938	
$R_{c;k}$	1015	$R_{c;k}$	938	
$R_{c;d}=R_{c;k}/1,1=R_{b;d}$	922	$R_{c;d}=R_{c;k}/1,1=R_{b;d}$	852	

Eine Auswertung nach EA-Pfähle ergibt ca. 10% geringere Pfahlwiderstände im Vergleich zur Auswertung nach EC 7-1. Dies hätte entsprechende Mehrmengen und baupraktische Schwierigkeiten, vor allem hinsichtlich des geringen Pfahlabstandes zur Folge. Aufgrund des erhöhten Teilsicherheitsbeiwertes und bereits konservativer Lastannahmen, wurde daher beschlossen, von der Empfehlung der EA-Pfähle abzuweichen.

4.5 Endgültiges Bemessungskonzept

Nach Abschluss der Probebelastungen Anfang März 2016 waren nunmehr die Pfahlwiderstände einigermaßen abgesichert bekannt. An dieser Stelle sollte eine Überprüfung und Optimierung des ursprünglichen Gründungskonzeptes durchgeführt werden. Allerdings lag zu diesem Zeitpunkt immer noch keine abgesicherte und geprüfte Gründungsstatik vor, lediglich die Abmessungen waren bekannt.

Aufgrund der langen Transportzeiten musste eine Entscheidung hinsichtlich des noch zu bestellenden Pfahlmaterials getroffen werden. An Stelle einer Gründungsoptimierung trat daher eine Risikoabschätzung.

Für die jeweils zuvor bestätigten Gründungstiefen (siehe Abbildung 5), einen variablen Anteil dynamischer Last und verschiedene Flächenpressungen wurden Diagramme entwickelt, die die entsprechende Anzahl der Duktilpfähle, die Pfahllänge und das Raster darstellen, siehe Abbildung 9.

a) **b)**

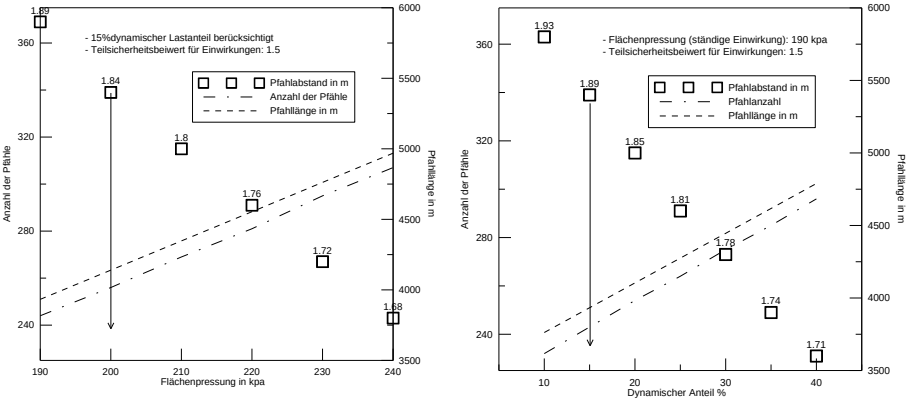


Abbildung 9: Diagramme zur Risikoabschätzung für verschiedene Flächenlasten (a) und verschiedene dynamische Einflüsse (b)

Aufgrund der Unsicherheiten hinsichtlich der Einflussparameter, besonders der Einwirkungen, wurde das Vorgehen des Eurocodes stark vereinfacht. Sämtliche Lasten wurden mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G für ständige Lasten beaufschlagt.

Die endgültigen Liefermengen und Pfahlraster wurden auf Grundlage der in Abbildung 9 dargestellten Diagramme abgeschätzt. Ein typisches Pfahlraster für die Leach Tanks zeigt Abbildung 10, wobei die Pfahllängen nicht maßstäblich dargestellt sind.

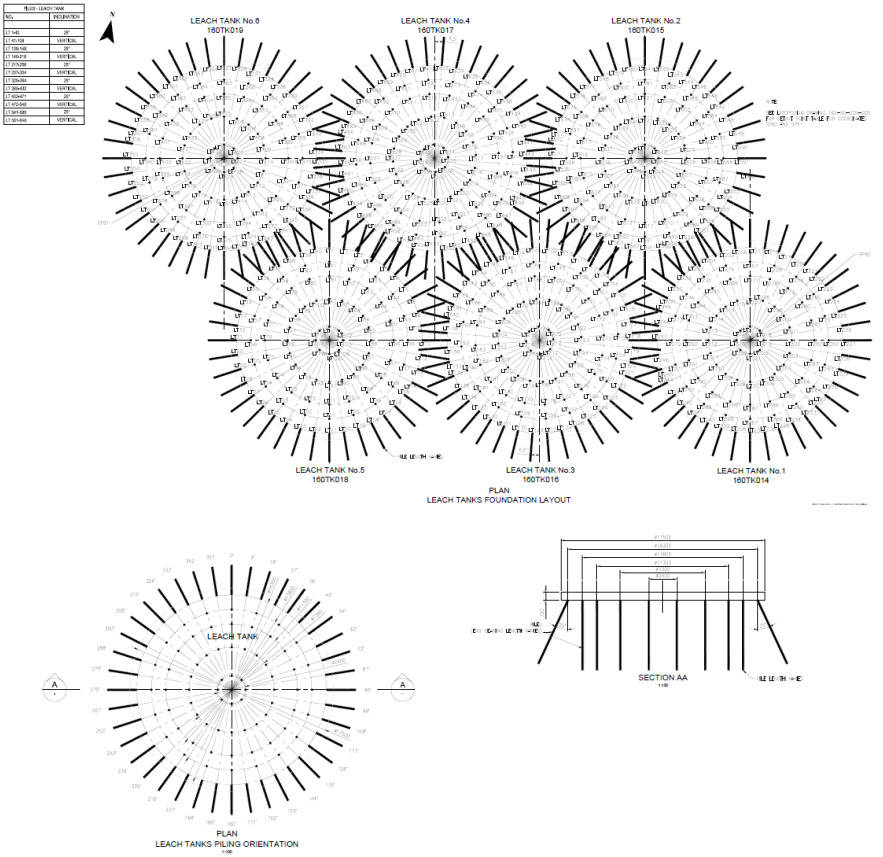


Abbildung 10: Pfahlraster für Leachtanks: Plan und Details

5 Bauausführung

Die Duktilpfähle wurden im Zweischichtbetrieb mit zwei Geräten eingebracht. Im Großen und Ganzen verlief das Einbringen ohne nennenswerte Zwischenfälle und konnte termingerecht abgeschlossen werden. Im Hinblick auf die tropischen Böden konnten jedoch folgende Erfahrungen gesammelt werden:

- Durchörtern von Lateritschichten: Das Durchörtern mehrere Meter mächtiger Lateritschichten ist mit dem gewählten Pfahlsytem möglich, wirkt sich jedoch negativ auf die Produktivität aus. Nach anfänglichen Versuchen wurde entsprechend vorgebohrt. Eine tägliche Analyse der Rammzeiten war dabei hilfreich, um lokal stark variierende Schichten zu identifizieren.
- Momentenbelastung der Pfähle: Besonders beim Durchörtern von Lateritschichten muss mit gewissen Lageabweichungen gerechnet werden, da das System dem Weg des geringsten Widerstandes folgen wird. Dies muss vom Gerätefahrer entsprechend berücksichtigt werden, da es sonst zum Bruch des Pfahlschaftes kommen kann. Es empfiehlt sich den Pfählen „freien Lauf“ zu lassen. Sofern ein Bruch eintritt, findet dieser meist oberflächennah statt. Das Vorhalten zusätzlicher Muffen ist daher zu empfehlen (Abbildung 11).
- Konflikt benachbarter Pfähle: Durch die Umstellung des Gründungskonzeptes wurden deutlich längere Pfahllängen erforderlich. Dies, in Kombination mit einer gewissen Lageintoleranz aufgrund des Bodenprofils, führte während der Bauausführung zu Konflikten mit benachbarten Pfählen. Konfliktbehaftete Pfähle wurden mittels 3D Modellierung ermittelt und entsprechend versetzt.



Abbildung 11: Bruch eines Duktilpfahls unterhalb der Muffe

6 Zusammenfassung

Projekte im Ausland, im Besonderen in Krisengebieten, erfordern flexible Lösungen, die bei Bedarf schnell an sich verändernde Randbedingungen angepasst werden können. Mindestens ebenso wichtig ist eine gewisse Risikobereitschaft des Bauherrn. Die im vorliegenden Fallbeispiel beschriebene, erfolgreich und termingerecht durchgeführte Gründung einer Goldmine in Mali hat dies eindrucksvoll belegt. Mehr als 25500 m Duktilpfähle wurden in ca. drei Monaten eingebracht. Besonders hervorzuheben ist die Flexibilität des gewählten Gründungssystems die es ermöglichte, das Gründungskonzept während der Bauausführung von mantelverpressten Duktilpfählen auf Spitzendruckpfähle umzustellen.

Weiterhin hat das Projekt gezeigt, dass das Thema „tropischen Böden“ sowohl in der Ingenieursausbildung als auch in der Forschung eine viel zu geringe Aufmerksamkeit erfährt. Forschungsbedarf besteht vor allem hinsichtlich des Testens und der Klassifizierung der tropischen Böden als auch der Ableitung von Pfahltragfähigkeiten verschiedener Pfahlsysteme.

Literatur

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT); EA-Pfähle, *2. Auflage, Ernst & Sohn, ISBN:* 978-3-433-03005-9, *2012*

DIBT Z-34.25-230; Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: TRM Duktilrammpfahl; TRM Tiroler Rohre GMBH, DIBt Geschäftszeichen: I 65-I-34.25-20/13, Gültigkeit 04.11.2013 - 29.06.2017

Eurocode 7 (DIN EN 1997-1)*;* Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Europäisches Komitee für Normung *(CEN), 2004*

Hörtkorn, F.; Brink, G.; The effect of Sample Preparation and Test Procedure on the Evaluation of Tropical Red Soils, *05.-06.2016 in South Africa*, *Proceedings of the First Southern African Geotechnical Conference (SAGC) 2016, Balkema, CRC Press 2016, ISBN: 978-1-138-02971-2, S. 249-253, 2016*

Huat, B.B.K.; Toll, D.G.B.; Prasad, A.; Handbook of tropical soil engineering, *Balkema, CRC Press, ISBN: 978-0-415-45731-6,* 2012

Kempfert, H.G.; Becker, P.; Hörtkorn, F. (ZP 52-5-11.72-1272/07); Ableitung von Streuungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerten für Pfahlwiederstände aus Ergebnissen von Probebelastungen und Erfahrungswerten für den Eurocode EC 7-1 – Kalibrierung am bisherigen deutschen Sicherheitsstandard, Fraunhofer IRB Verlag*, ISBN:* 978-3-816-77631-4, *2008*

Stain, R.T.; French, S.; A dynamic load test for bored piles, 07.-09.04.1992, London, *Piling European practice and worldwide trend, Institution of Civil Engineers*, *ISBN-13: 978-0-7277-1698-9, 1992*

Autoren

Dr.-Ing. F. Hörtkorn hoertkorn@jaws.co.za

Jones and Wagener Engineering Consultants
P O Box 1434 Rivonia www.jaws.co.za
2128 South Africa Tel.: 0027 11 519 0200

Ing. Dipl.-Bw E. Steinlechner, MBA erich.steinlechner@trm.at

Tiroler Rohre GmbH
6060 Hall in Tirol www.trm.at
Österreich Tel.: 0043 5223 503 0

TRM Pfahlsysteme

Seit 1986 eine Erfolgsgeschichte!

- Bemessungswerte bis 1.834 kN
- Beliebige Pfahllängen bis 50 Meter
- Jeder Pfahl eine Rammsondierung!
- Vollverdrängungspfahl
- Zulassung nach Dibt: Z-34.25-230



Jones & Wagener
Engineering & Environmental Consultants
59 Bevan Road PO Box 1434 Rivonia 2128 South Africa
tel: 0027 11 519 0200 www.jaws.co.za email: post@jaws.co.za

PFAHLSYSTEME
Ductile Iron Systems
trm.at

Baubegleitende Planung einer Bohrpfahlgründung – eine Herausforderung für den Baubetrieb

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann, Vorstandsvorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, DGGT, Essen

Dipl.-Ing. Björn Böhle, Bereichsleiter, Keller Grundbau GmbH, Bochum

1 Einleitung

Südlich des Dortmunder Westfalenparks befindet sich der Gewerbepark Phoenix-West. Phoenix-West wurde langjährig als Industriestandort der Montanindustrie genutzt. Das erste Hüttenwerk entstand 1841. Der Standort wuchs fortan; die Hoesch AG übernahm den Standort 1966. 7 Jahre nach der Übernahme durch Thyssen Krupp wurde der Stahl- und Hüttenstandort Phoenix-West im Jahre 1998 bzw. 2001 aufgegeben. Teile der Anlagen wurden zur Weiternutzung nach China transportiert. Es blieben riesige Brachflächen, die von der Landesentwicklungsgesellschaft NRW übernommen und saniert wurden. Teile der Hochofenanlage bleiben als Industriedenkmal erhalten, andere Flächen werden als Gewerbegebiet genutzt, auf dem Bürogebäude und Hochtechnologiestandorte angesiedelt werden sollen.

Auf einem der Grundstücke entsteht derzeit ein neues Büro- und Verwaltungsgebäude mit bis zu vier oberirdischen Bürogeschossen, Es wird von einer ca. 195 x 120 m großen eingeschossigen Tiefgarage unterkellert. Die linienförmigen Bürotrakte breiten sich von einem zentralen Gebäudebereich etwa in der Mitte des Baufelds sternförmig mit unterschiedlichen Längen aus.

2 Baugrund

Das Baugelände befindet sich geografisch gesehen im Süden der Westfälischen Tieflandbucht. Aus geologischer Sicht liegt es am Nordrand des Rheinischen Schiefergebirges und grenzt an das Münsterländer Kreidebecken an. Kennzeichnend sind Lockergesteine anthropogener und geogener Herkunft sowie karbonisches Festgestein.

Ausgehend von der Geländeoberkante ergibt sich folgender Baugrundaufbau: Auffüllungen stehen in Mächtigkeiten von 3 bis ca. 12 m an. Die Auffüllungen bestehen im Wesentlichen aus anthropogen umgelagerten Böden. mit verschiedenen Rest- und Umlagerungs-

produkten der im Umfeld vorhandenen früheren industriellen Nutzung. Die im Zuge der Erkundungsarbeiten festgestellten Fremdanteile aus Bauschutt, Ziegelbruch, Schlacke, Asche und Bergematerial sind überwiegend in die umgelagerten natürlichen Boden eingelagert. Die Auffüllungen weisen eine mittlere bis erhöhte Zusammendrückbarkeit auf.

Bei den darunter anstehenden quartären Ablagerungen handelt es sich um feinsandige Schluffe, teilweise mit tonigen Nebenanteilen in steifer bis halbfester Konsistenz. Die nichtbindigen Zonen stehen in einer mitteldichten Lagerung an. Aufgrund der dominierend bindigen Bereiche ist dem quartären Horizont eine erhöhte Zusammendrückbarkeit zuzuweisen. Unterhalb des Quartärs folgt das Karbon, dessen Oberfläche zunächst zersetzt/entfestigt ist. Zur Tiefe hin nimmt die Festigkeit mit abnehmender Verwitterung deutlich zu. Unterhalb der Zersatzzone nimmt der Verwitterungsgrad der Gesteine rasch ab. Die Oberkante des gesteinsfesten Karbons befindet sich ca. 9 bis 14 m unter GOK. Die karbonischen Festgesteine setzen sich aus wechselnden Lagen und Mächtigkeiten aus Ton-, Schluff- und Sandstein sowie Kohle zusammen. Für den Sandstein wurden einaxiale Druckfestigkeiten zwischen q_u = 36,5 MN/m² und 62,1 MN/m² ermittelt. Die festgestellten einaxialen Druckfestigkeiten des Schluffsteins liegen zwischen q_u = 6,9 MN/m² und 22,5 MN/m². Im Rahmen der Erkundungsarbeiten wurde kein Grundwasser angetroffen.

3 Bergbauliche Sicherungen

Im Rahmen der Flächenreaktivierung des Standortes Phoenix West wurden im Hinblick auf tagesnahen Bergbau in einer ersten Vorabmaßnahme Erkundungs- und Sanierungsbohrungen ausgeführt und die angetroffenen Lockerzonen / Hohlräume mit einer hydraulisch abbindenden Baustoffsuspension gesichert. Hauptelement dabei war ein ehemaliger ca. 2 m hoher Stollen, der gemäß Kartenmaterial das Baufeld quert. Im Grundstücksbereich waren weiterhin zwei Lichtlöcher im Stollenbereich verzeichnet.

Bei den zur Verdichtung des Bohrrasters erstellten Bohrungen wurde häufig Füllgut ohne Spülverluste angetroffen, die eine erfolgreiche Sanierung der ehemaligen Auflockerungsbereiche bestätigten.

Bergbaulich oder geogen bedingt sind jedoch Schwächezonen vorhanden, die im Vergleich zum ungestörten karbonischen Festgestein zu ungünstigeren boden- bzw. felsmechanischen Eigenschaften des Gebirges führen und insbesondere bei einem Gründungskonzept mit Tiefgründungen zu berücksichtigen wären.

4 Gründungskonzept und Bemessung

Flachgründungen wären mit vergleichsweise aufwändigen Gründungskonstruktionen und einem vergleichsweise hohen Setzungsniveau verbunden. Das Gründungskonzept sah daher vor, die hohen Gebäudelasten bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen über Großbohrpfähle in die tragfähigen Schichten, also in das die Auffüllungen und Lockerböden unterlagernde gesteinsfeste Karbon einzuleiten. Der Lastabtrag erfolgt hier über Mantelreibung und Spitzendruck. Da die zu erwartenden geringen Pfahlsetzungen im Fels den Ansatz der Mantelreibung von überlagernden Bodenschichten nicht rechtfertigten, wurde im Rahmen der Bemessung der Druckpfähle Mantelreibung in den Überlagerungsschichten generell nicht angesetzt.



Abbildung 1: Pfahlplan

Für die Gründung werden zwei Bereiche hinsichtlich des Lastabtrages unterschieden. Im Bereich der überbauten Tiefgarage werden die Stützenlasten über Bohrpfähle lokal jeweils direkt in den Baugrund abgetragen. Die aussteifenden Treppenhauskerne werden als Platten mit größeren Plattendicken als die restlichen Bodenplattenbereiche ausgebildet.

Die Bohrpfähle wurden planmäßig nur zur Aufnahme von Vertikallasten bemessen. Horizontallasten werden über Reibung der Bodenplatte zum Baugrund aufgenommen. Auf-

grund der im Felsgestein ungünstig verlaufenden Störungszonen wurde die Baumaßnahme in die Geotechnische Kategorie 3 gemäß DIN 1054 eingeordnet.

Die Bohrpfähle wurden als Einzelpfähle mit Durchmesser d= 90 und 120 cm und Pfahllängen von im Mittel 18 m und von maximal ca. 26 m ab UK Bodenplatte konzipiert.

Aufgrund der bergbaulichen bzw. strukturgeologischen Situation ergaben sich unterschiedliche Mindestwerte für die Absetztiefe der Pfähle:

- Bereich A mit dem gemäß Kartenmaterial zu erwartenden Stollen und mit angetroffenen Störungszonen.
- Bereich B ohne bergbauliche Auffälligkeiten, aber geogen bedingt z.T. tieferreichend verwitterte oder gestörte Bereiche möglich,
- Bereich C mit erkundeten Lockerzonen / Hohlräumen, die im Zuge der Flächenreaktivierung durch Verfüllung/Verpressung einer hydraulisch abbindenden Baustoffsuspension saniert wurden

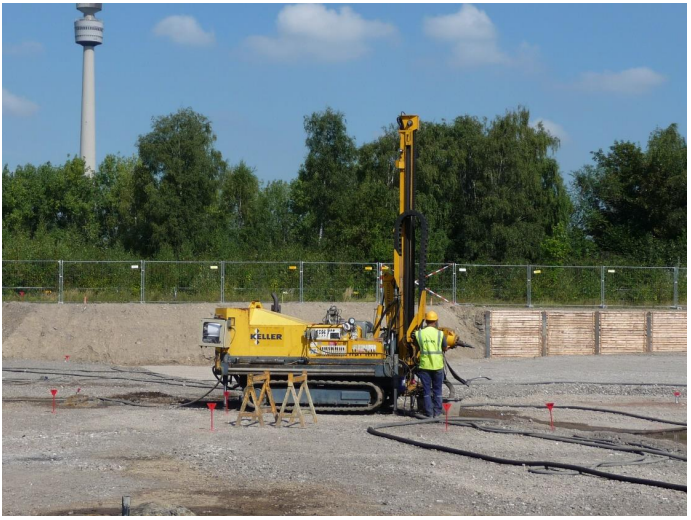


Abbildung 2: Vorerkundung der Bohrpfahlstandorte

Um evtl. tiefergehende Störungszonen zuverlässig erkennen zu können, waren für jede Pfahlbohrung ergänzende Vollkronenbohrungen auszuführen. Diese zusätzlichen Vorerkundungen waren mindestens bis 5 m unter die geplante Pfahlfußtiefe auszuführen. Die

endgültigen Absetztiefen wurden daher erst nach Ausführung der Vorerkundungen festgelegt. Wurde dabei eine ungünstigere Gebirgsqualität angetroffen, waren die Pfähle entsprechend tiefer zu führen.

5 Ausführung

Die Vorerkundungen mittels Vollkronenbohrungen waren sorgfältig zu dokumentieren, um Störungszonen frühzeitig zu erkennen und evtl. Gegenmaßnahmen bereits vor Durchführung der Pfahlbohrungen ergreifen zu können. Jede Vorerkundung wurde gutachterlich begleitet, die Ergebnisse ausgewertet und daraus die endgültigen Absetztiefen der Bohrpfähle in Abstimmung mit der Tragwerksplanung des AG angegeben.



Abbildung 3: Bohrpfahlarbeiten

Die Bohrpfähle wurden vollverrohrt im Kelly-Drehbohrverfahren und entsprechend DIN EN 1536 und EA-Pfähle ausgeführt. Bauseitig war ein Bohrpfahlbeton der Güte C 35/45 vorgegeben. Jeder Bohrpfahl war mit Mindestbewehrung in voller Länge bewehrt. Die Beweh-

rungskörbe unterschieden sich hinsichtlich der baulichen Ausbildung nur im Korbdurchmesser. Die Vorerkundungen erfolgten mit zeitlich minimalem Abstand zu den Pfahlbohrungen. Eine Berücksichtigung der vom Gutachter in Abhängigkeit der Vorerkundungsergebnisse festgelegten Pfahl- und damit auch Bewehrungskorblänge bei der Disposition der Bewehrungskörbe war bauzeitlich nicht möglich. Daher mussten die Bewehrungskörbe auf der Baustelle verlängert werden. Dies erfolgte mit entsprechenden qualitätssichernden Maßnahmen.

Bei der Pfahlherstellung war sicherzustellen, dass die Festigkeit des Gebirges und Gesteins nicht durch Herstellungseinflüsse herabgesetzt wurde. Aufgrund der Wasserempfindlichkeit des anstehenden Bodens und auch des Schluff- und Tonsteins war unmittelbar nach Fertigstellung der Bohrung mit dem Betonieren zu beginnen.

Literatur

DIN EN 1536:2010-12*; Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle, Deutsches Institut für Normung e.V.*

Handbuch Eurocode 7 Geotechnische Bemessung – Band 1*; Deutsches Institut für Normung e.V.*

Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA-Pfähle; *2. Auflage, Ernst & Sohn*

Geotechnischer Bericht*, Projekt Nr. 107988, CDMSmith*

Autoren

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann w.sondermann@kellerholding.com

Vorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) e.V.

Dipl.-Ing. Björn Böhle b.boehle@kellergrundbau.com
Keller Grundbau GmbH
Mausegatt 45-47, 44866 Bochum



KELLER

Auf unsere Stärken bauen

Wir verwirklichen Lösungen für Ihre Baugrund-, Gründungs- und Grundwasserprobleme. Komplexe Grundbauaufgaben wickeln wir gerne ab und greifen dabei auf selbst entwickelte Verfahren und eine breite Palette moderner Technologien zurück.

Fragen Sie uns,
wir beraten Sie gern!

Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistraße 8
63067 Offenbach
Deutschland
Telefon +49 (0) 69 80 51-0
Telefax +49 (0) 69 80 51-221
www.kellergrundbau.de
info@kellergrundbau.com

Das PileInspect-Projekt: Pfahlintegritätsprüfung durch Schwinganregung mittels eines elektrodynamischen Shakers

Dipl.-Ing. Jens-Peter Ertel, Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger, M.Sc. Maria Grohmann

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Deutschland

1 Einleitung

Stahlbetonbohrpfähle werden häufig bei für Flachfundamente nicht tragfähigem Baugrund als eine Variante zur Tiefgründung von Gebäuden eingesetzt. Da die Tragfähigkeit der in-situ hergestellten Bohrpfähle unter anderem von deren Integrität und Länge abhängt, ist es in Deutschland gemäß den Richtlinien der DGGT EA-Pfähle (EA-PFÄHLE 2012) (im anglo-amerikanischen Raum gemäß ASTM) notwendig, die hergestellte Pfahllänge sowie die Integrität nachzuweisen.

Dieser Nachweis kann u.a. mittels der seit den 1970er Jahren entwickelten und etablierten Methode der low-strain Pfahlintegritätsprüfung (low-strain pile integrity testing, PIT) erbracht werden (RAUSCHE, LIKINS ET AL. 1992, KIRSCH AND KLINGMÜLLER 2003, KLINGMÜLLER AND MAYER 2009). Dieses wellenphysikalische Verfahren arbeitet mit am Pfahlkopf durch Hammerschläge induzierte Stoßimpulse, deren Beschleunigungen und Amplituden in der Pfahlkopfantwort durch Beschleunigungssensoren gemessen werden. Die Auswertung dieser Impulse im Zeitbereich ergibt ein charakteristisches „*Reflektogramm*“ anhand dessen die Länge abgeschätzt werden kann. Durch den Kurvenverlauf lassen sich ebenfalls beschränkte Aussagen zur Pfahlintegrität ableiten.

Diese schnelle und wirtschaftliche Methode hat jedoch den Nachteil, dass zum einen der Ingenieur in der Durchführung des Tests und der Interpretation der Ergebnisse geschult und erfahren sein muss (KIRSCH AND KLINGMÜLLER 2003). Weiterhin lassen sich die Messungen nicht ohne weiteres reproduzieren, was zum einen an der Anregungsquelle (Hammerschlag), zum anderen an den Zustandsbedingungen des Prüfpfahls auf Baustellen liegt.

Die Anwendungsgrenzen der klassischen Pfahlintegritätsprüfung sind entsprechend bekannt. Dazu zählt, dass besonders lange und schlanke Pfähle aufgrund der übermäßigen Abstrahlung der Wellenenergie in den Boden nur bedingt bzw. nicht prüfbar sind (L/D-Verhältnisse > 30) (LIKINS AND RAUSCHE 2000). Durchmesserveränderungen lassen sich nicht

zweifelsfrei von Bruchstellen unterscheiden, da beide „*Schadenstypen*“ als Impedanzänderungen ähnliche Auswirkungen auf die Signalverläufe haben können. Auch können kleine Fehlstellen nicht detektiert werden (SCHELLINGERHOUT AND MULLER 1996). Zur Pfahlachse senkrecht verlaufende Risse können oft nicht hinsichtlich ihrer Ausdehnung abgeschätzt werden (WHITE, NAGY ET AL. 2008). Prüfungen im Bestand sind nicht oder nur sehr eingeschränkt und aufwändig möglich (KLINGMÜLLER 2006).

2 Das PileInspect-Projekt

Das PileInspect-Projekt war ein EU-Verbundprojekt mit Projektpartnern aus Forschung (Cranfield University, BAM, Brunel University) und Industrie (GSP Mannheim, BMNED, PileTest PL, Aarseleff Piling UK, DFI, AEND, HANDT) (http://pileinspect-project.eu) mit der Zielsetzung eine innovative Messmethode zur Pfahlintegritätsprüfung zu entwickeln, welche die o.g. Limitierungen überwindet. Der Hammer sollte dabei als Anregungsquelle durch einen kontrollierbaren Shaker ersetzt werden (Vgl. Abbildung 1).

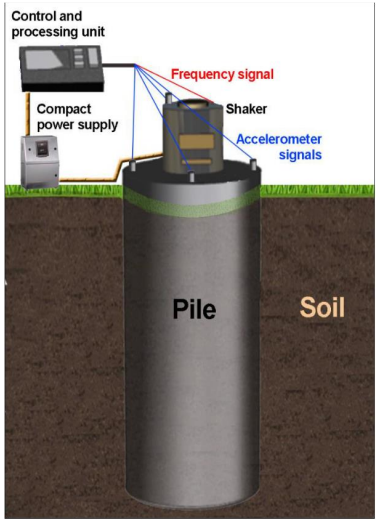


Abbildung 1: Schematisches Messprinzip im Rahmen des PileInspect-Projekts

Dadurch sollten Messungen wiederholbar und das Eingangssignal vollständig kontrollierbar werden. Das auf zweieinhalb Jahre beschränkte Projekt zielte auf die Entwicklung eines

Prototyps durch einfache und frei erhältliche Messtechnik ab. Ferner sollten durch die Implementierung von digitalen Signalverarbeitungsmethoden, basierend auf Zeit-Frequenz-Analysen und Entfaltungstechniken für instationäre Signale, die Qualität der Pfahlintegritätsprüfung erhöht und die Fehlstellenidentifikation automatisiert werden. Die im PileInspect-Projekt untersuchten Methoden unterscheiden sich maßgeblich von denen, welche bereits in den 1970er Jahren Bestandteil von Forschungsarbeiten waren (DAVIS AND DUNN 1974, PAQUET AND BRIARD 1976). Letztere befassten sich bereits mit Pfahlintegritätsprüfung durch Schwinganregung mittels Shaker sowie der Berechnung und Auswertung der Mobilität.

3 Das Messsystem

Das Messsystem besteht wie in Abbildung 1 schematisch dargestellt aus einem Shaker, uniaxialen (oder triaxialen) Beschleunigungssensoren, einem Audioverstärker, einem Computer, einer Datenerfassungseinheit und einer Stromversorgung. Optional kann ein low-noise Signalverstärker für die Antwortsignale verwendet werden.

Als Shaker wird hier ein Gerät aus der Unterhaltungselektronik verwendet. Der iBeam VT-200 hat eine Bandbreite zwischen 15 Hz und 15 kHz, wobei höhere Energien in den niedrigen Frequenzen bis ca. 300 Hz erzeugt werden können. Laut Herstellerspezifikationen können 9.7 Newton / Watt erzeugt werden. Der Shaker ist für eine kontinuierliche Leistung von 100 Watt, mit Spitzen bis zu 250 Watt, ausgelegt und wird mittels eines leistungsstarken 12 V Kfz-HiFi-Verstärkers betrieben. Der Shaker wurde bereits in geophysikalischen Messungen verwendet (PUGIN, BREWER ET AL. 2013).

Als Beschleunigungssensoren kommen einaxiale PCB-Sensoren zum Einsatz (Model 352C33). Die Sensordaten werden mit Hilfe eines cDaQ und analogen Input-Modulen (NI 9234) von National Instruments bei einer Samplefrequenz von bis zu 51,2 kHz erfasst. Das Eingangssignal wird über ein analoges Output-Modul (NI 9263) an den Shaker geleitet (Vgl. Abbildung 2).



Abbildung 2: Komponenten der Messtechnik. Oben links: Shaker; oben Mitte: Accelerometer; oben rechts: HiFi-Verstärker; unten links: 12 V Blei-Akkumulator; unten Mitte: Signalverstärker; unten rechts: Datenerfassung mit In- und Output-Modulen.

4 Die Methoden

4.1 Die *higher order spectra* Methode (HOS)

Die Universität Cranfield, England, entwickelte im Rahmen des PileInspect-Projekts die Hauptmethode zur Pfahlintegritätsprüfung, welche auf der Analyse der instationären freien Pfahlschwingung sowie des instationären Resonanzverhaltens beruht. Bei der Methode wird der Pfahl durch den seitlich angebrachten Shaker lateral zum Schwingen angeregt. Das Eingangssignal ist dabei ein mehrere Minuten langes frequenzmoduliertes Signal (Sweep) in Frequenzbereichen $< 1000\,Hz$. Die Pfahlantwort wird mit Beschleunigungssensoren in lateraler Richtung gemessen. Die gemessenen Signale werden durch die Short Time Chirp-Fourier-Transformation auf ihre Resonanzen hin untersucht. Nach der Berechnung der Bicoherence-Werte sollen sich so Rückschlüsse auf Beschädigungen der getesteten Pfähle ziehen lassen, indem eine räumliche Trennung der Werte untersucht wird (Vgl. Abbildung 3). Problematisch ist hierbei, dass für die räumliche Trennung Vergleichsdaten eines intakten Pfahls a priori notwendig sind.

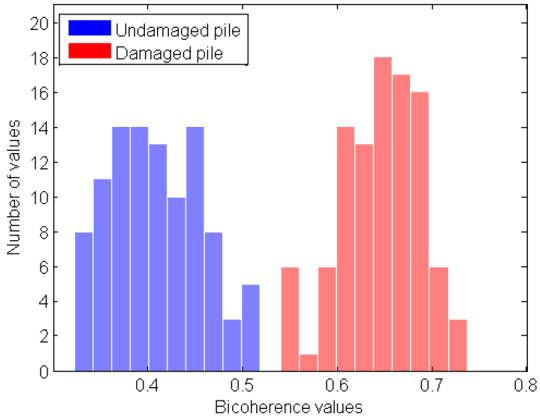


Abbildung 3: Histogramm der Chirp-Fourier-Bicoherence-Werte an einem Beispiel von Zentrumpfählen (Aarsleff, UK)

Die Schadensdiagnose soll durch einen automatisierten (trainierten) Algorithmus selbständig den Schadenszustand erkennen und einen Schweregrad klassifizieren (Vgl. Abbildung 4). Weitere Untersuchungen zur quantitativen Schadensdiagnose sowie Validierung und Korrelation mit verschiedensten Schadenstypen stehen derzeit aus.



Abbildung 4: Schadensklassifikation des automatischen Diagnosealgorithmus der HOS-Methode

4.2 Die Impulsantwort-Methode (IRF)

Durch die in Abschnitt 4.1 beschriebene Methode soll sich zwar nach Konditionierung eine Unterscheidung zwischen intaktem und beschädigten Pfahl durch eine räumliche Unterscheidung der Bicoherence-Werte erzielen lassen, jedoch sind weder Schadenslokalisation, noch Längenbestimmung möglich.

Daher wurde die Möglichkeit der Längen- und Schadstellenbestimmung durch die Messung der Impulsantwort des Pfahls von der Abteilung 8.2 der BAM und der Universität Brunel UK (BIC) untersucht. Im Prinzip können für die Messung das gleiche Setup (jedoch mit axialer Anregung und Messung) sowie die gleichen Ein- und Ausgangssignale der HOS-Methode verwendet werden. Lediglich die Auswertung erfolgt auf andere Weise.

Bei der Verwendung eines Sweeps als Eingangssignal (Vgl. Abschnitt 6.5), lassen sich weder Länge noch Schadenslokalitäten im Zeitbereich des Antwortsignals ablesen, wie es in der klassischen Pfahlintegritätsprüfung mit der Hammerschlagmethode möglich ist. Das liegt prinzipiell an der Überlagerung der Reflektionen aus Impedanzänderungen mit dem Eingangssignal. Die Fragestellung bestand darin, ob in der Impulsantwort des Pfahls die Information über Länge und Schadenslokalitäten gespeichert sein könnten. Das Konzept wurde bereits in der Geophysik erfolgreich angewendet (PUGIN, BREWER ET AL. 2013), um die Reflektivität von Bodenschichten zu bestimmen.

Generell kann der Pfahl als linear zeitinvariantes System (LTI), und damit als linearer Filter, beschrieben werden, welcher zu einem Eingangssignal $x(t)$ ein Ausgangssignal $y(t)$ generiert. Dabei wird das Eingangssignal mit der Impulsantwort $h(t)$ des Pfahls gefaltet. In der digitalen Signalverarbeitung wird die Faltung durch das Faltungsintegral beschrieben Gl. (1) (VON GRÜNIGEN 2001).

$$y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} x(\tau)h(t-\tau)d\tau \qquad (1)$$

In der Signalverarbeitung gebräuchlicher ist der Ausdruck

$$y(t) = x(t) * h(t). \qquad (2)$$

Da die Signalfaltung im Zeitbereich einer Multiplikation im Frequenzraum entspricht, kann die Übertragungsfunktion $H(f)$ im Idealfall daher durch Division der Spektren von Ausgangs- und Eingangssignal (Signalentfaltung bzw. Dekonvolution) berechnet werden (Gl. (3)) (VON GRÜNIGEN 2001).

$$H(f) = \frac{Y(f)}{X(f)} \quad (3)$$

Die Transformation der Übertragungsfunktion in den Zeitbereich durch die Anwendung der inversen Fouriertransformation ergibt anschließend die Impulsantwort.

$$h(t) = FFT^{-1}(H(f)) \quad (4)$$

Die oben beschriebene Berechnung der Impulsantwort würde in dieser Form nur unter idealisierten bzw. mit rauschfreien synthetischen Daten funktionieren, da bei realen Daten der Einfluss des Rauschens überproportional verstärkt wird bzw. spektrale Anteile, welche Null betragen, den Ausdruck als nicht definiert verbleiben lassen. Das Problem wäre damit in dieser Form nicht lösbar bzw. die gesuchte Lösung nicht berechenbar. Mathematisch gesehen fällt dieser Ansatz unter das komplexe Feld der *inversen Probleme*. Im Allgemeinen könnte dieses Problem numerisch-algebraisch und iterativ über least-square-Ansätze im Zeitbereich gelöst werden (HANSEN 2002). Jedoch wird bei längeren Signalen durch die entstehenden hohen Matrix-Dimensionen ein enorm hoher Rechenaufwand erzeugt.

Um den Rechenaufwand gering zu halten, kann die spektrale Division in regularisierter Form nach der Tikhonov-Methode durchgeführt werden (VOGEL 2002). Dabei wird die Gleichung (3) durch einen Regularisierungsparameter ε stabilisiert (Gl. (5)).

$$H(f) = \frac{X(f)^* \cdot Y(f)}{(X(f)^* \cdot Y(f) + \varepsilon)} \quad (5)$$

In dieser Formulierung steht * für die komplex konjugierte. Man erhält die Impulsantwort durch Anwendung der inversen Fouriertransformation (Gl. (4)).

Nun wird ersichtlich, dass die Lösung maßgeblich von der Wahl des Regularisierungsparameters ε abhängt. Ein Verfahren zur Identifikation des optimalen Regularisierungsparameters basiert auf dem L-curve-Kriterium (VOGEL 2002). Dabei wird die euklidische Norm der Lösung über die des Residuums aus den Berechnungen der Impulsantworten für zahlreiche ε doppelt logarithmisch graphisch aufgetragen (Vgl. Abbildung 5).

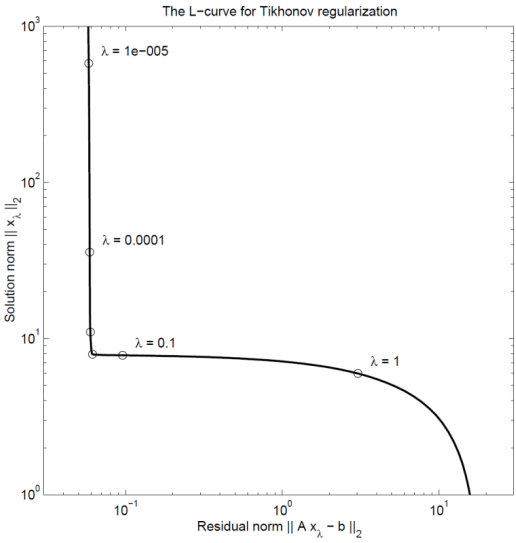


Abbildung 5: log-log-Plot der Lösungsnorm über die Norm des Residuums für zahlreiche Werte des Regularisierungsparameters

In der graphischen Darstellung ergibt sich ein Knickpunkt, welcher die optimale Annäherung an die exakte Lösung widerspiegelt und den optimalen Wert für den Regularisierungsparameter indiziert. Der linke Kurvenast vor dem Knickpunkt stellt eine Unterregularisierung dar, bei welcher die störenden Anteile (Rauschen, Rundungsfehler, etc.) überproportional verstärkt werden, während eine Überregularisierung auf dem rechten Anteil der L-curve einen filternden Effekt auf die dadurch berechnete Lösung hat. Es wird eine Glättung der Impulsantwort erzeugt (VOGEL 2002).

Die regularisierte Dekonvolution nach Tikhonov wird in den in Abbildung 6 gezeigten Schritten zur Berechnung der Impulsantwort angewendet.

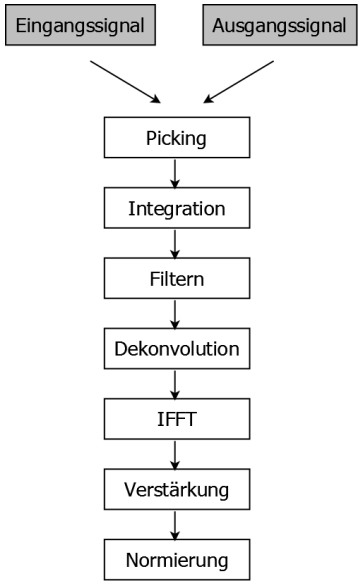


Abbildung 6: Schematischer Ablauf der Signalverarbeitung für die Berechnung der Impulsantwort

5 Simulationsergebnisse für die Impulsantwort-Methode

Zunächst wurde das Konzept mit einer 2D finiten Integrationstechnik für zylindrische Geometrien (CEFIT) (SCHUBERT, KOEHLER ET AL. 2001) in Simulationen mit synthetischen Daten untersucht. Dabei wurden eine intakte und eine defekte Pfahlgeometrie modelliert. Die Fehlstelle wurde als Querschnittsverminderung von $50\ \%$ in einer Tiefe von $3.5\ m$ unter Pfahlkopf eingebaut.

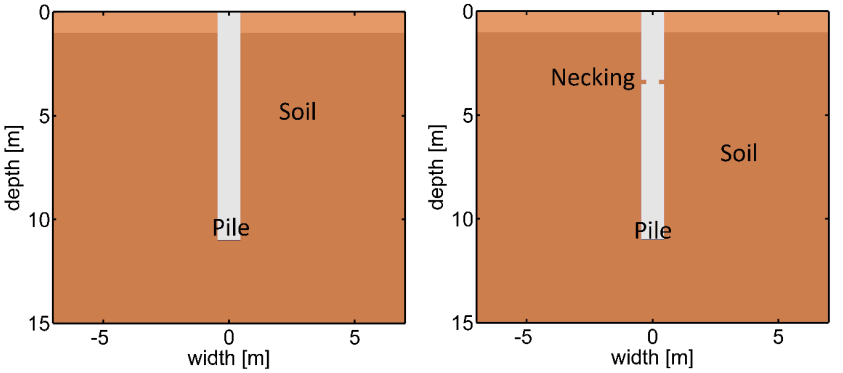


Abbildung 7: Modelle von intakter (links) und beschädigter (rechts) Pfahlgeometrie für CEFIT-Simulationen.

Ein logarithmisch frequenzmoduliertes Signal im Frequenzband zwischen $500\ Hz$ und $1\ kHz$ bei einer Länge von $100\ ms$ wurde als synthetisches Eingangssignal verwendet. Die Anregung erfolgte zentrisch am Pfahlkopf in axialer Richtung. Die Pfahlantwort wurde mit einem simulierten Beschleunigungsaufnehmer ebenfalls am Pfahlkopf registriert. Die relevanten Modelldaten können der Tabelle 1 entnommen werden.

Tabelle 1: Verwendete Modellparameter für die CEFIT-Simulationen

Parameter	Wert
Pfahllänge	11 m (10 m eingebunden)
Kompressionswellengeschwindigkeit, Beton	4000 m/s
Scherwellengeschwindigkeit, Beton	2400 m/s
Betondichte	2300 kg/m³
Kompressionswellengeschwindigkeit, Luft	1,2 kg/m³
Kompressionswellengeschwindigkeit, Boden	1700 m/s
Scherwellengeschwindigkeit, Boden	500 m/s
Bodendichte	2000 kg/m³

Um die Pfahlfuß- und Fehlstellenreflexionen zu extrahieren, wurde die in Abschnitt 4.2 beschriebene Methode angewendet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 8 dargestellt.

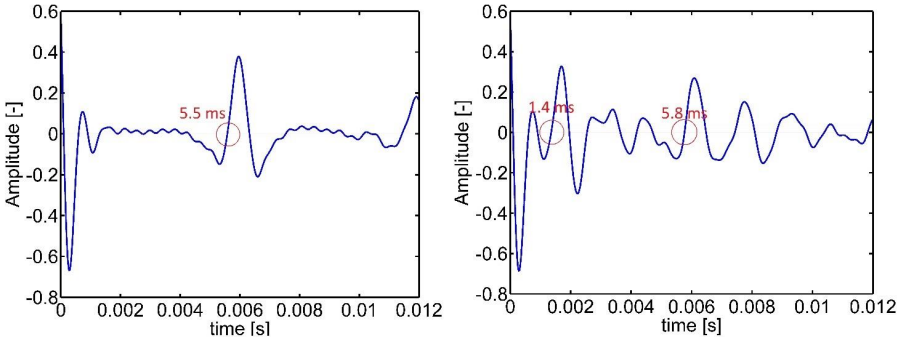


Abbildung 8: Ergebnisse aus den Simulationen mit dem CEFIT-Algorithmus mit rot markierten zweifachen Laufzeiten der jeweils erwarteten Reflexionen. Links: Impulsantwort des intakten Pfahl-Modells. Rechts: Impulsantwort des defekten Pfahl-Modells

Die Simulationsergebnisse zeigen bei der intakten Pfahlgeometrie einen signifikanten Ausschlag bei der erwarteten zweifachen Laufzeit von $5{,}5\ ms$. Auch bei der defekten Pfahlgeometrie lassen sich Signifikanzen für Pfahlfußreflexion und Fehlstellenreflexion entsprechend erkennen. Auffällig ist die Verschiebung der Pfahlfußreflexion entlang der Zeitachse bei dem Simulationsergebnis der defekten Pfahlgeometrie. Es wird derzeit angenommen, dass dies durch die Überlagerung mit dem Eingangssignal verursacht wird. Denkbar ist auch eine Verschiebung durch den Steifigkeitsverlust infolge der Fehlstelle, was theoretisch zu einer verminderten Wellenausbreitungsgeschwindigkeit führen könnte.

6 Messungen

6.1 Messfeld

Das BAM Testgelände Technische Sicherheit in Horstwalde liegt ca. $50\ km$ südlich von Berlin. Auf diesem Gelände, welches die Möglichkeit bietet, chemische Stoffe und deren Verpackungen sicherheitstechnisch zu untersuchen, unterhält die Abteilung 8.2 drei Testpfahlgruppen, welche zur zerstörungsfreien Prüfung verschiedenster Verfahren (PIT, Parallelseismik (NIEDERLEITHINGER 2011), Crosshole-sonic-logging (KLINGMÜLLER, SCHALLERT ET AL. 2005), Bohrlochradar) als Referenz- und Laborprüfkörper herangezogen werden können. Neben Bohrpfählen von ca. $0{,}5\ m$ Durchmesser und $8{,}5\ m$ bis $12\ m$ Länge, welche Kiesnester und kleinste Durchmesserveränderungen enthalten, gibt es eine kombinierte

Pfahl-Plattengründung, mit zugänglichen Pfahlbohrungen und $1{,}5\ m$ Pfahlschaft. Die dritte Pfahlgruppe besteht aus Großbohrpfählen, welche im Jahr 2012 statisch und dynamisch probebelastet worden waren.

6.2 Testpfähle

Die getesteten Pfähle gehören zur Gruppe der Großbohrpfähle auf dem BAM-TTS-Gelände. Alle Pfähle haben einen Durchmesser von $0{,}9\ m$ und eine Länge von $11\ m$. Die Pfähle sind mit $10\ m$ im Baugrund installiert. Der oberste Meter steht frei über der Geländeoberkante und ist mit einem Eisenring für die Probebelastungen aus 2012 ummantelt. Die Pfahlkopfoberfläche ist eben und geglättet (Abbildung 9). Es wurden insgesamt 6 Pfähle sowohl mit der klassischen Pfahlintegritätsprüfung als auch mit der Impulsantwortmethode getestet. Aus Kapazitätsgründen werden hier nur 2 Beispiele behandelt.

6.3 Geologischer Untergrundaufbau

Der Untergrund am Testfeld der Großbohrpfähle ist einheitlich aus Mittel- und Feinsanden, welche schwach schluffig und schwach kiesig sein können, aufgebaut. Vereinzelt lassen sich Torflinsen auffinden. Im Vorfeld der Pfahlherstellung wurden ebenfalls CPTs durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen meist dichte Lagerungsverhältnisse. Der Grundwasserstand liegt ungefähr bei $3\ m$ unter Geländeoberkante.

6.4 Pfahlintegritätsprüfung mit der Hammerschlagmethode

Pfahlintegritätsprüfungen mit der Hammerschlagmethode wurden vor sowie nach den dynamischen und statischen Pfahlprobebelastungen durchgeführt. Die Durchführung der Tests erfolgte gemäß den Empfehlungen der EA-Pfähle (EA-PFÄHLE 2012) durch GSP Mannheim mit PDI-Messtechnik. Während die PIT-Ergebnisse vor den dynamischen Probebelastungen intakte Pfähle ergaben, zeigen die Ergebnisse nach den Probebelastungen Fehlstellen zwischen $3\ m$ und $4\ m$ unter Pfahlkopfoberfläche. Pfahl P03 dient als intakter Referenzpfahl. Die PIT-Ergebnisse der zwei betrachteten Pfähle sind mit den Ergebnissen der Impulsantwortmethode in Abschnitt 7 zusammengefasst.

6.5 Durchführung der Messungen mit der Impulsantwortmethode

Für die Messungen wurde der Shaker zentrisch auf dem Pfahlkopf aufgesetzt. Ein Beschleunigungsaufnehmer wurde mit einer adhäsiven Kopplungsmasse, die bei der klassischen

Pfahlintegritätsprüfung üblicherweise verwendet wird, auf der Oberfläche des Shakers fixiert. Ein weiterer Beschleunigungsaufnehmer wurde mit einem Magnetsockel auf eine am Pfahlkopf aufgeklebte Unterlegscheibe $25\ cm$ vom Shaker entfernt montiert (Vgl. Abbildung 9). Die Anregung und Aufnahme der Signale erfolgte in axialer Richtung.



Abbildung 9: Aufbau des Shakers sowie der Beschleunigungsaufnehmer auf dem Pfahlkopf

Der Pfahl wurde mit einem logarithmischen Sweep von $300\ Hz$ bis $1000\ Hz$ von $1\ s$ Länge angeregt. Die Samplingfrequenz betrug $25{,}6\ kHz$. Bei jeder Messung wurde der Shaker händisch angedrückt. Die Beschleunigungen wurden in der Einheit g am Pfahlkopf bzw. auf dem Shaker gemessen. Generell wurden 5 Einzelmessungen pro Pfahl zum Zweck der Mittelung durchgeführt.

7 Ergebnisse

Die Auswertung der Messdaten wurde in den in Abbildung 6 dargestellten Schritten unternommen (2.-Order Butterworth filter, 100 Hz – 1000 Hz). In Abbildung 10 sind sowohl das mit PIT-W prozessierte PIT-Ergebnis (Zeitsignal) als auch die berechnete Impulsantwort des intakten Pfahls P03 dargestellt. Der Kurvenverlauf zeigt eine ähnliche Ausbildung wie die Geschwindigkeits-Längen-Kurve der PIT-Ergebnisse. Ersichtlich ist die bei ca. 11 m auftretende Signifikanz der Pfahlfußreflexion. Der beim PIT-Ergebnis erkennbare Ausschlag bei ca. 2 m unter Pfahlkopf entspricht dem Ende des Eisenrings, welcher den Pfahlkopf bis zu

dieser Tiefe ummantelt. Der Ausschlag wird in der Impulsantwort nicht aufgelöst. Beim Processing wurde die gleiche Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wie beim PIT-Ergebnis verwendet ($4300\ m/s$). Die Dekonvolution wurde mit $\varepsilon = 2512$ regularisiert.

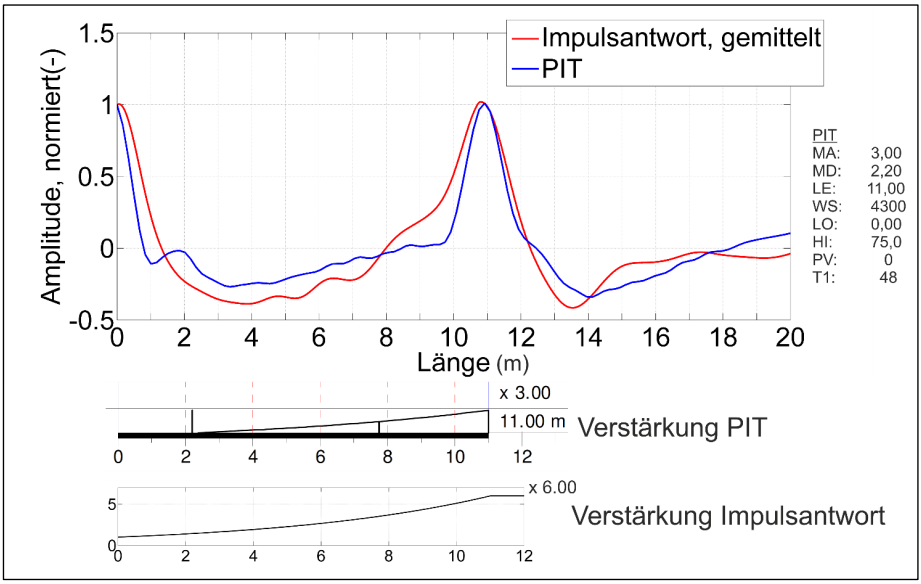


Abbildung 10: PIT-Ergebnis aus 2015 (GSP) und Impulsantwort für den intakten Pfahl P03.

Die in Abbildung 12 visualisierte Gegenüberstellung der PIT-Messungen und der Impulsantwortmethode für den beschädigten Pfahl P05 zeigen Übereinstimmungen der Pfahllänge und des signifikanten Ausschlags bei $3{,}5\ m$ unterhalb des Pfahlkopfes, welcher durch eine Fehlstelle in dieser Tiefe erzeugt wird. Auch hier ist der Kurvenverlauf qualitativ ähnlich. Auffällig ist eine leichte Phasenverschiebung der beiden Kurven, deren Ursache derzeit noch unbekannt ist. Erkenntnisse aus anderen Messungen legen nahe, dass die filternden Eigenschaften der regularisierten Dekonvolution damit zusammenhängen könnten. Bei der Dekonvolution für P05 wurde $\varepsilon = 191$ verwendet. Die Regularisierungsparameter von P03 und P05 unterscheiden sich ungefähr um eine Zehnerpotenz, was an dem in Abschnitt 4.2 beschriebenen L-curve-Verfahren liegt. Es sei angemerkt, dass die Ergebnisse überregularisiert sind, da das L-curve-Kriterium die Parameter meistens etwas unterschätzt (VOGEL 2002).

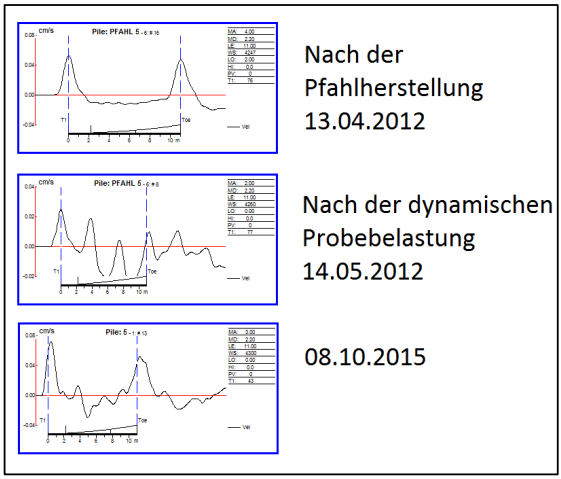


Abbildung 11: Beschädigter Pfahl P05 im zeitlichen Verlauf (GSP)

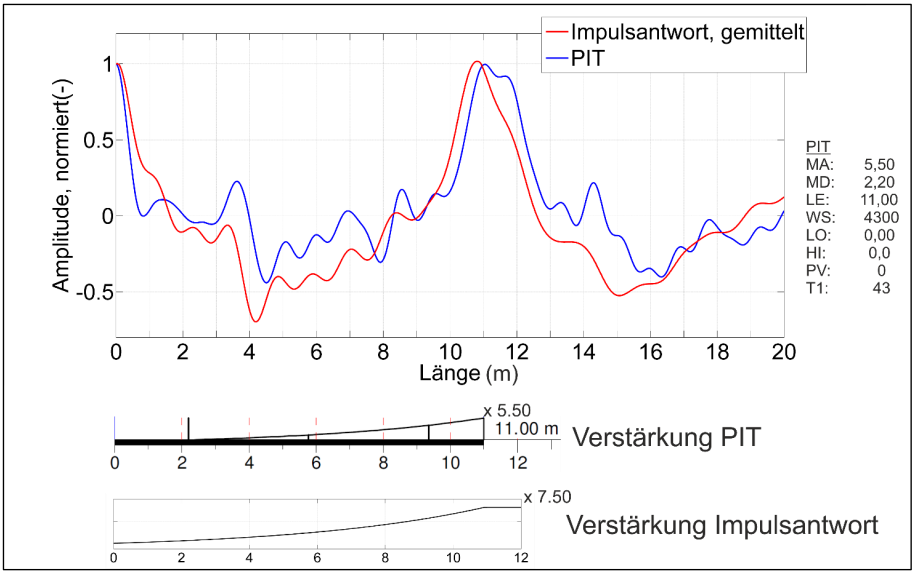


Abbildung 12: Pfahl P05 mit Fehlstelle bei ca. 3,5 m unter Pfahlkopf. PIT-Ergebnis aus 2015 (GSP) und Impulsantwort

8 Erkenntnisse aus weiteren Messungen

Obwohl die in Abschnitt 7 beschriebenen Ergebnisse anzeigen, dass die Tiefen- und Fehlstelleninformationen aus der Impulsantwort extrahiert werden können, konnte dieser Sachverhalt nicht in allen bisher unternommenen Messungen, welche an verschiedenen Pfahltypen und Testfeldern stattfanden, reproduziert werden.

Da der verwendete elektrodynamische Shaker die Vibrationen durch die Bewegung des Shakergehäuses an den Pfahl weitergibt und damit eher den Charakter eines Lautsprechers aufweist, ist eine optimale Kopplung zwischen Shaker und Pfahlkopfoberfläche nicht immer möglich und für „realistische“ Baustellen eher problematisch. Die Großbohrpfähle in Horstwalde weichen mit ihrer geglätteten Pfahlkopfoberfläche von realen Baustellenbedingungen ab. Innerhalb des PileInspect unternommene Blindmessungen an Bohrpfählen auf dem BMNED Testgelände (NL) mit sehr unebener, kantiger und rauer Pfahlkopfoberfläche, wo lediglich Punktkontakte zwischen Shaker und Pfahlkopf möglich waren, zeigten, dass die mangelnde Kopplung für nicht verwertbare Ergebnisse verantwortlich sein könnte (Abbildung 13), während die PIT-Messungen hier gut verwertbare Ergebnisse lieferten.

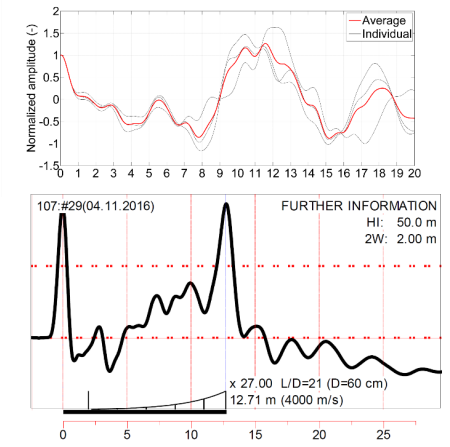


Abbildung 13: Messungen mit der Impulsantwortmethode (BAM, BIC) und PIT-Messungen (GSP) an einem 11 m langem Pfahl auf dem BMNED Testgelände, NL.

Weiterhin konnte in anderen, hier nicht gezeigten Messungen, die bereits in der Literatur bekannten Erkenntnisse (VOGEL 2002) bestätigt werden, dass der Regularisierungsparameter, gewählt durch die L-curve-Methode, die Dekonvolution unterregularisiert und damit Verzerrungen und Artefakte verstärkt werden. Um die Messungen direkt mit den PIT-Daten vergleichen zu können, musste daher, wie ebenfalls hier in Abschnitt 7 beschrieben, leicht überregularisiert werden.

9 Schlussfolgerungen & Ausblick

Die im Rahmen des PileInspect-Projekts entwickelte Messmethode zur Pfahlintegritätsprüfung durch Schwinganregung mit einem elektrodynamischen Shaker besteht aus zwei Teilmethoden. Während die HOS-Methode (Cranfield) die bekannten Defizite der Pfahlintegritätsprüfung mit der Hammerschlagmethode ursprünglich kompensieren sollte, wurde die Impulsantwortmethode (BAM, BIC) als Ergänzung der HOS-Methode zur Längen- und Fehlstellenbestimmung entwickelt.

Auch nach Abschluss des Projekts steht eine Validierung der HOS-Methode aus. Bisher wurden durch Cranfield lediglich Kalibierversuche an Zentrumpfählen mit künstlich eingebrachten Biegerissen durchgeführt. Zwar zeigten die Ergebnisse, dass die defekten Pfähle durch den automatisierten Algorithmus von den intakten Pfählen unterschieden werden können, dies aber derzeit nur durch Trainingsdaten von intakten Pfählen als Eingangsparameter möglich ist. So müsste bei derzeitigem Entwicklungsstand zumindest ein intakter Pfahl für die Unterscheidung auf der Baustelle vorher bekannt sein.

Ferner ist die HOS-Methode derzeit nicht für Durchmesserveränderungen, welche für die Bemessung der Pfahltragfähigkeit möglicherweise wichtiger sind, kalibriert. Dies soll durch Cranfield in Zukunft jedoch weiter erforscht werden.

Die Impulsantwortmethode, durch Anwendung der regularisierten Dekonvolution nach Tikhonov mit axialer Schwingungsanregung durch Sweep-Signale, konnte innerhalb des PileInspect-Projekts durch Messungen unter idealisierten Bedingungen vom Konzept her verifiziert werden. Der direkte Vergleich mit PIT-Daten zeigt, dass die Impulsantwort die Tiefeninformationen von Fehlstellen sowie die Pfahllänge in ähnlicher Darstellung wie in den *Reflektogrammen* abbilden kann. Durch vermutlich gestörte Kopplung und mangelnder Eignung des verwendeten Shakers im Sinne der Schwingungsübertragung, sind die Ergebnisse bisher jedoch nicht in jedem Fall verwertbar. Trotz des L-curve-Kriteriums erfolgt die

Wahl des Regularisierungsparameters derzeit immer noch halb-willkürlich, wodurch die Dekonvolution bewusst überregularisiert und die Impulsantwort damit geglättet wird.

Da durch die Impulsantwortmethode qualitativ ähnliche Messergebnisse wie bei PIT-Messungen erzeugt werden, die auf ähnliche Weise interpretiert werden können, bestehen hier die gleichen Schwierigkeiten und Defizite in der Auswertung. Die Methode führt daher zu keiner eigentlichen Verbesserung, eröffnet aber die Möglichkeit, längere und komplexere Eingangssignale für die Pfahlintegritätsprüfung zukünftig zu verwenden. Neben sinusoidaler Sweep-Anregung könnten hier beispielsweise ebenfalls Rauschen oder programmierte Impulse verwendet werden.

Die ursprünglich für das Projekt formulierten Ziele bezüglich der Verbesserung der low-strain-Pfahlintegritätsprüfung wurden bis zum offiziellen Abschluss nicht erreicht.

Literatur

Davis, A. G. and C. Dunn; "From theory to field experience with the non-destructive vibration testing of piles." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers 57(4): 571-593. 1974*

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

Hansen, P. C.; "Deconvolution and regularization with Toeplitz matrices." *Numerical Algorithms 29(4): 323-378. 2002*

Kirsch, F. and O. Klingmüller; "Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahl-Integritätsprüfung in Deutschland." *Bautechnik 80(9): 640-650. 2003*

Klingmüller, O.; Pfahlintegritätsprüfung - Sicherheit für Alt- und Neubauten,, *Fachtagung Bauwerksdiagnosel, 2006*

Klingmüller, O. and C. Mayer; Integritätsprüfung von 5.000 Pfählen – ein Sonderproblem. *Pfahlsymposium 2009, Braunschweig, IGB-TUBS. 2009*

Klingmüller, O., et al.; Ultraschallprüfung und Hammerschlagprüfung*, Pfahl-Symposium. 2005*

Likins, G. and F. Rausche; Recent advances and proper use of PDI low strain pile integrity testing. *Memories Sixth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles. São Paulo, Brazil. 2000*

Niederleithinger, E.; Optimierung und Erweiterung der Parallel-Seismik-Methode zur Bestimmung der Länge von Fundamentpfählen*. 2011*

Paquet, J. and M. Briard; "Non-destructive control of concrete piles-sonic logging and mechanical impedance method." *ANN ITBTP(337 (SOLS FOND 128)). 1976*

Pugin, A.-M., et al.; "Near surface S-wave seismic reflection profiling–New approaches and insights." *First Break 31(2): 49-60. 2013*

Rausche, F., et al.; Pile integrity testing and analysis. *Memories Proceedings of the Fourth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. The Netherlands. 1992*

Schellingerhout, A. and T. Muller; Detection Limits of Integrity Testing. *Proceedings of the fifth International Conference On The Application of Stress-Wave Theory to Piles. 1996*

Schubert, F., et al.; "Time domain modeling of axisymmetric wave propagation in isotropic elastic media with CEFIT—Cylindrical elastodynamic finite integration technique." *Journal of Computational Acoustics 9(03): 1127-1146. 2001*

Vogel, C. R.; Computational methods for inverse problems*, Philadelphia : SIAM, 2002. 2002*

von Grünigen, D. C.; Digitale Signalverarbeitung*, Fachbuchverl. Leipzig im Carl Hanser Verlag. 2001*

White, B., et al.; Comparing cross-hole sonic logging and low-strain integrity testing results. *Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles. 2008*

Autoren

Dipl.-Ing. Jens-Peter Ertel jens-peter.ertel@bam.de

Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger ernst.niederleithinger@bam.de

M.Sc. Maria Grohmann maria.grohmann@bam.de

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

Abteilung 8.2 Zerstörungsfreie Schadensdiagnose

und Umweltmessverfahren www.bam.de

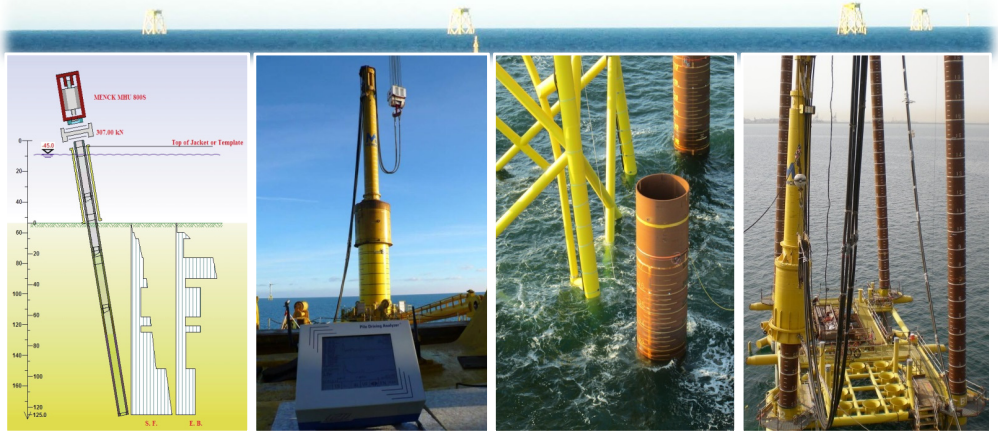
Unter den Eichen 87, 12205 Berlin Tel.: 030 8104-1449

GSP

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH

Offshore – Rammpfähle

Tragfähigkeitsnachweis nach EC7 - Dynamische Probebelastung



Konzept · Rammbarkeit · Durchführung · Beratung · 2. Meinung

GRLWEAP® · Pile Driving Analyzer® · CAPWAP®

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

Prüfung von Ortbetonpfählen durch Messung der Hydratationswärme mit Thermal Integrity Profiling (TIP)

Dr.-Ing. Matthias Schallert, GSP mbH Mannheim / Germany

MBA BSc Thomas Lahrs, Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH, Loxstedt / Germany

1. Einleitung

Neben der herstellungsbegleitenden Qualitätssicherung von Ortbetonpfählen kommen im weiteren Bauablauf immer öfter Integritätsprüfungen nach der Herstellung zum Einsatz. Die herkömmlichen Verfahren der Pfahlintegritätsprüfung erfolgen nachdem der Beton ausreichend erhärtet ist und haben z.B. bei der Bewertung der Betonqualität im unteren Pfahlsegment bei großer Pfahllänge (Hammerschlagmethode) oder im Pfahlquerschnitt außerhalb des Bewehrungskorbes (Ultraschallmessung) Einschränkungen.

Bei der Pfahlintegritätsprüfung mit dem neuen Verfahren Thermal Integrity Profiling (TIP) wird die Verteilung der Abbindewärme beim Aushärten des Betons genutzt, um die Betonqualität über den gesamten Querschnitt und über die gesamte Pfahllänge frühzeitig zu bewerten. Eine gleichmäßige Temperaturverteilung zeigt eine gleichmäßige Umschließung des Sensors mit Beton an. Niedrigere Temperaturen sind Hinweise auf z. B. Einschlüsse, Risse oder geringere Betonqualität.

Das Verfahren wird bereits häufig in den USA und Kanada eingesetzt. Erste Erfahrungen in Europa gibt es in Großbritannien und in der Schweiz. Der erste erfolgreiche Einsatz in Deutschland konnte 2015 ausgeführt werden. Seit dem ist das bauseitige Interesse deutlich gestiegen und es ist zu erwarten, dass die Methode zukünftig Eingang in die Praxis und Normung finden wird. Im Beitrag werden das Verfahren sowie die bei dem in Deutschland durchgeführten Beispiel erzielten Ergebnisse erläutert und Vergleiche zur Low-Strain-Integritätsprüfung gegeben.

2. Thermal Integrity Profiling

2.1 Grundlagen

In [KLINGMÜLLER ET AL., 2016] sind Leistungsbereiche und Anwendungsmöglichkeiten der eingeführten Verfahren der Pfahlintegritätsprüfung (Low-Strain- und Ultraschallprüfung) den Möglichkeiten des Thermal Integrity Profiling gegenübergestellt (siehe Abb. 1).

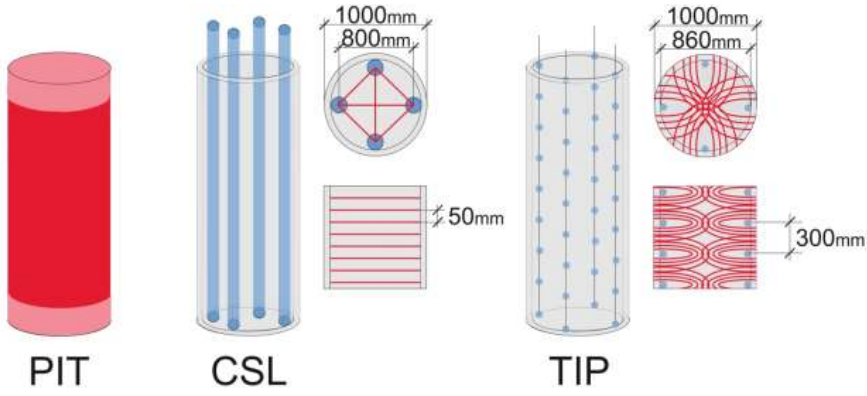


Abbildung 1: Pfahlabschnitte, die von der Messung sicher erfasst werden, links: Low-Strain-Integritätsprüfung (Hammerschlagmethode – PIT), mitte: Ultraschallprüfung (Cross-Hole-Sonic Logging – CSL), rechts: Thermal Integrity Profiling (TIP), [KLINGMÜLLER ET AL., 2016]

Mit der Temperaturmessung steht jetzt eine Methode mit der entsprechenden Messtechnik zur Verfügung, mit der die Qualität und die gleichmäßige Ausbreitung des Betons direkt nach dem Betonieren nachgewiesen werden kann. Insbesondere wird auch der Bereich außerhalb des Bewehrungskorbes erfasst, d.h. es wird eine gleichmäßige Betonüberdeckung nachgewiesen.

Das Verfahren ist nicht nur auf frei stehende Ortbetonpfähle anwendbar sondern eignet sich auch für Bohrpfahl-, Schlitz- und Dichtwände. Je nach der Möglichkeit Sensoren einzubauen, können auch alle Arten von Verpresskörpern auf Zementbasis (HDI-Körper Baugrubensohlen, Anker) untersucht werden [ASTM D7949].

Die Temperaturentwicklung des Betons wird beim Aushärten (Hydratation) gemessen. Aus einem gleichmäßigen Anstieg der Abbindewärme wird auf die Gleichmäßigkeit der Betonqualität über die gesamte Pfahllänge und auf die Regelmäßigkeit der Pfahlform geschlossen. Die an einem Messort im Pfahl erwartete Temperatur ist abhängig

- vom Pfahldurchmesser,
- von der Betonrezeptur,
- vom Abstand zum Zentrum des Pfahls (Pfahlachse) und
- vom Zeitpunkt der Messung.

Der Temperaturanstieg ist im Innern des Pfahls größer als am Rand. Die Temperatur an einer Messposition im Pfahl ist proportional zum Pfahldurchmesser (bzw. Abstand zum umgebenden Boden, Abb. 2). Werden Sensoren im gleichen Abstand von der Pfahlmitte z.B. am Bewehrungskorb montiert, sollten alle eine gleichmäßige Änderung der Temperatur anzeigen.

Ist ein Sensor nicht gleichmäßig mit Beton umschlossen oder in einem bestimmten Bereich in dessen Umgebung die Betonqualität oder der Abstand zum umgebenden Boden (z. B. Einschnürungen, Luft- oder Bodeneinschlüsse im Beton, Risse) geringer, wird lokal eine geringere Temperatur gemessen (siehe Abb. 3). Ausbauchungen (größere Querschnittsflächen) können somit durch lokal höhere Temperaturen erkannt werden.

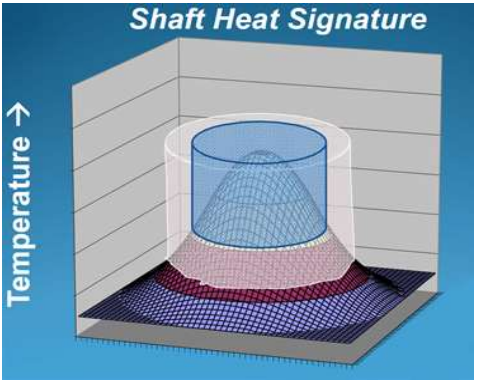


Abbildung 2: Temperaturprofil im Pfahlquerschnitt, [LIKINS, RAUSCHE, MULLINS 2012]

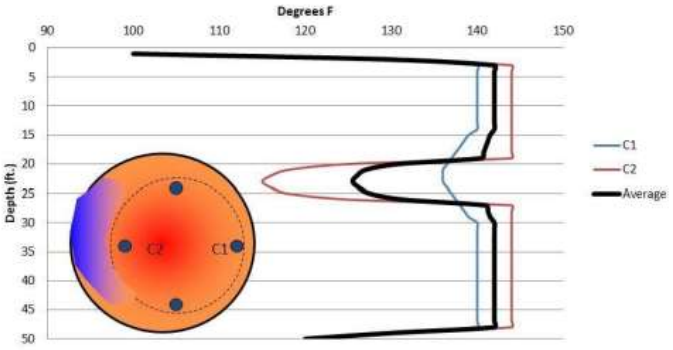


Abbildung 3: Pfahldefekt nahe Thermal Wire C2, [SELOUNTOU 2013]

Die im Vergleich zu den eingeführten Verfahren der Integritätsprüfung wesentlichen Vorteile dieser Methode sind:

- frühzeitige Bewertung der Pfahleigenschaften (max. 3 Tage nach dem Betonieren),
- Ermittlung von Abweichungen in der Betondeckung und des Pfahlradius bei bekanntem Betonverbrauch,
- Bestimmung der Lage des Bewehrungskorbs (mittig, axial),
- keine Limitierung der prüfbaren Länge von Ortbetonpfählen,
- Bestimmung der Pfahlintegrität von 100% der Querschnittsfläche - innerhalb und außerhalb des Bewehrungskorbes,
- Anwendung auch bei anderen zementgebundenen Konstruktionen.

Die TIP-Methode schließt damit bestehende Lücken bei der Bewertung der Pfahlqualität und ist die einzige Methode, mit der der gesamte Pfahl ohne Einschränkung untersucht werden kann. Eine Limitierung besteht lediglich durch den kurzen Zeitraum nach dem Betonieren, in dem die Messungen durchgeführt werden müssen.

2.2 Messtechnik und Durchführung der Messung

Die Messung der Temperatur kann mit Sonden erfolgen, die wie bei der Ultraschallprüfung (cross-hole-sonic-logging) in eingebauten Rohren entlang der Pfahlachse geführt werden (Abb. 4). Die Sonden mit je 4 integrierten Infrarotsensoren messen die Durchschnittstemperatur je Messort mit einer Genauigkeit von $\pm$ 1°C.



Abbildung 4: Thermal Integrity Profiler TIP (links) mit Messsonde (rechts)

Die Tiefe der Sonde wird zusätzlich aufgezeichnet (Abb. 4). Die Messung sollte abhängig von den örtlichen Gegebenheiten ca. 12 - 48 Stunden nach Herstellung erfolgen.

Alternativ können Sensoren verwendet werden, die in definiertem Abstand in Kabel (Thermal Wire®, Abb. 5) integriert, mit der Bewehrung eingebaut und während des Abbindevorganges durch eine Steuereinheit (Datenlogger) abgetastet werden. Die Temperaturentwicklung wird mit einer Genauigkeit von ± 1°C in wählbaren Zeitintervallen (z.B. alle 15 Minuten) kontinuierlich erfasst.

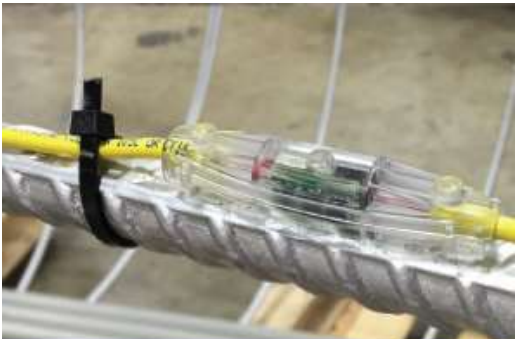


Abbildung 5: Thermal Wire® an der Bewehrung

Bei beiden Möglichkeiten sollte eine gerade Anzahl an Messtrecken und je ca. 30 cm Pfahldurchmesser eine Messtrecke angeordnet werden. Für einen typischen Durchmesser von ca. 90 cm ergeben sich damit 4 Rohre bzw. Thermal Wire®.

2.3 Auswertung der Messungen und Bewertung der Pfähle

Die Messwerte werden durch robuste baustellentaugliche Datenlogger (TAP - Thermal Acquisition Port) erfasst, gespeichert und stehen jederzeit zum Auslesen mit dem Messgerät *Thermal Integrity Profiler* und zur Auswertung mit der *TIP-Reporter Software* zur Verfügung. Die Temperaturverteilung über die Pfahllänge wird direkt nachdem Auslesen am Messgerät angezeigt. Dies ermöglicht eine erste Bewertung der Pfahlqualität und evtl. vorhandener Anomalien direkt vor Ort auf der Baustelle. Eine gleichmäßige Temperaturverteilung im Beton zeigt eine gleichmäßige Umschließung des Messrohres bzw. des Messdrahtes mit Beton an.

Weitergehende Analysen durch Modellierung der Temperaturentwicklung und deren Ausbreitung auf Basis der Messwerte, der Bodenart, klimatischer Bedingungen und der thermischen Eigenschaften des verwendeten Betons ermöglichen eine dreidimensionale Darstellung eines Temperaturprofils des untersuchten Pfahls und zweidimensionale Quer- und Längsschnitte in bestimmter Tiefe bzw. radialer Orientierung (siehe Abb. 6).

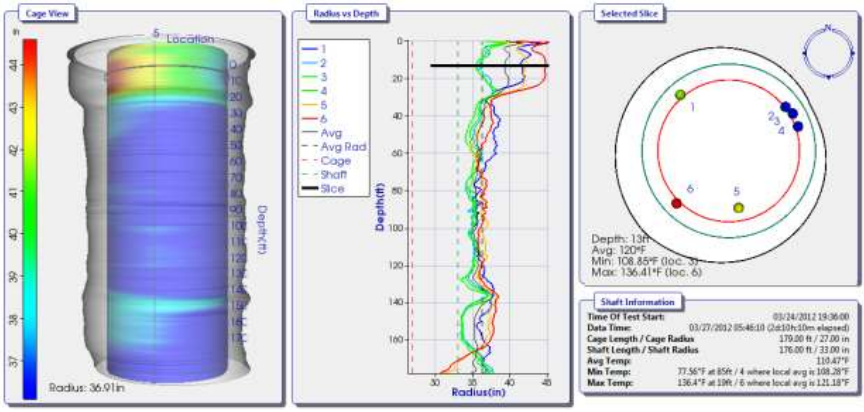


Abbildung 6: Visualisierung der Temperaturmessung

Für die low-strain Integritätsprüfung [EA-PFÄHLE 2012, KAPITEL 12.2] und für die Ultraschallprüfung von Pfählen [EA-PFÄHLE 2012, KAPITEL 12.3] sind Parameter für die Bewertung der Testpfähle gegeben. Durch den zunehmendem Einsatz der TIP-Methode gibt es großen Bedarf, dafür ähnliche Richtlinien zu entwickeln. Die Bewertungskriterien,

die auf Basis der Messung der Temperatur und der anschließenden Auswertung der Daten abgeleitet werden können, beziehen sich auf den durchschnittlichen Pfahlradius, die lokale Betondeckung und die Lage des Bewehrungskorbes. Wesentlich für die Möglichkeit der Bewertung sind die Messung signifikanter Temperaturunterschiede und die Definition eines Richtwertes, bei dessen Überschreitung ein Hinweis auf eine Anomalie gegeben ist.

In PISCSALCO ET AL, 2016 ist ein Vorschlag zur Pfahlbewertung beschrieben, bei dem der Pfahlradius und die Betondeckung betrachtet werden. Eine lokale Verringerung des Radius lässt Rückschlüsse auf die Betondeckung zu und der durchschnittliche Radius gibt Aufschluss auf die Querschnittseigenschaften über die Tiefe (Pfahlform). In Abhängigkeit örtlicher Anforderungen und Gegebenheiten kann ein Richtwert für eine zulässige Reduktion des Radius definiert werden, bei dessen Unterschreitung von ausreichender Qualität ausgegangen wird. Nach diesem Vorschlag wird für den betrachteten Fall in 2 Kategorien unterschieden:

- Ausreichende Pfahlqualität
    - < 6% Reduktion des Radius und
    - Mindestbetondeckung eingehalten
- Anomalie (erfordert weitergehende Untersuchungen)
    - > 6% Reduktion des Radius oder
    - Mindestbetondeckung nicht eingehalten.

Wird bei einem Pfahl eine Anomalie detektiert, sind weitergehende Auswertungen der lokalen Temperaturmessungen empfohlen und (wie bei der Hammerschlag- und Ultraschallprüfung) zusätzliche Informationen aus der Pfahlherstellung und dem Baugrundaufbau in die Bewertung des Pfahls einzubeziehen.

3. Anwendung bei Bohrpfählen in Deutschland

3.1 Beispiel Mannheim - örtliche Gegebenheiten und Pfahlgründung

Bei einem Anwendungsbeispiel in der Mannheimer Innenstadt konnte diese Technik im Jahr 2015 das erste Mal erfolgreich bei Ortbetonpfählen in Deutschland eingesetzt werden. Es wurde ein bis zu 6 stöckiges Gebäude mit teilweise Unterkellerung geplant.

Der Baugrund besteht nach Erkundungen mit Kern- und Rammkernbohrungen sowie Rammsondierungen und Laboruntersuchungen aus einer ca. 4-7m mächtigen Auffüllung aus Bauschutt und locker gelagerten Sanden. Die Auffüllungen sind mit Sandschichten unterlagert, die ab ca. 10m Tiefe eine mitteldichte bis dichte Lagerung aufweisen und ab ca. 8m Tiefe wassergesättigt sind.

Aufgrund des Baugrundaufbaus und der innerstädtischen Lage der Baustelle wurde eine Pfahlgründung mit ca. 100 Teilverdrängungsbohrpfählen ausgeführt. Die Verdrängungs-Schraub-Bohrpfähle (VSB), wurden gemäß DIN EN 1536 von der Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH, Loxstedt mit Längen zwischen 10m und 19m und einem Durchmesser von 65 cm durchgehend bewehrt hergestellt (Abb. 7).



Abbildung 7: Pfahlbaustelle in Mannheimer Innenstadt

Bei diesem Pfahlsystem wird die Bewehrung (hier im Beispiel mit 35 cm Durchmesser) vor dem Betonieren über das innere Seelenrohr eingebracht, nachdem die Bohrschnecke mit einem hydraulischen Bohrantrieb die erforderliche Absetztiefe erreicht hat. Nach dem Einbringen des Betons wird die Bohrschnecke bei weiterer Betonzugabe gezogen.

3.2 Qualitätssicherung der Pfahlgründung durch Integritätsprüfung

Low-Strain-Integritätsprüfungen

Im Rahmen der planmäßigen Qualitätssicherung wurden neben der herstellungsbegleitenden Protokollierung u.a. Low-Strain-Integritätsprüfungen nach EA-PFÄHLE 2012, KAPITEL 12.2 an ca. 60% der Gründungspfähle durch die GSP mbH ausgeführt. Diese Untersuchungen zeigten keine Hinweise, die auf eine Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit der Pfähle schließen lassen. Vereinzelt wurde anhand dieser Untersuchungen Kontakt des Pfahlbetons zu im Untergrund bestehenden, alten Fundamenten vermutet, das durch Angaben aus der Herstellung der betreffenden Pfähle bestätigt werden konnte. Abb. 8 zeigt einen typischen Verlauf der Messsignale an einem Pfahl mit größerer Länge und einem Verhältnis Länge zu Durchmesser von L/D = 28.

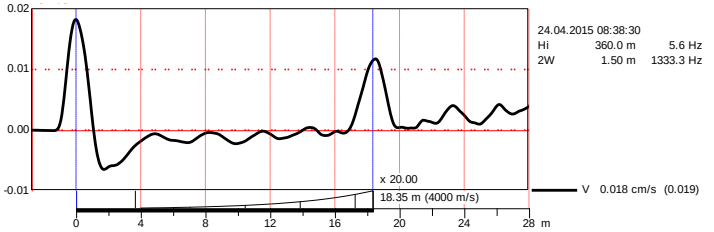


Abbildung 8: Typischer Geschwindigkeits-Zeitverlauf (Hammerschlagmethode), VSB-Pfahl, System Fredrich

Thermal Integrity Profiling

Für die Integritätsprüfungen mit der neuen TIP-Methode wurden 3 VSB-Pfähle von der Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH zur Verfügung gestellt. Diese Testpfähle waren ca. 19m lang. Die Bewehrung bestand aus einem Korbstück, sodass die jeweils 2 thermischen Messdrähte vor dem Betonieren vollständig ohne Kupplung an jedem Korb eingebaut werden konnten (Abb. 9).



Abbildung 9: Thermische Messdrähte am Bewehrungskorb

Die Temperaturmessungen erfolgten kontinuierlich über einen Zeitraum von bis zu 100 Stunden nach dem Betonieren (Abb. 10) mit den Thermal Acquisition Ports (TAP). Mit dem Steuerungsgerät Thermal Integrity Profiler (TIP) wurden Zwischenauslesungen der Daten vorgenommen, ohne die laufende Messung zu beeinflussen. Dadurch konnten frühzeitig relevante Informationen über die Pfahlbeschaffenheit gewonnen und der Bauleitung für den weiteren Bauablauf zur Verfügung gestellt werden.

Für alle 3 Pfähle zeigte sich eine gleichmäßige Temperaturentwicklung. Der Maximalwert der Hydratationswärme wurde nach ca. 15 Stunden erreicht. Über die Pfahllänge lag das Maximum bei ca. 1 m unter Pfahlkopf (Abb. 11).



Abbildung 10: Messwerterfassung über TAPs, Auslesung der Messdaten mit TIP

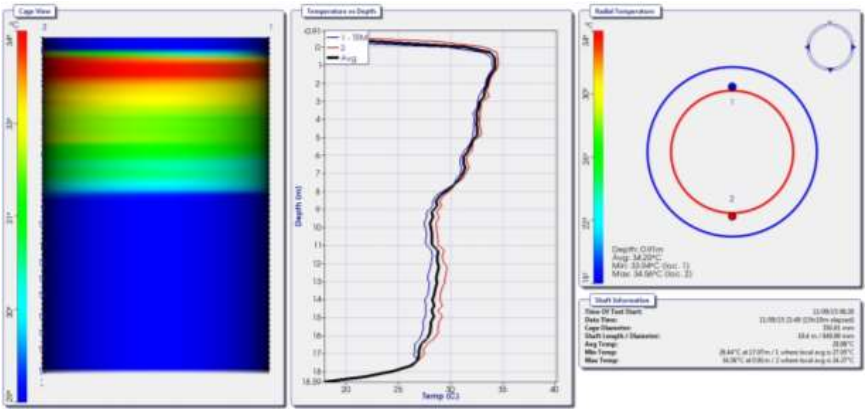


Abbildung 11: Temperaturverläufe über Pfahllänge und Radius

Unter Berücksichtigung des tatsächlichen Betonverbrauchs und der Betonrezeptur wurde in einer erweiterten Auswertung die Betondeckung über die Pfahltiefe überprüft (Abb. 12). In Ergänzung und für eine anschauliche Darstellung kann die Bodenschichtung in die TIP-Reporter Software integriert werden.

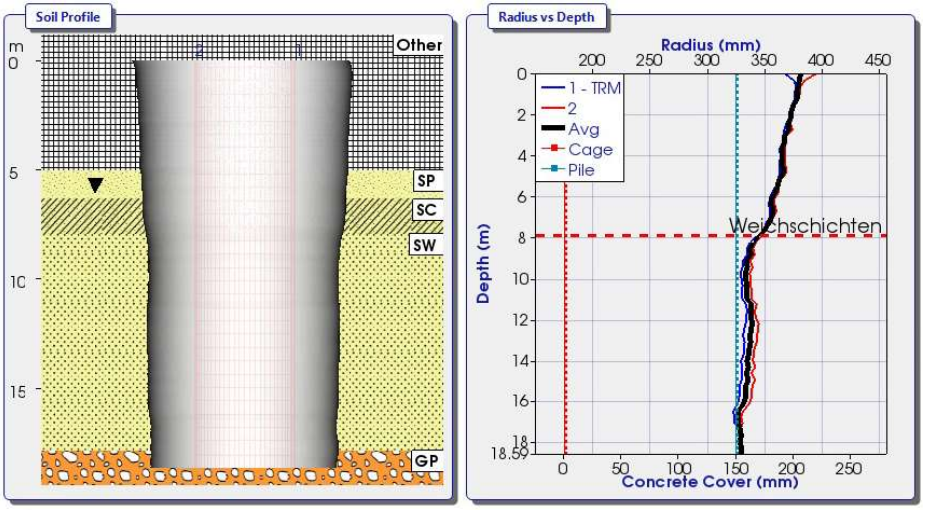


Abbildung 12: Visualisierung der Betondeckung mit Bodenschichtung

Abb. 12 zeigt die Einhaltung des erforderlichen Radius und somit der geforderten Betondeckung über die gesamte Pfahllänge. Die Betondeckung ist im oberen Bereich der Auffüllung mit den locker gelagerten Sanden größer, was einen Betonmehrverbrauch und größere Abmessungen des Pfahlquerschnitts in diesem Bereich anzeigt. Eine lokale Reduktion der Temperatur, die auf eine Anomalie hinweisen würde, wurde bei den 3 Testpfählen nicht festgestellt. Die planmäßige Lage des Bewehrungskorbes ist aus der Darstellung in Abb. 12 ebenfalls zu erkennen.

Vergleich

Zum Vergleich mit der thermischen Integritätsprüfung wurden an den 3 Testpfählen auch Low-Strain-Integritätsprüfungen durchgeführt. In Abb. 13 ist der Geschwindigkeits-Zeitverlauf eines Testpfahls dargestellt, der zuvor mit der TIP-Reporter-Software ausgewertet wurde (s. Abb. 12). Diese Messung wurde 11 Tage nach der Herstellung durchgeführt.

Als Ergebnis der Low-Strain-Integritätsprüfung zeigt sich die Impedanzzunahme im oberen Bereich (Auffüllung), was die Schlussfolgerungen aus der Temperaturmessung bestätigt. Ausgehend von einer gleichmäßigen Betonqualität zeigt die Berechnung des Impedanzprofils (Abb. 14) die Ausdehnung der Querschnittsvergrößerung bis ca. 7m unter Pfahlkopfebene zum Testzeitpunkt. Mit beiden Methoden wurden keine Hinweise auf Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit der 3 Testpfähle festgestellt.

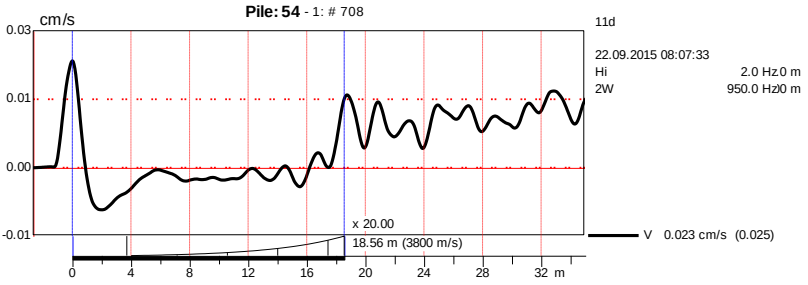


Abbildung 13: Signalverlauf der Low-Strain-Integritätsprüfung

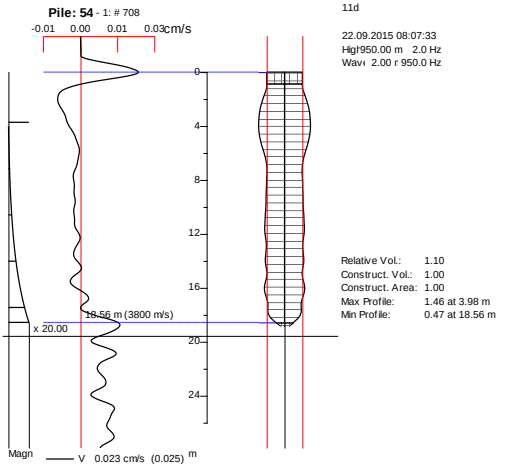


Abbildung 14: Impedanzprofil eines Testpfahls

Die Auswertung der Low-Strain-Integritätsprüfungen, die zu früheren Zeitpunkten nach der Herstellung durchgeführt wurden, zeigte, dass eine Interpretation der Pfahlfußreflexion bei geringem Betonalter (< 7 Tage) und bei dem großen L/D-Verhältnis nicht eindeutig möglich war. Das Ergebnis der TIP-Methode liegt dagegen nach wenigen Stunden nach dem Betonieren vor.

4. Anwendungen im Ausland

Die TIP-Methode wurde ursprünglich an der University of South Florida entwickelt [MULLINS ET AL. 2007, 2010], von Pile Dynamics, Inc. weiterentwickelt und steht nun als anerkanntes System zur Verfügung [ASTM D7949-14], das bereits seit einigen Jahren erfolgreich in den USA und zunehmend auch in Europa eingesetzt wird.

In [KLINGMÜLLER ET AL., 2016] sind einige Fallbeispiele aus der Literatur zusammengefasst, die sowohl lokale Fehlstellen im Pfahlbeton als auch Lageabweichungen der Bewehrung sowie Vergleiche zu den eingeführten Methoden der Integritätsprüfung zeigen.

In [PISCSALKO ET AL., 2016] wird eine Anwendung der TIP-Methode an einem 38m langen Bohrpfahl mit ca. 3m Durchmesser beschrieben, bei der 10 Thermal Wire®, gleichmäßig verteilt im Querschnitt, für die Messung eingesetzt wurden und eine Anomalie in 27m unter

Pfahlkopf deutlich detektiert wurde. Die lokale Reduktion des Radius wurde aus den gemessenen Temperaturen zu ca. 14% berechnet. Die Mindestbetondeckung wurde unterschritten. Weitergehende Untersuchungen inklusive Kernbohrung bestätigten das Ergebnis der TIP-Methode. Die Position der Kernbohrung im Querschnitt wurde dabei anhand der Ergebnisse der verschiedenen Thermal Wire® ermittelt. Der defekte Pfahl wurde mittels Verpressung saniert und als Bauwerkspfahl verwendet.

Weitere Anwendungsbeispiele sind ausführlich z.B. in [MULLINS 2010; LIKINS U. MULLINS 2011; SELLOUNTOU ET AL. 2013 UND BECKER ET AL. 2015] beschrieben.

Auch in der Schweiz wurden bereits Großbohrpfähle mit 90 cm bis 150 cm Durchmesser und 3 bis 5 Thermal Wire® untersucht. Bei einem Vollverdrängungsbohrpfahl mit einem Durchmesser von ca. 40 cm kam 1 Thermal Wire® an einem gesonderten und zentral in Pfahlachse angeordneten Bewehrungsstab zum Einsatz.

Die Möglichkeit der Anwendung der TIP-Methode bei Ankern wurde in den USA und in der Schweiz bereits gezeigt. Die erste Anwendung in Deutschland ist in der Planung.

5. Zusammenfassung

Erste erfolgreiche Anwendungen in Deutschland zeigen, dass im Bereich der Integritätsprüfung von Pfählen mit Thermal Integrity Profiling (TIP) zwei Lücken geschlossen werden konnten, zum einen eine Überprüfung der Betondeckung und zum anderen die frühzeitige Verfügbarkeit der Informationen über die Pfahlbeschaffenheit noch bevor der Pfahlbeton erhärtet ist und belastet werden kann.

Für die Entwicklung zuverlässiger und für die Praxis geeigneter Kriterien für die Bewertung der Pfahlqualität liegen bereits viele Erfahrungen vor, so dass die Aufnahme des Verfahrens in die Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle zukünftig zu erwarten ist.

Messungen der Abbindewärme können auch bei anderen Bauwerken, z.B. Bohrpfahlwänden, Schlitzwänden und Verpresskörpern eine wesentliche Ergänzung der Qualitätssicherung darstellen.



Abbildung 15: Erfolgreiche TIP-Messungen in Mannheim

Die GSP mbH bedankt sich bei der Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH für die tatkräftige Unterstützung und Zusammenarbeit auf der Baustelle.

Literatur

ASTM D7949-14: Standard Test Methods for Thermal Integrity Profiling of Concrete Deep Foundations*, 2014.*

Becker, M. L.; Coleman, T. L.; Belardo, D. S.: Thermal Integrity Profiling of ACIP Piles, *Proc. of the Intern. Foundation Congress and Equipment Expo, San Antonio, Texas, USA, 2015.*

Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle): Hrsg. Arbeitskreis „Pfähle“ der DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: *2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, (2012).*

Kirsch, F.; Klingmüller, O.: Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., *Bautechnik 80, Heft 9, 2003.*

Klingmüller, O.; Mayer, Ch.; Schallert, M.: Thermal Integrity Profiling – ein neues Verfahren zur Integritätsprüfung von Ortbetonpfählen*, Messen in der Geotechnik 2016, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 101.*

Klingmüller, O.; Schallert, M.; Gottlöber, B.; Mayer. Ch.: Ultraschallprüfung und Hammerschlagprüfung*, Pfahl-Symposium 2005, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 80.*

Likins, G. E.; Mullins, G.: Structural Integrity of Drilled Shaft Foundations by Thermal Measurements*, Structural Engineer, November 2011, pages 46-48.*

Likins, G. E.; Rausche, F.; Mullins, G.: Integrity Testing of Drilled Shafts with the Thermal Integrity Profiler (TIP), *ADSC WCC Educational Session Sacramento, CA , USA, 2012*

Mullins, G.: Thermal Integrity Profiler of Drilled Shafts, *DFI Journal Vol 4., No. 2 December 2010: Deep Foundations Institute, Hawthorne, NJ, USA, Dec., 2010, pp. 54-64.*

Mullins, G. and Kranc, S.: Thermal integrity testing of drilled shafts, *Final Report, FDOT Project BD544-20, University of South Florida, USA, May 2007.*

Piscsalko, G.; Likins, G. E.; Mullins, G.: Drilled shaft acceptance criteria based upon thermal integrity profiling, *Landmark of Keynote Paper: DFI 41st Annual Conference on Deep Foundations: New York, NY; 1-10. Deep Foundations Institute, October 2016.*

Sellountou, A., Alvarez, C., Rausche, F.: Thermal Integrity Profiling: A Recent Technological Advancement in Integrity Evaluation of Concrete Piles, *Proc. of the First International Conference, Seminar on Deep Foundations: 2013, Santa Cruz, Bolivia.*

Autoren

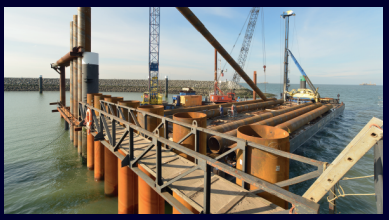
Dr.-Ing. Matthias Schallert — ms@gsp-mannheim.de
GSP - Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen
und dynamische Prüfmethoden mbH — www.gsp-mannheim.de
Steubenstraße 46, 68163 Mannheim — Tel.: 0621 33 13 61

MBA BSc Thomas Lahrs — lahrs@kurt-fredrich.de
Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH — www.kurt-fredrich.de
Zur Siedewurt 17, 27612 Loxstedt — Tel.: 0471 97 447 0













Unser Spezialwissen für Sie europaweit vor Ort:

Ortbetonrammpfähle

Teilverdrängungsbohrpfähle

Vollverdrängungsbohrpfähle

Verbau

Bodenaustausch

Fredrich – auf gutem Grund.

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH

Postfach 10 11 09
27511 Bremerhaven

Hausanschrift:
Zur Siedewurt 17
27612 Loxstedt /Bremerhaven

Tel.: + 49 (0) 471 974 47- 0
Fax: + 49 (0) 471 974 47-44

Email: info@kurt-fredrich.de
Web: www.kurt-fredrich.de

FREDRICH

Pfahl-Integritätsprüfung mit dem Thermal Integrity Profiler – TIP nach ASTM D 7949

Pile Dynamics, Inc.



Geprüft wird die

- Qualität von Ortbetonpfählen, Pfahl- und Schlitzwänden, Injektionskörpern ...
- Lage des Bewehrungskorbes
- Betonüberdeckung

Messung während **Hydratation**

Ergebnis:

- max. 3 Tage nach Herstellung
- ermöglicht schnell Optimierungen im Bauablauf

Leistungsstarke Analyse mit der TIP-Reporter-Software zeigt:

- Bodenprofil
- Pfahlform
- Lage des Bewehrungskorbes

www.pile.com | info@pile.com

GSP 25

Steubenstraße 46
D-68163 Mannheim,
Germany
Tel.: +49 621 33 13 61
info@gsp-mannheim.de

Statische Pfahlprobebelastung unter Verwendung faseroptischer Dehnungsmessungen mit sehr hoher Ortsauflösung

Arne Kindler, Maria-Barbara Schaller, Jürgen Glötzl, Stephan Großwig
Stump Spezialtiefbau GmbH, GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumeßtechnik mbH, GESO Gesellschaft für Sensorik, geotechnischen Umweltschutz und mathematische Modellierung mbH & Co. Projekt KG, Deutschland

1 Pfahlprobebelastungen

Die DIN EN 1997-1: 2014-03 sagt unter Kapitel 7.5.1 allgemeingültig aus, dass Pfahlprobelastungen unter folgenden Randbedingungen:

- *„wenn eine Pfahlart oder ein Herstellungsverfahren angewendet wird, für das es keine vergleichbaren Erfahrungen gibt;*
- *wenn die Pfähle noch nicht unter vergleichbaren Baugrund- und Belastungsverhältnissen probebelastet worden sind;*
- *wenn die Pfähle unter Belastungsbedingungen eingesetzt werden sollen, für die Theorie und Erfahrung noch keine ausreichende Bemessungssicherheit ergeben. Die Probebelastung sollte dann der vorgesehenen Belastung ähneln;*
- *wenn Beobachtungen bei der Herstellung ein Pfahlverhalten zeigen, das erheblich und ungünstig von dem abweicht, was auf Grund der Baugrunderkundung und Erfahrung zu erwarten wäre, und wenn ergänzende Baugrundaufschlüsse zu keiner Klärung der Gründe für diese Abweichung führen."*

ausgeführt werden müssen.

Eine genaue Beschreibung der Ermittlung, geschweige denn Hinweise zur Instrumentierung der Versuchseinrichtung, finden sich in DIN EN 1997-1: 2014-03 nicht. Auch in DIN 1054: 2010-12 finden sich keine ergänzenden Hinweise. Jedoch wird unter Punkt 7.1.1 „Anwendungsbereich und allgemeine Anforderungen" auf eine *nicht näher spezifizierte* EA-Pfähle verwiesen. Wie allen bekannt, handelt es sich bei der EA-Pfähle um die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).

Auch in den einschlägigen Ausführungsnormen wie der DIN EN 1536: 2010-12 oder der DIN SPEC 18140: 2012-02 finden sich nur Querverweise auf die DIN EN 1997-1: 2014-03 oder auf die zuvor benannte EA-Pfähle.

Wird die EA-Pfähle nun in die Hand genommen, so findet sich dort ein Kapitel 9: „Statische Pfahlprobebelastungen“. In diesem Kapitel sind nun dezidiert Empfehlungen zur Durchführung und Instrumentierung von Pfahlprobebelastungen aufgeführt.

Unter Kapitel 9.2.2.4: „*Grundsätze der Instrumentierung*“ wird die geforderte Qualität der Messergebnisse entsprechend einer zugeordneten Anforderungsstufe beschrieben. Dabei ist die Bezeichnung der Qualität der Messergebnisse eher irreführend ist, da die Aufzählung mehr dem Umfang der Messergebnisse entspricht.

Ungeachtet dessen wird an Pfahlprobebelastungen mit erhöhten und hohen Anforderungen die Forderung gestellt, den Pfahlspitzendruck und die Pfahlmantelreibung gesondert zu erfassen; wobei explizit bei hohen Anforderungen eine Dehnungsmessung zur Ermittlung der Mantelreibung über die Pfahllänge beschrieben wird. So wird empfohlen:

„*die Pfahldehnung in verschiedenen, über die Pfahllänge verteilten Querschnitten, …, zu messen.*“

Über die Art der Dehnungsmessung wird in Kapitel 9.2.4.3: „*Erfassung des Pfahlmantelwiderstandes*“ näher eingegangen. So wird erwähnt und somit empfohlen, dass die Längsdehnungen mittels Extensometern, elektrischen Betondehnungsaufnehmern oder Gleitmikrometern bestimmt werden können. Aufgrund der Bauart und deren möglichen Anordnung im Pfahl liefern derartige Pfahlinstrumentierungen zur Erfassung des Pfahlmantelwiderstandes nur einen geringen Datenumfang und damit eine geringe Qualität hinsichtlich der daraus abzuleitenden der Beschreibung des Pfahlmantelwiderstandes.

2 Faseroptische Dehnungsmessungen

2.1 Anforderungen an eine verteilte faseroptische Messtechnik

Um physikalische Größen mit einer sehr hohen Ortsauflösung rentabel und praktikabel erfassen zu können, reicht eine Aneinanderreihung vieler einzelner Sensoren in Form einer Sensorkette nicht aus. Es wird an Stelle der Einzelpunktsensorik eine verteilte Sensorik benötigt, die eine zeitgleiche Messung der physikalischen Größen entlang großer Stre-

cken, in einer Fläche oder einem Raum mit hoher Orts- und Messwertauflösung ermöglicht. Dabei muss es möglich sein, die Sensorik permanent zu messen und auch in später nicht mehr zugänglichen Bereichen (z.B. im Untergrund) zu installieren. Eine weitere Anforderung ist die Möglichkeit, Prozessabläufe in ganz unterschiedlichen Zeitskalen zu erfassen. Typische Zeitskalen sind „schnell“ (Sekunden bis Stunden), „mittelfristig“ (Stunden bis Tage) und „langfristig“ (Monate bis Jahre) als ablaufende Änderungen der zu messenden physikalischen Größen. Damit ergibt sich die Forderung nach der Langzeitstabilität (z.B. Jahrzehnte) der Sensorik und deren Zuleitungen. Mit der Standardmesstechnik sind diese Anforderungen nicht oder nur mit einem extrem hohen Aufwand zu realisieren. Faseroptische Messverfahren bieten die Möglichkeit für eine verteilte Messung von Dehnung und Temperatur und eröffnen damit ganz neue Möglichkeiten für die Erfassung und Überwachung der Raum-Zeitverteilung dieser physikalischen Größen. Die ortsaufgelöst messenden faseroptischen Messverfahren sind Laserradar-Messverfahren, die die Dehnungs- und Temperaturabhängigkeit bestimmter optischer Eigenschaften von Lichtwellenleitern zur Messung von Dehnung und Temperatur entlang eines Lichtwellenleiters nutzen. Dazu werden kurze Laserlichtimpulse in die Lichtwellenleiter eines Sensorkabels eingekoppelt. Bei der Ausbreitung des Laserlichtimpulses im Lichtwellenleiter kommt es zur Streuung des Lichts an den Molekülen des Lichtwellenleiters. Dadurch wird ein geringer Teil des Laserlichtes zurückgestreut. Die Intensität des im Lichtwellenleiter zurückgestreute Lichts wird gemessen (Abbildung 1).

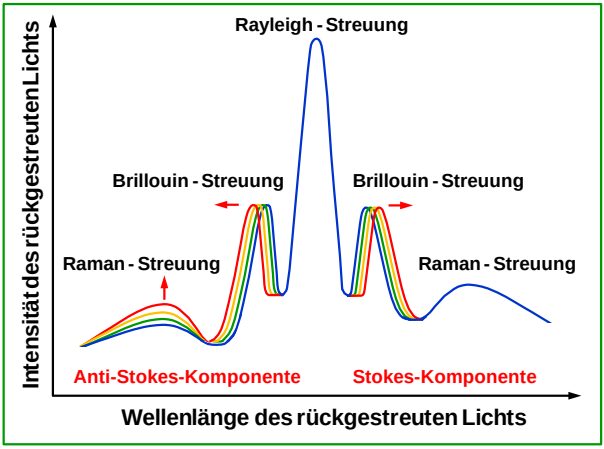


Abbildung 1: Spektrum des in einem Lichtwellenleiter zurückgestreuten Laserlichts (Prinzipskizze)

Neben dem Peak der Rayleigh-Streuung mit der Wellenlänge des eingestrahlten Laserlichts enthält das Rückstreuspektrum (siehe Abbildung 1) die Brillouin-Peaks und je ein sogenanntes Stokes- und Anti-Stokes-Band (Raman-Effekt), die in ihrer Wellenlänge jeweils zu geringeren bzw. größeren Wellenlängen hin verschoben sind.

Neben der Auswertung des Rückstreusignals wird gleichzeitig die Laufzeit des Lichtes durch den Lichtwellenleiter gemessen. So erhält man den integralen Mittelwert der Dehnung oder der Temperatur desjenigen Längenabschnittes, aus dem das rückgestreute Licht innerhalb eines Zeitfensters stammt. Durch eine Verknüpfung der Messung der physikalischen Größen Dehnung oder Temperatur mit der Laufzeitmessung des Laserlichts im Lichtwellenleiter erhält man die Verteilung der Messgröße über den gesamten Lichtwellenleiter. Die Energie des in den Lichtwellenleiter eingekoppelten Laserimpulses und dessen Pulsbreite bestimmen das örtliche und das pegelmäßige Auflösungsvermögen. Generell haben Lichtimpulse mit schmalen Pulsbreiten gegenüber solchen mit breiteren Pulsbreiten eine deutlich bessere Ortsauflösung; dafür aber eine geringere Pegelauflösung.

2.1 Rayleigh-Messverfahren

Ca. 90% des rückgestreuten Lichtes erfolgt als Rayleigh-Streuung. Da es sich um eine elastische Phonon-Photon-Wechselwirkung handelt, entspricht die Wellenlänge des rückgestreuten Rayleigh-Lichts exakt der Wellenlänge des eingestrahlten Laserlichts. Die Rayleigh-Streuung entsteht durch die Wechselwirkung des eingestrahlten Laserlichts mit den Glasmolekülen und möglichen Verunreinigungen / Störungen im Lichtwellenleiter. Die zeitaufgelöste Messung der Rayleigh-Rückstreuung mittels des ODTR-Verfahrens liefert die Information über den Verlauf der optischen Dämpfung entlang des gesamten Lichtwellenleiters. Der gemessene Dämpfungsverlauf, insbesondere das Auftreten von Dämpfungssprüngen und Reflexionen, ist die Grundlage für eine qualitative Bewertung der Güte von Lichtwellenleiterstrecken.

Mit modernen **Hochleistungs-OTDR-Geräten** ist es möglich, auf kurzen Lichtwellenstrecken (< 100 m) Ortauslösungen von bis zu 1 mm zu erreichen.

2.2 Raman-Messverfahren

Im Gegensatz zur Rayleigh-Streuung handelt es sich sowohl bei der Raman-Streuung als auch der Brillouin-Streuung um eine inelastische Phonon-Photon-Wechselwirkung, d.h. das zurückgestreute Licht ist in seiner Wellenlänge jeweils zu geringeren bzw. größeren Wellenlängen hin verschoben.

Die Raman-Streuung entsteht durch die Wechselwirkung des eingestrahlten Laserlichts mit den temperaturabhängigen Schwingungen der Glasmoleküle im Lichtwellenleiter. Das Raman-Messverfahren unterscheidet sich vom Rayleigh-Messverfahren nur dadurch, dass nicht die Intensität eines sondern zweier Peaks in unterschiedlichen Spektralbereichen gemessen wird. Während die Intensität des Stokes-Bandes I_S annähernd temperaturunabhängig ist, zeigt das Anti-Stokes-Band I_a eine deutliche Temperaturabhängigkeit. Durch Bildung des Quotienten der beiden Intensitäten kann in eindeutiger Weise die Temperatur des Lichtwellenleiterabschnitts, in dem das Licht zurückgestreut wurde, berechnet werden. Als Ergebnis erhält man das Temperaturprofil über die gesamte Länge des Lichtwellenleiters.

2.3 Brillouin-Messverfahren

Die Brillouin-Streuung entsteht durch die Wechselwirkung des eingestrahlten Laserlichts mit den akustischen Schwingungen (sogenannte akustische Phonen) im Lichtwellenleiter.

Unter bestimmten, wohl definierten Bedingungen lassen sich durch Laserlicht im Lichtwellenleiter akustische Wellen anregen. Bedingt durch den elasto-optischen Effekt bewirkt diese Anregung im Lichtwellenleiter eine geringfügige, lokale Modifizierung der Brechzahl. Dadurch entsteht eine durch den Lichtwellenleiter hindurch bewegende „Gitterstruktur“. Koppelt man in diesen angeregten Lichtwellenleiter das Licht eines weiteren Lasers ein, so wird dieses Laserlicht an der sich durch den Lichtwellenleiter hindurch bewegenden „Gitterstruktur“ gestreut. Dabei ist die Frequenz/Wellenlänge des eingekoppelten Laserlichts aufgrund des Doppler-Effekts verschoben.

Dehnungen des Lichtwellenleiters verändern diese sich ausbildende Gitterstruktur und führen damit zur einer Änderung der Frequenzverschiebung. Diese Änderung der Frequenzverschiebung ist proportional zur Dehnung des Lichtwellenleiters. Allerdings kann das Messverfahren nicht unterscheiden zwischen einer Dehnung des Lichtwellenleiters infolge einer mechanischen Deformation und zwischen einer Dehnung infolge thermischer

Effekte. Zur Eliminierung des thermischen Einflusses ist eine Kenntnis des Temperaturfeldes und seiner Variation notwendig.

3 Fallbeispiele

3.1 Instrumentierung und Messung an einem Großbohrpfahl

Im Februar 2016 haben die Stump Spezialtiefbau GmbH in Zusammenarbeit mit GGB und GESO den ersten Großbohrpfahl in Deutschland mit einem dehnungssensitiven Glasfaserkabel zur Dehnungsmessung über die Pfahllänge während der folgenden Pfahlprobebelastung instrumentiert. Zusätzlich zu dem dehnungssensitiven Glasfasermesskabel wurde der Bohrpfahl mittels üblicher Dehnungsmessaufnehmern in 4 + 1 (Referenz) Messebenen bestückt. Bei dem instrumentierten Großbohrpfahl handelte es sich um einen Bohrpfahl mit einem Bohrdurchmesser von 1200 mm und einer Gesamtlänge von 30,50 m. Der anstehende Boden ist als stark bindig einzuordnen. Der Großbohrpfahl sollte planmäßig die Pfahllasten ausschließlich über Mantelreibung abtragen. Zur Erhöhung seiner Tragfähigkeit war der Bohrpfahl mit Manschettenrohren zur Mantelverpressung versehen. Der Gesamtbewehrungskorb wurde aufgrund seiner Länge aus zwei Teilbewehrungskörben, während des Einstellens, zusammengesetzt. In Abbildung 2 ist ein Blick in den fertig instrumentierten unteren Teilbewehrungskorb mit dehnungssensitiven Sensorkabel (blau), konventionellen Dehnungsmessaufnehmern (rot) und Manschettenrohren zu sehen.

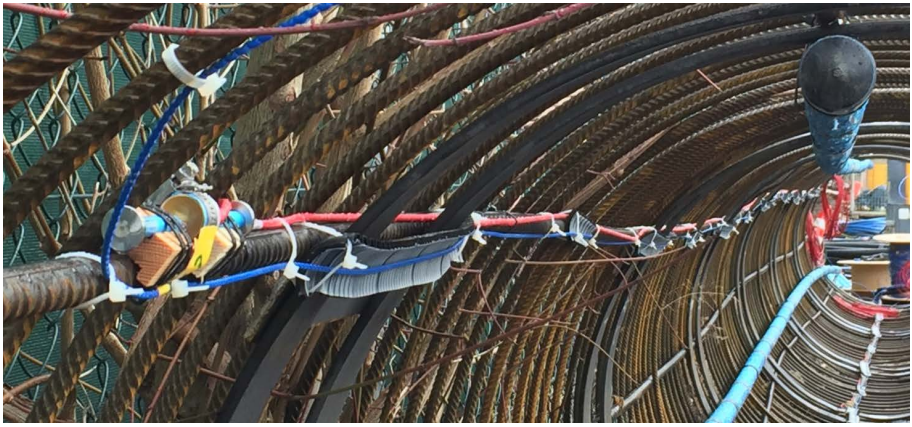


Abbildung 2: Instrumentierter Bewehrungskorb des Großbohrpfahles

Nach der Instrumentierung des Bewehrungskorbes wurde dieser, wie in Abbildung 3 zu sehen, baustellenüblich zur Einbaustelle transportiert.



Abbildung 3: Baustellenüblicher Transport des instrumentierten Bewehrungskorbes



Abbildung 4: Anheben des Bewehrungskorbes zum Ablassen in die Bohrverrohrung zur Endmontage

Im Anschluss daran wurde der untere Teilbewehrungskorb in die Bohrverrohrung abgelassen (Abbildung 4), fixiert und der obere Teilbewehrungskorb aufgesetzt. Abbildung 5 zeigt

den Bewehrungsstoßbereich der zwei Teilbewehrungskörbe mit den nach oben zu führenden dehnungssensitiven Sensorkabeln.



Abbildung 5: Bewehrungskorbstoßbereich der zwei Teilbewehrungskörbe mit den weiterzuführenden dehnungssensitiven Sensorkabeln

In der Summe wurde der Gesamtbewehrungskorb mit 3 x 5 = 15 konventionellen Dehnungsmessaufnehmern (Messpunkten) und einem dehnungssensitiven Sensorkabel mit einer Gesamtlänge von 4 x 30 m = 120 m (als Loop) und damit verbundenen **600** Messpunkten (0,2 m) versehen.

Ein besonderes Augenmerk gilt dabei, wie in Abbildung 6 zu erkennen, dem Kabelbündel am instrumentierten Pfahlkopf. Abbildung 6 zeigt das dehnungssensitive Sensorkabel (blau) für die **600** Messpunkte wie auch das Kabelbündel (rot) für die 15 Messpunkte der konventionellen Dehnungsmessung. Das PE-Ripprohr um das dehnungssensitive Sensor-

kabel dient ausschließlich der Sicherung vor mechanischer Beschädigung zwischen der Pfahlherstellung und der Pfahlprobebelastung am Pfahlkopf.



Abbildung 6: Bewehrungskorbstoßbereich mit den weiterzuführenden Sensorkabeln

Die Anzahl der Messpunkte ist im Wesentlichen nur durch die Länge des Sensorkabels beschränkt. Bei einer maximalen Sensorkabellänge von 25 km sind somit bei diesem Messverfahren maximal **125.000** Messpunkte realisierbar.

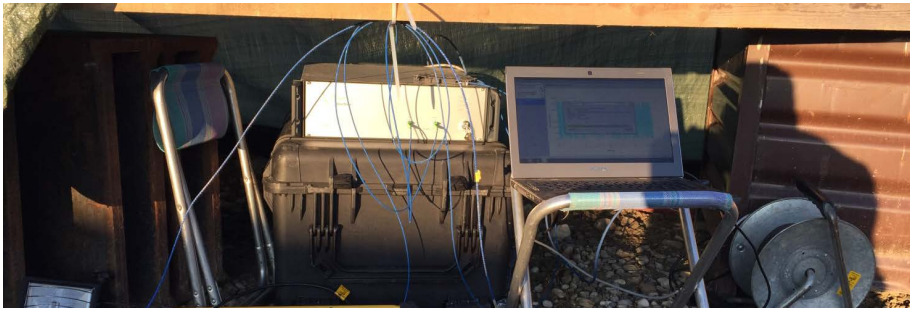


Abbildung 7: Datenlogger zur automatischen Messintervallaufzeichnung der Messergebnisse der Dehnungsmessungen mittels Sensorkabel

Zum Zeitpunkt der Pfahlprobebelastung, welche erst im September letzten Jahres erfolgte, wurde das dehnungssensitive Sensorkabel verlängert und an die erforderliche Datenlog-

ger-Technik (Brillouin-Messgerät) angeschlossen (Abbildung 7). Während der Probebelastung wurden die Messdaten in einem 2 Minuten Zeitintervall automatisch ausgelesen, gespeichert und online ausgewertet.

Aufgrund der fehlenden Freigabe durch den Bauherrn, kann an dieser Stelle auf die gewonnenen Ergebnisse sowie die eigentliche interessante Gegenüberstellung der konventionellen Messergebnisse mit den Ergebnissen des dehnungssensitiven Sensorkabels nicht eingegangen werden.

3.2 Instrumentierung und Messung an einem gerammten Ortbetonpfahl

Da über die Ergebnisse der Pfahlprobebelastung an dem Großbohrpfahl nicht berichtet werden darf, entschieden sich Stump, GGB und GESO, einen weiteren Probepfahl doppelt zu instrumentieren, um die Messergebnisse gegenüber zu stellen. Bei diesem Probepfahl handelte es sich um einen gerammten Ortbetonpfahl mit einem Außendurchmesser von 300 mm und einer Gesamtlänge von 7,6 m. Der Ortbetonrammpfahl wurde durch konstruktive Maßnahmen als Mantelreibungspfahl ausgeführt.

Bei dem anstehenden Baugrund im Pfahlbereich handelt es sich überwiegend um unverfestigtes Moränenmaterial der Saaleeiszeit, welche großflächig durch äolisch abgelagerte Sedimente (Löss) überlagert sind.

Die überlagernden Sedimente aus schwach bis stark feinkörnigen Böden stehen schichtungslos an. Bei diesen Sedimenten handelt es sich überwiegend um gemischtkörnige Böden, Sand-Schluff-Gemische nach DIN 18196: 2011-05, welche durch Feinsandbänder durchbrochen sind. Die anstehenden Sedimente sind überwiegend stark kalkhaltig.

Bei den unterlagernden Sanden handelt es sich um eiszeitlich vorbelastete Fein- bis Mittelsande mit einer maximalen Mächtigkeit von 20 m.

Die Lagerungsdichte der anstehenden Böden nimmt entstehungsbedingt mit der Tiefe zu. Es ist von OK-Gelände von folgenden Verhältnissen auszugehen:

- 0,0 - 2,0 m: locker gelagert,
- 2,0 - 5,0 m: mitteldicht gelagert,
- ≥ 5 m: dicht gelagert.

Nach der hydrogeologischen Karte liegt der Normalgrundwasserstand bei 54 m NHN; der höchstmögliche Grundwasserstand wird sich bei 55,5 m NHN (ca. 7 m unter der Geländeoberfläche) einstellen.

Als vorbereitende Maßnahme wurde der Bewehrungskorb mittels dehnungssensitiven Sensorkabel (4 x 7,6 m) und konventionellen Dehnungsmessaufnehmern (3 Stück) instrumentiert. Die Lage der konventionellen Dehnungsmessaufnehmer kann der Tabelle 1 entnommen werden.

Tabelle 1: Messebenen, Höhenlage und Modeltyp der konventionellen Dehnungsmessaufnehmer

Messebene	Modelnummer	Serien-No.	Kote über Pfahlfuß
ME01	GEOKON 4911-4	1629658	ca. 6,3 m
ME02	GEOKON 4911-4	1629659	ca. 3,7 m
ME03	GEOKON 4911-4	1629660	ca. 0,7 m

Abbildung 8 zeigt einen Blick auf den instrumentierten Bewehrungskorb mit dehnungssensitivem Sensorkabel und konventionellen Dehnungsmessaufnehmern.



Abbildung 8: Blick auf den Bewehrungskorb mit dehnungssensitiven Single-Mode-Sensorkabel und konventionellen Dehnungsmessaufnehmer

Anders als bei dem Großbohrpfahl wurde hier das dehnungssensitive Sensorkabel von außen am Bewehrungskorb befestigt.

4 Pfahlprobebelastung und Messwerterfassung

4.1 Allgemeiner Ablauf der Pfahlprobebelastung

Die Pfahlprobelastung wurde am 14.12.2016 durch die Firma IPM – Impuls Pfahlmessung GmbH aus Gotha durchgeführt. Das Belastungsprogramm sah folgende Laststufen vor:

- Vorlast: 50 kN - Vorlast
- Laststufe 1: 100 kN
- Laststufe 2: 200 kN
- Laststufe 3: 300 kN
- Laststufe 4: 150 kN - Entlastung
- Laststufe 5: 50 kN
- Laststufe 6: 100 kN - Wiederbelastung
- Laststufe 7: 200 kN
- Laststufe 8: 300 kN
- Laststufe 9: 400 kN

- Laststufe 10: 500 kN
- Laststufe 11: 600 kN - Abbruch bei 562 kN
- Laststufe 12: 290 kN
- Laststufe 13: 50 kN - Ende

Aufgrund der großen Pfahlverschiebungen wurde die Laststufe 11 bei 562 kN - 90,72 mm Setzung - vorzeitig abgebrochen. Der Pfahl kam dann bei einer Belastung von 530 kN zum Stehen. Im Anschluss wurde die Belastung schrittweise bis zur Vorlast von 50 kN zurückgefahren.

Während der Pfahlprobebelastung wurden zeitgleich Messungen mittels eines Brillouin-Messgeräts für faseroptische Dehnungsmessungen und konventionellen Dehnungsmessern durchgeführt. Die Messungen erfolgten alle 2 Minuten. Um eine spätere Messwertzuordnung zu erleichtern, wurden alle Messgeräte sowie die Steuerung der Pfahlprobebelastung hinsichtlich ihrer Systemuhrzeit synchronisiert.

4.2 Messwerterfassung

4.2.1 Konventionelle Dehnungsmessaufnehmer

In Abbildung 9 ist der Verlauf der konventionellen Dehnungsmessungen über die Zeit aller drei Messaufnehmer dargestellt.

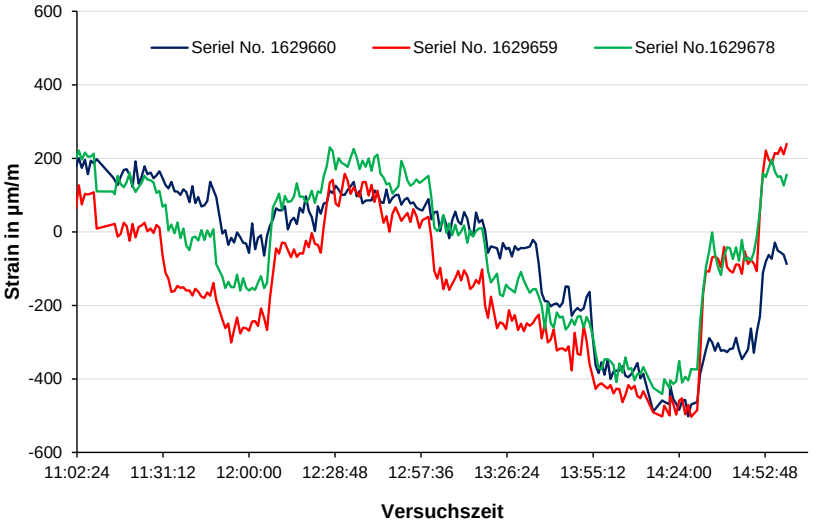


Abbildung 9: Messergebnisse der drei konventionellen Dehnungsmessaufnehmer über die gesamte Versuchszeit

Der Verlauf der Dehnungsmessaufnehmer korrespondiert erwartungsgemäß mit den einzelnen Laststufen.

Im Folgenden findet sich in Abbildung 10 der berechnete Normalkraftverlauf über alle Belastungslaststufen. Es zeigt sich der allgemein bekannte Normalkraftverlauf auf Grundlage der Auswertung konventioneller Dehnungsaufnehmer. Die Messebene ME01 diente in diesem Fall gleichfalls als Referenzmessebene. Es zeigt sich in allen Laststufen ein typischer interpolierter linearer Verlauf der Normalkraft von Messebene zur Messebene. Für die Laststufe LS: 500 kN wird ein etwas abweichender Verlauf dargestellt. Es zeigt sich eine relative Abnahme der Normalkraft aus den Messergebnissen der Messebene ME02 und eine relative Zunahme der Normalkraft in der Messebene ME03. Dies lässt darauf schließen, dass sich die Pfahleigenschaften hinsichtlich des Lastabtrages geändert haben. Dies könnte heißen, dass der Ortbetonrammpfahl von einem Mantelreibungspfahl zu einem Aufstandspfahl überführt wird.

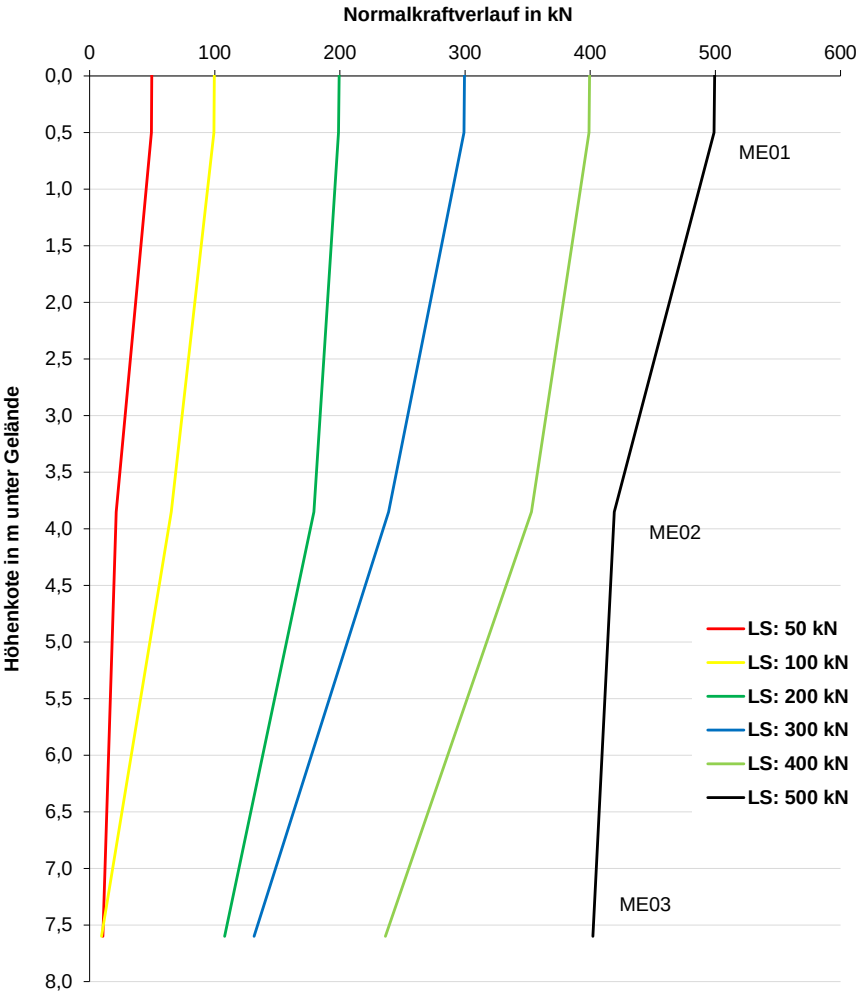


Abbildung 10: Rückgerechneter Normalkraftverlauf der einzelnen Laststufen (LS) über die Tiefe auf Grundlage der Messergebnisse drei konventionellen Dehnungsmessaufnehmer

4.2.2 Dehnungssensitives Sensorkabel

Entsprechend dem Messprinzip werden entlang das dehnungssensitive Sensorkabels Frequenzen (Brillouin-Frequenz) als Ausgangsmessgröße gemessen. In Abbildung 11 ist die gemessene Brillouin-Frequenz für den Ausgangszustand (Nullmessung) vor dem ersten Lasteintrag dargestellt.

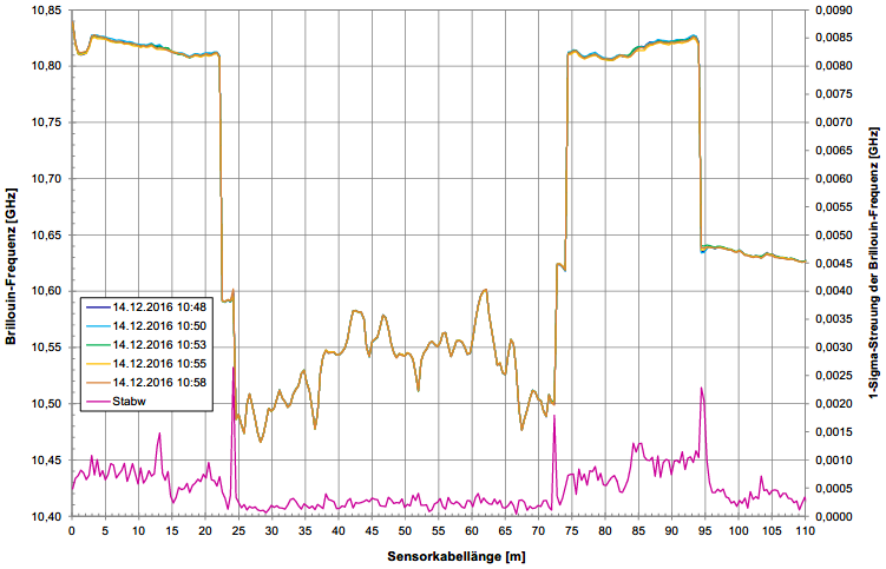


Abbildung 11: Verteilung der gemessenen Brillouin-Frequenz entlang des Sensorkabels im Ausgangzustand

An Hand der Verläufe der Messkurven in Abbildung 11 lässt sich der Bereich des dehnungssensitiven Sensorkabels, welcher in dem Ortbetonrammpfahl integriert ist, deutlich von den freiliegenden Bereichen (Zu- und Rückführung) des Sensorkabels unterscheiden. Der im Ortbetonrammpfahl integrierte Bereich des Sensorkabels liegt zwischen den Kabelpositionen 36,6 m und 67,2 m.

Die Streuung der Messwerte in diesem Bereich ist deutlich geringer als in den Bereichen, an denen sich das Sensorkabel in der Luft befindet. Die Positionen der Stecker, die das

dehnungssensitive Sensorkabel mit den Verlängerungskabel und den Pigtails verbinden, markieren sich durch die Artifakte im Profil der Streuung der Brillouin-Frequenz.

In Abbildung 12 sind in den Verlauf der gemessenen Brillouin-Frequenz die Bereiche der einzelnen Loops im Bereich der Bewehrungsstäbe 1, 3, 6 und 9 eingezeichnet. Die Pfeile dienen der Orientierung zur Laufrichtung des Sensorkabels. Die Integration des Sensorkabels beginnt an der Oberkante des Ortbetonrammpfahls und verläuft zum Pfahlfuß.

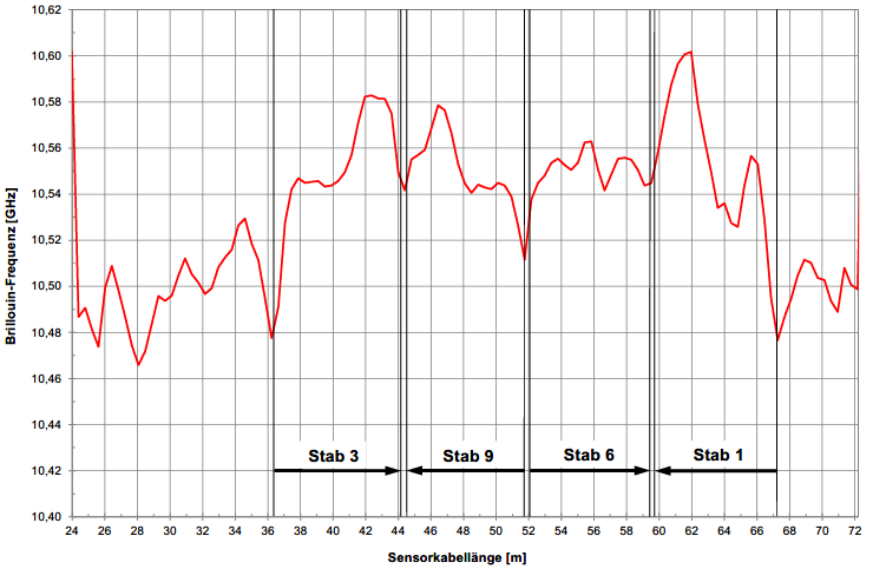


Abbildung 12: Verteilung der gemessenen Brillouin-Frequenz entlang des Sensorkabels im Ausgangszustand mit Markierung der Loops im Bereich der Bewehrungsstäbe Nummer 1, 3, 6 und 9

Vom Pfahlfuß wieder nach oben und im Folgenden wieder nach unten usw.

Da sich der Ortbetonrammpfahl im Erdreich in einem quasi-stationären thermischen Gleichgewichtszustand befindet und die Messzeit nur einen Zeitraum von 6,5 Stunden umfasst, konnte aus messtechnischer Sicht auf eine Temperaturkompensation verzichtet werden.

Für eine Bewertung der Deformation des Ortbetonrammpfahls während der unterschiedlichen Laststufen ist die Änderung der Dehnungen bezogen auf den unbelasteten Ausgangszustand (Nullmessung) von Interesse.

Die Dehnungsänderungen werden aus der gemessenen Brillouin-Frequenz auf Grundlage des Zusammenhanges zwischen Brillouin-Frequenz-Shift und der Dehnung ermittelt.

Daraus ergeben sich unter Berücksichtigung der wirkenden Laststufen die in Abbildung 13 dargestellten Deformationsverläufe über die Ortbetonrammpfahllänge.

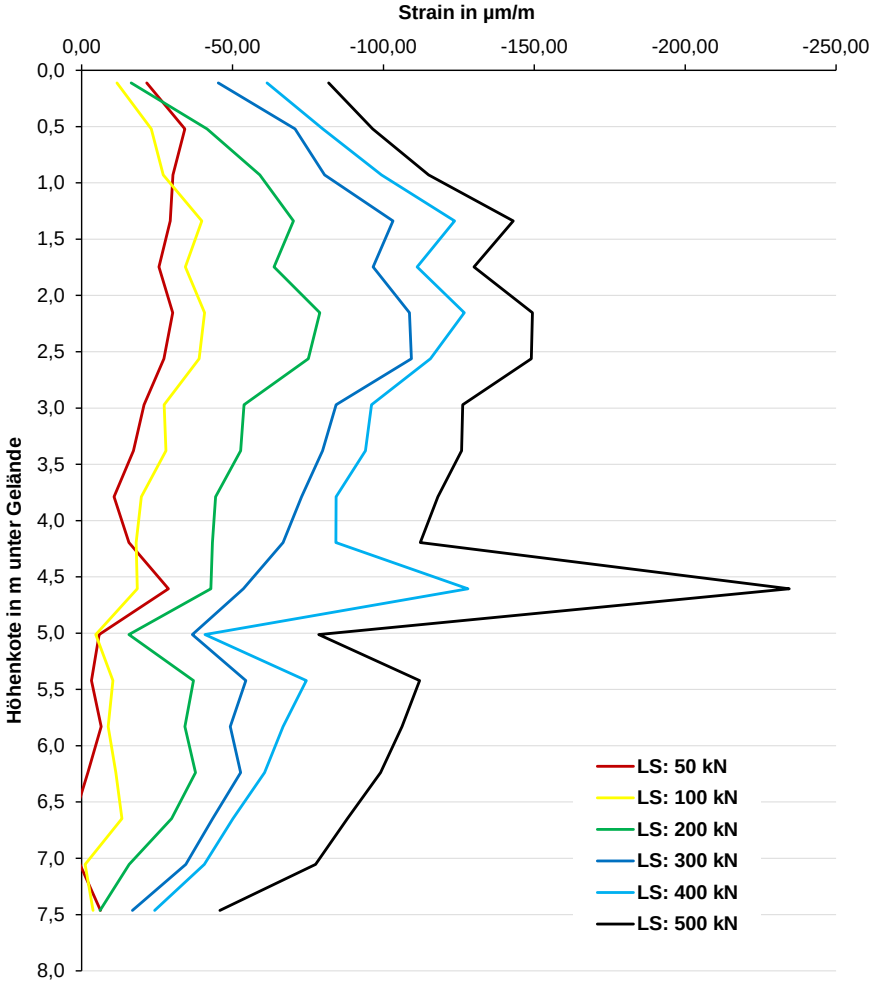


Abbildung 13: Mittelwert der Entwicklung der Deformationsverläufe über die Ortbetonrammpfahltiefe

Im Folgenden sind, unter Berücksichtigung der einwirkenden Laststufen, die rückgerechneten Normalkraftverläufe über die Pfahltiefe in Abbildung 14 aufgetragen.

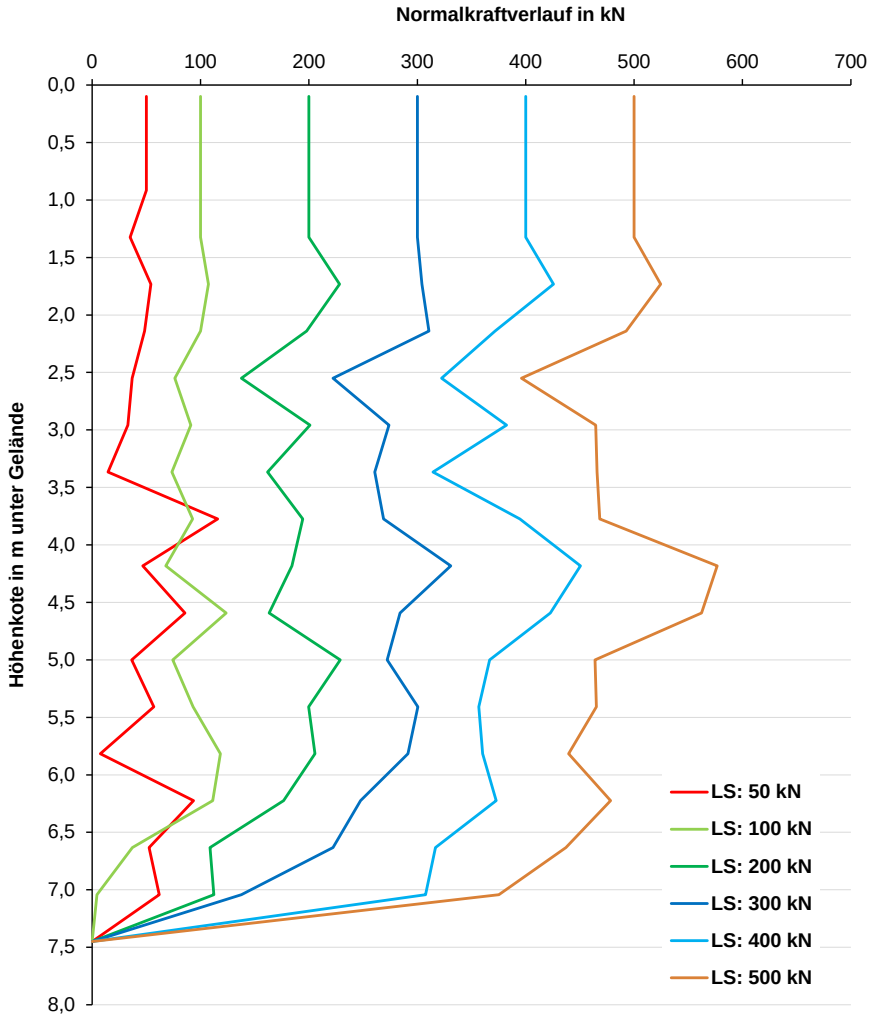


Abbildung 14: Rückgerechneter Normalkraftverlauf der einzelnen Laststufen (LS) über die Tiefe auf Grundlage der Messergebnisse der faseroptischen Dehnungsmessung

4.3 Gegenüberstellung der Messergebnisse

Betrachtet man die Abbildung 10 und die Abbildung 14 so zeigen sich erwartungsgemäß deutliche Unterschiede im Verlauf der Normalkraftverteilung über die Pfahllänge. Zur besseren Veranschaulichung wird stellvertretend für alle Laststufen in Abbildung 15 die Normalkraftverteilung der Laststufe 10: 500 kN aus der Abbildung 10 und der Abbildung 14 gegenübergestellt.

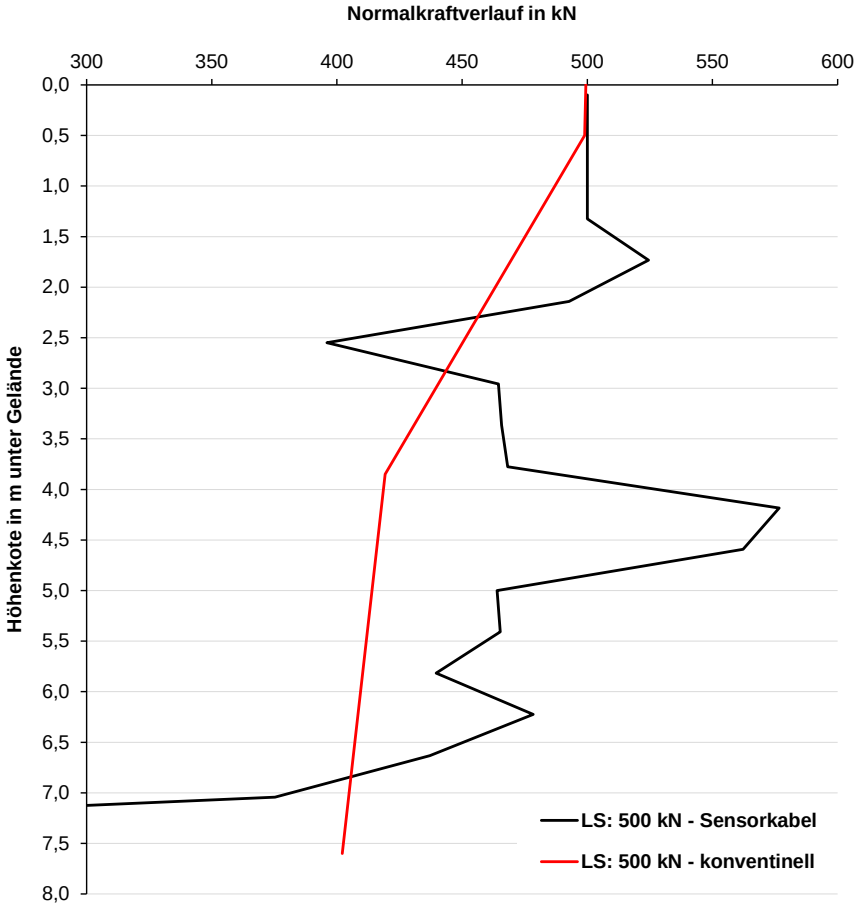


Abbildung 15: Gegenüberstellung der rückgerechneten Normalkraftverläufe für die Laststufe 10: 500 kN (LS: 10) über die Tiefe auf Grundlage konventioneller und faseroptischer Dehnungsmessungen

Die rückgerechneten Normalkraftverläufe zeigen über die Pfahltiefe deutliche Unterschiede in ihren Verläufen. Diese Unterschiede lassen sich am deutlichsten bei einer Betrachtung des zugehörigen Bodenprofil erklären und deuten (vgl. Abbildung 16).

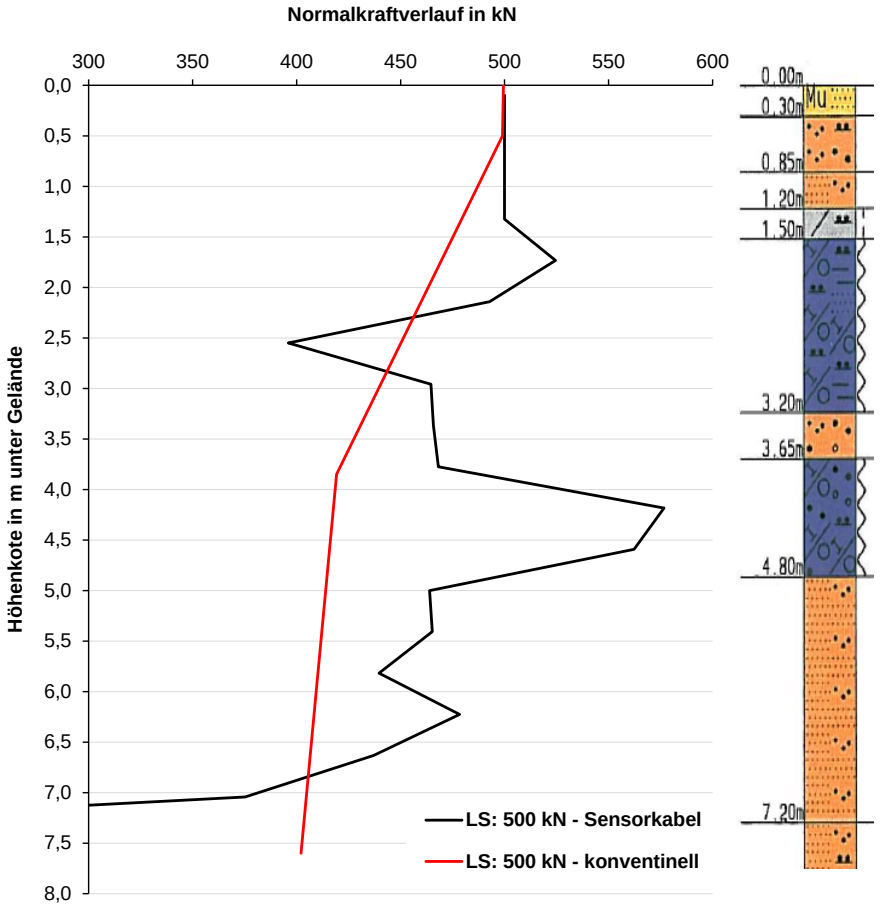


Abbildung 16: Erweiterung Gegenüberstellung der rückgerechneten Normalkraftverläufe für die Laststufe 10: 500 kN (LS: 10) über die Tiefe auf Grundlage konventioneller und faseroptischen Dehnungsmessungen um das zugehörige Bodenprofil

In Abbildung 16 zeigt sich, wie bereits beschrieben, im Normalkraftverlauf der Messungen mit konventionellen Dehnungsmessaufnehmern ein linearer Verlauf. Dies ist zwar auf die geringe Anzahl von Dehnungsmessaufnehmern zurückzuführen, jedoch ist eine größere Anzahl von konventionellen Dehnungsmessaufnehmern bei einem Pfahl von 7,6 m Länge unüblich bzw. aus konstruktiver Sicht nicht realisierbar.

Weiterhin zeigt sich gegenüber der faseroptischen Dehnungsmessung auch, dass eine lineare Interpolation der Messergebnisse die vorherrschenden Dehnungsverhältnisse stark über- bzw. unterschätzen können.

Demgegenüber steht die faseroptische Dehnungsmessung. Aus Abbildung 16 lässt sich schlussfolgern und zeigen, dass das Dehnungsverhalten in einem Pfahl wesentlich diffiziler ist, als dies nach den entsprechenden Forderungen der EA-Pfähle gefordert wird.

Viel wichtiger als der Hinweis auf die Unter- bzw. Überschätzung des Pfahlverhaltens scheint in diesem Zusammenhang zu sein, dass ein besonderer Effekt durch die Anordnung der konventionellen Dehnungsmessaufnehmer „geschluckt“ wird. So zeigt sich in Abbildung 16 bei der Betrachtung der Ergebnisse des dehnungssensitiven Sensorkabels, dass sich bei dem gegebenen Bodenaufbau in zwei Bereichen negative Mantelreibung ausbildet und so als zusätzliche Belastung auf den Pfahl einwirkt.

Soll ein derartiges Verhalten (negative Mantelreibung) mit konventionellen Dehnungsmessaufnehmern nachgewiesen werden, ist die genaue Lage dieses Einflusses im Vorfeld zu bestimmen und höhenmäßig zuzuordnen. Ob dies selbst im Rahmen ausreichender Baugrunderkundungen immer gelingt, bleibt fraglich.

5 Zusammenfassung

Die EA-Pfähle empfiehlt bei erhöhten oder hohen Anforderungen an statische Pfahlprobebelastungen eine getrennte Erfassung des Pfahlfußwiderstandes und des Pfahlmantelwiderstandes. Hierzu sind spezielle Instrumentierungen am Pfahlfuß bzw. entlang des Pfahlschafts erforderlich.

Der Pfahlfußwiderstand wird i.A. mittels Kraftmessdosen erfasst. Die Erfassung der Pfahlmantelwiderstand erfolgt jedoch nur indirekt. Hierzu können klassischer Weise Extensometer, Betondehnungsaufnehmer (Messverfahren: Dehnungsmessstreifen oder Schwing-

saiten) oder Gleitmikrometer genutzt werden. Zur "ingenieurmäßigen" Auswertung der Messresultate werden die lokalen Dehnungsmessungen über dazwischenliegende Bereiche interpoliert.

Dieses Vorgehen ist jedoch aufwendig und kann ggf. zu einer Verfälschung in der Auswertung führen.

Aufbauend darauf hat die Firma Stump Spezialtiefbau GmbH zusammen mit der GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumeßtechnik mbH und der GESO Gesellschaft für Sensorik, geotechnischen Umweltschutz und mathematische Modellierung mbH & Co. Projekt KG erstmals in Deutschland ein neues innovatives Pfahlmonitoring neben einer klassischen Instrumentierung eingesetzt.

Literatur

DIN EN 1997-1; Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, *Beuth-Verlag Berlin, 2014-03*

DIN 1054; Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, *Beuth-Verlag Berlin, 2010-12*

EA-Pfähle; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., *Ernst & Sohn, Berlin, 2012*

DIN EN 1536; Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010+A1, *Beuth-Verlag Berlin, 2015-10*

DIN 18196; Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke, *Beuth-Verlag Berlin, 2011-05*

DIN SPEC 18140; Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536:2010-12, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle, *Beuth-Verlag Berlin, 2012-02*

Autoren

Dr.-Ing. Arne Kindler

Stump Spezialtiefbau GmbH
Forschung und Entwicklung
Valeska-Gert-Straße 1, 10243 Berlin
www.stump.de

Dipl.-Ing. Maria-Barbara Schaller
Jürgen Glötzl

GGB Gesellschaft für Geomechanik und
Baumeßtechnik mbH
Leipziger Straße 14, 04579 Espenhain
www.ggbmbh-public.sharepoint.com

Dr. Stephan Großwig

GESO Gesellschaft für Sensorik, geotechnischen Umweltschutz
und mathematische Modellierung mbH & Co. Projekt KG
Löbstedter Straße 50, 07749 Jena
www.geso.eu

Richtungsweisendes ortsverteiltes faseroptisches Monitoring

... denn bei Stump hat Zukunft Tradition!

Stump

Beratung - Planung - Ausführung



- Temporäres und permanentes Ankermonitoring
- Dehnungsmonitoring bei Pfahlprobebelastungen
- Verformungsmonitoring an Verbauwänden
- Verformungsmonitoring im Baugrund
- Schlitzwandfugenmonitoring
- Frostkörpermonitoring
- Injektionskörpermonitoring

HN Berlin + Verwaltung T +49 30 754904-0 · Fax -420
ZN Chemnitz T +49 371 262519-0 · Fax -30
ZN Hannover T +49 511 94 999-0 · Fax 0511 499498
ZN Langenfeld T +49 2173 27197-0 · Fax -990
ZN München T +49 89 71001-500 · Fax -510
GS Colbitz T +49 39207 856-0 · Fax -50

www.stump.de

RD pile wall – A retaining wall of drilled steel pipe piles

Antti Perälä

SSAB Europe Oy, Finland

1 Introduction

Excavations in cramped city centers and in between of existing buildings and other structures are facing more and more challenges. Installation of sheet pile walls is often problematic or even impossible due to obstacles in ground from old structures and due to demand to extend the excavations to even deeper and harder soil layers. Also installation of secant pile walls are facing difficulties due to cramped construction sites and constantly tightening execution times.

On the other hand, an efficient and reliable piling technique suitable for the demanding soil conditions described above, percussion drilling, has been developed since the 1960's, and especially from the mid-1990's, when the concentric drilling method with the ring bit and pilot was introduced. A new retaining wall application, the RD pile wall, was developed by combining that drilling method with the widely used retaining wall solution based on steel pipe piles and welded interlocks (a pipe pile wall normally installed with vibratory or impact hammers).

2 Principle and main benefits of the method

RD pile walls can be used in extremely demanding soil conditions where the installation of traditional retaining walls is challenging. The RD pile wall is a combination of drilled steel pipe piles and interlocking sections, see Figure 1.

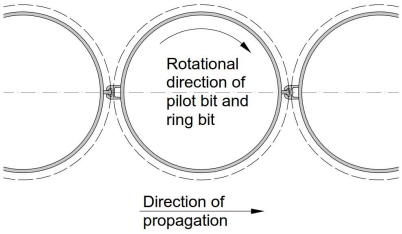


Figure 1: Principle of pipe piles and interlocks [UOTINEN, JOKINIEMI, 2012]

Individual RD piles are connected to each other with interlocks welded to the piles on the automated welding line at the workshop. The matching dimensions of the drilling system and interlocking sections allow the installation of RD piles through stones and boulders and even into the bedrock, if necessary, in a single operation. Installation is done by a down-the-hole hammer (DTH) using the centric drilling system and oversized ring bits or a drilling system consisting of a pilot bit and reamer wings, Figure 2.



Figure 2: Pilot bit with reamer wings

The RD pile wall can be implemented as a watertight construction using interlock sealants. Watertightness of the joint between the lower end of the wall and the underlying bedrock can be ensured by grouting through the injection channels located in the wider interlock section.

3 Development of interlocks and watertightness

3.1 Interlock profiles used

First development versions of RD pile wall had standard E21 interlock profiles used commonly in Combi wall systems. E21 interlocks were used only in two test installations and in three projects. Due to the shape of E21 interlock, it can't withstand compression in the direction of the wall. If E21 interlocks face compression, the connection will open and it's no longer watertight. Nowadays E21 interlocks are used only in special projects where RD pile wall connects to a sheet pile wall. Typical connections between RD pile walls and sheet pile walls are shown in Figure 3.

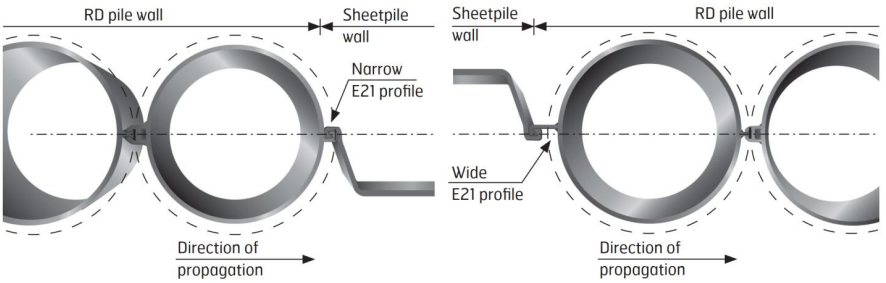


Figure 3: Typical connections between RD pile walls and sheet pile walls [SSAB, 2016]

After the use of E21 interlock, three tests and five projects were installed with WOM/WOF interlock. WOM/WOF interlocks are based on oval shaped male interlock and a female interlock with a corresponding oval shape.

Very shortly it was noticed that RD pile wall need its own specially designed and shaped interlock profiles. This development led to introduction of RM/RF interlock profiles. RM is a narrow male profile and RF is a wide female profile. During installation the pile with RM profile is always installed first and RF profile is connected to RM profile during the installation of next pile. RM/RF interlock profiles are shown in Figure 4.

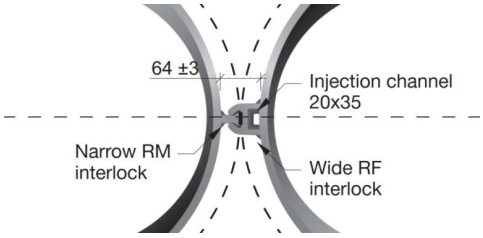


Figure 4: RM/RF interlock profiles [SSAB; 2016]

RF profile has two “legs”. Two legged profile forms an injection channel inside the interlock profile. This injection channel can be used to improve watertightness and stiffness of pile toe like described in sections 3.4.4 and 3.5.

3.2 Mechanical capacity of interlocks

The load resistances of RM/RF and E21 interlocks have been tested in SSAB’s Raahe Steel Works Testing Laboratory. Automatic servo-hydraulic tensile test equipment shown

in Figure 5 was used. Data acquisition was done by using calibrated load cell and displacement sensor of the tensile test equipment. In addition independent optical 3D deformation analysis equipment was used to verify the results. The ARAMIS optical measuring solution and the corresponding program was applied to measure and record the relative 2D strains of the interlock cross-section surface during a test. [RANTALA, 2014.]



Figure 5: Automatic testing machine (MTS1200 kN) applied in tensile and compression tests [RANTALA, 2014]

Test results show the resistance of the interlock profiles during installation. The resistance during service life depends on the amount of corrosion the interlocks are facing. The resistances of the interlock profiles during installation are given in Table 1.

Table 1: Structural resistances of E21 and RM/RF interlocks during installation

Interlock	Axial tensile capacity T_d (kN/m)	Axial compression capacity C_d (kN/m)	Shear capacity perpendicular to interlock cross-section $V_{y,d}$ (kN/m)
E21	1202	-	374
RM/RF	1702	4260	790

The effect of the corrosion on the tensile capacity of the RM/RF interlock was examined using 3D FEM model. First the interlock profile without corrosion was modeled and the model was verified against the actual tensile test. 3D model, corresponding mesh and Mises stress distribution of the interlock cross-section at the failure load are shown in Figure 6.

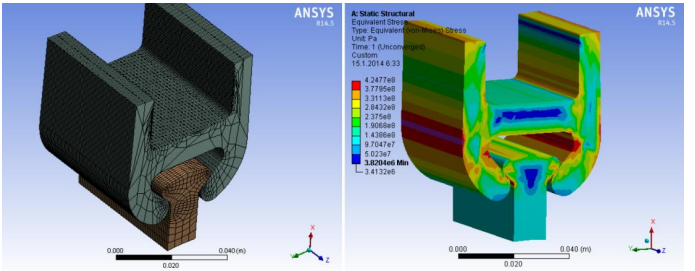


Figure 6: 3D model, corresponding mesh and Mises stress distribution at the failure load (Rantala, J; 2014)

Three different corrosion reduction cases were calculated: 1 mm (1 mm, Figure 7) and 2 mm (2 mm, Figure 7) reduction from the outer surfaces of the male and female interlock profiles, and 2 mm reduction from the outer surface and simultaneous 1 mm reduction from the inner surfaces (cavities including the injection channel) of the female lock (2 mm + 1 mm, Figure 7). Here the gap corrosion was not taken into account, i.e. the corrosion reduction was not made from the initial contact surfaces between the male and female interlock profiles. Figure 7 illustrates the load-displacement curves of the performed analysis with the reference curves of the tensile test *t1* (Test 0 mm, Figure 7) and the reference analysis with no corrosion (0 mm, Figure 7). [RANTALA, 2014.]

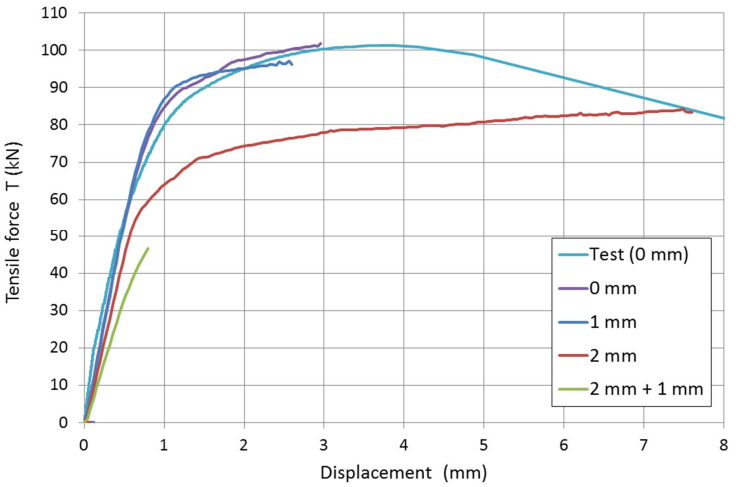


Figure 7: Load-displacement curves of the tensile analysis performed for the RM/RF –lock with various corrosion reduction [RANTALA, 2014]

Based on these analyses a table was made to show the reduction in capacities due to corrosion in interlocks. Table 2 shows the relative reductions in percent.

Table 2: Relative capacity reductions of RM/RF interlocks due to corrosion [SSAB, 2016]

Corrosion reduction on the outer surface of the interlock	Reduction in axial tensile capacity (%)	Reduction in axial compression capacity (%)
1.2 mm	5	20
2.0 mm	20	30

3.3 Friction in interlocks during installation

Friction in interlocks effects to the ease of installation. RM/RF interlocks used in RD pile wall are different than the interlocks used in sheet piles and in Combi wall systems. Due to

some questions from contractors, it was found necessary to test the friction in interlocks during installation.

Tests were performed at Tampere University of Technology. Friction was tested for interlocks with five different sealing materials and also for empty interlocks. Tests were made with two 300 mm long interlock sections simultaneously. Test arrangements are shown in Figure 8. Totally 17 tests were made.

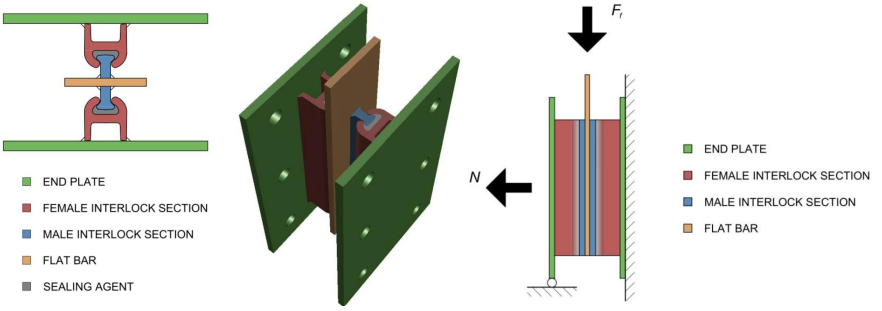


Figure 8: Prepared test specimens and friction test arrangement [HAAVISTO, 2014A]

In the friction tests the constant perpendicular normal force, N, and coincident friction force, F_f, parallel with the interlock contact surface was generated. At first, the constant normal force (50 kN, 100kN or 200 kN ±10%) was executed using the horizontal hydraulic jack. Secondly the friction force was executed using the vertical hydraulic jack. Displacement of the male interlock section was measured using one vertical gauge. The forces of the hydraulic jacks and the displacement of the vertical jack were also measured. [HAAVISTO, 2014A.]

The coefficient of static and kinetic friction between RM/RF interlock sections of RD pile wall using different sealing systems are shown in Table 3.

Table 3: Effect of different sealant materials on friction between interlocks [SSAB, 2016]

Sealant material	Experimentally defined friction factor	
	Static friction	Dynamic friction
Empty RM/RF interlock	0.62	0.50
Bitumen sealant	0.27	0.23
PU based sealant after extrusion	0.31	0.27
PU based sealant after curing	0.26	0.22
Tar – Grease mix	0.40	0.33

3.4 Watertightness of interlock profiles

Watertightness of RM/RF interlocks has been tested in several test sessions at Tampere University of Technology. Tests have included water flow tests for empty (no sealant) interlocks, watertightness tests with different sealant materials and tests to find out the amount of sealant needed for sufficient watertightness. Also a de-clutching detector has been developed and tested.

3.4.1 Watertightness with different sealant materials

Watertightness tests were done for 148 mm long RM/RF interlock sections which were welded to steel plates, see Figure 9. Sealant material was applied between interlock sections and steel plates were connected to a compression chamber shown in Figure 10. All seams of compression chamber without weld were sealed carefully using neoprene rubber or weatherstrip. [HAAVISTO, 2014B.]

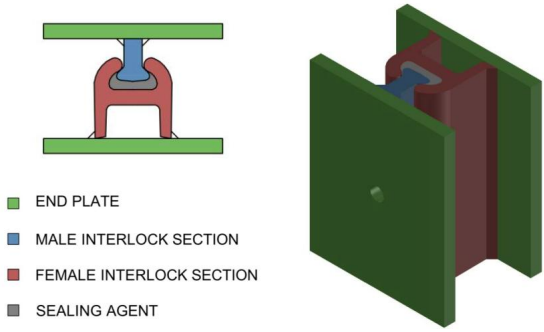


Figure 9. Sealant applied to RM/RF interlock sections [HAAVISTO, 2014B]

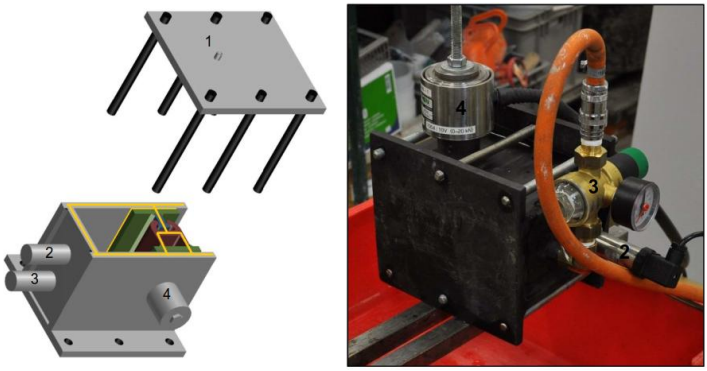


Figure 10. Watertightness test chamber:
1) bleed valve, 2) pressure transducer, 3) water inlet and decompression valve and 4) force transducer. Sections of the chamber to be sealed are marked in yellow [HAAVISTO, 2014B]

Watertightness tests were made for sealant materials with and without long-term exposure to chemicals. The chemicals used in the long-term exposure were 10 % sodium chloride, *NaCl*, and milk of lime, $Ca(OH)_2$. One test specimen with each sealant was exposed to both liquid chemicals at two different temperatures 23 °C and 55 °C. The test specimens were retained submerged for 28 days. All tested variations are shown in Table 4. [HAAVISTO, 2014B.]

Table 4: Test numbers, sealing agents and long term exposures [HAAVISTO, 2014B]

Test number	Sealing agent	Liquid
TEST_01	No sealant	No long-term exposure
TEST_02	Beltan™ Plus	No long-term exposure
TEST_03	Pertex S	No long-term exposure
TEST_04	Swellseal Mastic WA, uncured	No long-term exposure
TEST_05	Swellseal Mastic WA, cured	No long-term exposure
TEST_06	Grease-tar mixture	No long-term exposure
TEST_08	Swellseal Mastic WA, cured	Milk of lime, 23 °C
TEST_10	Pertex S	Milk of lime, 23 °C
TEST_11	Beltan™ Plus	Milk of lime, 23 °C
TEST_12	Pertex S	10 % sodium chloride, 23 °C
TEST_13	Swellseal Mastic WA, cured	10 % sodium chloride, 23 °C
TEST_15	Beltan™ Plus	10 % sodium chloride, 23 °C
TEST_17	Beltan™ Plus	Milk of lime, 55 °C
TEST_18	Pertex S	Milk of lime, 55 °C
TEST_19	Pertex S	10 % sodium chloride, 55 °C
TEST_21	BeltanTM Plus	10 % sodium chloride, 55 °C
TEST_22	Swellseal Mastic WA, cured	Milk of lime, 55 °C
TEST_23	Swellseal Mastic WA, cured	10 % sodium chloride, 55 °C

The watertightness tests were performed in steps increasing the hydrostatic pressure after each step. The tests were performed as follows: The pressure in the chamber was set to the desired value using the decompression valve and the chamber was then placed over the measuring container. After a time period of 2 to 3 minutes the container was weighed

and the amount of water leaked out of the chamber was recorded. This was repeated on every pressure step. [Haavisto, 2014b.]

The volumetric flow rate curves were drawn on each test. Example of volumetric flow rate curve is shown in Figure 11.

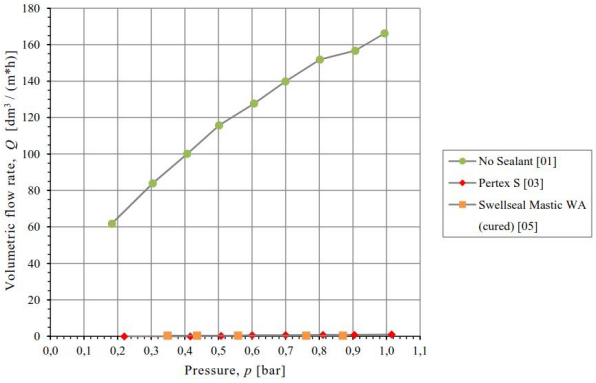


Figure 11. Volumetric flow rate on different pressure steps in watertightness tests on RM/RF interlock with no long-term exposure [HAAVISTO, 2014B]

The equipment used in first watertightness test could measure only pressures up to 1.5 Bar, which equals to 15 meters of water pressure. Some of the samples showed no leaking with this pressure. Therefore new testing equipment was acquired and some of the tests were made again with higher water pressure values.

Tables 5 shows the water flow through an empty interlock and Table 6 shows the water-tightness levels for interlocks with different sealant materials.

Table 5: Water flow through an empty RM/RF interlock at different water pressures [SSAB, 2016]

	Water flow through interlock [l/min]								
	Water pressure [m]								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Empty RM/RF interlock	50	100	150	200	250	300	350	400	450

Table 6: Watertightness estimate of RM/RF interlock with sealant material [SSAB, 2016]

Sealant material	Water pressure achieved in test [m]		
	Immediately after installation	1 day after installation	1 month after installation
Empty RM/RF interlock	0	0	0
Bitumen sealant	60*	60*	60*
PU based sealant	0	15*	15*
Tar – Grease mix	0	0	0

*) The value is the maximum possible water pressure reached with the particular test equipment.

3.4.2 Amount of sealant material needed for watertightness

Watertightness of interlocks depends on the amount of sealant material in the interlock. The amount of sealant material needed to acquire required watertightness was also tested. Tests were made by verifying the thickness of sealant material at the bottom of the RF interlock profile. Sealant thicknesses used in tests were 4 mm, 7 mm and 10 mm. Different sealant thicknesses and naming of the test samples are shown in Figure 12. These tests were made only for bitumen sealant material. [HAAVISTO, 2015.]

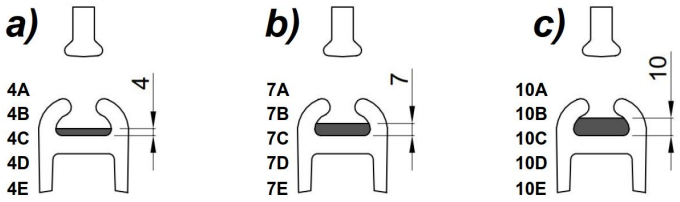


Figure 12. Three different sealant thicknesses tested [HAAVISTO, 2015]

Based on these tests required amount of sealant in the RF interlock profile is 10 mm. With smaller sealant thicknesses the water flow varied from significant to extremely high.

When fabricating the piles at the mill, the thickness of sealant can't be controlled very accurately. Therefore the amount of sealant is always adequate. An RF interlock filled with bitumen sealant at the mill is presented in Figure 13.

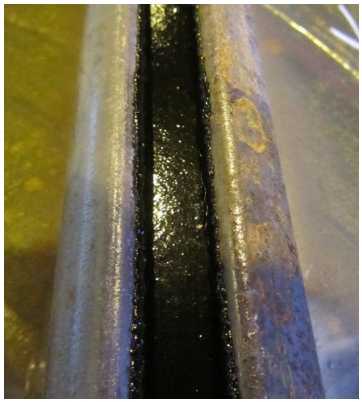


Figure 13. RF interlock profile filled with bitumen sealant at the mill

3.4.3 Declutching detector

Watertightness of the interlocks can only be achieved if the interlocks are intact and male and female profiles are connected to each other. The machinery used for drilling of the piles is usually quite big and it might be impossible to notice if interlock sections will detach. Therefore a declutching detector suitable to be used with RD pile wall was tested.

De-clutching detector is based on magnets and a HAL sensor. Magnets are installed to RM interlock profile and the HAL sensor to the bottom of the RF interlock. Installed magnet and HAL sensor are shown in Figure 14.



Figure 14. Magnet and HAL sensor of the declutching detector

3.4.4 Watertightness of RD pile wall in bedrock contact

Beside the interlocks the water leakage can occur also through the annulus between pile toe and the bedrock. This leakage route can be blocked with grouting. Easiest way to make this grouting is via the injection channel integrated to RF interlock profile.

Watertightness of grouting has been tested in same test arrangement as the stiffness of the pile toe described in section 3.5. The test was performed from inside of the pile pipe to the ground. In test the water permeability of the drill cuttings in annulus without grouting was comparable to that of dense sand. Also the water permeability of the grouted piles was very close to zero and below the leakage through the bedrock. [MIETTINEN, 2013.]

3.5 Stiffness of RD pile wall in bedrock contact

The bending moment distribution in a retaining wall depends on the stiffness of the lower end of the wall. When the lower end of the retaining wall is rigid, the moment distribution in the wall is more economical and also the amount of support levels can be minimized. A series of installation, grouting and load tests were made to study the effect of drill depth and grouting to the stiffness. [MIETTINEN, 2013.]

In field tests drill depth in to the bedrock and the grouting methods were varied. Piles were loaded laterally to see the stiffness of the connection between the pile and the bedrock. Loading arrangement of a test pile is shown in Figure 15.



Figure 15. Loading arrangement of a test pile [MIETTINEN, 2013]

Equal arrangement was also modeled with ANSYS 3D FEM program. 3D model and real load test results showed rather small differences [MIETTINEN, 2013]. 3D FEM was used to widen the test results for other pile sizes. Based on these load tests and simulations easy to use graphs were made for designers. Graphs can be used to evaluate the stiffness of pile toe in bedrock contact. The graphs are shown in Figures 16 and 17.

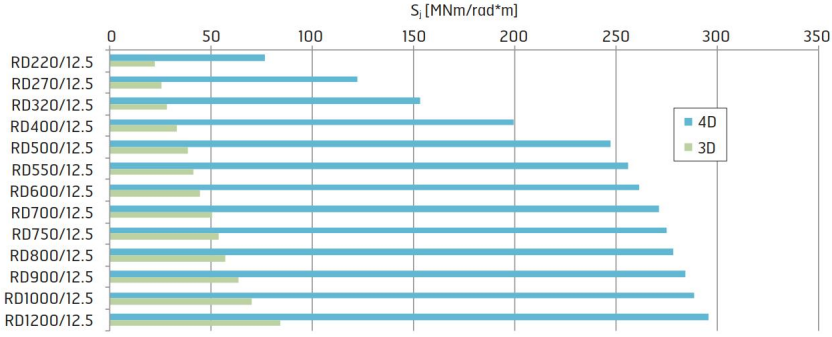


Figure 16. Stiffness of RD pile wall. Pile sizes RD220/12.5 … RD1200/12.5, RM/RF interlocks. Nominal strength of concrete grouting C20/25 [SSAB, 2016]

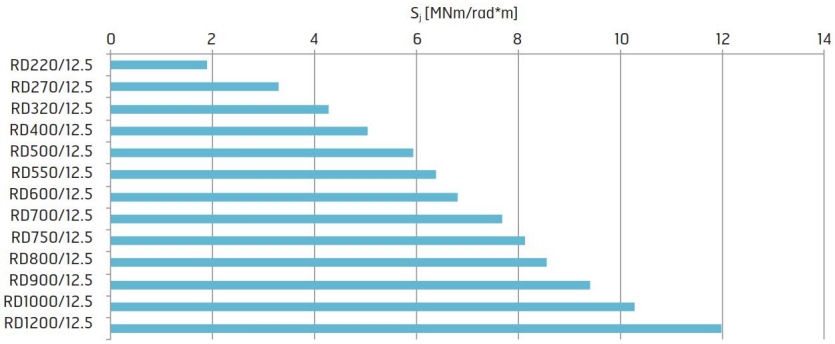


Figure 17. Stiffness of non-grouted RD pile wall. Pile sizes RD220/12.5 … RD1200/12.5, RM/RF interlocks. Embedment length 3 x D into integral bedrock [SSAB, 2016]

4 Case studies

RD pile wall has been used in almost 100 projects so far. Most of the projects have been in Nordic countries, but RD pile walls have also been done in United Kingdom and in New Zealand.

Largest single project so far has been Pasila Tripla in Helsinki, Finland. The RD pile wall in Pasila Tripla consisted of totally 820 piles of which 760 pcs were RD700/14.2 pile size and 60 pcs were RD400/12.5 pile size. Total amount includes 4350 tons of steel and 35 km of interlock welding. The steel grade of all the piles was S440J2H. [MARA, 2017.] Northern wall of Pasila Tripla is shown in Figure 18.

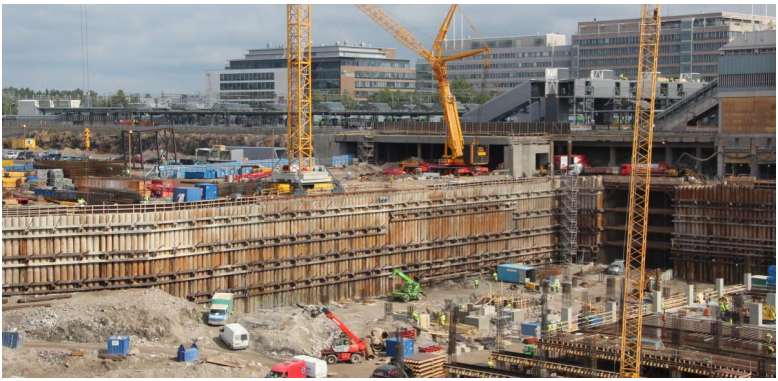


Figure 18. Northern RD pile wall of Pasila Tripla [MARA, 2017]

All RD700/14.2 piles were delivered to site in desired length without need for splice welding on site. The lengths of the piles were up to 33.5 m. Delivery of long pile pipes is shown in Figure 17. Up to 26 m long RD400/12.5 piles were drilled at limited space and those were delivered as 4 m long elements. Splicing was done by welding on site. Splice welding of pile pipe with interlocks is slow. In some piles this resulted with problems since the down-the-hole hammer was filled with soil material during welding and got stuck. Lifting of hammer was required to clean it and make it function again.



Figure 17. Delivery of 33.5 m long pile pipes to site [MARA, 2017]

Bottom area of the Pasila Tripla excavation was about 2.3 ha. Excavation depth was 21 m and the groundwater pressure behind the wall was 17 m. Water permeability requirement for the whole excavation was only 60 l/min. [TYYNELÄ, 2016.] This requirement set high standards for the watertightness of the interlocks and for the pile toe. All the interlocks were filled with bitumen sealant at the mill. Final watertightness was achieved with a steel plate welded in front of the interlock [TYYNELÄ, 2016]. This is needed because of the service life of all structures in Pasila Tripla was set to 200 years. During excavation the interlocks showed no problems with watertightness. The watertightness of the bottom of the wall was more difficult to achieve, even though also curtain injection of the bedrock was used. The bedrock had some fracture zones and those needed extra care for grouting and injection.

5 Conclusions

Experiences from several projects and from tests have showed RD pile wall is a reliable solution for retaining wall in difficult soil conditions. Wide co-operation and sharing of in-

formation between the pipe pile manufacturer, manufacturers of the drilling system components, piling contractors and designers has made successful development of the retaining wall solution possible. Drilling as an installation method enables penetration through hard and thick fill layers and also through possible obstacles in ground. Also the ability to install a retaining wall in to the bedrock and thus provide good lateral support for the lower end of the wall is a huge advantage of the system.

Installation of the RD pile wall is more expensive than that of ordinary sheet pile wall. In situations where embedding of a sheet pile wall is very difficult or even impossible, RD pile wall is at its best. This can also be seen from the projects where RD pile wall has been used. The installation speed is almost independent of soil conditions, which means that the installation time can be estimated quite accurately. The installation speed is many times that of a secant pile wall.

References

Uotinen, V-M.; Jokiniemi, H.; RD pile wall – A new way to build micropile retaining wall structures, *11th International Workshop on Micropiles, 03.-06.10.2012 Milan, International Society for Micropiles, 2012*

Miettinen, L-V.; The rotational stiffness and watertightness of RD pile walls in the bedrock and pile interface*, Master of Science Thesis, Faculty of Business and Built Environment, Tampere University of Technology, 2013*

Rantala, J; Load resistance of the RM-RF and E21 interlocks, *Test report and analysis, 13.03.2014 Hämeenlinna, SSAB, 2014*

Haavisto, J; Friction tests on Ruukki building products (infra) RM/RF interlock sections of RD pile wall*, Research report No. TRT/2321/2014, August 13th 2014, Tampere University of Technology, 2014*

Haavisto, J; Water-tightness tests on RM/RF interlock of RD pile wall*, Research report No. TRT/2327/2014, September 24th 2014, Tampere University of Technology, 2014*

Haavisto, J; Water-tightness tests on RM/RF interlocks of RD pile wall with different sealant thicknesses*, Research report No. TRT/2373/2015, October 26th 2015, Tampere University of Technology, 2015*

Tyynelä, P; Case Tripla suunnittelijan näkökulmasta*, Presentation at Finnish Steel Pile Day, 21st January 2016, Helsinki, 2016 (in Finnish)*

RD pile wall, Design and Installation Manual, *Downloadable from www.ssab.com/infra, SSAB, 2016*

Mara, J; Pasila Tripla paalutoimittajan näkökulma, *Presentation at Finnish Steel Pile Day, 19th January 2017, Helsinki, 2017 (in Finnish)*

Autoren

M.Sc. Antti Perälä antti.perala@ssab.com

SSAB Europe Oy www.ssab.com
Harvialantie 420, 13300 Hämeenlinna, Finland Tel.: +358 50 420 1741



Proven
retaining wall
solution for difficult
ground conditions in urban
environments

RD® pile wall

SSAB has delivered close to 100 RD pile walls since the launch in 2010. Fast and reliable installation and excellent water tightness has resulted in successful customer projects.

PASILA TRIPLA, FINLAND

Watertight RD® pile wall – best solution to surround 640 000 m³ excavation for a car park thanks to speed and accuracy

- Close to 4 200 tons of piles, totally 13 500 m² of RD pile wall
- Over 130 on-time deliveries to the site in less than 6 months
- 754 pcs RD700/14.2 and 60 pcs RD400/12.5
- Longest piles 33,5 m delivered in one piece
- SSAB's high-strength steel grade S440J2H
- 14 km of casing tubes for anchors

RD pile wall is based on RD piles and interlocking sections attached by welding at the mill. RD piles are made of SSAB steel in the Nordics.

Reliable partner – strongly involved
SSAB is one of the leading suppliers of steel infrastructure products in Europe. SSAB's extensive range of infrastructure construction products consists of steel pipe piles and retaining walls for foundations and harbor structures. The company offers also safety barriers systems, trapezoidal sections for bridge girders, a range of steel pipe products for water mains and expandable rock bolts for underground mine and tunnel roof reinforcement.

www.ssab.com/infra

SSAB

Auslegung und Umsetzung großmaßstäblicher Versuche zum Tragverhalten von Monopiles

Severin Spill[1], Martin Kohlmeier[1], Stefan Maretzki[2], Jan Dührkop[2], Maik Wefer[1]

[1]Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES, Hannover

[2]Ramboll IMS, Hamburg

1 Einleitung

Offshore-Monopiles stellen die am häufigsten gewählte Gründungsvariante für Offshore-Windenergieanlagen im nordeuropäischen Raum dar. Studien zeigen, dass diese auch für die kommende Generation von Windenergieanlagen mit Nennleistungen von beispielsweise 7,5 Megawatt und für Gewässer tiefer als 30 Meter eine wirtschaftliche Lösung darstellen können [WILLECKE UND FISCHER, 2013]. Dies erfordert jedoch eine Vergrößerung des Pfahldurchmessers. Da das Verformungsverhalten von Monopiles von ihren Abmessungen abhängig ist und die bisher genutzten Entwurfsverfahren auf Untersuchungen zu Systemen mit vergleichsweise kleinen Durchmessern basieren (D<0,61), sind diese gemäß Offshore-Richtlinien ohne vorherige Kalibrierungsmaßnahmen für Monopiles nicht ohne weiteres anwendbar [DNV, 2016]. Die sich hieraus ergebenden Unsicherheiten werden häufig durch ein konservatives Design kompensiert, was zu schweren und dementsprechend teuren Strukturen führt. Die in diesem Beitrag vorgestellten Arbeiten sind im Rahmen des vom BMWi geförderten Verbundforschungsprojekts „Towards an Advanced Design of Large Monopiles“ (TANDEM) durchgeführt worden. In diesem sollen Erkenntnisse gewonnen und entwickelt werden, die die Unsicherheiten beim Designprozess für Monopiles mit großen Durchmessern reduzieren, wodurch Ressourcen sowohl bei Produktion als auch bei Transport und Installation eingespart werden können.

Dazu führt das Fraunhofer IWES gemeinsam mit den Verbundpartnern RAMBOLL IMS und der Leibniz Universität Hannover großmaßstäbliche Modellversuche in der Grundbauversuchsgrube des Testzentrum Tragstrukturen Hannover (TTH) durch. Hierbei sollen in zwei Versuchsphasen Untersuchungen zu XL-Monopiles im Maßstab 1:10 durchgeführt werden. Die auf Basis eines gewählten Referenzpfahls skalierten Modellpfähle haben einen Durchmesser von 0,61 m bis 1,22 m.

Die Versuchsphase 1 untersucht den Durchmessereffekt und soll weiteren Aufschluss darüber ergeben, inwieweit die derzeit gängigen Verfahren zur Beschreibung des lateralen Pfahltragverhaltens, insbesondere die p-y-Methode, für Pfähle mit großen Durchmessern gültig sind. In der zweiten Versuchsphase liegt der Fokus auf der Analyse möglicher Auswirkungen zum Installationsverfahren, hier Vibrationsrammung und Schlagrammung, auf das laterale Tragverhalten der Versuchspfähle. Um präzise Aussagen zum Tragverhalten der Testpfähle treffen zu können, soll das Last-Verschiebungsverhalten und die Pfahlbiegelinie mittels Distanzmessungen am Pfahlkopf sowie Neigungs- und Dehnungsmessungen entlang des Pfahls während der Versuche erfasst werden.

In diesem Beitrag werden der Versuchsaufbau und die Umsetzung der ersten Versuchsphase „Untersuchungen zum Durchmessereffekt“ vorgestellt sowie der Entwurfsprozess beschrieben. Weiterhin werden erste Messdaten präsentiert.

2 Versuchsentwurf

2.1 Versuchsbeschreibung

Im Rahmen des Forschungsprojekts TANDEM wurde durch RAMBOLL IMS und IWES eine Monopile-Gründung für eine 7,5-MW-Windenergieanlage in der deutschen Nordsee ausgelegt. Im weiteren Projektverlauf wurde hierauf aufbauend und auf einer Vorstudie zum Modelldesign eine Modellfamilie für unterschiedliche Pfahldurchmesser (0,61 m, 0,914 m und 1,22 m) ausgelegt und in der Grundbauversuchsgrube (GBVG) des Testzentrum Tragstrukturen Hannover (TTH) getestet. Charakteristisch sollten dabei ähnliche dimensionslose Biegelinienverläufe sowohl für die Versuchspfähle als auch für den Referenzpfahl sein, um eine Untersuchung hinsichtlich etwaiger Skalierungseffekte und der Anwendbarkeit der p-y-Methode nach DIN EN 19902 [DIN EN 19902, 2014] für große Pfahldurchmesser zu ermöglichen.

2.2 Referenzpfahl

Für die Monopile-Gründung wurde ein Standort in der Deutschen Nordsee gewählt. Die Turbinenlasten wurden vom Fraunhofer IWES ermittelt und repräsentierten eine Turbine der 7,5 MW klasse. Die Berechnungen ergaben für den Referenzpfahl einen Pfahldurchmesser von 8 m und eine Pfahleinbindelänge von 32,0 m. Dabei variierte die Wandstärke zwischen 70 mm und 90 mm. Für die Skalierung wurden die Beanspruchungen aus Wind

und Welle als resultierende aller Horizontallasten ermittelt und ein konstanter Hebelarm als Quotient aus Moment und Horizontalkraft vereinfachend angenommen. In Tabelle 1 sind alle weiteren Eingangsparameter zur Ermittlung der normierten Referenzbiegelinie und Referenzverdrehung nach DIN EN 19902 aufgeführt.

2.3 Design der Modellpfähle

Eine Möglichkeit Pfähle perfekt zu skalieren bilden sogenannte Ähnlichkeitstheoreme (siehe hierzu bspw. [WOOD, 2004], [DÜHRKOP, 2009]). Diese auf physikalischen Größen basierenden dimensionslosen Werte stellen eine Relation zwischen Realstruktur und Versuchsobjekt unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingung und Belastungen dar. Während des Dimensionierungsprozesses zeigte sich, dass bei perfekter Skalierung das zuvor beschriebene Ziel erreicht wird, jedoch der Versuch aufgrund zu kleiner Wandstärken (t = 1,75 mm) nicht realisierbar gewesen wäre. Weitere Studien zeigten, dass eine reine geometrische Skalierung das Lastverformungsverhalten zu steif abbildet, da die Pfahlbiegesteifigkeit unberücksichtigt bleibt. Eine Berücksichtigung der Beziehung von Pfahlbiegesteifigkeit und Bodensteifigkeit unter Berücksichtigung des Verhältnisses von Hebelarm zu Einbindelänge ergab hingegen bessere Übereinstimmungen, sodass folgende drei Kriterien als Dimensionierungsansatz gewählt wurden:

$$C_1 = L_L/L_{E,neu} \quad (1)$$

$$C_2 = u/L_L \quad (2)$$

$$C_3 = h/L \quad (3)$$

Darin beschreibt das erste Kriterium das Verhältnis von Einbindelänge zu L_L einer neudefinierten elastischen Pfahllänge $L_{E,neu}$. Dies ist die Pfahllänge, bei der im Designverlauf eine Pfahlverlängerung um ein Viertel des Pfahldurchmessers eine Reduktion der Pfahlkopfverformung um weniger als D/2000 bewirkt. Ergänzt wird dies durch die Vorgabe gleicher auf die Pfahleinbindelänge L_L normierter Verschiebungen u am Pfahlkopf (C_2) und durch die Einhaltungen des Verhältnisses von Hebelarm h zur Einbindelänge L_L (C_3), wodurch das Verhältnis von Moment und Horizontalkraft berücksichtigt wird. Weitere Erläuterungen für den Skalierungsprozess können [SPILL ET AL., 2017] entnommen werden.

Für den finalen Designprozess wurden die erforderlichen Bodenparameter aus älteren Forschungsprojekten ([FOGLIA ET AL., 2016], [SPILL ET AL., 2016]) abgeleitet. Es wurde an-

genommen, dass sich bei unverändertem Sandeinbauverfahren die Bodenparameter nicht wesentlich ändern, sodass u.a. der Reibungswinkel φ‘ aus den dort durchgeführten CPT-Untersuchungen abgeleitet wurde. Diese und alle weiteren für den Designprozess erforderlichen Parametern sind in Tabelle 1 für die gewählten Versuchspfähle D1220, D914 und D610 dargestellt. Die Abbildung 1 zeigt, dass sich mit dem gewählten Berechnungsansatz nach DIN EN 19902 [DIN EN 19902, 2014] für alle drei Pfahldurchmesser ähnliche dimensionslose Biegelinien- und Verdrehungsverläufe ergeben haben. Schließlich wurde die Pfahlgesamtlänge L_P der Modellpfähle aus konstruktiven Gründen um 70 cm erhöht. Um eine Einleitung der horizontalen Lasten in Höhe des berechneten Hebelarms *h* zu ermöglichen, wurde für die Versuche ein Turm mit Querschnittsabmessungen des zugehörigen Pfahls und der Länge h_t (siehe Tabelle 1) vorgesehen.

Tabelle 1: Parameter für das finale Versuchsdesign

	Einheit	Ref. Pfahl	Pfahl D1220	Pfahl D914	Pfahl D610
Material: Stahl	-	S355	S355	S355	S355
Pfahldurchmesser *D*	m	8,0	1,22	0,914	0,61
Wandstärke *t*	m	0,070-0,090	0,010	0,008	0,0063
Pfahleinbindelänge L_L	m	32,00	7,50	6,15	4,70
Hebelarm *h*	m	32,88	7,20	5,90	4,50
Pfahllänge L_p	m	32,00	8,20	6,85	5,40
Turmhöhe h_t	m	32,88	7,20	5,90	3,80
Horizontalkraft *H*	kN	25.410	215	109	43,5
Moment *M*	kNm	836.700	1.548	643	196
Bodenwichte *γ*	kN/m³	10-11	10,2	10,2	10,2
Reibungswinkel *φ’*	°	35-40	33,6-38,6	33,6-38,6	33,6-38,6
$L_L/L_{E,neu}$	-	0,89	0,88	0,89	0,91
u/L_L	-	s. Abb. 1	s. Abb. 1	s. Abb. 1	s. Abb. 1
h/L_L	-	1,03	0,96	0,96	0,96
L_L/D	-	4,00	5,74	6,73	7,70
D/t	-	88-114	122	114	96,8

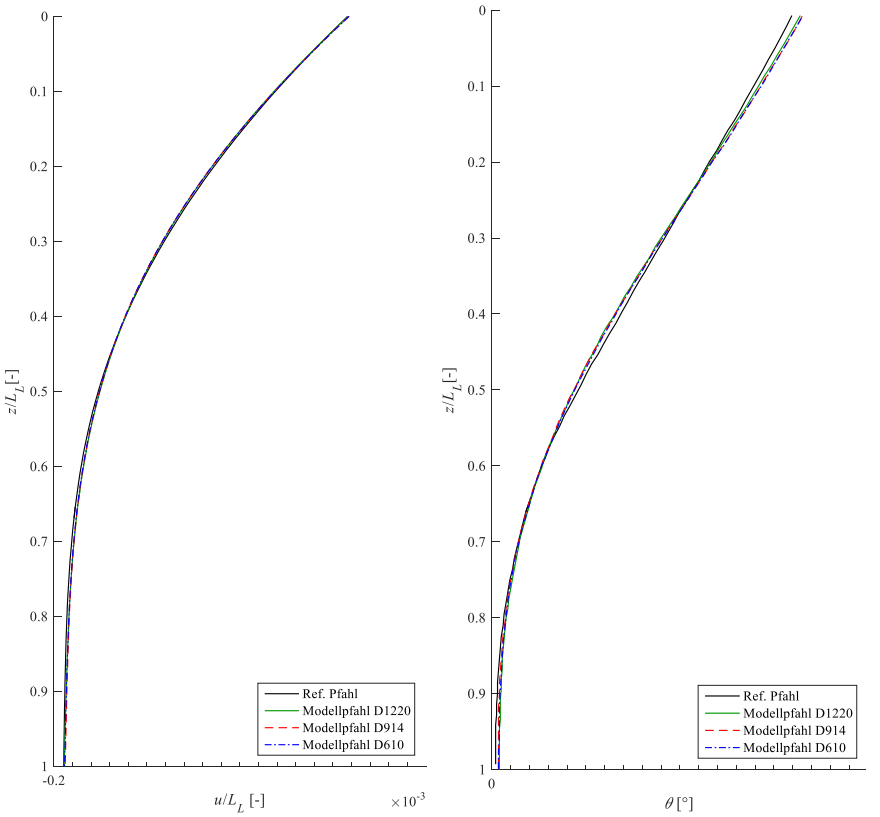


Abbildung 1: Vergleich der dimensionslosen Biegelinienverläufe (rechts) und Verdrehungsverläufe (links) zwischen Modellpfählen und Referenzpfahl

2.4 Pfahlpositionierung

Die Versuchspfähle sollten so in der GBVG angeordnet werden, dass eine Beeinflussung der Versuche sowohl durch Interaktion zwischen den Versuchspfählen als auch zwischen Versuchspfahl und Grubenwand vermieden wird. Hierzu sind in der Literatur unterschiedliche Angaben zu finden. Der Arbeitskreis Pfähle empfiehlt bei horizontal belasteten Pfahlgruppe einen Pfahlachsen Abstand von 6·*D* in Lastrichtung und 3·*D* quer hierzu [EA-PFÄHLE, 2012]. Im VIBRO-Projekt [HERWIG, GATTERMANN, 2014] wurde zwischen zwei gegeneinander gezogenen Pfählen ein Achsabstand von 7·*D* gewählt. [TASAN, 2011] hat

für seine Versuche Abstände von 4·*D* und 2,5·*D* angenommen. Auf Basis der oben genannten Angaben und einer zusätzlich durchgeführten numerischen Vorstudie mit dem Finite-Elemente-Programm [ABAQUS, 2014] erwies sich ein Einflussbereich von 3,5·*D* in Lastrichtung mal 1,5·*D* in Querrichtung als ausreichend (siehe die Anordnung der Messpunkte in Abbildung 3). Für die Berechnungen wurde das Materialmodell Mohr-Coulomb für den Sand gewählt, die Parameter aus Tabelle 1 verwendet und wie bereits erwähnt CPT-Daten aus vorigen Grubenfüllungen. Die in Abbildung 2 dargestellten Verschiebungen zeigen, dass für den Pfahl D610 bei einer maximalen Belastung von 130 kN und hieraus resultierenden Pfahlkopfverschiebungen von größer 1/10 *D*, die Verschiebungen außerhalb dieses Bereichs kleiner als 5% der Gesamtpfahlkopfverschiebung sind. Die Pfähle sind entsprechend Abbildung 3 angeordnet worden.

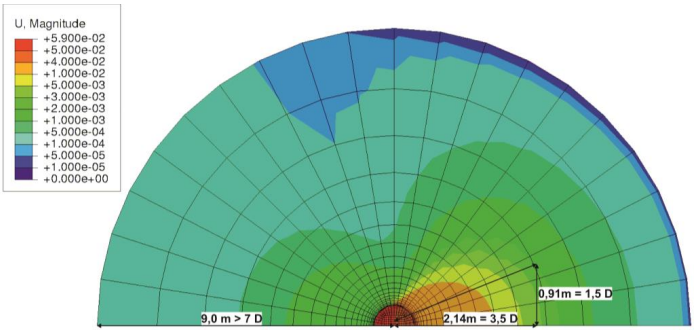


Abbildung 2: Darstellung der numerisch ermittelten Verschiebungen für Pfahl D610

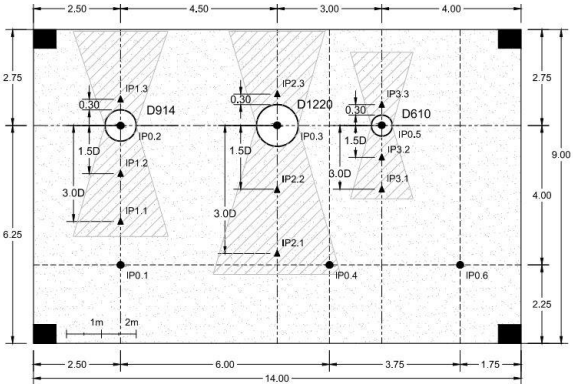


Abbildung 3: Anordnung der Pfähle und CPT-Punkte (IP0.1-IP3.3)

3 Versuchsdurchführung

3.1 Messtechnische Begleitung

Die messtechnische Begleitung der Versuchsphase „Untersuchungen zum Durchmessereffekt“ gliederte sich in die Erfassung des Pfahlverformungsverhaltens während der Belastungsversuche und in die zuvor durchgeführte bodenmechanische Charakterisierung vor und nach der Installation, mit dem Ziel mögliche Auswirkungen der Schlagrammung quantifizieren zu können.

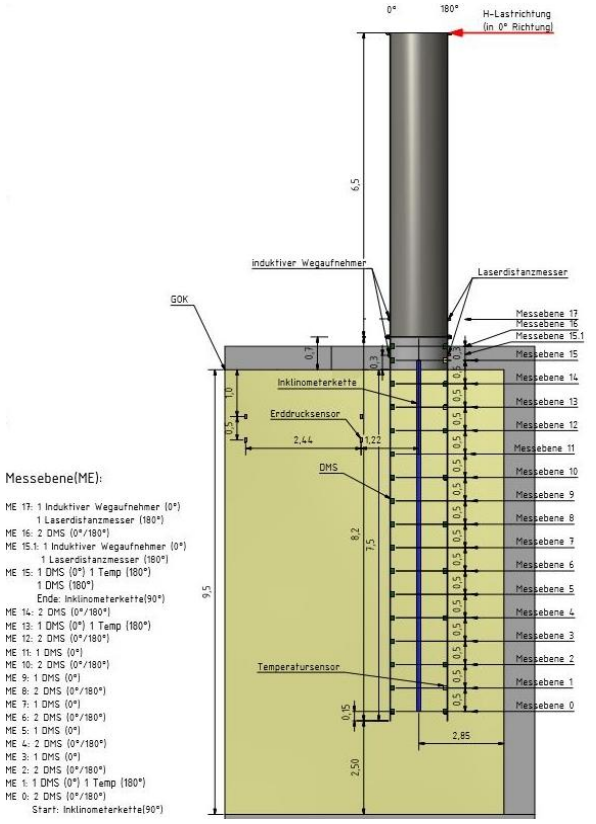


Abbildung 4: Messstellenplan exemplarisch für den Pfahl D1220

Der Arbeitskreis Pfähle empfiehlt für die vollständige Analyse des Pfahlverformungsverhaltens die Erfassung des Lastverschiebungsverhaltens am Pfahlkopf und der Pfahlbiegelinie während des Versuchs [EA-PFÄHLE, 2012]. Hierzu wurden im Inneren am Pfahlmantel Dehnungsmessstreifen (DMS) in Lastrichtung alle 0,5 m und 180° dazu alle Meter appliziert. Zusätzlich wurde 90° hierzu versetzt ein geschlossenes Schutzrohr (D = 100 mm) entlang des Pfahls angeordnet. Hierin wurde eine Inklinometerkette (Kettengliedlänge = 0,5 m) eingebaut, um mittels gemessener Neigungsänderungen die Pfahlbiegelinie zu rekonstruieren. Das Last-Verschiebungsverhalten wurde durch vier Wegaufnehmer, verteilt auf 2 Ebenen, im Bereich des Pfahlkopfs auf der Druck- und Zugseite sowie an der Lasteinleitungsstelle durch die Kraft- und Wegmessung des Hydraulikzylinders erfasst. In Abbildung 4 ist die Gesamtanordnung der Pfahlmesstechnik während des Versuchs beispielhaft für den Pfahl D1220 dargestellt.

Den zweiten Teil der messtechnischen Versuchsbegleitung bildete die Bodencharakterisierung, um Bodenparameter abzuleiten und Einflüsse aus der Schlagrammung zu erfassen. Hierzu wurden CPT-Untersuchungen an zuvor festgelegten Inspektionspunkten (IP) vor und nach der Pfahlinstallation durchgeführt (siehe Abbildung 3). Die Referenzmessungen wurden eine Woche nach dem Sandeinbau im späteren Pfahlmittelpunkt (IP0.2, IP0.3 und IP0.5) und auf der gegenüberliegenden Seite der GBVG (IP0.1, IP0.4 und IP0.6) durchgeführt. Die zweite CPT-Kampagne wurde fünf Wochen später bzw. eine Woche nach der letzten Pfahlinstallation durchgeführt. Um den Einfluss des Installationsverfahrens zu untersuchen, wurde diese im Pfahlnahbereich in 30 cm Abstand (IP1.3, IP2.3 und IP3.3) zum Pfahlmantel sowie in 1,5·D (IP1.2, IP2.2 und IP 3.2) und 3·D (IP1.1, IP2.1 und IP3.1) Abstand zur Pfahlachse durchgeführt.

3.2 Herstellung der Versuchsumgebung und des Versuchsaufbaus

Der Aufbau des Versuchsbodens über die Höhe ist zweigeteilt. Die erste Schicht bildet eine etwa 60 cm hohe Drainagekiesschicht mit Drainagerohren, die die Grube von unten nach oben mit Wasser füllen können. Die darüber liegende Schicht besteht aus dem eigentlichen Versuchsboden „Rohsand 3152“, einen eng gestuften Mittelsand (siehe auch [FOGLIA ET AL., 2016] oder [SPILL ET AL., 2016]). Dieser wurde in Lagen zu 30 cm eingebaut und anschließend mit Rüttelplatten auf ungefähr 25 cm verdichtet. Das Ziel hierbei war in Anlehnung an Böden der Deutschen Nordsee, eine über die Fläche homogene mitteldichte bis dichte Lagerung (D>0,5) herzustellen. Begleitend wurden je Lage Ausstechzylinder

entnommen und ausgewertet. Abbildung 6 zeigt, dass mit einer Lagerungsdichte größer 0,5 und mit einem Variationskoeffizienten von maximal 3,5% beide Ziele erreicht wurden (siehe Abb. 5).

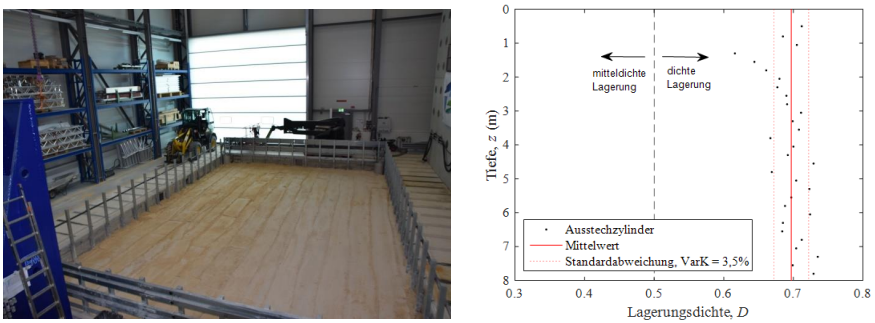


Abbildung 5: Eingebauter Boden (links) und Ergebnisse der Ausstechzylinder (links)

Nach Erreichen der finalen Einbauhöhe von 9,50 m (siehe Abb. 5), wurde der Wasserspiegel bis an die Geländeoberkante angehoben. Im Anschluss an die durchgeführten CPT-Referenzuntersuchungen wurden die Pfähle schlagend gerammt installiert. Um für den statischen Versuch gleiche Pfahlstandzeiten zu gewährleisten, wurden diese in Abständen von 8 Tagen durchgeführt. Zunächst wurde der Pfahl mit einem Portalkran in einer Pfahlführungskonstruktion positioniert und vertikal ausgerichtet. Zum Schutz des Pfahlkopfes wurde dieser mit einer Rammplatte (t = 100 mm) befestigt. Auf diese wurde im Anschluss ein Schnellschlagrammbär SB 270 der Firma Menck aufgesetzt und gegen seitliches Verschieben mittels Winkelprofilen gesichert. Bodenverschiebungsmessungen im Pfahl ergaben für die Pfähle D1220 und D914 keine Pfropfenbildung. Bei Pfahl D610 wurde eine Setzung von ungefähr 10 cm gemessen, die auf eine sehr leichte Pfropfenbildung schließen lässt. Das Verhältnis von Pfropfenlänge zu Einbindelänge liegt damit bei 0,02 und es wird vereinfachend für alle Pfähle keine Pfropfenbildung angenommen.

Nach Abschluss der Rammarbeiten wurde der finale Versuchsaufbau fertiggestellt. Hierzu wurde zunächst die Inklinometerkette im Pfahl installiert und anschließend der Turm mit der Lasteinleitungsplatte auf dem Pfahl verschraubt. Als Lasteinleitung wurde ein zwischen Lasteinleitungsplatte und Stütze verschraubter 500 kN Hydraulikzylinder gewählt. Um die Lasten in die Spannwand abzuleiten, wurden die Stütze in 3 m Höhe an den Ankerpunkten der Spannwand und in den Schienen des Hallenbodens fixiert. Um eine Beein-

flussung der Messwerte während des Versuchs zu vermeiden, wurden die Wegaufnehmer an einer Bühnenkonstruktion befestigt. Abbildung 6 stellt den zuvor beschriebenen Gesamtversuchsaufbau exemplarisch für den Pfahl D1220 dar.

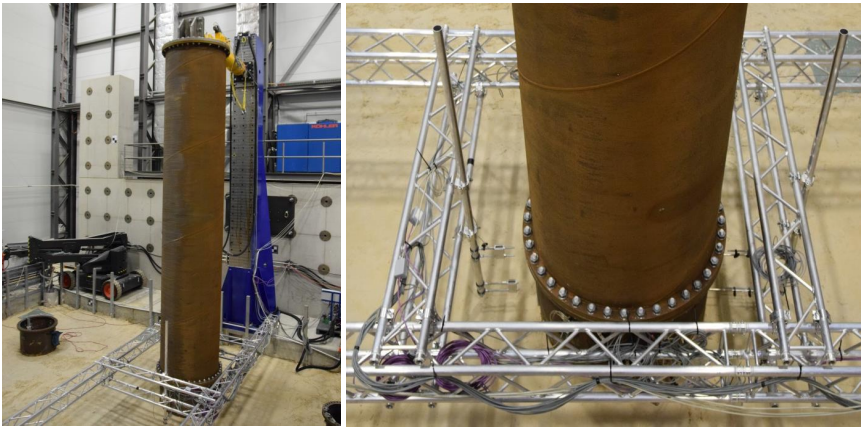


Abbildung 6: Finaler Versuchsaufbau für den Pfahl D1220 (links), mit Stützenkonstruktion und mit Messsensorik (rechts)

3.3 Versuchsablauf

Die statischen Tests für die Versuchsreihe „Untersuchungen zum Durchmessereffekt“ wurden zweieinhalb Wochen nach der Installation des letzten Pfahls durchgeführt. Um vergleichbare Standzeiten zu gewährleisten, wurden die Tests in Abständen von 8 Tagen durchgeführt. Abbildung 7 stellt den Belastungsverlauf für alle drei Versuchspfähle dar.

Dieser ist in drei statische Lastpyramiden aufgeteilt. Die zweite Pyramide stellt die skalierte Belastung dar (siehe Tabelle 1). Die erste Lastpyramide soll mit 1/3 der skalierten Belastung den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wiedergeben. Bei der abschließenden Lastpyramide soll der Pfahl bis zu einem vordefinierten Versagenskriterium beansprucht werden. Während dieses für Pfahl D610 ein Versagen des Bodenkörpers vorsah, wurde für Pfahl D914 und Pfahl D1220 das Erreichen der Streckgrenze des Pfahls bzw. das Versagen der Schrauben im Flansch prognostiziert. Die dargestellten Laststufen und Haltezeiten wurden in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle gewählt [EA-PFÄHLE, 2012].

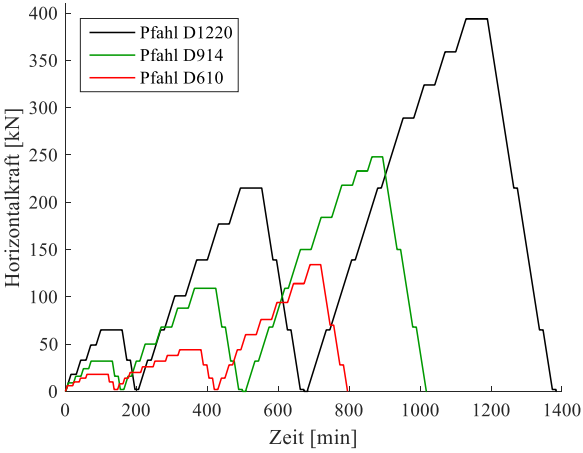


Abbildung 7: Versuchsablauf der Testphase „Untersuchungen zum Durchmessereffekt“

4 Versuchsergebnisse

4.1 CPT-Referenzmessung

Die CPT-Referenzmessungen wurden bis zu einer Tiefe von 8,5 m durchgeführt, um die darunter liegende Drainageschicht nicht zu beschädigen. Abbildung 8 stellt den Spitzenwiderstand q_c über die gesamte Tiefe an alle Inspektionspunkten (IP0.1-IP0.6) und den Mittelwert für diese dar. Hierbei ist zu erkennen, dass bis zu einer Tiefe von 2,0 m diese bis auf ca. 12 MPa ansteigen. Danach ist bis zu einer Tiefe von 5,5 m ein leichter Anstieg bis auf 17,6 MPa zu verzeichnen. Schließlich nehmen die Werte bis zur finalen Tiefe geringfügig bis auf ca. 15 MPa ab. Der Maximalwert wird mit 22 MPa für IP0.6 bei einer Tiefe von 5,6 m gemessen. Insgesamt gesehen scheinen die CPT-Ergebnisse ähnliche q_c Verläufe zu ergeben. Es können somit homogen über die Fläche verteilte Bodenparameter angenommen werden.

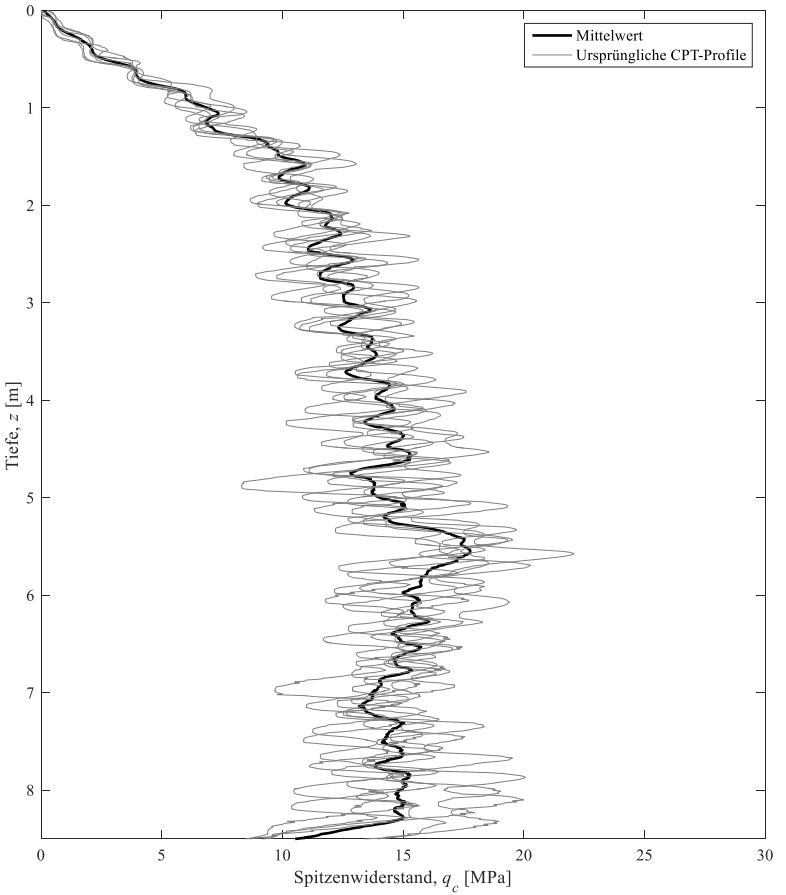


Abbildung 8: CPT Ergebnis der Referenzmessung (IP0.1-0.6)

4.2 CPT-Messung nach der Installation

Nach der Installation des Pfahls D1220 wurden an den vorher beschriebenen Punkten CPT-Untersuchungen (IP1.1-IP3.3) durchgeführt. Diese sind in den Abbildungen 9 als gemittelte q_c Werte vor der Installation und nach der Installation als Mittelwert der Messungen gleichen Pfahlabstands dargestellt. Dabei ist bei 30 cm Abstand von der Pfahlachse bis zu einer Tiefe von 1,5 m bis 4,5 m eine geringfügige Abnahme von q_c zu verzeichnen. Bei 1,5·*D* und 3,0·*D* Abstand zeigt sich ein ähnliches Verhalten, jedoch treten sporadische Abweichungen auf. Für Tiefen bis 2 m zeigen beide Profile eine Zunahme des

Spitzendrucks, während bei 30 cm das Gegenteil der Fall zu sein scheint. Hierbei sollte jedoch darauf hingewiesen werden, dass die CPT-Ergebnisse bei geringen Tiefen (< 1,5 m) aufgrund des zu geringen Überlagerungsdrucks keine verlässlichen Ergebnisse ergeben. Für Tiefen größer 4,5 m scheinen unabhängig vom Pfahlabstand bei den Verläufen kaum Einflüsse aufzutreten. Abschließend kann also festgehalten werden, dass die Pfahlinstallation augenscheinlich den Boden zu beeinflussen scheint, jedoch auf Basis der eigenen CPT-Ergebnisse nur bis zu einer Tiefe von ca. 4,5 m.

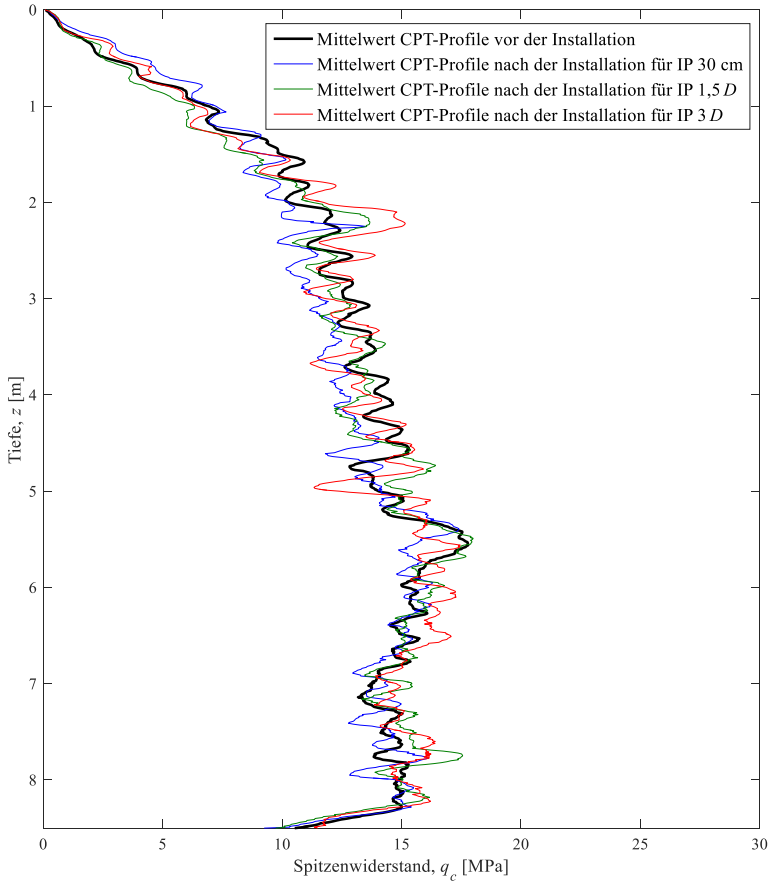


Abbildung 9: Verläufe der gemittelten CPT Ergebnisse vor der Installation (schwarz) und Vorläufe entsprechend der gemittelten CP Ergebnisse nach der Installation (rot, grün, blau)

4.3 Last-Verschiebungsverhalten

Während der gesamten Versuchsphase waren bis auf zwei Dehnungsmessstreifen bei den Pfählen D610 und D914 keine Sensorausfälle zu verzeichnen und die Versuche konnten wie beschrieben durchgeführt werden. Abbildung 2 visualisiert exemplarisch die Lastverformungskurve für den Pfahl D1220 der beiden ersten Lastpyramiden sowie die Maximalbelastung. Diese zeigt, dass bei allen Laststufen Kriechverformungen auftreten, die mit ansteigender Belastung an Bedeutung gewinnen. Während des Versuchsprogramms tritt bei der ersten Pyramide (H = 65 kN) eine maximale Verschiebung von 2,5 mm am Pfahlkopf auf, die bis auf 14,8 mm nach der zweiten Pyramide (H = 215 kN) zunimmt und schließlich nach der letzten Laststufe bis auf 45 mm weiter ansteigt. Nach der ersten Entlastungsphase betragen die irreversiblen Verschiebungen etwa 1,8 mm und vergrößern sich auf 4,5 mm nach der zweiten Entlastungsphase. Aus der Grafik lässt sich auch ableiten, dass der Wiederbelastungsverlauf ein steiferes Verformungsverhalten als die Erstbelastung aufweist. Eine Analyse des gesamten Lastverschiebungsverlaufs zeigt, dass zum Zeitpunkt der Maximalbelastung, wie prognostiziert, der globale Bruchzustand im Boden noch nicht erreicht wurde. Darüber hinaus ergibt sich unter Vernachlässigung des Kriechverhaltens bei der letzten Laststufe der zweiten Pyramide ein u/L_L Verhältnis von $1{,}84 \cdot 10^{-3}$, was dem der Vordimensionierung ähnlich ist.

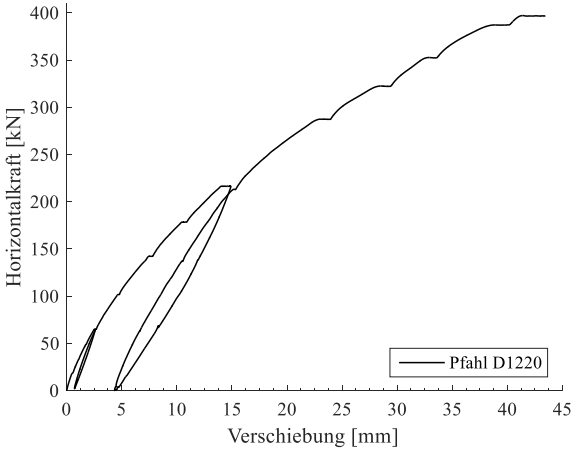


Abbildung 10: Last-Verschiebungskurve des Modellpfahls D1220

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge des vom BMWi geförderten Verbundprojekts TANDEM konnten großmaßstäbliche Versuche im Testzentrum Tragstrukturen Hannover zu gerammten Monopiles durchgeführt werden. Ziel hierbei war es, die Pfahl-Boden-Interaktion von Monopiles mit großen Pfahldurchmessern zu untersuchen. Hierzu wurde eine Pfahlmodellfamilie mit drei unterschiedlichen Pfahldurchmessern so ausgelegt, dass sie einem Referenzpfahl in der Deutschen Nordsee mit 8 m Durchmessern im Biegeverhalten ähnelte.

In diesem Beitrag wurden der Entwurfsprozess, der Versuchsaufbau und die verwendete Messtechnik beschrieben sowie erste Messdaten präsentiert. Diese zeigten hinsichtlich der normierten Verschiebung Übereinstimmungen zwischen dem Modellpfahl D1220 und dem Referenzpfahl. Eine vorläufige Analyse der CPT-Ergebnisse zeigte eine leichte Beeinflussung des Bodens durch das Installationsverfahren, jedoch hauptsächlich in den ersten 4 m Tiefe.

Nachdem die Versuchsergebnisse der ersten Versuchsphase ausgewertet sind, werden Versuche zu unterschiedlichen Installationsverfahren durchgeführt. Dort sollen die Auswirkungen des Einbringverfahrens auf das laterale Tragverhalten von gerammten und vibrierten Modellpfählen untersucht werden. Zudem sind Finite Elemente Studien und die Entwicklung und Verifizierung von praxistauglichen Bemessungsverfahren geplant.

6 Danksagung

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

Literatur

ABAQUS; *6.14 User's Manual*. Simulia, Providence, USA, 2014

DNV-OS-J101; 2016

DIN EN 19902; *Erdöl und Erdgasindustrie – Gründungen Stahlplattformen,* 2014

Dührkop, J.; *Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand,* Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Universität Hamburg Harburg, 32, 2009

EA-Pfähle 2012; Empfehlungen des Arbeitskreises 'Pfähle', Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst&Sohn Verlag, 2. Auflage 2012

Foglia, A.; Kohlmeier, M.; Wefer, M.; Physical modeling and numerical analysis of vibro-driven piles with evaluation of their applicability or offshore wind turbine support structures*, Proc 17th Nordic Geotechnical Meeting,* Reykjavik, NGM, 557-566, 2016

Herwig, V.; Gattermann, J.; VIBRO-Project Vergleich der lateralen Tragfähigkeit von vibrierten und geschlagenen Stahlpfählen in sandigen Böden, *Pfahl-Symposium 2015*, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig, 99, 251–265, 2015

Spill, S.; Kohlmeier, M.; Kraemer, P.; Friedmann, H.; Messtechnische und numerische Untersuchungen an einvibrierten, lateral beanspruchten Stahlrohrpfählen, *Messen in der Geotechnik*, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig, 101, 291–308, 2016

Spill, S.; Kohlmeier, M.; Maretzki, S.; Dührkop, J.; Wefer, M.; Design of large-scale tests investigating the lateral load-bearing behavior of monopiles, *Proc 27th Int. Offshore and Polar Eng. Conf.*, San Francisco, 2017 (Abstract aktzeptiert)

Willecke, A.; Fischer, T.; Large monopiles for offshore wind farms in the German North Sea, *Proc Conf on Maritime Energy*, Hamburg, 2013

Wood, D. M.; *Geotechnical modelling*, Spon and Press, London und New York, 2004

Tasan, H. E.; *Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen*, Dissertation, TU Berlin Fakultät VI-Planen Bauen Umwelt, 19. Auflage, Berlin, D83, 2011

Autoren

Severin Spill, M. Sc. severin.spill@iwes.fraunhofer.de
Dr.-Ing. Martin Kohlmeier martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de
Dr.-Ing. Maik Wefer maik.wefer@iwes.fraunhofer.de

Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES www.iwes.fraunhofer.de
Merkurstr. 13, 30419 Hannover Tel.: +49 511 762-17670

Dipl.-Ing. Stefan Maretzki stefan.maretzki@ramboll.com
Dr.-Ing. Jan Dührkop jan.duehrkop@ramboll.com

Ramboll IMS www.ramboll.com/wind
Stadtdeich 7, 20097 Hamburg Tel.: +49 040 32818-0

Qualität ist unsere Verpflichtung | Schnelligkeit unser Auftrag | Erfahrung unsere Stärke.



Die Lösung.

Mit Sachverstand und Erfahrung realisieren wir Ihr Bauvorhaben, egal bei welchem Boden.

OTTO QUAST – Die Spezialisten für Pfahlgründungen.

OTTO QUAST

OTTO QUAST
Bauunternehmen Siegen
Weidenauer Straße 265
57076 Siegen
Telefon 0271 4031-233
Telefax 0271 4031-333 233
email siegen@quast.de

Ingenieurbau · Hochbau · Straßen- und Tiefbau · Bauwerterhaltung
Spezialtiefbau · Fertigelemente aus Beton: Wände · Decken · Räume
Schlüsselfertiges Bauen für Handel, Industrie und Verwaltung
Info unter: 0800 OTTO QUAST oder 0800 6886 78278

www.quast.de

ZykLaMP
Modellversuche zum Tragverhalten zyklisch belasteter Monopfähle zum optimierten Einsatz des Vibrationsrammverfahrens

Philipp Stein[1], Jörg Gattermann[1], Uwe Tzschach[2]

[1]Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig

[2]Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

1 Motivation

Zur Gründung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) kommen vorwiegend Pfahlsysteme, insbesondere Monopfähle zum Einsatz. Von den 2.653 in Europa installierten OWEA stehen 80 % auf Monopfählen. Im Jahr 2015 lag der Anteil der Monopfahlgründungen gar bei 97 % der neu errichten OWEA [EWEA, 2016]. Monopfähle werden bisher vor allem mittels Schlagrammung in den Boden eingebracht. Dieses Verfahren ist bei verschiedenen Bodenarten erprobt und es existieren Erfahrungen zur Abschätzung der Rammbarkeit sowie der Tragfähigkeit der Pfähle. Nachteilig wirken sich hingegen die bei der Rammung entstehenden Hydroschallemissionen [KOSCHINSKI & LÜDEMANN, 2013], die Vorschädigung des Pfahles und die für die Installationszeit benötigten Wetterfenster aus.

Die Vibrationsrammung als alternatives Einbringverfahren verspricht geringere Lärmpegel im Wasser [FISCHER et al., 2013] und geringere Vorschädigungen des Stahls durch kleinere Schwingungsamplituden sowie deutlich schnellere Installationszeiten [GATTERMANN et al., 2015]. Die Erfahrungen mit vibrierten Großrohrpfählen zur Gründung von OWEA sind jedoch sehr gering und beschränken sich auf einzelne Projekte sowie wenige Modellversuche. Studien zur Tragfähigkeit vibrierter Monopfähle unter offshore-typischen Randbedingungen liegen nicht vor. Das Forschungsvorhaben ZykLaMP soll diese Lücke durch vergleichende Untersuchungen gerammter und vibrierter Modellpfähle in wassergesättigtem Sand unter lateral zyklischer Belastung verkleinern. Dabei werden zur möglichen Optimierung des Vibrationsrammverfahrens die Installationsparameter variiert.

2 Einwirkungen auf OWEA

Für die Bemessung von OWEA sind laut BSH-STANDARD Konstruktion [2015] insbesondere die Einwirkungen aus Wind, Welle, Strömung, Betrieb der Turbine (Rotorschlag), Eisdruck und Schiffsanprall (planmäßig und unplanmäßig) zu berücksichtigen. Es ist von einem Betrieb der Anlagen über mindestens 20 Jahre auszugehen.

In den hier vorgestellten Versuchen sollen die Einwirkungen aus Wind, Welle und Tideströmung angesetzt werden. Die Wellenbelastung soll zyklisch über eine Vielzahl von Lastwechseln abgebildet werden, Tide und Wind werden als quasi-statische Lasten berücksichtigt.

RICHWIEN & LESNY [2004] geben Hinweise für die anzusetzenden Wellenhöhen und Tideströmungen für einen Standort mit 35 m Wassertiefe. Die daraus resultierenden Kräfte auf zylindrische Körper wie Monopfähle lassen sich nach verschiedenen Ansätzen bestimmen. Die Messdatenbank der Forschungsplattformen in Nord- und Ostsee (FINO) liefert Messwerte zu Wind und Wellengang an den FINO-Plattformen über einen längeren Zeitraum [FINO, 2013]. SCHAUMANN & BÖKER [2005] stellten bei der Auswertung dieser Daten u.a. fest, dass die Richtungen eines Großteils der Seegangsereignisse einen Sektor von etwa 90° umfassen.

Nach BSH-Standard Konstruktion [2015] ist ein Bemessungssturmereignis zu berücksichtigen, bei dem die maximale zyklische Belastung über 16 h linear aufgebaut, 3 h gehalten und wiederum über 16 h abgebaut wird. (Summe 35 h, mittlere Periodendauer T = 10 s → Zyklenzahl N = 12.600). Grundlage für die Ermittlung der Wellenbelastung auf eine OWEA ist die signifikante Wellenhöhe eines 50-jährigen Sturmereignisses H_s im Höhepunkt des Sturmereignisses. Die Wellenbelastung wird durch eine überlinear ansteigende bzw. abfallende Windlast über jeweils 17,5 h überlagert. Die Belastungen dürfen stufenweise diskretisiert werden.

Als Erfahrungswert für einen aktuellen Standort in der Nordsee kann eine signifikante Wellenhöhe mit 50-jähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit H_s von etwa 10 m und einer Wellenperiode T von 12 s bei einer Wassertiefe von knapp 40 m angenommen werden. Monopfahlgründungen für derartige Standorte haben Durchmesser von bis zu 8 m.

3 Bemessung von Monopfahl-Gründungen für OWEA

OWEA werden maßgeblich horizontal durch Einwirkungen aus Wind und Welle belastet. Vertikale Beanspruchungen aus dem Eigengewicht der Anlagen dürfen nicht vernachlässigt werden, sind i. d. R. jedoch nicht maßgebend. Die lateral angreifenden Kräfte sowie die aus dem Hebelarm gegenüber dem Meeresboden resultierenden Momente werden bei Monopfahlgründungen durch seitliche Bettung des Pfahls in den Baugrund eingeleitet. Die oberen Bodenschichten sind dabei von besonderer Bedeutung [API, 2014].

In der Laufzeit des Betriebs von OWEA sind unterschiedliche Grenzzustände zu betrachten, bei denen die Gründung versagen kann. In diesem Beitrag wird nur das geotechnische Versagen im Boden bzw. in der Boden-Bauwerk-Interaktion behandelt. Die aufgehende Struktur sowie die innere Tragfähigkeit der Gründung ist nicht Bestandteil dieses Beitrags.

Der BSH-Standard Konstruktion [BSH, 2015] formuliert Anforderungen an die Bemessung von Gründungen für OWEA. U.a. wird gefordert, folgende mögliche Effekte zu untersuchen:

- Änderung der mechanischen Eigenschaften des Bodens (Verfestigung, Entfestigung)
- Auswirkungen des Installationsprozesses (hier: Schlagen/Vibrieren)
- Einflüsse zyklischer und dynamischer Belastungen (Degradation, Liquefaction)

Zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit sind die Eingangsgrößen der Boden-Bauwerk-Interaktion zu bestimmen. Zudem ist eine Eigenfrequenzanalyse der OWEA erforderlich. Die Eigenfrequenz spielt gerade bei Monopfählen eine entscheidende Rolle und muss einen ausreichenden Abstand zu Rotorfrequenz und Blattdurchgangsfrequenz (= 3x Rotorfrequenz) aufweisen [THIELE & SIEMS, 2013].

Der BSH-Standard Konstruktion [BSH, 2015] geht explizit auf die Bemessung der Gründung bei zyklischer Belastung ein. Als Bemessungsereignis wird, wie in Kapitel 2 beschrieben, ein Sturm mit normiertem Verlauf von Windgeschwindigkeit und Wellenhöhe definiert. Die signifikante Wellenhöhe H_s, die zugehörige Wellenperiode T und weitere Belastungen aus Wind, Betrieb und Strömung werden i.d.R. standortspezifisch ermittelt. In einem iterativen Prozess werden aus den überlagerten Belastungen und der Bodenreakti-

on Belastungsspektren gebildet, die z.B. nach EA-PFÄHLE [2012] klassiert und in eine äquivalente Belastung mit entsprechender Zyklenzahl umgerechnet werden.

Mit dieser äquivalenten Belastung wird die potentielle Tragfähigkeitsreduktion unter zyklischen Lasten ermittelt und es werden die geotechnischen Nachweise unter zyklischer Belastung geführt. Hieraus ergeben sich zwei Fragen, die bisher nicht vollständig beantwortet sind:

1. Ist die dargestellte Überlagerung, Klassierung und Umrechnung und somit die Nachweisführung mit der äquivalenten Belastung zutreffend?
2. Sind die aktuellen Methoden der geotechnischen Nachweisführung für Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit für den Boden-Bauwerk-Verbund unter der äquivalenten Belastung zutreffend?

Die äußere Tragfähigkeit quer zur Achse belasteter Pfähle wird durch die maximal aufnehmbaren Spannungen im Boden begrenzt. Ein Versagen des Bodens an der Geländeoberfläche kann mit einem räumlichen Erddruckmodell beschrieben werden. In tieferen Bodenschichten versagt der Boden, indem er um den belasteten Pfahl herum fließt [REESE et al., 1974].

Die laterale Tragfähigkeit sowie das laterale Last-Verformungs-Verhalten von Monopfählen werden üblicherweise mithilfe von p-y-Kurven bestimmt. Die Bettungsreaktion des Bodens wird dabei nach einem Ansatz von WINKLER [1867] durch voneinander unabhängige Federn abgebildet. Es existieren auf Feldversuchen basierende Ansätze für die Berechnungen nichtlinearer Federkennlinien (p-y-Kurven) für verschiedene Böden, die z.T. auch zyklische Lasten berücksichtigen. Diese in der Öl- und Gasindustrie bewährten Ansätze sind jedoch hinsichtlich der größeren Pfahldurchmesser und der höheren Zyklenzahl nicht auf OWEA übertragbar [ACHMUS, 2011; PUCKER & DÜHRKOP, 2016]. So basieren die p-y-Kurven für Sand nach API [2014] auf Tests von REESE et al. [1974] sowie O'NEILL & MURCHISON [1983] und wurden an Pfählen kleiner Durchmesser ($D < 1$ m) mit geringer Zyklenzahl ($N \leq 100$) kalibriert. Neuere Ansätze für große Durchmesser [THIEKEN et al., 2015] basieren maßgeblich auf numerischen Berechnungen. Die Datenlage zur lateralen Tragfähigkeit aus Versuchen oder Messungen an OWEA ist sehr gering und bezieht sich weitestgehend auf geschlagene Pfähle.

4 Einbringverfahren für Offshore-Monopfähle

4.1 Schlagrammung

Beim Schlag- oder Impulsrammverfahren wird am Pfahlkopf ein Impuls eingeleitet, der sich als Dehnwelle in axialer Richtung nach unten ausbreitet. Die am Kopf eingeleitete Kraft F(t) wird am Pfahlmantel sowie am Pfahlfuß durch den anstehenden Boden gedämpft bzw. reflektiert. Die Wellenausbreitung im Pfahl kann mit der eindimensionalen Wellentheorie beschrieben werden [EA-PFÄHLE, 2012]. Der am Pfahlkopf eingeleitete Rammimpuls muss ausreichend groß sein um die statischen und dynamischen Anteile des Pfahlwiderstandes am Pfahlmantel sowie am Pfahlfuß zu überwinden und so den Pfahl sukzessive in den Boden zu treiben. Für Monopfähle werden dabei üblicherweise Hydraulikhämmer mit Rammenergien von bis zu 3.500 kJ eingesetzt.

Bei der Rammung kommt es am Pfahlmantel zu Kornumlagerungen im Boden und der Ausbildung eines den Pfahl abschirmenden Druckgewölbes. Dieser Effekt verringert die der Pfahlpenetration entgegenwirkenden Schubspannungen und wird als Reibungsermüdung bezeichnet [ALM & HAMRE, 2001, STAHLMANN & FISCHER, 2013]. Eine spätere Relaxation des Bodens führt wiederum zu einer Erhöhung der Horizontalspannungen auf den Pfahl und damit zu einer Regeneration der Mantelreibung, was üblicherweise als "Anwachseffekt" bezeichnet wird.

Am Pfahlfuß kommt es während der Rammung fortwährend zu Grundbrüchen. Der Boden unterhalb des Pfahlfußes wird verdichtet [STAHLMANN & FISCHER, 2013]. Bei Pfählen kleinerer Durchmesser kann eine Verspannung des Bodens im Pfahl auftreten (Pfropfenbildung), die jedoch bei Monopfählen nicht zu erwarten ist.

Die beschriebenen Effekte (Reibungsermüdung, Bodenregeneration) sind von großer Bedeutung für die Rammbarkeit und die Tragfähigkeit axial belasteter Pfähle und dort seit einiger Zeit Gegenstand der Forschung. Über die Auswirkungen dieser Phänomene auf die laterale Tragfähigkeit von Rohrpfählen gibt es derzeit keine Kenntnisse.

4.2 Vibrationsrammung

Bei der Vibrationsrammung erzeugt ein starr mit dem Pfahlkopf verbundener Vibrationshammer durch eine mit einer Frequenz f rotierenden exzentrischen Masse eine Fliehkraft F(t), welche auf den Pfahl übertragen wird und diesen wiederum in Schwingung versetzt.

Die Bodenkörner am Pfahlmantel werden ebenfalls in Bewegung versetzt und verlieren die Korn-zu-Korn-Kontakte. Dies führt bei rolligen Böden zur kurzzeitigen Schwerelosigkeit der Bodenkörner und einer Aufhebung der Pfahlmantelreibung. Der Effekt wird von anstehendem Wasser begünstigt, tritt jedoch auch bei trockenem Sand auf [VIKING, 2006]. Der Pfahlfußwiderstand muss durch das Eigengewicht von Pfahl und Vibrator sowie die Fliehkraft des Vibrators überwunden werden.

RODGER & LITTLEJOHN [1980] unterscheiden bei der Überwindung des Pfahlspitzenwiderstandes zwischen einem "schnellen" und einem "langsamen" Modell. Beim "schnellen" Modell, welches in eher locker gelagerten granularen Medien auftritt, kommt es auch unterhalb des Pfahlfußes zu einer Verflüssigung des Bodens. Beim "langsamen" Modell hingegen kommt es in eher dicht gelagerten Sanden zu einem Abreißen des Pfahl-Boden-Kontaktes am Fuß bei Aufwärtsbewegung des Pfahles und zu einer Überwindung des Pfahlspitzenwiderstandes bei Abwärtsbewegung ähnlich wie bei der Schlagrammung.

Am Pfahlmantel bewirkt die Vibrationsrammung eine Umlagerung der Bodenkörner, welche nach Ende der Rammung bei locker gelagerten, kontraktanten Böden zu einer Verdichtung, bei dicht gelagerten, dilatanten Böden hingegen zu einer Auflockerung des Bodens im Nahbereich des Pfahls führen [VIKING, 2006].

4.3 Auswirkungen auf die laterale Tragfähigkeit von Monopfählen

Verschiedene Modell- und Feldversuche zeigen, dass die axiale Tragfähigkeit geschlagener Pfähle tendenziell größer als die vibrierter Pfähle ist. Jedoch gibt es Konstellationen aus Baugrundverhältnissen und Einbringparametern, bei denen sich ein umgekehrtes Verhältnis einstellt [LAMMERTZ, 2008]. Ein gängiger Erklärungsansatz besteht in den unterschiedlichen Auswirkungen der Vibration auf Böden verschiedener Lagerungsdichten (s.o.). In eher locker gelagerten Böden kann eine Bodenverdichtung hervorgerufen werden, wie sie z.B. bei der Bodenverbesserung mittels Tiefenrüttlern genutzt wird.

Untersuchungen von HARTUNG [1994] zeigen, dass die axiale Tragfähigkeit vibrierter Pfähle bei niedrigen Installationsfrequenzen nahe der Eigenfrequenz des Bodens größer ist als bei Pfählen, welche mit höherer Frequenz installiert werden. Bei der Installation mit höheren Frequenzen kann die Tragfähigkeit durch nachvibrieren bei niedriger Frequenz erhöht werden. Ein Vorteil höherer Installationsfrequenzen ist die geringere Installationszeit.

Bei großmaßstäblichen Modellversuchen zur axialen Pfahltragfähigkeit mit vibrierten und geschlagenen Rohrpfählen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) wurde ein Ansteigen der Bodenspannungen (horizontal und vertikal) in Pfahlnähe infolge fortschreitender Schlagrammung festgestellt. Die Bodenspannungen gingen jedoch wieder zurück, sobald der Pfahlfuß den entsprechenden Bodenhorizont passiert hatte. Die Auswirkungen der Vibrationsrammung auf den Spannungszustand im Boden waren deutlich geringer [FISCHER et al., 2013; STAHLMANN & FISCHER, 2013].

Die laterale Bettungsreaktionskraft eines (Rohr-)Pfahls wird im Allgemeinen als resultierende Streckenlast p in [kN/m] ausgedrückt. Tatsächlich wirkt auf den Pfahlquerschnitt in Ruhe eine allseitige Normalspannung, der Erdruhedruck. Bei horizontaler Verschiebung infolge lateraler Belastung erhöht sich der Erddruck auf der in Richtung der Verschiebung weisenden Fläche (Erdwiderstand), während er auf der gegenüberliegenden Seite zurückgeht (aktiver Erddruck) [TERZAGHI, 1955]. An den Flanken werden durch die Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden Scherspannungen hervorgerufen [PERALTA, 2010]. Es kann angenommen werden, dass beide Effekte durch einen höheren Spannungszustand bzw. einen dichter gelagerten Boden begünstigt werden und demzufolge bei geschlagenen Pfählen infolge des höheren Spannungszustandes im Boden größere laterale Widerstände geweckt werden können. Die normale Bodenreaktionskraft wird jedoch nicht ausschließlich direkt an der Schnittstelle zwischen Pfahl und Boden aktiviert, sondern innerhalb einer Druckzwiebel mit einer gewissen räumlichen Ausdehnung, welche abhängig vom Pfahldurchmesser ist [Terzaghi, 1955]. Somit kann davon ausgegangen werden, dass auch der Einfluss des Einbringverfahrens davon abhängt in welchem Radius dieses den Boden beeinflusst. Ebenfalls von Bedeutung dürfte die Größe der lateralen Verformung sein.

Bei kleinen Dehnungen und vorwiegend elastischen Verformungen des Bodens ist mit einem größeren Einfluss der Bodenverdichtung zu rechnen. Bei größeren, plastischen Verformungen des Bodens kommt es zu Umlagerungen im Boden, welche das durch die Pfahlinstallation geschaffene Korngefüge wiederum ändern.

5 Geotechnische Modellversuche

5.1 Bisherige Untersuchungen zur lateralen Beanspruchung von Monopfählen

Zur lateralen Tragfähigkeit von Stahlrohrpfählen wurde bereits eine Reihe von Modellversuchen durchgeführt. KLUGE [2007] untersuchte die Gefahr von Bodenverflüssigung (liquefaction) im Umfeld von Monopfahlgründungen bei zyklischer Belastung.

DÜHRKOP [2009] sowie RUDOLPH & GRABE [2013] stellten fest, dass eine Variation der Lastangriffsrichtung zu größeren akkumulierten Verformungen führt. LEBLANC et al. [2010] untersuchten die Auswirkungen unidirektionaler und multidirektionaler zyklischer Schwell- und Wechselbelastungen. Demnach können asymmetrische Wechselbelastungen zu vielfach höheren akkumulierten Verformungen führen als Schwelllasten.

PERALTA [2010] und TASAN [2011] kamen in Ihren Untersuchungen zu dem Ergebnis, dass bei mehrstufigen zyklischen Versuchen mit Lastkollektiven verschiedener Amplitude die akkumulierten Verformungen abhängig von der Reihenfolge der Belastung sind. Demnach ist die Miner'sche Regel, nach der eine Klassierung von Lastkollektiven möglich ist, infrage zu stellen. CUELLAR [2011] untersuchte die Verformungsakkumulation infolge zyklischer Schwell- und Wechsellasten und entwickelte ein Akkumulierungsmodell weiter.

SOLF [2012] fand heraus, dass es unter zyklisch lateraler Belastung mit vergleichsweise kleiner Amplitude nach einer monotonen Extrembelastung zu einem Selbstheilungsprozess kommen kann, bei dem sich vorbelastete Pfähle wieder aufrichten.

Im Rahmen des VIBRO-Projektes [GATTERMANN et al. 2016; MOORMANN et al. 2016] wurden in-situ-Versuche zum Einfluss der Einbringungsart (geschlagen/vibriert) auf die statische laterale Tragfähigkeit durchgeführt, wobei sich größere Verformungen bei den vibrierten Pfählen zeigten.

5.2 Untersuchungsziele

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ZykLaMP soll das laterale Tragverhalten vibrierter Monopfähle untersucht und optimiert werden. Als Ansätze zur Optimierung des Vibrationsverfahrens sind die Variation von Vibrationsfrequenz und Fliehkraft des Vibrationshammers vorgesehen. Geschlagene Monopfähle werden als Referenzsystem angesetzt, da hier Erfahrungen und Bemessungsansätze vorliegen.

Die Belastung soll im Rahmen der Möglichkeiten eines Modellversuchsstandes realitätsnah und reproduzierbar erfolgen. Das Lastregime soll sich an einen vollen Bemessungssturm nach BSH [2015] orientieren, und nicht aus einem klassierten äquivalenten Lastkollektiv bestehen. Bodendegradationen infolge zyklischer Lasten vor dem Sturmereignis, mögliche Selbstheilungseffekte nach dem Sturmereignis sowie variierende Lastangriffsrichtungen sollen berücksichtigt werden. Die Belastung soll lastgesteuert ohne Führung des Pfahls erfolgen.

Zur Bewertung des Tragverhaltens müssen die Pfahlkopfverschiebung und -verdrehung sowie die Biegelinie des Pfahls über den Verlauf der Lastzyklen bestimmt werden. Die Eigenfrequenz des Pfahl-Boden-Systems zu verschieden Zeitpunkten wird als Maß für die Systemsteifigkeit bei kleinen Dehnungen herangezogen.

Die Verformungen des Pfahls stellen eine maßgebliche Größe für die Gebrauchstauglichkeit dar, die Eigenfrequenz ist von großer Bedeutung für das dynamische Verhalten einer OWEA. Beide Größen lassen zudem Rückschlüsse auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens bzw. deren Änderungen zu.

5.3 Modellgesetze

Bei der Planung und Durchführung bodenmechanischer Modellversuche ist zu beachten, dass eine physikalisch korrekte Modellierung nicht mit vertretbarem Aufwand möglich ist und bei der Einhaltung der Modellgesetze Abstriche zu machen sind. Grundsätzlich bewegt man sich in einem Spannungsfeld zwischen geringem Maßstabseffekt und guter Reproduzierbarkeit der Versuche.

Eine Sicherstellung der Reproduzierbarkeit der Versuchsparameter (insbesondere mechanische Eigenschaften des Bodens) ist bei kleinmaßstäblichen Versuchen einfacher als bei großmaßstäblichen. Dagegen erschwert der große Maßstabseffekt bei kleinmaßstäblichen Versuchen die Einhaltung der Modellgesetze. Insbesondere treten Schwierigkeiten bei der Modellierung des Bodens (Korndurchmesser) durch kohäsive Eigenschaften feinkörniger Böden und Beeinflussung der Scherfugenbreite durch den Korndurchmesser sowie niedrige Spannungszustände bei skalierter Überlagerungshöhe auf.

Zur Untersuchung bodenmechanischer Systeme im physikalischen Modell sind zunächst die relevanten physikalischen Größen des Modells zu identifizieren. Im vorliegenden Fall gliedern sich die Modellversuche in zwei Phasen. Phase 1 beinhaltet die Installation der

Pfähle mittels Schlagrammung oder Vibrationsrammung, in Phase 2 wird der installierte Pfahl zyklisch lateral belastet. Tabelle 1 zeigt eine Übersicht über die maßgeblichen Modellparameter und deren Einfluss auf die Versuche zur Installation bzw. zur lateralen Belastung der Pfähle.

Tabelle 1: Einfluss der Modellparameter auf die Versuche

Größe			Pfahlinstallation	lateral zyklische Belastung
Boden	Lagerungsdichte	e	Rammwiderstand (Mantelreibung + Spitzenwiderstand)	Bettungsreaktion des Bodens
	Scherfestigkeit	φ, c		
	Steifemodul	E_s		
	Spannungszustand	σ_v, σ_h		
	Dilatanz	Ψ	Scherfugenbreite	Scherfugenbreite
	Kornverteilung	d_{50}, C_U		
Pfahl	Rauheit	d	Mantelreibung	Bettungsreaktion
	Durchmesser	D		
	Stärke	t	Spitzenwiderstand	
	Dehnsteifigkeit	E·A	Pfahldynamik	--
	Biegesteifigkeit	E·I	--	Bettungsreaktion
	Einbindelänge	L	Reibungsermüdung	
Impuls-hammer	Rammenergie	W	Rammfortschritt	--
	Schlagzahl	N_{10}		--
Vibrator	Fliehkraft	F_{vib}	Rammfortschritt	zu untersuchen
	dynamische Masse	m_{dyn}		
	Vibrationsfrequenz	f_{vib}		
laterale Belastung	Kraft	F_{lat}	--	Pfahlverformung
	Moment	M_{GOK}	--	
	Zyklenzahl	N	--	Verformungsakkumulation

Für beide Phasen der Versuche sind jeweils die Modellgesetze für die maßgeblichen physikalischen Eigenschaften des untersuchten Systems zu berücksichtigen. Der Skalierungsfaktor des Modells λ wird anhand des Längenmaßstabs von Modell und Prototyp definiert. Die maßgebende Begrenzung des Modells stellt der Durchmesser der zur Verfügung stehenden Versuchströge von 4 m dar. Bei lateralen Pfahlprobebelastungen liegt der Einflussbereich nach EA-PFÄHLE [2012] bei 3·D. Dies bedeutet einen maximalen Pfahldurchmesser des Modells von 57 cm. Bei aktuellen Monopfahlgründungen liegt der Pfahldurchmesser bei bis zu 8 m. Daraus ergibt sich ein Maßstab von etwa 1:14.

Aufbauend auf dem geometrischen Modellmaßstab können mit den Methoden der Ähnlichkeitstheorie die Skalierungsfaktoren der übrigen physikalischen Größen bestimmt werden [WALZ, 2006]. Eine Zusammenstellung ist in Tabelle 2 gegeben. Der Index m steht dabei für dir Größe im Modell, der Index p bezeichnet den Prototypen bzw. die realen Verhältnisse.

Tabelle 2: Skalierungsfaktoren der maßgeblichen Modellgrößen

physikalische Größe	Modellparameter	Dimension	Skalierung
Länge	Einbindelänge Pfahldurchmesser Rauheit des Pfahls	[m]	$L_m = L_p/\lambda$
Kraft	laterale Belastung des Pfahls Fliehkraft des Vibrationshammers	[N]	$F_m = F_p/\lambda^3$
Biegesteifigkeit	Pfahlgeometrie Pfahlmaterial	[Nm²]	$EI_m = EI_p/\lambda^5$
Spannung	Spannungszustand im Boden Steifemodul des Bodens	[N/m²]	$\sigma_m = \sigma_p/\lambda$
Winkel	Reibungswinkel des Bodens Schiefstellung des Pfahls	[-]	$\varphi_m = \varphi_p$
Masse	dynamische Masse von Vibrator und Rammgut (Pfahl)	[kg]	$m_m = m_p/\lambda^3$
Beschleunigung	Erdbeschleunigung (erzwungen)	[m/s²]	$a_m = a_p$
Dichte	Dichte des Bodens (erzwungen)	[kg/m³]	$\rho_m = \rho_p$

Für die physikalische Modellierung gelten folgende Zwänge, die zu Verletzungen der Ähnlichkeitsgesetze führen:

- 1g-Versuch (Keine Skalierung der Erdbeschleunigung)
- Bodenwichte kann nicht skaliert werden → Spannungszustand im Modell zu gering
- Korndurchmesser kann nicht skaliert werden → Scherfugenbreite im Modell zu groß

Zweifelsohne müssen bei der Durchführung großmaßstäblicher Modellversuche in der Geotechnik Kompromisse hinsichtlich der Modellgesetze eingegangen werden. Vor dem Hintergrund der Übertragbarkeit auf Offshore-Gründungen und der Baugrundverhältnisse in der Nordsee wurde entschieden, einen Modellsand zu verwenden, der in seinen physikalischen und mechanischen Eigenschaften den dort anzutreffenden Böden entspricht. Ferner wird Wert auf eine gute Verdichtbarkeit gelegt, um eine möglichst hohe Lagerungsdichte und damit einen hohen Steifemodul und große Scherfestigkeiten zu erreichen. Der Problematik des niedrigen Spannungszustandes kann zumindest teilweise mit einer zusätzlichen Auflast begegnet werden (vgl. Abschnitt 6.1).

Die Wahl eines Mittelsandes als Modellsand führt zu einer Verletzung der Modellgesetze bei der geometrischen Skalierung der Korngröße und damit zu einer Überschätzung der Scherfugenbreiten. Dies muss akzeptiert und bei der Interpretation der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden. Es sei jedoch an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass nicht die Übertragung quantitativer Ergebnisse vom Modell auf einen Prototypen, sondern der Vergleich vibrierter und geschlagener Pfähle Ziel des Vorhabens ist.

Eine besondere Betrachtung ist bei der Skalierung der Zeit notwendig. Diese ist bei zyklischer Belastung von Bedeutung, wenn Porenwasserdruckakkumulationen zu erwarten sind. Bei der hohen Durchlässigkeit des Modellsandes ist dies nicht der Fall und kann ggf. messtechnisch überprüft werden.

Nach HETTLER [2000] ist der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeiten bei dynamischen Einwirkungen unter 10 Hz i.d.R. unerheblich, sodass bei der zyklischen Belastung in Phase 2 der Versuche die Belastungsgeschwindigkeit von den technischen Möglichkeiten der Belastungseinrichtung bestimmt werden darf. Bei hochgradig dynamischen Vorgängen wie der Installation der Pfähle (Schlag- bzw. Vibrationsrammung) in Phase 1 ist die korrekte Abbildung der Zeit von Bedeutung. Wie in Kapitel 4 beschrieben, können beispielswiese die Installationsgeschwindigkeit und die Tragfähigkeit vibrierter Pfähle von der Vibrations-

frequenz abhängen. Da in diesem Fall jedoch insbesondere das Verhältnis zwischen Installationsfrequenz und Eigenfrequenz des Bodens maßgebend ist und der Modellboden näherungsweise dem Boden in-situ entspricht, sollte der Maßstabsfaktor der Zeit hier zu 1 gewählt werden.

6 Versuchsdurchführung

6.1 Versuchseinrichtung

Am IGB-TUBS stehen zwei geotechnische Versuchströge mit einem Volumen von je ca. 60 m³ zur Verfügung. Die genauen Abmessungen sind in Abbildung 2 dargestellt. Die Tröge können vollständig von unten be- und entwässert werden. Zur Erhöhung des Spannungszustandes im Versuchsboden werden Lastverteilungsplatten durch Hydraulikpressen belastet, welche gegen einen am Fundament der Tröge rückverankerten Rahmen verspannt werden. Zur Montage und Demontage des Versuchsaufbaus sowie zur Installation der Modellpfähle stehen ein Säulenschwenkkran sowie ein Radlader zur Verfügung (Abbildung 1).



Abbildung 1: Versuchsstand mit Säulenkran (links)
und bei der Installation eines Rammpfahls (rechts)

Die Abmessungen der Versuchströge ermöglichen den Einsatz von Pfählen mit einem Durchmesser von $D \approx 0{,}6$ m bei einem Abstand des Pfahls zur Trogwand von etwa $3 \cdot D$.

Die laterale Belastung der Pfähle erfolgt durch pneumatische Muskeln, die zwischen Pfahl und Trogwandung angeordnet sind und einen Hebelarm gegenüber der Geländeoberkante haben. Die Muskeln verkürzen sich bei Erhöhung des Luftdruckes und üben so eine Zugkraft auf den Pfahl aus. Durch die flexible Bauweise der Muskeln ist eine kraftgesteuerte Erregung ohne Zwangsführung des Pfahls möglich. Eine Änderung der Belastungsrichtung kann durch ein Versetzen der Muskeln über den Umfang des Troges realisiert werden.

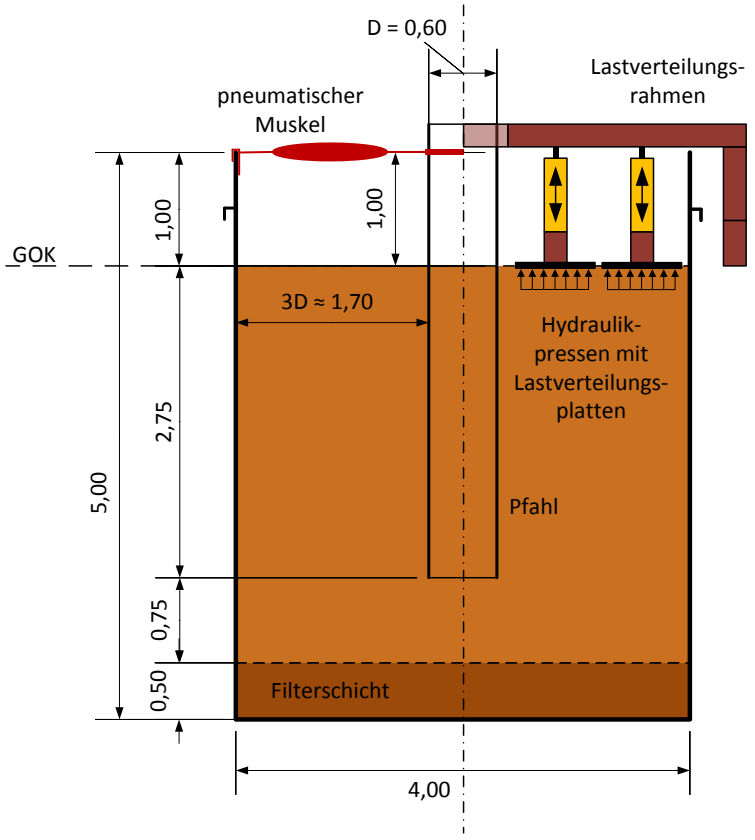


Abbildung 2: Schnitt durch den Versuchsstand

6.2 Messtechnik

Während beider Versuchsphasen (Pfahlinstallation und laterale zyklische Belastung) sollen maßgebliche Modellgrößen messtechnisch überwacht werden. In Phase 1 werden pfahldynamische Messungen zur Untersuchung der am Pfahl angreifenden Widerstände während der Installation durchgeführt. In Phase 2 werden die Verformungen des Pfahls gemessen. Zusätzlich wird zu verschiedenen Zeitpunkten die Eigenfrequenz des Systems bestimmt. In beiden Phasen erfolgt eine Messung der Spannungen im Boden (Totalspannungen und Porenwasserdrücke). Folgende Messgrößen werden im Einzelnen aufgenommen (mit den genannten Sensoren):

- Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf während der Installation (Dehnungsmesstreifen und Beschleunigungssensoren)
- aufgebrachte laterale Belastung während der Langzeitversuche (Wägezelle)
- Pfahlkopfverschiebung (induktive Wegaufnehmer)
- Pfahlkopfverdrehung (Inklinometer)
- Pfahlbiegelinie (optische Dehnungssensoren)
- Eigenfrequenz des Systems (Beschleunigungsaufnehmer)
- Spannungen im Boden, horizontal und vertikal (Totalspannungsgeber, Porenwasserdruckgeber)

Abbildung 3 zeigt eine schematische Skizze der eingesetzten Messtechnik in Phase 2 der Versuche.

Die Messungen während der Pfahlinstallation (geschlagen oder vibriert) erfolgen hochfrequent bei ca. 25 kHz. Während der Langzeit-Belastungsversuche werden die Messdaten niederfrequent aber dauerhaft bei ca. 10 Hz erfasst.

Die Verformungsgrößen werden jeweils in zwei Achsen gemessen. Über die Verschiebungen und Verdrehungen am Kopf des Pfahls sowie dessen Biegelinie lässt sich die Verschiebung y in jeder Tiefe berechnen. Aus den Krümmungen können über die Biegestei-

figkeit des Pfahls die Momente im Pfahl und daraus wieder die Linienartige Belastung p abgeleitet werden. So können p-y-Kurven der Pfähle für den Bereich der Beanspruchungen während der Versuche ermittelt werden.

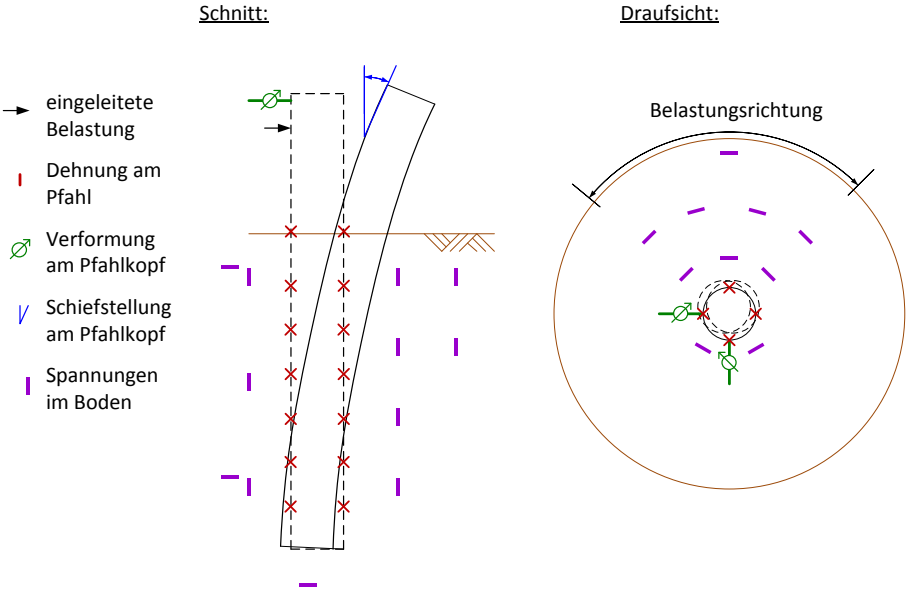


Abbildung 3: geplantes Messkonzept für zyklisch laterale Belastungsversuche

6.3 Versuchsablauf

Vor Beginn eines jeden Versuchs wird der Boden lagenweise eingebaut und verdichtet, um eine dichte Lagerung des Versuchsbodens zu erreichen. In den Boden werden in verschiedenen Tiefenlagen, Achsen und Radien Totalspannungsgeber und Porenwasserdruckgeber eingebaut. Nach Einbau des Sandes wird der Versuchsstand für eine bestmögliche Wassersättigung von unten geflutet. An der Geländeoberkante (GOK) werden Belastungsplatten aufgelegt und zur Erhöhung des Primärspannungszustandes mittels Hydraulikpressen gegen einen Belastungsrahmen verspannt. Die Erhöhung des Spannungszustandes im Boden wird über den gesamten Versuch aufrecht erhalten. Die Mitte des Troges bleibt zur Installation des Pfahls frei. In den Zwischenräumen zwischen den

Lastplatten werden zur Überprüfung des gleichmäßigen Bodeneinbaus Rammsondierungen mittels einer modifizierten leichten Rammsonde durchgeführt.

In Phase 1 wird der Pfahl mittels Schlagrammung oder Vibrationsrammung installiert. In beiden Fällen erfolgt eine hochfrequente Messung der Sensoren im Boden sowie der Dehnungen und Beschleunigungen am Pfahlkopf.

In Phase 2 wird der Pfahl zyklisch lateral belastet. Das Belastungsregime untergliedert sich in mehrere Abschnitte (Tabelle 3). Zunächst werden zur Untersuchung von Verformungsakkumulationen und Bodendegradationen 4x 20.000 Lastwechsel bei geringer Belastung aufgebracht, die einer mäßigen Belastung durch Wind und Welle im Betrieb entsprechen. Die Lastangriffsrichtung wird dabei nach je 20.000 Lastwechseln um je 30° im Uhrzeigersinn gedreht. Im vierten Abschnitt erfolgen in gleicher Richtung ca. 10.000 Lastzyklen mit steigender Belastung angelehnt an einen 35-stündigen Bemessungssturm (vgl. Kapitel 2). Anschließend werden wiederum 20.000 Lastwechsel in Richtung der anfänglichen Lastrichtung aufgebracht, um mögliche Selbstheilungseffekte zu untersuchen. Bei einer geschätzten mittleren Periodendauer T = 5 s ergibt sich aus der Gesamtzahl von 110.000 Lastwechseln eine Versuchsdauer von etwa 6 Tagen.

Tabelle 3: geplantes Lastregime

Last-kollektiv	Amplitude	Richtung	Lastwechsel	Bemerkungen
1	gering	0°	$2 \cdot 10^4$	
2		30°	$2 \cdot 10^4$	
3		60°	$2 \cdot 10^4$	
4		90°	$2 \cdot 10^4$	
5	hoch	90°	$1 \cdot 10^4$	*Sturmereignis*
6	gering	0°	$2 \cdot 10^4$	
Summe			$1{,}1 \cdot 10^5$	
7	bis Versagen	0°	1	*statische Probebelastung*

Nach der Pfahlinstallation sowie nach jedem Lastkollektiv wird durch eine laterale dynamische Pfahlprobebelastung die Eigenfrequenz des Systems Pfahl-Boden bestimmt. Während der zyklisch lateralen Belastung sowie während der abschließenden statischen lateralen Pfahlprobebelastung werden die Verformungen des Pfahls sowie die Spannungen im

Boden gemessen. Nach Beendigung der zyklischen Versuche wird eine statische laterale Probebelastung zur Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit des vorbelasteten Systems durchgeführt.

6.4 Versuchsprogramm

Zur Sicherstellung der Reproduzierbarkeit der Versuche wird jeder Teilversuch dreimal wiederholt. Zunächst sollen je drei Versuche mit geschlagenen, vibrierten und beim Bodeneinbau gestellten (wished-in-place) Pfählen durchgeführt werden. Zusätzlich werden je drei Versuche mit vibrierten Pfählen durchgeführt, bei denen zum einen die Vibrationsfrequenz f_{vib} bei gleicher Fliehkraft F_{vib} verringert und zum anderen die Fliehkraft bei gleicher Frequenz erhöht wird.

Bei allen Versuchen sollen die Randbedingungen im Rahmen der möglichen Reproduzierbarkeit gleich gelassen werden. Dies beinhaltet den Modellboden und dessen Einbau, die Wassersättigung, die Pfahlgeometrie und das Lastregime. Im Anschluss sind weitere Versuche mit geänderten Randbedingungen möglich. Die folgende Tabelle 4 gibt einen Überblick über das geplante Versuchsprogramm.

Tabelle 4: geplantes Versuchsprogramm

Versuchs-reihe	Einbringungsart	Versuchs-anzahl	Pfahl-geometrie	Modell-boden	Last-regime
1	gestellt	3	D = 60 cm L = 275 cm	Mittelsand dicht gelagert wassergesättigt	s. Tabelle 3
2	vibriert	3			
3	geschlagen	3			
4	vibriert, $f_{vib} \downarrow$	3			
5	vibriert, $F_{vib} \uparrow$	3			
6	vibriert	3	ggf. Variante		
7	geschlagen	3			

7 Ausblick

Die in diesem Beitrag vorgestellten Modellversuche zum lateralen Tragverhalten geschlagener und vibrierter Rohrpfähle sollen zu einem besseren Verständnis der bodenmechanischen Phänomene bei der Installation und der Belastung von Monopfählen als Gründung für OWEA beitragen. Die Versuche können mit den gängigen Methoden zur Bemessung von Monopfahlgründungen für OWEA nachgerechnet und mit den gemessenen Größen verglichen werden. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen sollen Bemessungsansätze für vibrierte Monopfähle entwickelt bzw. bestehende Ansätze für geschlagene Pfähle modifiziert werden.

In den nächsten drei Jahren werden die Ergebnisse der Untersuchungen an verschiedenen Stellen veröffentlicht.

8 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, S. 602-616*

Alm, T., Hamre, L.: Soil model for pile driveability predictions based on CPT interpretations. *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, 2001. S. 1297-1302.*

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

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH): Standard Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen. *12. Juni 2007*

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH): Standard Konstruktion – Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ). *1. Dezember 2015*

Cuellar, P.: Pile Foundations for Offshore Wind Turbines: Numerical and Experimental Investigations on the Behaviour under Short-Term and Long-Term Cyclic Loading. *Dissertation, Technische Universität Berlin, 2011*

Dührkop, J.: Zum Einfluss von Aufweitungen und zyklischen Lasten auf das Verformungsverhalten lateral beanspruchter Pfähle in Sand. *Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2009*

EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle. *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.), 2. Auflage, Berlin, 2012*

European Wind Energy Association (EWEA): The European offshore wind industry - key trends and statistics 2015. *Report, February 2016*

FINO: FINO-Datenbank. *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, http://fino.bsh.de/, 25.03.2013*

Fischer, J.; Sychla, H.; Bakker, J.; de Neef, L.; Stahlmann, J.: A comparison between impact driven and vibratory driven steel piles in the German North Sea. *Conference on Maritime Energy 2013 (COME 2013), Hamburg, May 21-23 2013, S. 361-380*

Gattermann, J.; Herwig, V.; Moormann, C.: VIBRO Project - Vergleich des lateralen Trag-verhaltens von vibrierten und geschlagenen Stahlrohrpfählen in sandigen Böden. *HTG-Kongress 2015, 09.-11.09.2015 in Bremen, S. 173-184*

Hartung, M.: Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand. *Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994*

Hettler, A.: Gründungskörper mit zyklischer Belastung in Sand und 1 g-Modelltechnik. *Bautechnik 77 (2000), Heft 12, S. 901-908*

Kluge, K.: Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations. *Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2008*

Koschinski, S.; Lüdemann, K.: Entwicklung schallmindernder Maßnahmen beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen. *Bundesamt für Naturschutz, 2013*

Lammertz, P.: Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden. *Dissertation, Universität Duisburg-Essen, 2008*

LeBlanc, C., Houlsby, G.T., Byrne, B.W.: Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Géotechnique 60 (2010), No. 2, S. 79-90*

Moormann, C., Kirsch, F., Herwig, V.: Vergleich des axialen und lateralen Tragverhaltens von vibrierten und gerammten Stahlrohrpfählen. *34. Baugrundtagung, 14.-17.09.2016, Bielefeld, S. 73-81*

O'Neill, M.W., Murchison, J.M.: An Evaluation of p-y Relationships in Sands. *Report PRAC 82-41-1, prepared for the American Petroleum Institute, Houston, March 1983*

Peralta, P.: Investigations on the Behavior of Large Diameter Piles under Long-Term Lateral Cyclic Loading in Cohesionless Soil. *Dissertation, Leibnitz Universität Hannover, 2010*

Pucker, T., Dührkop, J.: Bodenersatzfedern in der Geotechnik – Ein Auslaufmodell oder ein Weg in die Zukunft? *34. Baugrundtagung, Bielefeld, 14.-17.09.2016, S. 181-188*

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*

Richwien, W.; Lesny, K.: Windfarmen in der Nordsee. *Ingenieurwissenschaft - Essener Unikate 23 (2004), Universität Duisburg-Essen, Wissenschaftsverlag, S. 60-69*

Rodger, A. A., Littlejohn, G.S.: A study of vibratory driving in granular soils. *Géotechnique 30 (1980), No. 3, S. 269-293*

Rudolph, C., Grabe, J.: Untersuchungen zu zyklisch horizontal belasteten Pfählen bei veränderlicher Lastrichtung. *geotechnik 36 (2013), Heft 2, S. 90-95*

Schaumann, P., Böker, C.: Lebensdaueranalyse von Offshore-Tragstrukturen unter Verwendung der FINO-Messdaten. *Tagungsunterlagen zum 4. Symposium Offshore-Windenergie – Bau- und umwelttechnische Aspekte, Hannover, 2005*

Solf, O.: Zum mechanischen Verhalten von zyklisch belasteten Offshore-Gründungen. *Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2012*

Stahlmann, J., Fischer, J.: Entwicklung der Spannungszustände im Bereich des Pfahlfußes gerammter Offshore-Gründungsstrukturen. *Abschlussbericht, FKZ 0325162, Braunschweig, 2013*

Tasan, E.: Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. *Dissertation, Technische Universität Berlin, 2011*

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

Thieken, K., Achmus, M., Lemke, K.: A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand. *geotechnik 38 (2015), Heft 4, S. 267-288*

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

Viking, K.: The Vibratory Pile Installation Method. *Transvib 2006, Paris*

Walz, B.: Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik - Verfahren und Anwendung. *2. Hans Lorenz Symposium, 2006, S. 13-26.*

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

Autoren

Dipl.-Wirsch.-Ing. Philipp Stein p.stein@tu-braunschweig.de
Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann j.gattermann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig www.IGB-TUBS.de
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig Tel.: 0531 391-62000

Dipl.-Ing. Uwe Tzschach uwe.tzschach@baw.de

Bundesanstalt fuer Wasserbau (BAW)
Federal Waterways Engineering and Research Institute
Wedeler Landstrasse 157, 22559 Hamburg, Germany www.BAW.de


WEITER. VORAUS. DENKEN.
Kühne Ideen sind Erfahrungssache
WTM
ENGINEERS
Beratende Ingenieure im Bauwesen
Beraten • Planen • Prüfen • Überwachen
WTM
ENGINEERS

Einfluss der Zeit auf das Tragverhalten von Fertigteilrammpfählen aus Stahlbeton

Dr.-Ing. Lars Vavrina, Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann, Dipl.-Ing. Peter Wardinghus MBA
Aarsleff-Grundbau, Hamburg
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann
Institut für Geotechnik (IGS), Universität Stuttgart

1 Motivation

Im Rahmen des Umbaus eines alten Hamburger Kaispeichers in die neue Hamburger Elbphilharmonie wurden mehrere 42 Jahre alte Ortbetonrammpfähle einer wiederholten statischen Probebelastung unterzogen und ein Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes sowie ein steiferes Tragverhalten der Pfähle festgestellt (Grabe & König, 2006). Als Ursachen für den positiven Einfluss der Zeit auf das Tragverhalten wurden insbesondere Konsolidierungsvorgänge in bindigen Böden sowie einen Anstieg der Radialspannungen infolge der Relaxation der bei der Einbringung der Pfähle entstandenen Gewölbewirkung angegeben. Diese zeitabhängige Verbesserung des Tragverhaltens konnte für den Umbau technisch und wirtschaftlich genutzt werden.

Der zeitabhängige Zuwachs des Pfahlwiderstandes ist allerdings nicht nur bei einem Umbau oder einer Erweiterung von Bauwerken interessant, sondern kann bereits bei der Bemessung von Pfahlgründungen mit Fertigrammpfählen für eine technische und wirtschaftliche Optimierung berücksichtigt werden. Entsprechende Ansätze haben sich bei Offshore-Anwendungen bereits etabliert. Eine wichtige Voraussetzung dafür ist allerdings eine zutreffende Prognose dieses Effektes. Mit Fokus auf Fertigteilrammpfähle aus Stahlbeton werden hierzu nachfolgend neuere Untersuchungen und Ansätze vorgestellt.

Zur Vorhersage der zeitabhängigen Zuwächse des axialen Pfahlwiderstandes gibt es in der Literatur verschiedene Ansätze, die in folgendem Beitrag nach einer Beschreibung des Anwachseffektes, zusammenfassend vorgestellt werden. Darauf aufbauend werden diese Prognosemodelle mit Ergebnissen aus eigenen Feldversuchen sowie projektbezogenen Messungen verglichen und bewertet. Ziel dieser Bewertung ist die Herleitung eines Ansatz mit dem die zeitabhängigen Zuwächse unter Berücksichtigung von Bodenart und Boden-

eigenschaften prognostiziert und so bei der Bemessung bzw. bei der Bewertung von Probebelastungen berücksichtigt werden können.

2 Beschreibung des Anwachseffektes

Aus verschiedenen Untersuchungen und Veröffentlichungen (z.B. Jardine et al., 2006; Karlsrud et al., 2014; Gavin et al., 2015) ist bekannt, dass der axiale Pfahlwiderstand von Verdrängungspfählen weitgehend unabhängig vom Pfahlwerkstoff in nahezu allen Bodenarten zeitvariant zunimmt. Aktuelle Untersuchungen zeigen, dass der Einbringprozess einen Einfluss auf diesen Effekt hat, da eingepresste oder vibrierte Pfähle geringere Zuwächse als Rammpfähle aufweisen (Lim & Lehane, 2014; Moormann et al., 2016). Die zeitabhängigen Zuwächse des axialen Pfahlwiderstandes, die meist auf eine Zunahme der Pfahlmantelreibung zurückzuführen sind, werden in der Literatur auch als „Set up"- oder Anwachseffekt bezeichnet. sich vereinfacht mit der Normal- bzw. Radialspannung σ' und dem Kontaktreibungswinkel δ sowie der Adhäsion a zwischen Pfahl und Boden mit Gleichung Gl. 1 berechnen.

$$q_s = \sigma' \tan \delta + a \qquad \text{(Gl. 1)}$$

Dieser einfache Ansatz legt nahe, dass prinzipiell nur eine Spannungserhöhung, eine Erhöhung der Reibung (durch Änderung der Lagerungsdichte) oder der Adhäsion zu einem Anwachseffekt führen können.

Zur Erklärung des Anwachseffektes wird in der Regel zwischen Kurz- und Langzeiteffekten unterschieden (Abbildung 1).

In bindigen Böden sind die Kurzzeiteffekte, die zur Erhöhung der Normalspannungen im Boden führen, im Wesentlichen auf den Abbau und die Umlagerung der während der Einrammung entstandenen Porenwasserüberdrücke sowie Konsolidierungsprozesse zurückzuführen, wobei diese Prozesse je nach Bodenbeschaffenheit Tage bis mehrere Wochen dauern können (Karlsrud et al., 2014).

In nichtbindigen Böden kommt es zu Umlagerungen von Bodenteilchen, die Spannungsänderungen im Boden hervorrufen. Erklärungsansätze stellen darauf ab, dass bei der Rammung eines Pfahls der umgebende Boden seitlich verdrängt, wodurch sich ein horizontales Spannungsgewölbe ausbildet, wodurch die auf den Pfahlmantel wirkenden Radialspannungen zunächst verringert werden; mit zunehmender Standzeit relaxiert das

Spannungsgewölbe und es kommt zu einer Zunahme der Radialspannungen und damit zu einem Anstieg der Mantelreibung (Axelsson, 2000; Grabe & König, 2006). Nach Axelsson (2000) kann dieser Prozess einige Wochen dauern, so dass dieser Prozess sowohl als Kurzzeit- als auch Langzeiteffekt bezeichnet werden kann.

Zusätzlich kann es nach Bowman & Soga (2003) zu einer zeitabhängigen Umordnung der Bodenpartikel und Partikelkontakte in der Einflusszone kommen, wodurch sich stabilere Strukturen im Korngefüge ausbilden können, die auch das Dilatanzverhalten verbessern. Diese mikromechanischen Effekte sind eher den Mittel- und Langzeiteffekten zuzurechnen.

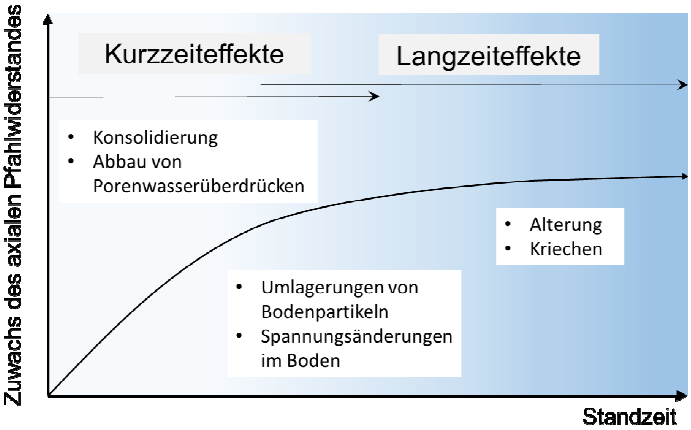


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Anwachseffektes mit zugehörigen Kurzzeit- und Langzeiteffekten

Aktuelle Modellversuche nach Zhang & Wang (2014) zeigen indes, dass der Effekt der Spannungsänderungen vergleichsweise klein ist und der maßgebende Einfluss nach ihren Untersuchungen auf Alterungsprozesse sowie Kriechprozesse des durch die Pfahleinbringung stark gestörten granularen Korngefüges zurückzuführen ist, in deren Folge es zu einer zeitvarianten Zunahme der Steifigkeit und der Dilatanz kommt (Rimoy et al., 2015). Die Alterungsprozesse sowie Kriechprozesse sind sogenannte Langzeiteffekte.

3 Modelle zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses des Pfahlwiderstandes

Der in der Literatur meistzitierte Ansatz zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses des axialen Pfahlwiderstandes geht auf die Untersuchungen nach Skov & Denver (1988) zurück. Skov & Denver (1988) beschreiben den Zusammenhang zwischen der Zeit t und dem Zuwachs der Tragfähigkeit $Q(t)/Q_0$ für die Bodenarten Sand, Ton sowie Kreide auf Grundlage statischer und dynamischer Probebelastungen an Fertigteilrammpfählen als halblogarithmische Funktion nach Gl. 2.

$$Q(t)/Q_0 = 1 + \Delta_{10} \log_{10} (t/t_0) \qquad \text{(Gl. 2)}$$

Q_0 ist die Referenztragfähigkeit während der Standzeit t_0 und Δ_{10} ein empirischer Faktor, der dem Zuwachs der Tragfähigkeit pro logarithmischen Zeitschritt in Abhängigkeit von der Bodenart entspricht. Die Autoren legen den Proportionalitätsfaktor für Sand mit $\Delta_{10} = 0{,}2$, für einen Ton mit $\Delta_{10} = 0{,}6$ und für Kreide mit $\Delta_{10} = 5{,}0$ fest. Die zugehörige Referenzzeit ist dabei mit $t_0 = 0{,}5$ Tage für Sand, $t_0 = 1$ Tag für Ton und $t_0 = 5{,}0$ Tage für Kreide anzusetzen.

In eigenen großmaßstäblichen Untersuchungen stellten Karlsrud et al. (2014) eine relativ gute Übereinstimmung mit dem Ansatz nach Skov & Denver (1988) zur Bestimmung des Zuwachses der Mantelreibung $Q_s(t)/Q_{s0}$ für bindige Böden fest, wobei allerdings die Referenzzeit mit $t_0 = 100$ Tagen angesetzt werden muss. In nicht bindigen Böden schlagen Karlsrud et al. (2014) auf Grundlage großmaßstäbliche statischer Probelastungen an Stahlrohrpfählen vor, die zeitabhängige Widerstandszunahme mit einen hyperbolischem Tangens nach Gl. 3 zu beschreiben:

$$Q_s(t) = Q_{s,ref} + a \tanh [b \cdot (t - t_{ref})] \qquad \text{(Gl. 3)}$$

Nach Auswertung der Daten unter Einbeziehung älterer Untersuchungen stellten Karlsrud et al. (2014) fest, dass der Proportionalitätsfaktor Δ_{10} mit abnehmendem Konsolidierungsgrad OCR und abnehmender Plastizitätszahl I_P zunimmt (Gl. 4):

$$\Delta_{10} = 0{,}05 + 1{,}3 (1 - I_P/50) OCR^{-0{,}5} \qquad \text{(Gl. 4)}$$

Im Rahmen der Untersuchungen, ob Δ_{10} auch mit anderen relevanten Bodenkennwerten beschreibbar ist, stellte Augustensen (2006) eine überproportionale Abnahme des Faktors

Δ_{10} bei zunehmender undränierter Scherfestigkeit c_u fest (Gl. 5), so dass sich bei Scherfestigkeiten von 10 kN/m² ≤ c_u ≤ 100 kN/m² Werte von 0,22 ≤ Δ_{10} ≤ 0,29 ergeben.

$$\Delta_{10} = 1{,}24 - (c_u/60)^{0{,}03} \qquad \text{(Gl. 5)}$$

Axelsson (2000) stellte in seinen Versuchen unter anderem eine gute Übereinstimmung des zeitabhängigen Tragfähigkeitszuwachses und der dabei gemessenen Eindringung je Rammschlag fest. Die Abnahme des Verhältniswertes der Eindringung s pro Rammschlag zu zwei Zeitpunkten (s_2/s_1) korrespondiert mit der Zunahme der Tragfähigkeit Q_2/Q_1 zu den jeweiligen Zeitpunkten (Gl. 6).

$$Q_2/Q_1 = (s_2/s_1)^{-b} \qquad \text{(Gl. 6)}$$

Die Konstante b liegt auf Grundlage der Messergebnisse in Sanden zwischen 0,6 und 0,9.

4 Feldversuche

Zur Quantifizierung des zeitabhängigen Zuwachses des axialen Pfahlwiderstandes von gerammten Fertigrammpfählen wurden Versuchsreihen nahe der Stadt Konstanz am Bodensee und nahe der Stadt Emden in Norddeutschland durchgeführt.

4.1 Allgemeines

Bei den bislang vorliegenden Untersuchungsergebnissen wurden zum Teil signifikante Zuwächse beobachtet, deren Intensität allerdings stark variierte. Für die Varianz können neben den natürlichen Streuungen der Baugrundbeschaffenheit, Abweichungen zwischen den Ergebnissen von statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungen, Einflüsse aus wiederholter Probebelastung einzelner Pfähle, nicht vollständige Mobilisierung des Grenzwiderstandes, Unsicherheiten bei der Aufteilung in Mantel- und Fußwiderstand oder der Einfluss unterschiedlicher Referenzzeiten angenommen werden.

Zur Minimierung dieser Varianz wurden bei den beiden hier beschriebenen Feldversuchen jeweils 6 Pfähle mit gleichen Querschnitten, Längen und Installationsbedingungen in einer Reihe mit Achsabständen von 2,0 m (e = 5,2 D_{eq}) installiert. Die Pfahlwiderstände wurden mittels dynamischer Probebelastungen ermittelt. Die Auswertung der dynamischen Probe-

belastungen erfolgte mit dem erweiterten Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP). Der zeitliche Ablauf der Feldversuche ist in Tabelle 1 dargestellt.

Alle Pfähle wurden zum Zeitpunkt t_0 eingebaut. Zum Zeitpunkt t_0 wurde nur Pfahl Nr. 1 einer dynamischer Probebelastung unterzogen. Zum nächsten Zeitpunkt $t_1 > t_0$ wurde Pfahl 1 wiederholt belastet und Pfahl 2 einer ersten Probebelastung unterzogen. Im weiteren Verlauf wurden die Pfähle 1, 2 und 3 belastet, wobei entsprechend Pfahl 1 und 2 wiederholt belastet und Pfahl Nr. 3 erstbelastet wurden.

Tabelle 1: Zeitlicher Ablauf der Feldversuche

Test-pfahl	Einbau bei t_0 [d]	Quer-schnitt [cm x cm]	Pfahllänge [m]		Dynamische Probebelastungen mit Auswertung nach dem erweitertem Verfahren mit vollständiger Modellbildung (CAPWAP)					
			Feld-versuch 1	Feld-versuch 2	$t_0 = t_0$ [d]	$t_1 > t_0$ [d]	$t_2 > t_1$ [d]	$t_3 > t_2$ [d]	$t_4 > t_3$ [d]	usw.
1	x	30 x 30	16	21	x	x(*)	x	x	x	x
2	x	30 x 30	16	21		x	x	x	x	x
3	x	30 x 30	16	21			x	x	x	x
4	x	30 x 30	16	21				x	x	x
5	x	30 x 30	16	21					x	x
6	x	30 x 30	16	21						x

(*) Probebelastung ist bei Feldversuch 2 entfallen

4.2 Feldversuch 1

Die erste Versuchsreihe wurde an einem Standort nahe der Stadt Konstanz am Bodensee ausgeführt. Gemäß der Baugrunderkundung liegt dort folgende für die Region typische Baugrundsituation vor (Abbildung 2).

Unter geringmächtigen sandigen Ablagerungen steht Beckenton als sandiger Ton in überwiegend breiiger Konsistenz mit natürlichem Wassergehalt nahe der Fließgrenze von zwischen 30 und 60% an. Die undränierte Kohäsion der Beckentone wurde zu $c_u \leq 15$ kN/m² bestimmt. Ab rund 10 m Tiefe unter Gelände folgt ein aus sandigem, kiesigem Ton geringer Plastizität bestehender Geschiebemergel (Moränensediment), der auf den oberen 10 m zunächst in weicher bis steifer Konsistenz (c_u = 20-50 kN/m²) ansteht und darunter eine vorwiegend halbfeste bis feste Zustandsform hat. Das Grundwasser steht nahe der Geländeoberfläche an.

Der mit zwei Drucksondierungen im Testfeld bestimmte Spitzenwiderstand q_c lag bis etwa 15 m unter Gelände bei nahezu null und stieg dann in dem halbfesten Geschiebemergel auf $q_c \geq 10$ MN/m². Die mit der Drucksonde gemessene lokale Mantelreibung in Tiefen zwischen 15 m und 20 m lag im Mittel bei $f_s = 0{,}45$ MN/m², das Reibungsverhältnis ergab sich demnach zu $R_f = 4$ bis 6 %.

Die Ergebnisse der Probebelastungen sind, getrennt nach Mantelreibung und Fußwiderstand, in Abbildung 3 im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Zunächst ist in der Darstellung erkennbar, dass die gemessenen Anfangswerte der Mantelreibung mit Werten von rd. 150 kN bis 200 kN deutlich geringer als die Fußwiderstände von 600 bis 700 kN sind. Innerhalb einer Standzeit von 7 Tagen nahm der Pfahlwiderstand auf Werte zwischen rd. 540 und 620 kN zu.

Der Pfahlfußwiderstand blieb ab einer Standzeit von 14 Tagen konstant, die Mantelreibung nahm kontinuierlich zu. Der Zuwachs der Mantelreibung betrug nach 76 Tagen Standzeit im Mittel mehr als das Dreifache bezogen auf t = 1d. Ein Abklingen des Zuwachses ist nicht erkennbar. Vermutlich sind die Kurzzeiteffekte noch nicht vollständig abgeschlossen.

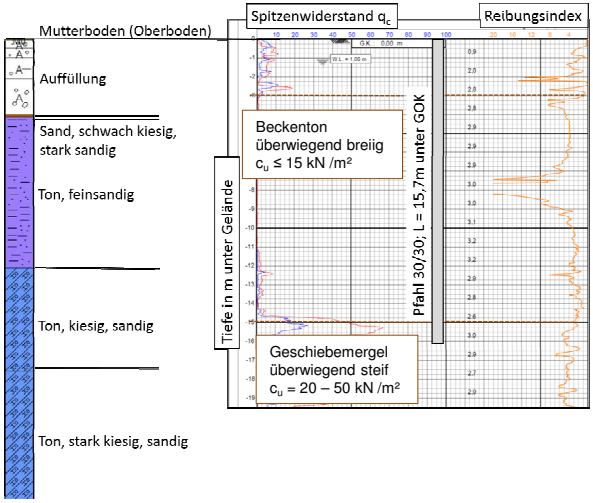


Abbildung 2: Exemplarisches Baugrundprofil der Versuche in Konstanz

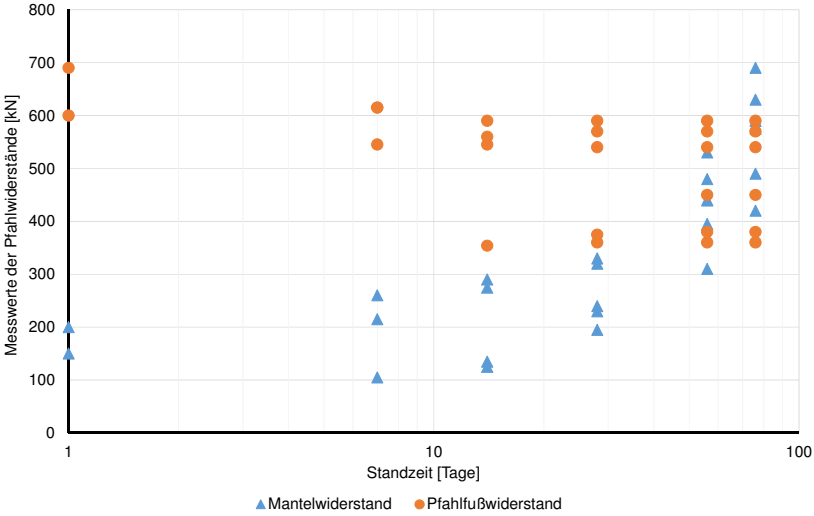


Abbildung 3: Ergebnisse der Probebelastungen beim Feldversuch in Konstanz

4.3 Feldversuch 2

Am Standort der zweiten Versuchsreihe bei Emden liegen gemäß Baugrunderkundung zunächst organische Weichschichten (Klei und Torf) mit Mächtigkeiten von bis zu 2,0 m unter Geländeoberkante mit darunter lagernden Geschiebeböden und Sanden vor. Bei den Geschiebeböden handelte es sich um Lehme und Mergel, zum Teil Sandeinlagerungen in unterschiedlichen Stärken. Geschiebelehm und Geschiebemergel sind leicht plastische Tone (TL) in steifer Konsistenz. Unterhalb der Geschiebemergel stehen wassergesättigte Mittelsande mit wechselnden Feinsand- und Grobsandanteilen an, die Lagerungsdichten von mitteldicht bis zum Teil sehr dicht aufweisen (Abbildung 4). In Tiefen von NN -20 m bis NN -22 m befinden sich eingelagerte Schluffbänderungen.

Die Probebelastungsergebnisse der Versuchsreihe 2 in Emden sind getrennt nach Mantelreibung und Fußwiderstand in Abbildung 5 dargestellt. Im Gegensatz zur Versuchsreihe in Konstanz ist der Anteil der Mantelreibung mit einem Wert von 1.742 kN höher als der Fußwiderstand mit einem Wert von 410 kN (t = 1d). Entgegen dem geplanten Versuchsablauf wurde nur Pfahl 2 probebelastet (vgl. Tabelle 1). Nach 7 Tagen Standzeit liegen die gemessenen Pfahlmantelwiderstände zwischen dem geringsten Werte von 1.209 kN und

dem Höchstwert von 1.834 kN, wobei der Kleinstwert beim erstbelasteten Pfahl gemessen wurde. Der Fußwiderstand liegt zwischen 422 kN und 938 kN, wobei der Höchstwert bei der Erstbelastung gemessen wurde. Im weiteren Verlauf der Versuchsreihe blieben sowohl Mantelreibung als auch Fußwiderstände relativ konstant, so dass keine relevanten Zuwächse der Pfahlwiderstände erkennbar waren

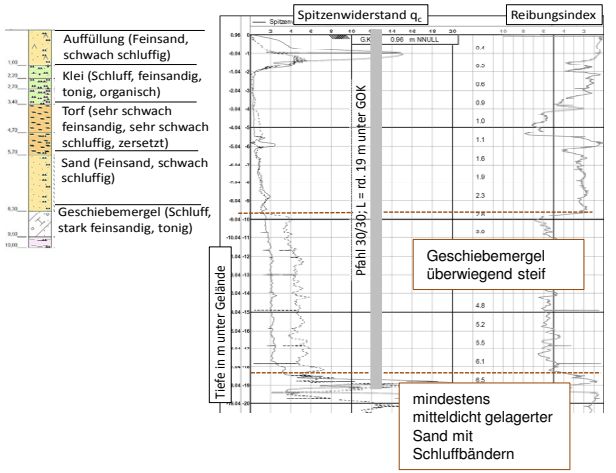


Abbildung 4: Exemplarisches Baugrundprofil der Versuche in Emden

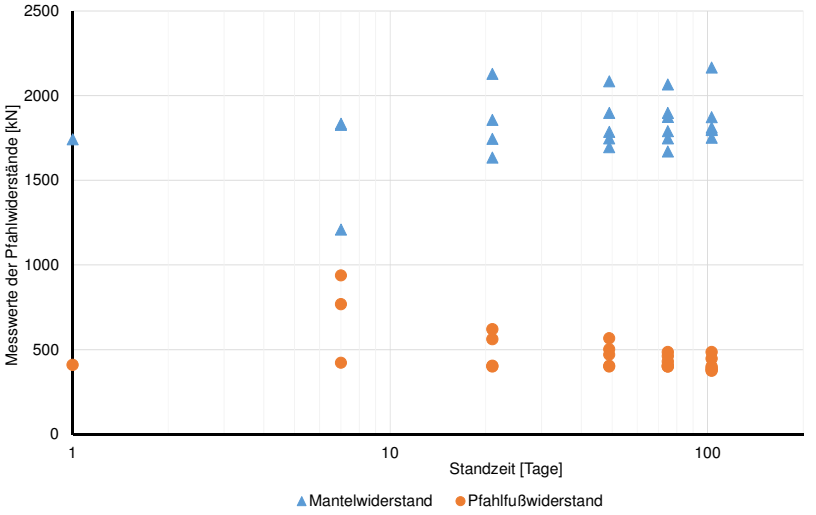


Abbildung 5: Ergebnisse der Probebelastungen beim Feldversuch in Emden

5. Datenbankbasierte Auswertung von Probebelastungsergebnissen

Mit Hilfe einer umfangreichen Datenbank werden in diesem Abschnitt projektbezogene Probebelastungsergebnisse an Fertigrammpfählen aus Stahlbeton in bindigen und nichtbindigen Böden vorgestellt, die mit Erfahrungswerten aus der Literatur (Skov & Denver (1988); Jardine et al. (2006); Karlsrud et al. (2014) und Gavin et al. (2015)) verglichen werden.

Für die Auswertung wurden alle nicht gemessenen Anfangstragfähigkeiten zum Einbauzeitpunkt durch lineare Extrapolation ermittelt. Infolge dieser Rückrechnung ergeben sich zum Teil rechnerische Werte $Q/Q_0 < 1$, da teilweise an Pfählen mit gleichen Längen und Querschnitten baugrundbedingt unterschiedliche axiale Pfahlwiderstände gemessen wurden.

Die hier verwendeten Daten der zeitabhängigen Zuwächse der Pfahlwiderstände in nichtbindigen Böden (Abbildung 6) sind an Fertigrammpfählen aus Stahlbeton ermittelt worden,

die im Rahmen von verschiedenen Baumaßnahmen im Gebiet der Elbmündung zwischen Hamburg und Cuxhaven ausgeführt wurden. Der dort anstehende Baugrund ist vergleichsweise homogen: unter der Geländeoberfläche stehen zunächst organische Weichschichten mit lokalen Zwischenlagerungen aus locker gelagerten Sanden an, die von Sanden meist mitteldichter bis dichter Lagerung unterlagert werden. Bei einigen Baumaßnahmen waren über den organischen Weichschichten künstliche Auffüllungen mit variierenden Lagerungsdichten vorhanden.

Die Probebelastungsergebnisse werden in Erstbelastungs- und Wiederholungsversuche unterschieden.

Abbildung 6 zeigt die gesammelten Daten der Zuwächse des Pfahlwiderstandes mit der zuvor thematisierten großen Varianz der Messergebnisse. Die Ergebnisse von dynamischen Probebelastungen, die am betreffendem Pfahl nur einmal durchgeführt wurden, sind mit Werten von $Q/Q_0 \leq 1{,}84$ größer als die Ergebnisse von Pfählen, bei denen mehrfach in zeitlichen Abständen getestet wurde ($Q/Q_0 \leq 1{,}64$). Bei den Belastungsversuchen am erst statisch und danach dynamisch belasteten Pfahl (TP 45) zeigt sich ein höherer Zuwachs als bei der Probebelastung, bei der zuerst eine dynamische und danach eine statische Probebelastung ausgeführt wurden (TP 40). Die eingezeichnete Untergrenze verdeutlicht, dass innerhalb der ersten 10 Tage nur ein moderater Zuwachs und ab 20 Tagen ein in halblogarithmischer Darstellung überproportionaler Anstieg des Zuwachses zu verzeichnen ist (Abbildung 6).

Die Zuwächse an mittels statischen und dynamischen Probebelastungen nur einmal getesteten Pfählen nach Skov & Denver (1988) mit Werten von $2{,}0 \leq Q/Q_0 \leq 2{,}2$ bilden die Obergrenze. Die Messwerte der statischen Zugversuche an Stahlrohrpfählen in Dünkirchen, Frankreich (Jardine & Standing, 2000) zeigen nach 239 Tagen einen Zuwachs von $Q/Q_0 = 2{,}37$ und die statischen Zugversuche in Blessington, UK (Gavin et al., 2015) innerhalb von 210 Tagen einen Zuwachs an Manteltragfähigkeit von $Q/Q_0 = 2{,}1$. Die Messung nach 30 Tagen ergab allerdings eine Abnahme der Tragfähigkeit. Gemäß Gavin et al. (2015) hatte dieser Pfahl ein schlechteres Rammergebnis beim Einbau und demnach auch eine geringere Anfangstragfähigkeit als die anderen Pfähle.

Zum Vergleich der Messergebnisse aus der Datenbank mit dem Prognosemodell gemäß Gleichung Gl. 2 werden diese in Abbildung 6 gegenübergestellt. Hierbei ist zu erkennen, dass bis zu einer Standzeit von rd. 80 Tagen die Prognose oberhalb der unteren Grenze

liegt. Ab einer Standzeit von >80 Tagen liegt die Prognose unterhalb der unteren Grenze der Messwerte und somit auf der sicheren Seite. Je nach Bauablauf ist im Regelfall damit zu rechnen, dass die volle Pfahllast nach einer Standzeit von 60 bis 80 Tagen abzutragen ist. Eine Prognose, die diesen Zeitraum abdeckt, erscheint deshalb sinnvoll.

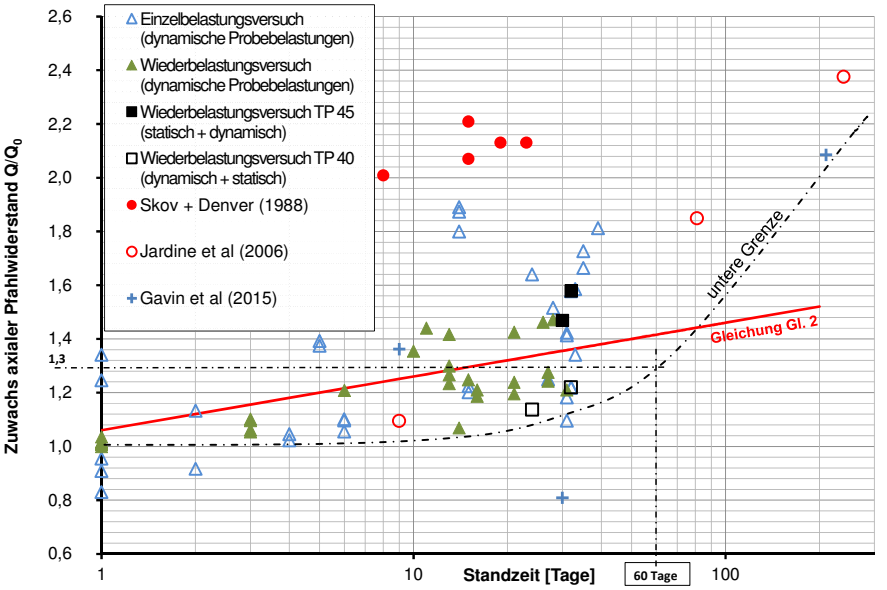


Abbildung 6: Probebelastungsergebnisse an Fertigrammpfählen in Sanden

In Abbildung 7 sind die Ergebnisse aus dynamischen und statischen Probebelastungen in verschiedenen bindigen Böden zusammengestellt.

Bei diesen Böden handelt es sich um überkonsolidierte Tertiärtone mit steifer bis halbfester Konsistenz. Bei Wassergehalten an der Fließgrenze von $0{,}43 \leq w_L \leq 0{,}92$ sowie errechneten Plastizitätszahlen von $0{,}22 \leq I_P \leq 0{,}62$ ergibt sich eine Klassifizierung als mittel- bis ausgeprägt plastische Tone (TM – TA). Weiterhin liegen Probebelastungsergebnisse in normalkonsolidierten Beckenschluffen mit zunächst überwiegend steifer, mit zunehmender Tiefe steif bis halbfester Konsistenz vor. Mit Wassergehalten zwischen $0{,}18 \leq w_n \leq 0{,}3$ undFließgrenzen zwischen $0{,}35 \leq w_L \leq 0{,}4$ ergeben sich rechnerische Plastizitätszahlen von $0{,}18 \leq I_P \leq 0{,}22$. Die im Labor ermittelten undränierten Scherfestigkeiten lagen zwischen c_u = 150 kN/m² und 250 kN/m².

Bei den in Abbildung 7 als „Seeton“ bezeichneten Ergebnisse wurden dynamische Probebelastungen an Stahlbetonpfählen ausgeführt, die durch einen oberen Seeton aus schwach humosen fein-sandigen Tonen breiiger bis weicher Konsistenz ($c_u \leq 10$ kN/m²) und in einen unteren Seeton als feinsandigem Ton von weicher bis steifer Konsistenz (20 kN/m² $\leq c_u \leq$ 120 kN/m²) einbinden. Die Seetone sind normalkonsolidiert.

Bei dem als „Seeton + Geschiebemergel“ gekennzeichneten Fallbeispiel sind die Zuwächse der Pfahlwiderstände nur moderat. Die Pfähle binden hier in einen aus leicht bis mittelplastischen Tonen breiig bis weicher Konsistenz bestehenden Seeton ein, der von einem Geschiebemergel (leicht plastischen Ton) steifer bis halbfester Konsistenz unterlagert wird.

Im Tertiärton wurden nach rd. 50 Tagen Zuwächse von $Q/Q_0 = 1{,}08$ bis 1,46 gemessen. Die Ergebnisse von dynamischen Probebelastungen in Beckenschluffen zeigen deutlich höhere Zuwächse von bis zu $Q/Q_0 = 2{,}36$. Das ergänzende Ergebnis einer statischen Probebelastung im zuvor beschriebenen Beckenschluff ist ebenfalls in Abbildung 7 dargestellt. Vor der Probebelastung wurde vor Aufbringung der statischen Belastung eine projektbezogene Schwelllast in 50 Zyklen aufgebracht. Der Zuwachs der Tragfähigkeit im Vergleich zur Anfangstragfähigkeit (dynamische Probebelastung) ist mit $Q/Q_0 = 1{,}25$ deutlich kleiner als bei den zuvor beschriebenen Wiederbelastungsversuchen.

Die nachgewiesenen Zuwächse der Pfahlwiderstände in den Seetonen liegen nach 8 Tagen bei rd. $Q/Q_0 = 1{,}7$ und nach 80 Tagen bei rd. $Q/Q_0 = 2{,}2$.

Die von Karlsrud et al. (2014) ausgeführten Versuche zeigen Zuwachsfaktoren, die von den Baugrundverhältnissen an den Teststandorten abhängig sind. Die in leicht plastischen, normal konsolidierten Tonen in Stöndal ($w_n = 0{,}3$; $I_P = 0{,}14$) ausgeführten Probebelastungen zeigen eine Zunahme von $Q/Q_0 = 1{,}9$ (nach 65-175 Tagen) bis 2,7 (nach 345-375 Tagen). Für den Standort Onsöy ($w_n = 0{,}6$; $I_P = 0{,}33$) wurden in einem normal konsolidierten, ausgeprägt plastischen Ton nach bis zu 345 Tagen Zuwachsraten von $1{,}1 \leq Q/Q_0 \leq 1{,}3$ ermittelt. Die Ergebnisse am Standort Cowden ($w_n = 0{,}16$; $I_P = 0{,}18$), die in einem leicht plastischen überkonsolidierten Geschiebemergel gewonnen wurden, liegen in einer ähnlichen Größenordnung, wie in Onsöy.

Dessen ungeachtet zeigt sich, dass normal konsolidierte Tone, wie z.B. Seeton oder Beckenschluffe, einen größeren Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes zeigen, als überkonsolidierte Geschiebeböden oder Tertiärtone.

In Abbildung 7 wurden die Messergebnisse dem Prognosemodell gegenübergestellt, wobei eine gute Übereinstimmung der Messwerte in normal konsolidierten Böden festzustellen ist. Die Messwerte in überkonsolidierten Böden werden mit der Prognose deutlich überschätzt.

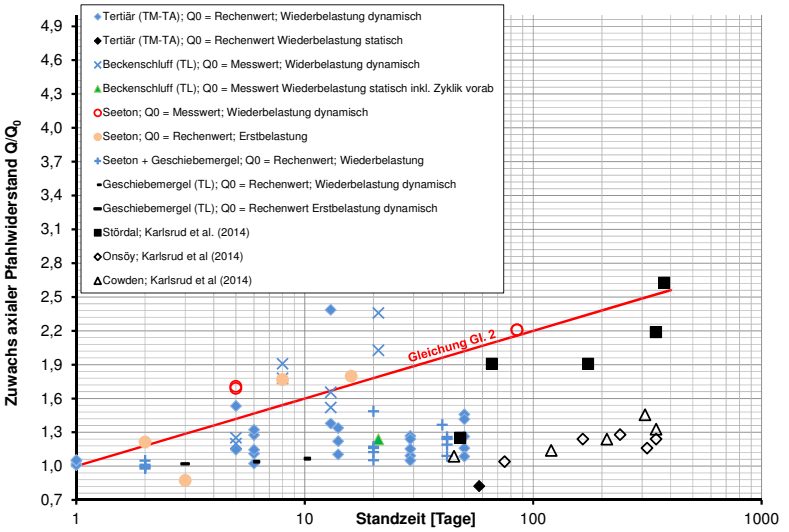


Abbildung 7: Probebelastungsergebnisse an Fertigrammpfählen in bindigen Böden

6. Bewertung bestehender Prognosemodelle

In den vorherigen Abschnitten wurden Messergebnisse von Zuwächsen des axialen Pfahlwiderstandes Q/Q_0 an Fertigrammpfählen aus Stahlbeton vorgestellt, die an extra dafür hergestellten Versuchspfählen sowie an projektbezogenen Probepfählen ermittelt wurden, Diese Messergebnisse belegen, dass der Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes allein auf die Mantelreibung zurückzuführen ist. In bindigen Böden konnte in den ersten Tagen nach der Pfahlinstallation zum Teil sogar eine Abnahme des Fußwiderstandes beobachtet werden.

Nach diesen Auswertungen kann in Sanden nach Standzeiten von ≥ 60 Tagen ohne weiteren Nachweis von einem Zuwachs des axialen Pfahlwiderstandes von $Q/Q_0 = 1{,}3$ bezogen

auf den Zeitpunkt 60 Tage nach der Pfahlinstallation ausgegangen werden. Im Mittel aller Messungen lagen die Zuwächse nach 60 Tagen sogar bei $Q/Q_0 = 1,5$. Die Anwendung von Gleichung Gl. 2 liefert mit einem Anwachsfaktor von $\Delta_{10} = 0,2$ und einer Referenzzeit von $t_0 = 0,5$ Tagen einen Zuwachs von $Q/Q_0 = 1,4$ nach 60 Tagen. Damit wird der Ansatz eines Zuwachses von $Q/Q_0 = 1,3$ nach 60 Tagen zusätzlich bestätigt (vgl. Abbildung 6).

Die Auswertung der Messergebnisse für bindige Böden bestätigt den Ansatz nach Karlsrud et al. (2014) und zeigt, dass der Proportionalitätsfaktor zwischen der Mantelreibung und der Standzeit mit abnehmendem Konsolidierungsgrad und abnehmender Plastizitätszahl zunimmt. Der Zusammenhang nach Karlsrud et al. (2014) ist in Abbildung 8 inklusive der Anwachsfaktoren Δ_{10} für die Versuchsreihen in Konstanz und Emden sowie Beckenschluff und Geschiebemergel dargestellt. Die übrigen Messwerte aus Abbildung 7 konnten nicht ausgewertet werden, da keine Angaben zum Anteil der Mantelreibung vorliegen.

Bei der Bewertung der Proportionalitätsfaktoren in Abbildung 8 ist allerdings zu berücksichtigen, dass dieser Proportionalitätsfaktor nach Gl. 4 für eine Referenzzeit von $t_0 = 100$ Tage gilt. Da die Standzeit der projektbezogenen Ergebnisse bei <100 Tage lag, wurde hier in Anlehnung an Skov & Denver (1988) die Referenzzeit $t_0 = 1$ Tag angesetzt.

Die Ergebnisse aus der Versuchsreihe in Konstanz ergeben für die Referenzzeit von $t_0 = 1$ Tag und einem Anfangsmantelwiderstand von $Q_{0s} = 141$ kN einen Proportionalitätsfaktor von $\Delta_{10} = 1,09$. Der Proportionalitätsfaktor für die Messung der Versuchsreihe in Emden ergibt sich bei ebenfalls $t_0 = 1$ Tag Referenzzeit und einem Anfangsmantelwiderstand von $Q_{0s} = 1734$ kN zu $\Delta_{10} = 0,6$. Für Beckenschluff und Geschiebemergel ergibt sich der Proportionalitätsfaktor zu $\Delta_{10} = 0,6$ und $\Delta_{10} = 0,47$ mit Anfangsmantelwiderständen von $Q_{0s} = 1.597$ kN bzw. $Q_{0s} = 244$ kN.

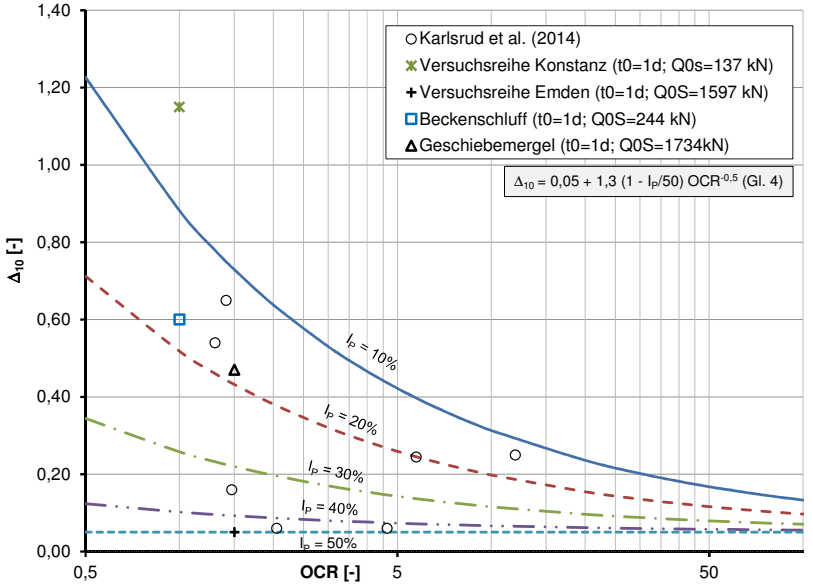


Abbildung 8: Zusammenhang zwischen dem Anwachsfaktor, Konsolidierungsgrad und Plastizitätszahl für Pfähle in bindigen Böden

Insgesamt sind die aus den Messungen zurückgerechneten Werte für Δ_{10} höher als die nach Gl. 4 ermittelten, so dass ein Ansatz nach Gl. 4 auf der sicheren Seite liegt.

Zusammenhänge zwischen der undränierten Scherfestigkeit und dem Zuwachs Q/Q_0 konnten nicht bestätigt werden (vgl. Abbildung 9). Zwar nimmt der Anwachsfaktor überproportional mit zunehmender Scherfestigkeit ab, insgesamt liegt aber der Anwachsfaktor hier in einer anderen Größenordnung als durch Gl. 5 induziert.

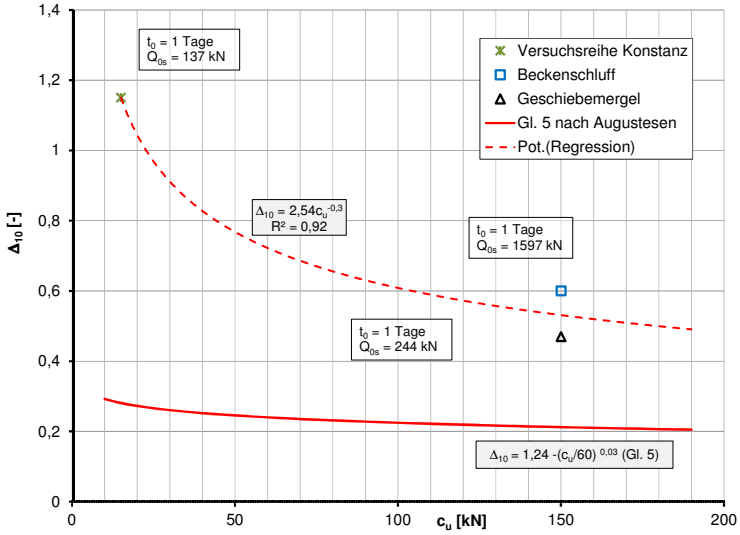


Abbildung 9: Zusammenhang zwischen Anwachsfaktor und undränierter Scherfestigkeit

7. Konzept zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses unter Berücksichtigung der Bodenart und der Bodeneigenschaften

Die in diesem Beitrag vorgestellten Prognosen berücksichtigen die Bodenart und die entsprechenden Bodeneigenschaften nicht differenziert. So unterscheidet Gleichung Gl. 2 zwar nach Sanden, Tonen und Kreide, die Auswertung der Datenbank zeigt allerdings, dass mit diesem einfachen Ansatz für Sande und normal konsolidierte bindige Böden eine relativ gute Prognose möglich ist, aufgrund der Variabilität bindiger Böden jedoch eine zusätzliche Differenzierung notwendig wäre. Die nach Karlsrud et al. (2014) vorgeschlagene Differenzierung nach dem Konsolidierungsgrad erscheint im Vergleich mit den Ergebnissen der Probebelastungsdatenbank zielführend, während der Ansatz auf Differenzierung nach der undränierten Scherfestigkeit im Vergleich mit den Ergebnissen der Datenbank nicht bestätigt werden konnte.

Für eine konzeptionelle Vorgehensweise zur Prognose des zeitabhängigen Zuwachses ist zunächst der relevante Betrachtungszeitraum einzugrenzen, da für den Anwachseffekt sowohl Kurzzeit- als auch Langzeiteffekte eine Rolle spielen. Bei den meisten Bauvorha-

ben ist die Ausführung der Fertigpfahlgründung je nach Ausführungsumfang spätestens nach 14 bis 21 Tagen abgeschlossen. Innerhalb dieser Zeit haben sich die aus Kurzzeiteffekten resultierenden Anwachseffekte eingestellt. Die vollständige Belastung der Pfähle tritt in der Regel erst nach Fertigstellung der Rohbauarbeiten, also je nach Bauwerk und Bauablauf nach ≥ 60 Tagen ein. In diesem Zeitraum sind die Kurzzeiteffekte je nach Bodenart und -eigenschaften meist abgeschlossen, weshalb eine Prognose für den Zeitraum ≥ 60 Tagen wichtig wäre. Ein Rückgang der Tragfähigkeiten ist nach diesem Zeitpunkt so gut wie auszuschließen.

Folgende Aspekte können einer Prognose im Sinne einer Vorbemessung bzw. einer ersten Bewertung von Probebelastungsergebnissen nach derzeitigem Kenntnisstand zu Grunde gelegt werden:

- Eine Prognose für Standzeiten < 60 Tage erscheint nicht sinnvoll.
- Grundsätzlich sind Zuwächse ausschließlich für den Mantelreibungswiderstand zu erwarten.
- In nichtbindigen Böden kann für Standzeiten ≥ 60 Tagen entweder pauschal ein (Mindest-)Zuwachs von 30% angesetzt oder eine Prognose nach Gleichung Gl. 2 vorgenommen werden.
- In bindigen Böden ist nach dem Konsolidierungsgrad zu unterscheiden:
  - Bei normalkonsolidierten Böden kann nach 60 Tagen ein Zuwachs von Q/Q_0 = 2 angenommen werden. Ansonsten liefert Gleichung Gl. 2 für normalkonsolidierte bindige Böden eine gute Orientierung.
  - Bei überkonsolidierten Böden kannnach 60 Tagen von einem Zuwachs von Q/Q_0 = 1,3 ausgegangen werden.

Grundsätzlich sind zur Überprüfung und Ausnutzung einer zeitabhängigen Zunahme des Widerstandes von Fertigrammpfählen bzw. zur weiteren Absicherung der Prognosemodelle insbesondere in bindigen Böden die Ausführung wiederholte Pfahlprobebelastungen zu empfehlen.

Literatur

Augustesen, A. (2006): The effects of time on soil behaviour and pile capacity: PhD Thesis, Aalborg University, Denmark, Department of Civil Engineering, (DCE Thesis; No. 4).

Axelsson, G. (2000): Long-term set-up of driven piles in sand, Ph.D. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology), Stockholm, Sweden

Bowman, E.T., Soga, K. (2003); Creep ageing and microstructural change in dense granular materials. Soils & Foundations, Vol. 43 (4), 107-117

Gavin, K., Jardine, R. J., Karlsrud, K., Lehane, B.M. (2015): The effects of pile ageing on the shaft capacity of offshore piles in sand. Proc. Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics III (ISFOG), Meyer (ed.), Taylor & Francis Group, Oslo, 129-151

Grabe, J., König, F. (2006): Zeitabhängige Traglaststeigerung von Verdrängungspfählen. Vorträge der Baugrundtagung 2006 in Bremen, DGGT, 291-298

Jardine, R.J., Standing, J.R. and Chow, F.C. (2006): Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand. Géotechnique 56(4), 227-244

Karlsrud, K., Jensen, T.G, Lied, W.E.K, Nowacki, F. & Simonsen, A.S. (2014): Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests. Proc. of Offshore Technology Conference, Houston, May 2014, Paper No. OTC-25197-MS

Lim. J.K., Lehane, B.M. (2014): Characterisation of the effects of time on the shaft friction of displacement piles in sand. Géotechnique 64(6), 476-485

Moormann, 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

Rimoy, S.P., Silva, M., Jardine, R.J., B.T., Tsuha, C.H.C. (2015): Field and model investigations into the influence of age on axial capacity of displacement piles in silica sands, Géotechnique, 65(7), 576-589

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

Zhang, Z., Wang, Y.H. (2014): Examing setup mechanisms of driven piles in sand using laboratory model pile tests. J. Geotech. and Geoenviron. Eng., 141(3), 04014114.

Autoren

Dr.-Ing. Lars Vavrina vavrina@aarsleff-grundbau.de
Dipl.-Ing. Ulrich Plohmann plohmann@ aarsleff-grundbau.de
Dipl.-Ing. MBA Peter Wardinghus wardinghus@ aarsleff-grundbau.de

Aarsleff Grundbau
Friedrich-Ebert-Damm 111 www. aarsleff-grundbau.de
22047 Hamburg Tel.: 040.69 67 21 04

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Christian Moormann christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

Institut für Geotechnik (IGS), Universität Stuttgart www.uni-stuttgart.de/igs/
Pfaffenwaldring 35 Tel.: 0711.685 62436
70569 Stuttgart

CentrumPfähle heißt jetzt Aarsleff Grundbau







AARSLEFF

Neuer Name und viele Mehrwerte für Sie

Sie kennen uns als CentrumPfähle und als kompetenten Partner für Beratung, Planung und Ausführung von Tiefgründungen. Seit Juli 2016 heißen wir jetzt Aarsleff Grundbau GmbH und haben unser Produktportfolio um den Vollverdrängungsbohrpfahl erweitert.

Kombiniert mit dem Centrum Fertigpfahl ist dies in Deutschland nahezu einzigartig und bietet Ihnen noch mehr Gründungslösung aus einer Hand.

Als Spezialist für Pfahlgründungen stehen wir für Maßhaltigkeit, Transparenz und Qualität.

Sprechen Sie uns an, wir finden die beste Gründung für Ihr Bauvorhaben!

Aarsleff Grundbau GmbH
Friedrich-Ebert-Damm 111, 22047 Hamburg
Telefon 040 696720, Fax 040 69672222
info@aarsleff-grundbau.de

www.aarsleff-grundbau.de

Franki-Piles – Bewährtes Pfahlsystem im Hause Keller

K. Maihold, B. Böhle, Keller Grundbau GmbH, Technisches Büro;

M. Stäge Keller Grundbau GmbH, NL Stuttgart

1 Einleitung

Im Hause Keller Grundbau wurde der Entschluss zur Erweiterung der Produktpalette um Franki-Piles gefasst. Hierbei handelt es sich um Ortbetonrammpfähle mit Innenrohrrammung nach DIN EN 12699. Die Herstellung erfolgt mit aufgeweitetem Fuß. Dieses bewährte Pfahlsystem wird von der Keller Group weltweit bereits seit Jahrzehnten erfolgreich eingesetzt.

Nach intensiver Recherche wurde klar, dass dieses Ziel, den Marktanforderungen geschuldet, nur mit moderner und innovativer Gerätetechnologie erfolgreich umgesetzt werden kann. Hierzu startete ein Expertenteam im Juni 2015 die Entwicklung und den Bau eines neuen modernen Gerätes. Nach ersten erfolgreichen Funktionstests im Frühsommer 2016 erfolgten weitere Tests auf einem Bauhof in Norddeutschland. Im Rahmen eines Testfeldes wurden Franki-Piles gemäß EA-Pfähle in den Durchmessern 51 und 61 cm realisiert. Bereits kurze Zeit später wurden 2 Baustellen erfolgreich abgewickelt.

Im folgenden Beitrag soll näher auf die Entwicklung der Gerätetechnik, die Testfelder, internationale Bauausführungen und Bemessungsansätze und die ersten Baustellen in Deutschland eingegangen werden.

2 Historie

Die klassische Pfahlgründung mittels eingerammten Holzpfählen wurde gegen Ende des 19. Jahrhunderts durch bewehrte Betonfertigpfähle ergänzt, die ebenfalls mittels Rammverfahren eingebracht wurden. Bereits zu diesem Zeitpunkt suchten Ingenieure und Baumeister auch nach Lösungen um Ortbeton bei der Pfahlherstellung einzusetzen. So wurde Anfang des 19. Jahrhunderts ein Ortbetonpfahl mit wiedergewonnener, im Bohrverfahren niedergebrachter Verrohrung, der Straußpfahl, entwickelt. Benannt nach seinem Erfinder, dem russischen Bergingenieur Anton Strauß. Er wurde in Deutschland von Dyckerhoff und Widmann in vielen Fällen erfolgreich ausgeführt. In die so erzeugten Bohrlöcher von 30-40cm Weite wird Beton eingestampft, während gleichzeitig der Futterrohr mit Winden gezogen wird.

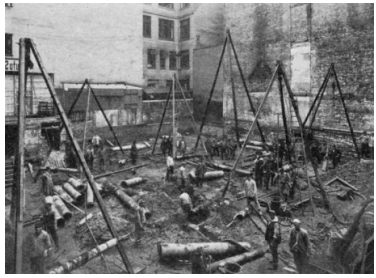
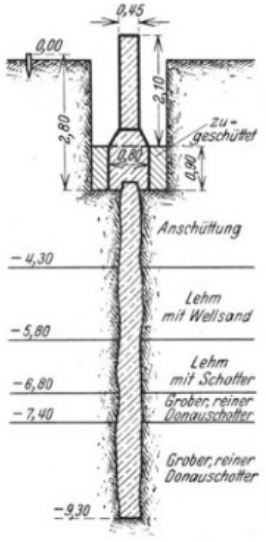


Abbildung 2-1: Bohrung für Straußpfähle beim Bau des Hamburger Geschäftsgebäudes des Hamburger Fremdenblattes





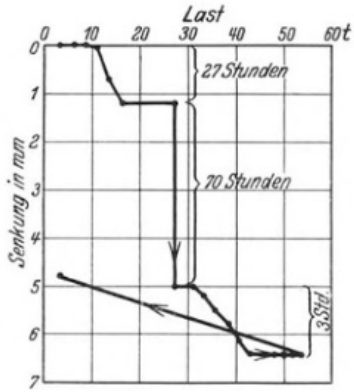


Abb. 498. Belastungsversuch mit einem Strauß-Pfahl in Heiligenstadt (Wien) am 25. 7. 1910.

Abbildung 2-2: Ausgegrabener Strauß-Pfahl (Dyckerhoff & Widmann)

Abbildung 2-3: Belastungsversuch mit einem Strauß-Pfahl in Heiligenstadt (Wien) am 25.7.1910

1909 erfand der belgische Ingenieur Edgard Frankignouls ein Verfahren mit dem ein bewehrter Ortbetonrammpfahl hergestellt werden konnte. Insbesondere die Möglichkeit, die Pfahllänge variabel an die Baugrundverhältnisse anzupassen und mittels Innenrohrrammung einen ausgerammten, vergrößerten Pfahlfuß für enormes Tragvermögen herzustellen, machen diesen „Franki-Pfahl“ bis heute einzigartig. Zahlreiche Belastungsproben zeigten bereits früh außerordentlich gute Ergebnisse. Die nachstehende Tabelle stammt aus einem Aufsatz von Regierungsbaumeister a.D. Koch von 1926. Hier wird gezeigt, dass Franki-Pfählen Belastungen bis zu 100t zugewiesen werden können. [KOCH, BAUTECHNIK 1926, HEFT 33]

O.Z.	Zeit	Ort	Untergrund	Länge des Pfahles m	Probebelastung t	Einsenkung größte mm	Einsenkung elastische mm	Einsenkung bleibende mm	Zulässige Belastung t
1	XII/1912	Materialprüfungsamt Berlin	Torf, Ton und Sand mit Grundwasser	11,0	72,6	4			
2	I/1911	Ougrée-Marihaye bei Lüttich	Schlacke, Anschüttung und Ton	14,0	473	40			90
3	X/1923	Residenzpalast in Brüssel	Auffüllung, Torf Schwimmsand und Lehm	45,5	100	5			50
4					102	4			
5	III/IV/1926	Basilika Koekelberg, Brüssel,	Sand und sandiger Ton	10,65	335	6	3	3	100
6				9,5	250	8			80
7	XI/1923	Hongkong	Sand und Ton mit Grundwasser	10,0	100	9			75
8	IX/1915	Gas- und Elektzitätswerke Ville sur Haine	1 m Ackerboden, 6 bis 7 m weicher Ton mit Wasser, 1,5 bis 2 m Torf, 1 m schlechter Kies, darunter Mergel	10,0	180	9			60

Abbildung 2-4: Probebelastungsergebnisse an Franki-Pfählen Anfang des 19.Jh

„Ein Pfropfen aus erdfeuchtem Beton wird eingerammt, der mit Hilfe der Wandreibung das Rohr nachzieht. In der Tiefe wird ein Klumpfuß eingestampft und das Rohr entsprechend dem Auffüllen mit Beton gezogen.“ [TRAUGOTT, SCHIFFMANN, EINFÜHRUNG IN WASSERBAU UND GRUNDBAU, 1950]

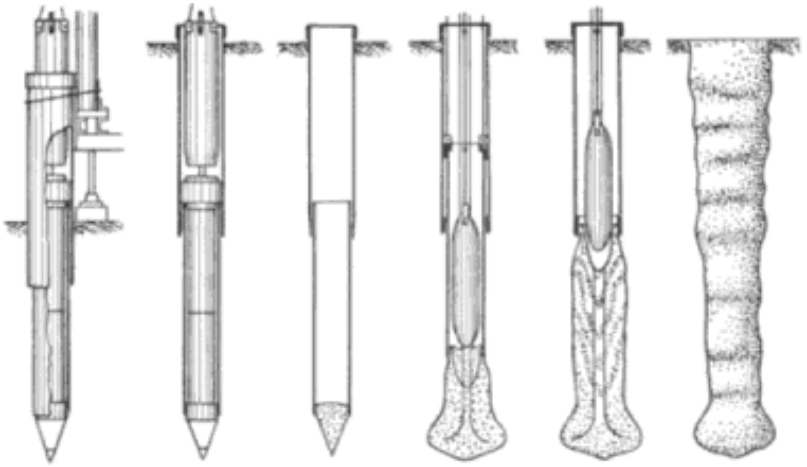


Abbildung 2-5: Der Franki-Pfahl (1926)

[G. HETZELL,O. WUNDRAM, DIE GRUNDBAUTECHNIK UND IHRE MASCHINELLEN HILFSMITTEL, 1950]

Otto Jörß wertete eine große Anzahl von Probebelastungen aus und stellte einen Zusammenhang zwischen der eingebrachten Energie und Volumen zur Tragfähigkeit her. Im Ergebnis entstanden die Fußkurven. [BRIEKE, GARBERS, VON DER ERFINDUNG EDGARD FRANKIGNOULS BIS ZUM MEGAPFAHL, 2011]

3 Weiterentwicklung der Gerätetechnik

Bereits die ersten Franki-Rammen zeichneten sich durch Windentechnik, Mäkler, Rammbär (zylindrisches Metallgewicht) und wiedergewonnenes Rammrohr aus. Betrieben wurden sie mit Heizkesseln zur Dampferzeugung. Die Rammen wurden über Gleise bzw. Rollen auf dem Baufeld bewegt. Mit der Entwicklung des Schreitfahrwerks wurden die Rammen mobil. Diese Technologie ist heute noch weltweit verbreitet.

Bereits in den 70er Jahren wurden in England und später auch in Südafrika Franki-Rammen auf Raupenfahrwerk entwickelt. Bis heute werden diese „Crawler-Rigs“ in Südafrika erfolgreich eingesetzt.
Mit der Entscheidung im Hause KELLER in neueste Gerätetechnologie zur Herstellung der „Franki-Piles“ zu investieren, stand folgende Grundsatz-Entscheidung an:

Schreitfahrwerk oder Raupenfahrwerk?

Schnell war man sich in der KELLER Group einig. Der Unterwagen der Maschine basiert auf einem modernen, teleskopierbaren Raupenfahrwerk. Insbesondere Standsicherheit, schnelle Umsetzvorgänge und die Möglichkeit durch die Hydraulikabstützung des Oberwagens, das Raupenfahrwerk um 360° drehen zu können, führten zu dieser Entscheidung. Modernste computergesteuerte Windentechnik sorgt für eine optimierte Pfahlherstellung. Der neu konzipierte, modulare Mäkler ist auch für höchste Rohrzugkräfte zur Herstellung von Franki-Piles (DN > 70cm) ausgelegt. Die Pfahlherstellung kann auch geneigt erfolgen („über Kopf“ und in den „Nacken“). Der Transport der Maschine erfolgt „in einem Stück“, das heißt inkl. Mäkler und Kabine.
Ein wichtiger Punkt ist der Arbeitsplatz des Maschinisten. Neben sicherheitsrelevanten Merkmalen sind Klimaanlage, ergonomischer Fahrersitz, Windensteuerung mittels Computer-Panell und bedienerfreundliche Steuerelemente selbstverständlich. Die Erfassung und Dokumentation der Herstellparameter wird in naher Zukunft ebenfalls möglich sein.

Die bisherigen positiven Erfahrungen mit unserer neuen Ramme fließen in den aktuell anstehenden Neubau weiterer Geräte mit ein.

Von Belgien aus begann die weltweite Erfolgsgeschichte des Franki-Pfahls. Eine Vielzahl von Projekten auf allen Kontinenten konnte sicher gegründet werden. Das Engagement der KELLER Group wird mit dazu beitragen, dass die geniale Idee von Edgard Frankignouls auch im 21. Jahrhundert erfolgreich fortgeschrieben wird.

4 Probefeld

Auf einem Bauhof der Keller Grundbau GmbH in Norddeutschland wurde in einem Versuchsfeld das neue Pfahlsystem „Franki-Piles“ getestet.
Im Rahmen des Versuchsfeldes wurden:

a) das eigens konzipierte und konstruierte Franki-Pile-Gerät unter Baustellenbedingungen getestet,
b) Probepfähle zur Optimierung der Gerätesteuerung und der Pfahlfußausbildung hergestellt,
c) Probepfähle für Pfahlprobebelastungen hergestellt,
d) statische und dynamische Probebelastungen ausgeführt

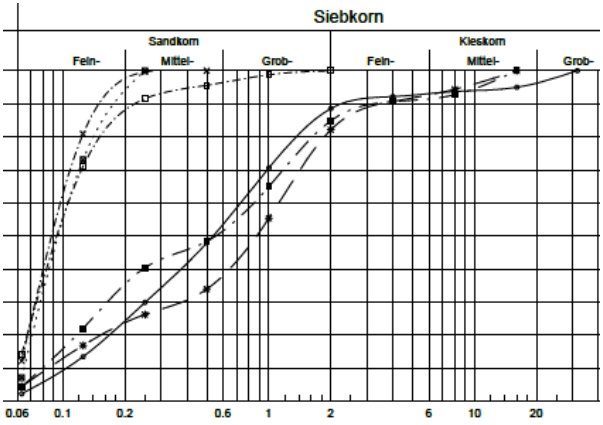


Abbildung 4-1: Siebanalyse

Der Baugrund im Bereich des Probefeldes wurde im Rahmen einer geotechnischen Untersuchungskampagne durch Drucksondierungen und Aufschlussbohrungen erkundet. Im Untersuchungsgebiet stehen Sande, überwiegend Feinsande mit unterschiedlich großen Anteilen der benachbarten Kornfraktionen, an. In den oberen 10–11 m besitzen die Sande eine lockere bis mitteldichte Lagerung. Unterhalb von ca. 11 m unter GOK stehen die Sande in einer mitteldichten bis dichten Lagerung an und eignen sich zum Lastabtrag.

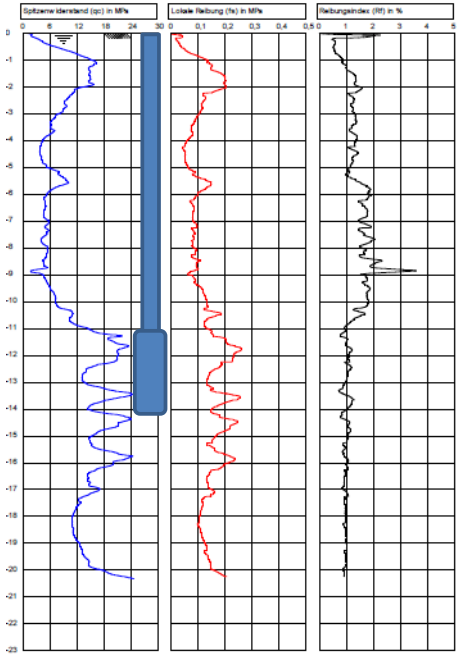


Abbildung 4-2: DS 11 vor Pfahlherstellung



Abbildung 4-3: Probebelastung Pfahl P1 (Ø = 61 cm) bei Nacht

Die instrumentierten Probebelastungen wurden von der Fa. IPM aus Gotha durchgeführt und durch die TU Braunschweig begleitet. Integritätsprüfungen erfolgten sowohl vor als auch nach einer dynamischen Probebelastung und dienen somit auch der Überprüfung, ob Beschädigungen der Pfähle durch die dynamischen Belastungen hervorgerufen wurden. Bedingt durch das Herstellverfahren von Franki-Piles ist infolge des ausgeprägten Pfahlfußes mit einer Minderung des Pfahlfußreflexes zu rechnen. Zudem kann durch eine Kiesvorverdichtung die nachweisliche Pfahllänge variieren, diese hat daher nur eine untergeordnete Rolle bei Einteilung in die Ergebnisklassen. Im Rahmen der Herstellung der Franki-Piles traten im Laufe der Arbeiten wahrnehmbare Erschütterungen in der Umgebung auf. In direkter Nachbarschaft zum Probefeld befindet sich eine Auto-Leasingfirma mit einem Bürogebäude und ein weiteres Firmengebäude. Um eine Gefahrenabschätzung für die Bausubstanz vornehmen zu können, wurden baubegleitend durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) Erschütterungsmessungen durchgeführt und eine Bewertung hinsichtlich der DIN 4150 Teil 3 'Einwirkungen auf bauliche Anlagen' geliefert (1999). Es konnten während der Rammarbeiten vom 31.08 und 02.09 sowie während der dynamischen Probebelastung keine Erschütterungen mit Schwinggeschwindigkeiten größer als die Anhaltswerte nach DIN 4150 Teil 3 festgestellt werden. [TU BRAUNSCHWEIG, INTERGRITÄTSMESSUNG, 2017]

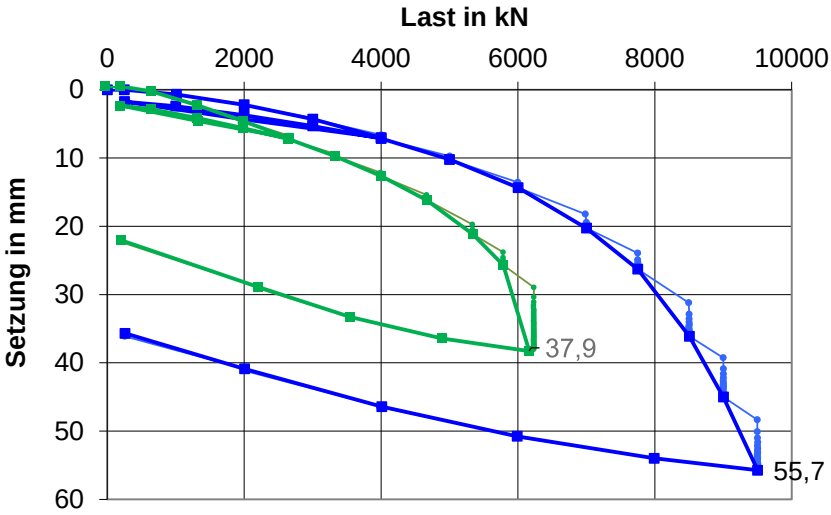


Abbildung 4-4: Lastsetzungskurven P1(D=61cm) und P2 (D=51cm)

Aufgrund der unterschiedlichen Lagerungsdichten der anstehenden Sande wurde der Baugrund mittels Kiesvorverdichtung verbessert. Der Pfähle konnten mit 6,5 MN (P2) und der Pfahl P1 mit 9,5 MN (Abbildung 4-4) belastet werden, ohne dass die Versagenskriterien bzw. Kriechmaße nach EA-Pfähle überschritten wurden. Die Ergebnisse liegen über dem oberen Grenzwert der EA-Pfähle.

5 Bemessung und Ausführung national und international – im Vergleich

Die Bemessung erfolgt national gemäß. EC7 und EA-Pfähle Kap. 5.4.5 auf der Basis von Erfahrungswerten in Abhängigkeit vom der eingebrachten Rammenergie und dem Pfahlfußvolumen.

International existieren verschiedene semi-empirische Bemessungsverfahren zur Prognose der Pfahltragfähigkeiten von Rammpfählen. Die Grundzüge einiger Verfahren werden im Folgenden kurz dargestellt.

5.1 Australien und Afrika



Abbildung 5-1: Franki-Pile-Geräte Australien



Abbildung 5-2: ICC and Five Star Hotel, Swaziland - 2015

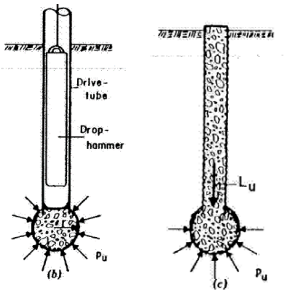
Die Ermittlung der Pfahlwiderstände erfolgt ähnlich der Bemessung gem. EA-Pfähle. Die Grundlage bildet hierbei die Nordlund Methode. Diese Methode wird von US-Behörden für Autobahnbau verwendet und von der US-Bundesfernstrassenverwaltung empfohlen. Die Methode ist semiempirisch und basiert auf Pfahltests (Nordlund 1963, 1979). Die Mantelreibung für einen Homogenbereich kann wie folgt abgeschätzt werden:

$f_s = K_\delta \cdot C_F \cdot \sigma_v'(z) \cdot \sin(\delta)$
mit
$K_\delta =$ Erddruckbeiwert
C_F = Korrekturfaktor K_δ in Abhängigkeit von D
$\sigma_v'(z)$ = Vertikale Erddruckspannung (tiefenabhängig)
δ = Reibungswinkel zwischen Boden und Pfahl

Nordlund ermittelt die Spitzendruckspannung wie folgt:
$q_b = \propto_T \cdot N_q' \cdot \sigma_v'(z)$
mit
$\propto_T$= dimensionsloser Faktor abhängig vom Pfahlfußdurchmesser
N_q' = Spitzendruckfaktor (in Abhängigkeit von ϕ)
$\sigma_v'(z = L)$ = Vertikale Erddruckspannung (z = L)

Die Werte für die Faktoren $K_\delta, C_F, \sigma_v'(z), \delta, \propto_T, N_q'$ werden üblicherweise aus Diagrammen z.B. dem FHWA – Handbuch für Rammpfähle abgelesen.

Die Ansätze aus der Bemessung können, wie in Deutschland, über die Ergebnisse der Rammung überprüft werden und das einzubringende Fußvolumen verifiziert werden. Im Unterschied zur europäischen Praxis wird ermittelt, in wie weit der Widerstand wächst weiteres Material einzurammen. Das Pfahlfußvolumen wird kübelweise zugegeben und dabei werden die benötigten Rammschläge aufgezeichnet. Sind die Schläge unterhalb der Sollschlaganzahl, wird ein erneuter Kübel Material zugegeben. Im Unterschied zur europäischen Praxis wird somit ermittelt, in wie weit der Widerstand weiteres Material einzurammen, wächst.



$$dE = F \cdot dr = p_u \cdot 4\pi r^2$$

$$E = e \cdot W \cdot H \cdot n = p_u \left(\frac{4}{3} r_2^3 - \frac{4}{3} r_1^3\right)$$

$$E = e \cdot W \cdot H \cdot n = p_u (V_2 - V_1)$$

$$pu = \frac{e \cdot W \cdot H \cdot n}{(V_2 - V_1)}$$

$$L = \frac{W \cdot H \cdot n \cdot V^{\frac{2}{3}}}{K}$$

(Nordlund, 1982)

mit

L = Pfahlfußwiderstand

W = Gewicht des Bären

H = Fallhöhe

n = Anzahl der Schläge / Kübel VKübel=0,14m³

V = Fußvolumen

K = Anpassungsfaktor (bodenabhängig, dimensionslos)

[NORDLUND; DYNAMIC FORMULA FOR PRESSURE INJECTED FOOTINGS, VOL.108 NO. GT3 ASCE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION MARCH 1982]

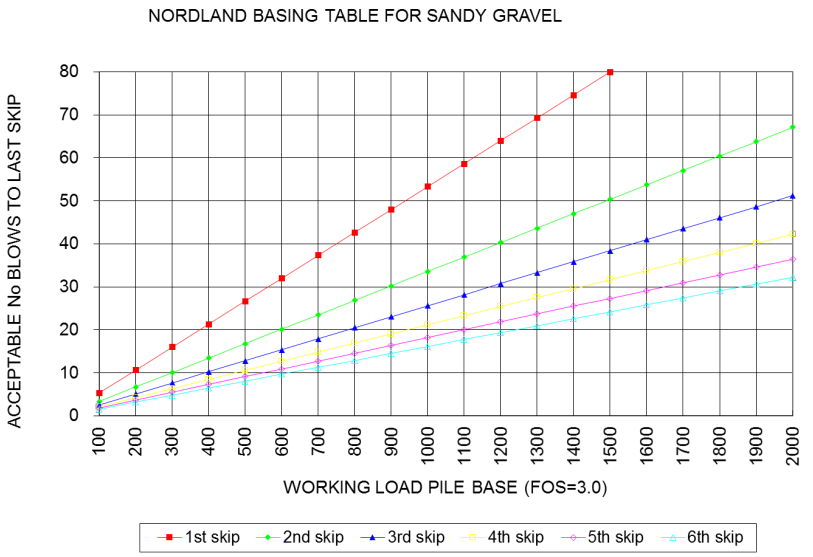


Abbildung 5-3: Bemessungsdiagramm Franki-Pile Afrika und Australien

5.2 Asien

Die Bemessung der Pfähle erfolgt über die bekannten Ansätze von Mantelreibung und Spitzendruck. Die Mantelreibung für bindige Böden ist, wie auch in Deutschland, von der undrainierten Kohäsion abhängig, während bei nichtbindigen Böden die Mantelreibung über einen tiefenabhängigen Faktor berücksichtigt wird multipliziert mit der Vertikalspannung. Der aufnehmbare Spitzendruckanteil ist abhängig vom Reibungswinkel und der Vertikalspannung.

Eine spezielle Berücksichtigung von Rammergebnissen zur Verifizierung des Spitzendrucks wird nicht vorgenommen.

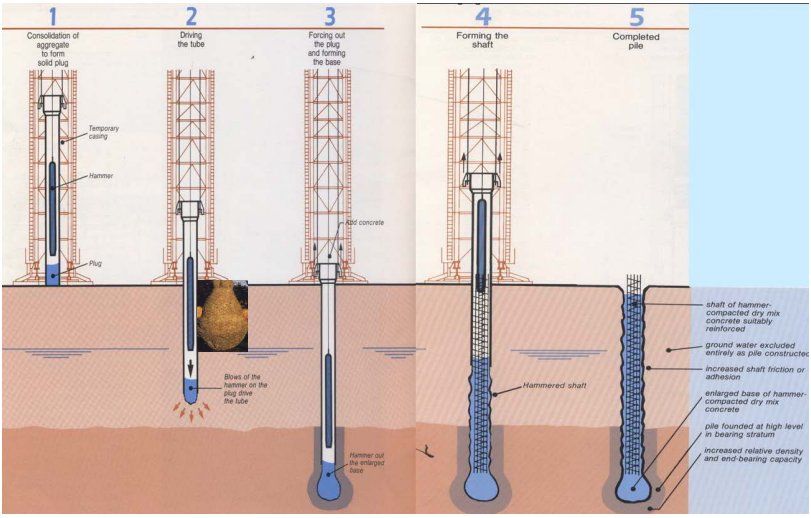


Abbildung 5-6 : indonesische Verfahrensbeschreibung Franki-Pile



Abbildung 5-7: Franki-Pile-Geräte Asien

6 Die ersten Baustellen in Deutschland

6.1 Kornwestheim

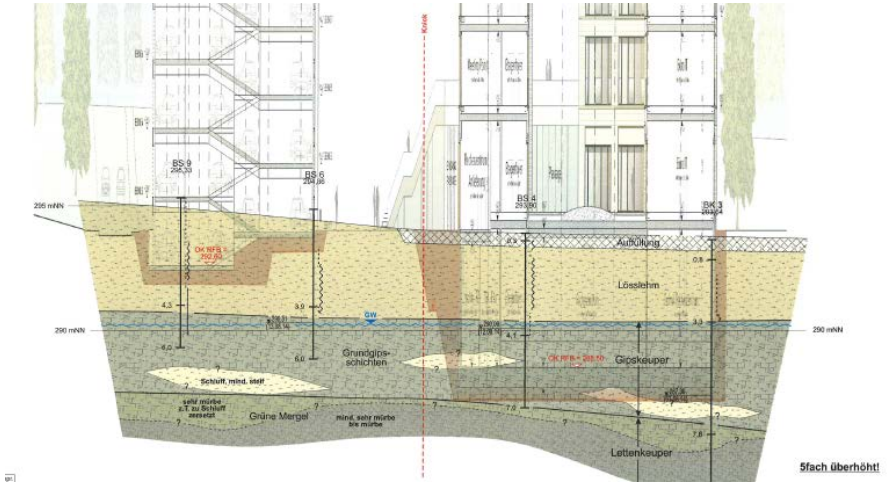


Abbildung 6-1: Baugrundprofil Kornwestheim

Der Baugrund zeigt vereinfacht einen bis zu vierschichtigen Aufbau aus künstlichen Auffüllungen, Lösslehm, Grundgipsschichten des Gipskeupers und Grünen Mergeln des Lettenkeupers.

Es liegen zuoberst künstliche Auffüllungen. Die Mächtigkeit der Auffüllung beträgt wenige Dezimeter bis rund 1 m. Darunter folgt Lösslehm, der aus der Verwitterung von eis-zeitlich vom Wind abgelagertem Löss hervorging. Nach unten schließen die sog. Grundgipsschichten an, die das unterste Schichtglied des Gipskeupers (Grabfeld-Formation) bilden. Sie bestehen überwiegend aus grüngrauem, teils auch violettbraunem, sehr mürbem, zum Teil zu Schluff zersetztem Schlufftonstein. Zuunterst folgen die sog. Grünen Mergel des Lettenkeupers (Erfurt-Formation). Darunter liegen grüngraue bis dunkelgrüngraue Schluffton-Steine. Die Schichten des Lettenkeupers setzen sich noch rund 15 m zur Tiefe hin fort und lagern dort dem Oberen Muschelkalk auf.



Abbildung 6-2: Baustellenbetrieb Kornwestheim

Pfahl Nr. D1

Länge ca. 8 m + ca. 1 m
Messlänge ca. 8,3 m
Durchmesser ca. 51 cm
Tiefe im Boden ca. 8 m
Neigung: lot

Element-Nr.	von Tiefe [m uGOK]	bis Tiefe [m uGOK]	Mantelreibung [kN]
1	0	0,7	ca. 120
2	0,7	1,8	ca. 105
3	1,8	2,8	ca. 100
4	2,8	3,9	ca. 95
5	3,9	4,9	ca. 135
6	4,9	5,9	ca. 155
7	5,9	7	ca. 170
8	7	8	ca. 230
Fußwiderstand			ca. 4730
Gesamtwiderstand			**ca. 5840**

Pfahl Nr. D2

Länge ca. 9 m + ca. 1 m
Messlänge ca. 9,3 m
Durchmesser ca. 51 cm
Tiefe im Boden ca. 9 m
Neigung: lot

Element-Nr.	von Tiefe [m uGOK]	bis Tiefe [m uGOK]	Mantelreibung [kN]
1	0	0,7	ca. 100
2	0,7	1,8	ca. 60
3	1,8	2,8	-
4	2,8	3,8	ca. 30
5	3,8	4,9	ca. 50
6	4,9	5,9	ca. 45
7	5,9	6,9	ca. 60
8	6,9	8	ca. 145
9	8	9	ca. 230
Fußwiderstand			ca. 5680
Gesamtwiderstand			**ca. 6400**

Abbildung 6-3: Dyn. Probebelastung

6.2 Mühlacker



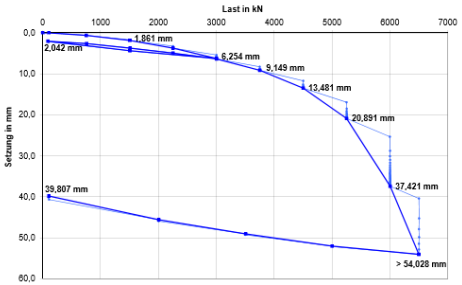


Abbildung 6-4: Mühlacker - P2 - Durchmesser 51 cm

Für den Neubau einer Fertigungshalle für Werkzeugbau war eine Tiefgründung herzustellen.

Die Lasten der Hallenkonstruktion sollen auf Stützen bzw. Einzelfundamenten abgetragen werden, die bedingt durch die lockere Lagerung des Untergrundes auf Pfähle aufgestellt werden müssen.

Bodenschichtung:

Bis in 2 m Tiefe steht aufgefülltes rolliges Material an. Darunter folgt bis max. 3,0 m unter GOK brauner Hanglehm in steifer Konsistenz, der ab 2,4 m u GOK von dunklen weichen bis steifen Seetonablagerungen unterlagert wird oder Hanglehm, der in steif bis halbfester Konsistenz übergeht und mit weichen Seeton-Ablagerungen wechselt.

Die parallel ausgeführten Schweren Rammsondierungen erreichten Tiefen bis über 10,0 m unter GOK. Bis zu Tiefen zwischen 5 bis 8 m sind die Schlagzahlen meist gering (<10), d.h. die Lagerungsdichte ist als locker zu betrachten. Die Rammsondierungen DPH 2 und DPH 5 enden jeweils auf fest bis harten Horizonten wahrscheinlich kleinräumige Felsbänke aus Tonstein oder Mergelstein

Der unterlagernde Gipskeuper in unterschiedliche Höhenlagen und Stärken deutet darauf hin dass das Gebirge auch hier noch tiefreichend umgelagert, d.h. verstürzt ist. Es handelt sich um unterschiedlich stark verwitterte Tonsteine und Mergelsteine, zwischen denen früher Gipssteinbänke eingelagert waren, die im Laufe der Jahrmillionen aber ausgewaschen wurden und dadurch Gebirgsnachbrüche verursacht haben.

Literatur

DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.); EA-Pfähle, Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", *2., wesentlich überarb. u. erw. Auflage - Januar 2012*

G. Hetzell,O. Wundram; Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel, *Springer-Verlag Berlin Heidelberg- 1929*

Nordlund; Dynamic Formula for Pressure Injected Footings**,** *Vol.108 No. GT3 ASCE Geotechnical Engineering Division March 1982*

Regierungsbaumeister a.D. Koch; *Bautechnik 1926, Heft 33*

Regierungsbaumeister a.D. Koch; Der Franki-Pfahl, *Bautechnik 1926, S. 483.*

Traugott, Schiffmann; Einführung in Wasserbau und Grundbau, *Springer-Verlag Wien - 1950*

TU Braunschweig; Integritätsprüfungen an Ortbeton-Verdrängungspfählen mit lnnenrohrrammung (Franki-Pile System Keller) auf dem Testfeld Keller Dorfmark Bericht der Messungen vom 12.10.2016, *Braunschweig, 2017*

U.S. Department of TFHA (Transportation Federal Highway Administration), CHAPTER 7. ANALYSES OF THE AXIAL LOAD TESTS AT THE ROUTE 351 BRIDGE*, FHWA-HRT-04-043, Washington DC, March 2006*

Werner Brieke, Thomas Garbers; 99 Jahre FRANKIPFAHL – 75 Jahre FRANKI in Deutschland, *Pfahlsymposium 2007, Braunschweig*

Werner Brieke, Thomas Garbers; Von der Erfindung Edgard Frankignouls bis zum Megapfahl, *Pfahlsymposium 20011, Braunschweig*

Autoren

Dipl.-Ing. Katja Maihold
Keller Grundbau GmbH
Technisches Büro
Becklinger Str. 21
29683 Bad Fallingbostel
k.maihold@kellergrundbau.com
Tel.: +49 (0) 5163 299-0

Dipl.-Ing. Björn Böhle
Keller Grundbau GmbH
Technisches Büro
Mausegatt 45-47
44866 Bochum
b.boehle@kellergrundbau.com
Tel.: +49 (0) 23 27 804 71

Dipl.-Ing. Manfred Stäge
Keller Grundbau GmbH
Grabenstr. 32
72669 Unterensingen
m.staege@kellergrundbau.com
Tel.: +49 (0) 7022 26689-0
www.kellergrundbau.com

.. fünf der vielen hochwertigen Sisgeo Messsysteme ..





Inklinometer-Messketten

Modular, digital für vertikale und horizontale Messlinien

OMNIALog

Das Datenerfassungssystem für die Geotechnik mit integriertem Webserver und hoher Einsatzflexibilität



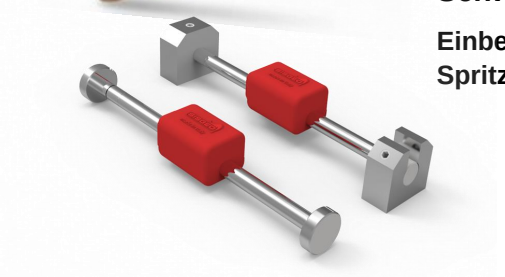
Mini-OMNIALog

Der kleine 4-Kanal Datenlogger für die Geotechnik. Auch er mit integriertem Webserver, hoher Einsatzflexibilität, kostengünstig



CRD-400 Ablesegerät

Ein Gerät für alle analogen Sensoren (4-20mA, mV/V, NTC, Pt100, Schwingsaiten, wheatstonesche Brücke) menugesteuert, spritzwasserdicht.



Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmer

Einbetonierbare, aufschweissbare, für Spritzbeton

SISGEO
ERARBEITEN LÖSUNGEN

www.sisgeo.com

daniel.naterop@sisgeo.com

Bauwerksgründung unter Wasser mit amagnetischen Materialien – Herausforderung und innovative Neuentwicklungen

Henning Janssen, Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH, Hamburg

1 Einleitung

Das Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Lübeck realisiert für die Wehrtechnische Dienststelle 71 der Bundeswehr (WTD 71) den Neubau einer Entmagnetisierungs-Behandlungsanlage in Kiel-Friedrichsort. Die EB-Anlage soll vor allem der Deutschen Marine als auch der Königlich Niederländischen Marine zur magnetischen Vermessung, der Entmagnetisierung, der Einstellung von Schlingerfeldern sowie der Einstellung von MES-Anlagen ferromagnetischer Schiffe ihrer Marineeinheiten dienen. Die Mineneigenschutzanlage (MES-Anlage) dient dabei der Kompensation vorhandener Restfelder nach der Entmagnetisierung. Ziel der zuvor genannten Maßnahmen ist es, die Marineeinheiten magnetisch „unsichtbar“ zu machen. Dieses dient dem Schutz vor Seeminen mit magnetisch arbeitenden Zündern. Die Anlage ist weltweit die modernste und damit einzigartig - eine ähnliche Anlage gibt es nur in den USA.

Mit der Errichtung wurde die Arbeitsgemeinschaft „EM-Behandlungsanlage“, bestehend aus den Firmen Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH, August Prien Bauunternehmung GmbH & Co. KG und Tiefbau GmbH Unterweser, beauftragt.

Der Neubau der EB-Anlage ist erforderlich, da ferromagnetische Schiffe in der alten Anlage aufgrund höherer Anforderungen nicht mehr ausreichend vermessen werden können. Die bestehende Anlage ist veraltet und zu klein für heutige Schiffstypen. Im Zuge des Neubaus wird die Alt-Anlage zurückgebaut. Zukünftig können Schiffseinheiten mit einer Länge von bis zu 180 Metern, einer Breite von 25 Metern und einem Tiefgang von 9 Metern die EB-Anlage nutzen. Die neue EM-Anlage – die das Herzstück der EB-Anlage darstellt - wird die äußeren Abmessungen von 240 Metern mal 80 Meter haben. Dieses entspricht ungefähr vier Fußballfeldern.

Die zu vermessenden Schiffseinheiten werden im Schleppverband oder mit eigener Kraft über die Anlage verholt. Im Simulationsbetrieb für die Schlingervermessung sind die Einheiten über der Anlage zu vertäuen. Hierzu ist ein entsprechendes Verankerungssystem, das sogenannten Festmacher-System, vorgesehen.

Die EB-Anlage muss komplett amagnetisch, d. h. nicht magnetisch und nicht aufmagnetisierbar, sein. Für die Vermessung und Behandlung der Schiffe sind Störungen durch magnetische Einflüsse auszuschließen. Grundsätzlich werden für den Bau der Anlage daher nur amagnetische Materialien verwendet. Neben der zu gewährleistenden Störungsfreiheit der zu errichtenden Anlage müssen auch bestehende magnetische Störfaktoren des Gewässergrundes ausgeschlossen werden. Hierfür wurde eine umfangreiche Kampfmittelsuche und -räumung im Bereich der neuen EB-Anlage durchgeführt.

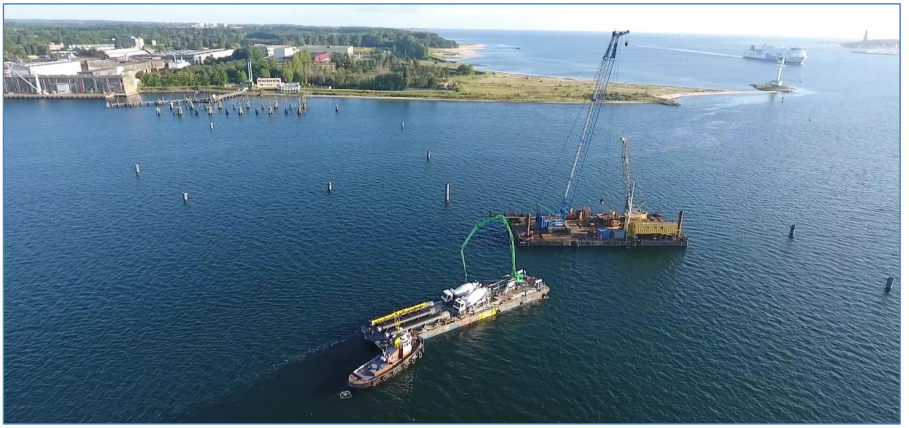


Bild 1: Übersicht

Die wesentlichen Bauwerke der neuen EB-Anlage entstehen ca. 300 Meter vom Ufer entfernt und in rund zehn Metern Wassertiefe. Für die Gründung werden knapp 600 mit GFK-Stäben und einer Edelstahl-Wendel bewehrte Betonfertigpfähle hergestellt und unter Wasser eingebaut. Die für die Vermessung der Schiffe erforderliche elektrotechnische Spulen- und Sondenanlage wird in den Kabeltrögen des Überbaus verlegt. Der Überbau besteht aus einer Holz-Kunststoff-Konstruktion. Insgesamt sind für den Überbau 166 teils unterschiedliche Überbaueinheiten mit einer Länge von bis zu 15 m und einer Breite von bis zu 2,40 m herzustellen. Alle Materialien für die Pfähle und den Überbau sowie alle erforderlichen Verbindungsmittel werden vor dem Einbau magnetisch geprüft.

Die mess- und simulationstechnischen Einrichtungen der EM-Anlage bestehen aus einem Spulensystem und zwei Sondenreihen. Zur Sicherung des hohen elektrischen Energiebe-

darfs während der Nutzung, werden drei dieselelektrische Gleichstromerzeuger an Land vorgesehen. Die Gesamtmaschinenleistung beträgt 7.000 KW.

2 Vorstellung des Projektes

Die an der Kieler Förde liegende Entmagnetisierungs- und Behandlungsanlage (EB-Anlage) besteht im Wesentlichen aus folgenden Bauwerken:

- EM-Anlage (Sondenanlage, Spulenträger, Festmacher-System),
- Überlaufstrecken (Nord-Süd, Ost-West und Möltenort),
- Anlegebrücke,
- diverse Dalben aus Holz,
- diverse Hochbauten an Land.

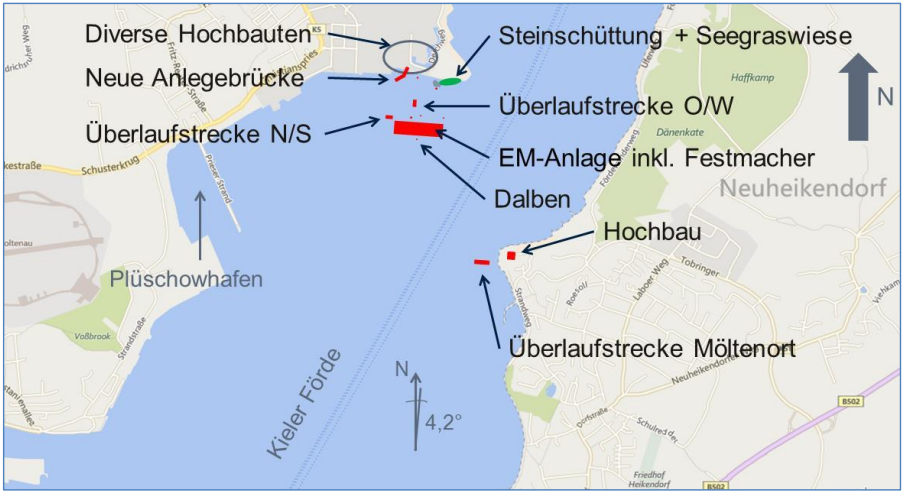


Bild 2: Lageplan – Gesamtübersicht

Die beiden erstgenannten Bauwerke, EM-Anlage und die drei Überlaufstrecken, sind die Hauptelemente der EB-Anlage und befinden sich komplett unter der Wasseroberfläche.

Die Überbaueinheiten der EM-Anlage liegen ca. 11 m unter dem Wasserspiegel direkt über der Gewässersohle. Die Überlaufstrecken O/W und N/S haben jeweils eine Länge von ungefähr 35 m und liegen ca. 9 m unter dem Wasserspiegel. Schiffe mit größerem

Tiefgang können die ca. 75 m lange Überlaufstrecke Möltenort überfahren, die mit einer Tiefe von ungefähr 12 m unterhalb der Wasseroberfläche ca. 3 m tiefer liegt.

Die EM-Anlage sowie die drei Überlaufstrecken sind um 4,2° gegen die geografische Nordrichtung verdreht und sind somit an dem magnetischen Nordpol ausgerichtet.

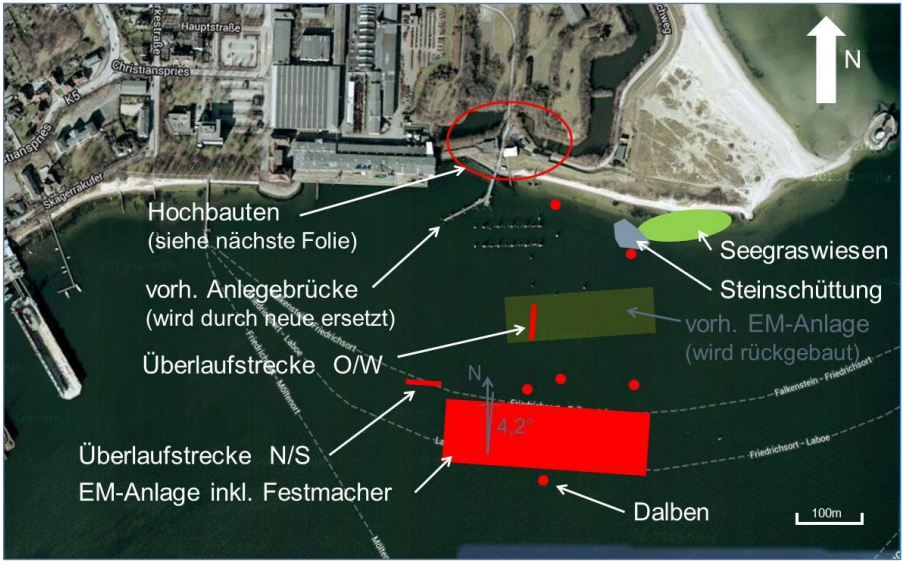


Bild 3: Lageplan – Kiel-Friedrichsort

Der Verwaltungsentwurf des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamtes Lübeck sah für die Gründungspfähle ein einheitliches Raster von 5,0 m vor. Die Gründungspfähle sollten als Ortbetonbohrpfähle hergestellt werden, die im Bereich der Weichschicht ein Hüllrohr erhalten. Weiterhin sollte ein Teil der Pfähle in Neigung hergestellt werden.

Beauftragt wurde ein Nebenangebot der Bietergemeinschaft „EM Behandlungsanlage“ Das Nebenangebot sah die technische und konstruktive Optimierung der Gründungselemente sowie der Systemlängen der Überbaueinheiten vor. Das Raster der Gründungspfähle wurde in der Regel um 2,5 m auf 7,5 m erhöht, so dass die Anzahl der Pfähle deutlich reduziert und die Wirtschaftlichkeit erhöht werden konnte. Des Weiteren wurden die ausgeschriebenen Bohrpfähle durch Betonfertigpfähle ersetzt. Alle Gründungspfähle werden zudem lotrecht hergestellt. Im Zuge der Ausführung wurden die zum Festmachen der Schiffe erforderlichen Festmachertonnen sowie deren Gründungspfähle ebenfalls opti-

miert. Anstatt der drei ausgeschriebenen Ortbetonbohrpfähle mit einem Durchmesser von 0,76 m wird jede Festmachertonne an einem einzigen Großbohrpfahl mit einem Durchmesser von 1,80 m angeschlossen.

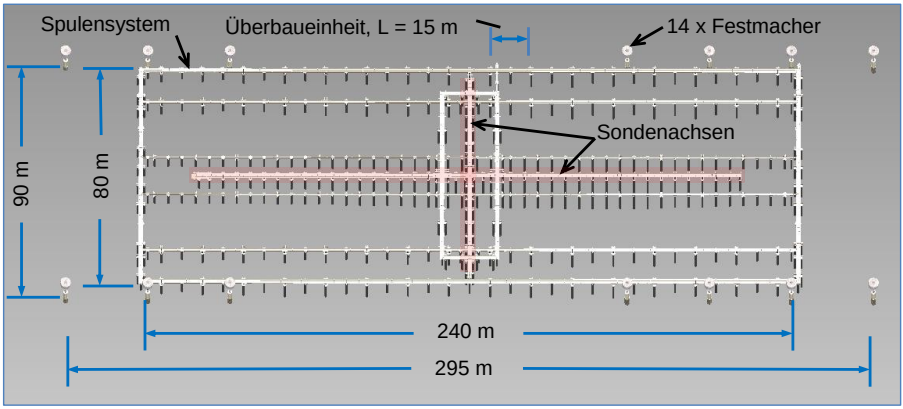


Bild 4: Übersicht EM-Anlage

Das Projekt bringt nachstehende Besonderheiten mit:

- Es dürfen nur amagnetische Baustoffe verwendet werden:
  - → kein Baustahl, keine Stahlbetonbewehrung,
  - → Verbindungsmittel aus amagnetischem Stahl (1.3964),
  - → Verwendung von zugelassener GFK-Bewehrung,
  - → Kabeltröge aus Kunststoff,
  - → Tragkonstruktion des Überbaus und Dalben aus Holz.
- Verwendung von Hölzern mit einer natürlichen Dauerhaftigkeit:
  - → Beständig gegen den Schiffsbohrwurm (Teredo navalis),
  - → Verwendung der Holzarten Basralocus und Bongossi.
- Die EM-Anlage befindet sich ca. 11 m unter dem Wasserspiegel.
- Kampfmittel und andere Anomalien im Baufeld.

3 Baugrund

Die Gewässersohle liegt auf NHN ca. -12,0 m oder wurde bis dahin mittels Wasserinjektionsverfahren abgetragen, wenn der anstehende Baugrund höher anstand. Die erst bei NHN ca. -23,0 m anstehenden tragfähigen Böden werden von einer ca. 11 m mächtigen holozänen Weichschicht überlagert.

Zu den tragfähigen Böden zählen holozäne Sande und Kiese, Beckensedimente, Schmelzwassersande und –kiese sowie Geschiebemergel. Überlagert werden diese von Schlick, Mudde und organischen Mischböden.

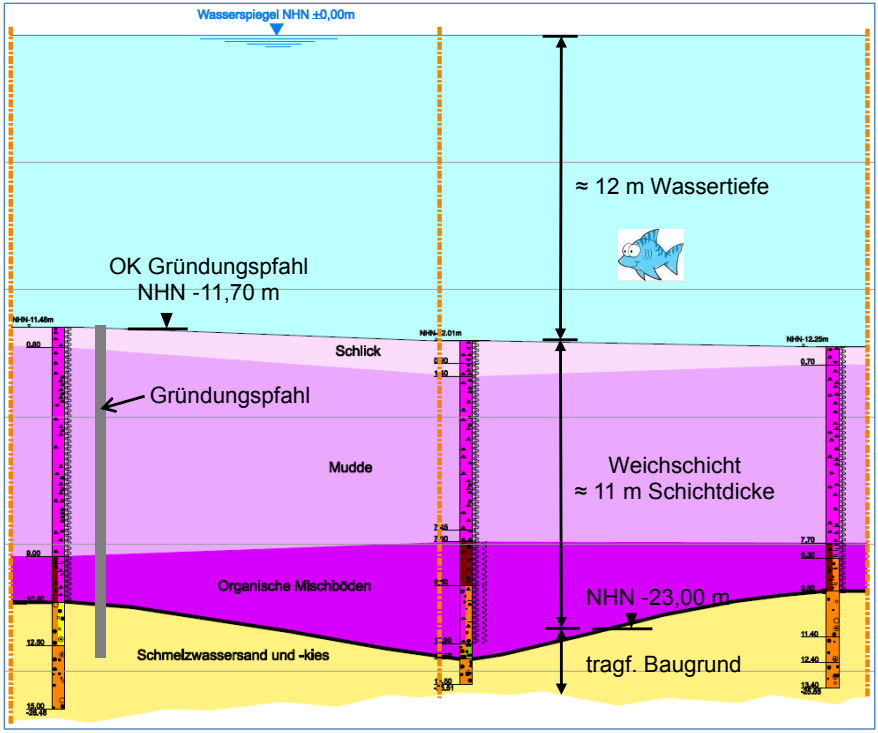


Bild 5: Exemplarischer Baugrundlängsschnitt

Innerhalb der holozänen Weichschicht ist die Mudde am stärksten vertreten. Kornalytisch handelt es sich bei der Mudde um schwach bis stark tonigen, örtlich schwach mittelsandigen Schluff und Feinsand.

4 Gründungspfähle

4.1 Allgemein

Als Gründungselemente kommen bis zu ca. 17,5 m lange mit GFK-Längsbewehrung und Edelstahl-Wendel bewehrte Betonfertigpfähle zum Einsatz. Zur Erzielung eines amagnetischen Betons wurde im Betonwerk ein Zement mit Splittmaterial der Qualität E 1 (unbedenklich hinsichtlich Alkalireaktion) aus Norwegen gemischt, weil dieses keine magnetischen Anteile enthält. In Abständen von ca. zwei Wochen wurden Proben des Zements und der Zuschlagsstoffe von der Wehrtechnischen Dienststelle 71 (WTD 71) in Lehmbek hinsichtlich magnetischer Störfaktoren überprüft. Für den späteren Anschluss des Überbaus erhalten alle Pfähle am Kopf einen Gewindebolzen aus Edelstahl. Zum Befestigen eines Kranseiles erhalten die Pfähle am Kopf eine Anschlaghilfe aus Stahl. Weiterhin schützt die Anschlaghilfe die Gewindebolzen und den Kopfbereich vor Ablagerungen, die beim Verfüllen des Ringraums auftreten können.



Bild 6: Pfahlkopf mit Gewindebolzen



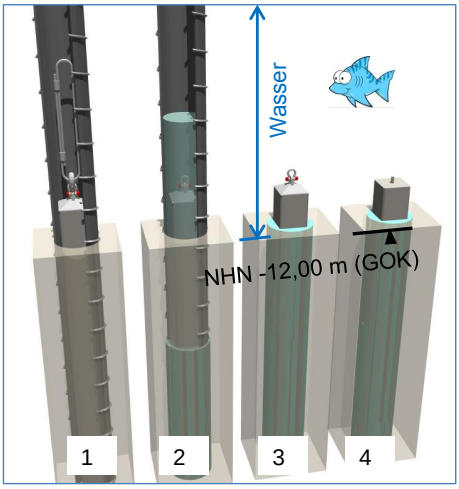
Bild 7: Anschlaghilfe

Die relativ geringen Vertikallasten werden ausschließlich von den tragfähigen Bodenschichten über Mantelreibung und Spitzendruck aufgenommen. Durch eine mindestens 3 m tiefe Einbindung der Pfähle in die tragfähigen Bodenschichten ist der Abtrag der Vertikallasten sichergestellt. Die Unterkante der Gründungspfähle ergibt sich somit aus der stark wechselnden Oberkante der tragfähigen Bodenschichten. Durch den Einsatz der vorkonfektionierten Betonfertigpfähle konnte u. a. auf die im Bereich der Weichschicht ausgeschriebenen PEHD-Hüllrohre verzichtet werden.

Die Belastung der Gründungspfähle in horizontaler Richtung ergibt sich ausschließlich aus Strömung und einer etwaigen Schiefstellung der Pfähle. Die Aufnahme der Horizontalkräfte geschieht hauptsächlich durch die Bettung in der Weichschicht.

4.2 Einbau

Der Einbau der Gründungspfähle erfolgt von einem Ponton aus, der eigens für dieses Projekt mit einem sogenannten Pool – einer Aussparung - ausgestattet wurde. Hierdurch wird die Krängung des Pontons beim Pfahleinbau auf ein Minimum reduziert, was den vertraglich hohen Anforderungen an die Genauigkeit sehr entgegenkommt. Zur Vermeidung von Rissen und Schäden an den Betonfertigpfählen werden diese mit einer hydraulischen Kippvorrichtung aufgerichtet. Die mit einer verlorenen Fußplatte aus Beton ausgerüstete Bohrschnecke wird auf die erforderliche Tiefe gebohrt. Anschließend wird der komplett vorkonfektionierte Betonfertigpfahl auf der Fußplatte abgestellt. Nach dem Einstellen des Pfahles in die wasserfreie Seele wird erst ein Teil des insgesamt erforderlichen Bodenersatzsystems eingebaut, so dass eine ausreichend große Auflast (Pfahleigengewicht + Ringraumfüllung) auf der Fußplatte sichergestellt ist, durch die beim anschließenden Ziehen der Bohrschnecke die Verbindung zwischen Fußplatte und Bohrschnecke zerstört wird.



1. Bohrschnecke auf Tiefe bohren. Einstellen des Betonfertigpfahles in die Seele.
2. Einbau des Bodenersatzsystems bei gleichzeitigem Ziehen der Bohrschnecke.
3. Der Ringraum ist verfüllt und die Bohrschnecke gezogen.
4. Demontage der Anschlaghilfe mittels Taucher und anschließendes Reinigen des Pfahlkopfes.

Bild 8: Einbau Betonfertigpfahl (schematisch)

Ein zu großer Überdruck in der Bohrung führt beim Ziehen der Bohrschnecke ggf. zu einer Vergrößerung des Bohrlochs und somit zu einem erhöhten Materialbedarf, welcher aus Gründen der Wirtschaftlichkeit zu vermieden ist. Es war somit notwendig den Vorgang des Verfüllens und Ziehens der Bohrschnecke zu optimieren und die richtige Balance zu finden. Das Ziehen der Bohrschnecke erfolgt rotationslos bei gleichzeitigem Verfüllen. Sobald das komplette Bodenersatzsystem eingebaut ist, muss zur Erzielung eines ausreichenden Überdrucks die Seele weiter mit Wasser aufgefüllt werden, damit am unteren Ende der Bohrschnecke das Eindringen von Wasser oder Boden verhindert wird. Nähert sich das untere Ende der Bohrschnecke der Gewässersohle kann ein zu großer Überdruck ggf. zum Aufbrechen des umgebenden Bodens führen. Um sicherzustellen, dass zu jedem Zeitpunkt des Pfahleinbaus der richtige Druck herrscht, wurde für jeden Pfahltyp eine Arbeitsanweisung in Form eines Diagramms (siehe Bild 9) erstellt. Aus dem Diagramm lassen sich z. B. die Bohrschneckenunterkante sowie die dazugehörige Verfüllmenge bzw. -Höhe zum betrachteten Zeitpunkt ablesen. Nach Erreichen einer ausreichenden Anfangsfestigkeit wird die Anschlaghilfe am Pfahl in Taucherarbeit entfernt und der Pfahlkopf mit einer Hochdrucklanze gereinigt und anschließend überprüft.

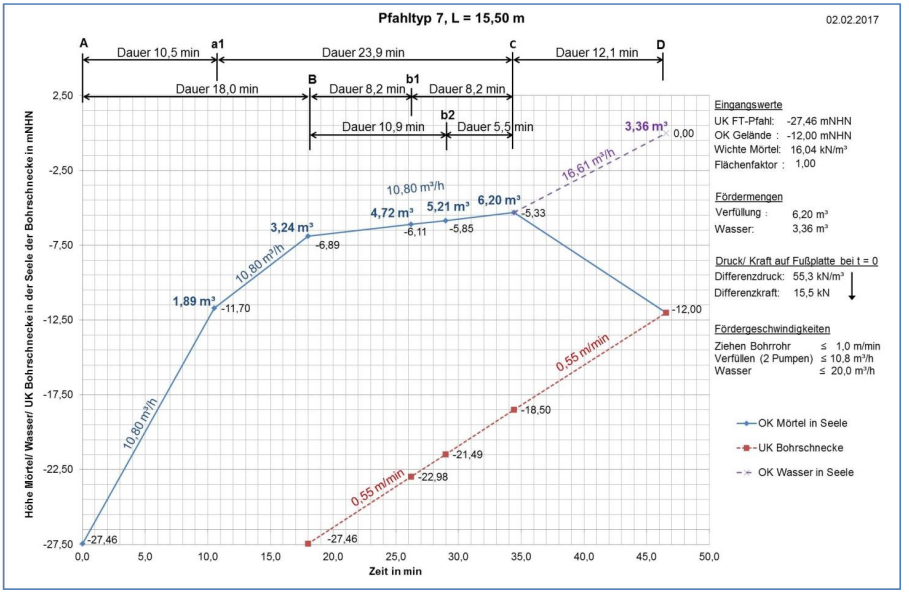


Bild 9: Arbeitsanweisung für den Einbau des Betonfertigpfahles

Die Mindestscherfestigkeit des Bodenersatzsystems sollte für die Übertragung der Bettungsspannungen mindestens $c_{u,k}$ >= 0,5 N/mm² betragen (≈ Glimmerschluff/ -ton). Das entspricht einer einaxialen Druckfestigkeit von $\sigma_x = 2 \cdot c_{u,k} = 2 \cdot 0{,}5 N/mm^2 = 1{,}0 N/mm^2$ (siehe z. B. Mohrscher Spannungskreis usw.).

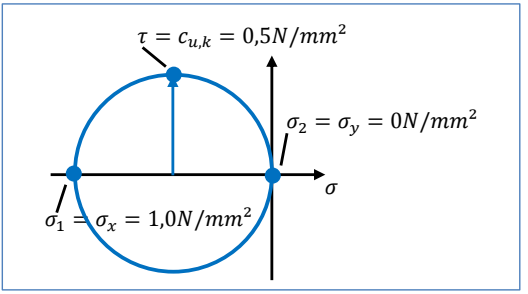


Bild 10: Mohrscher Spannungskreis

Bei der Wahl des Bodenersatzsystems ist darauf zu achten, dass sich dieses beim Einbau nicht entmischt und nicht zu schnell anzieht, da ansonsten beim Ziehen der Bohrschnecke die Gefahr des „Mitziehens“ des Betonfertigpfahles besteht. Weiterhin sollte eine gute stützende Wirkung gewährleistet sein, so dass bei gezogener Bohrschnecke der Betonfertigpfahl sich nicht an die Bohrlochwand lehnt und es somit zu einer Abweichung zur Lotstellung kommt.

4.3 Vermessung

Die Positionsbestimmung geschieht mittels GNSS (Global Navigation Satellite System), bei dem mehrere Satellitensysteme wie z. B. das amerikanische GPS, das russische Glonass oder zukünftig das europäische Galileo genutzt werden.

Für eine genaue Positionsbestimmung der verwendeten GNSS-Empfänger wird eine an Land exakt eingemessene Referenzstation eingesetzt. Diese ortsfeste Referenzstation sendet wahlweise per Funk- oder Internetverbindung ein Korrektursignal an die Satelliten-Empfänger. Die Genauigkeit der Positionsbestimmung liegt hierdurch sowohl in der Höhe als auch in der Lage bei ± 1 cm.

In einem ersten Schritt erfolgt die Positionierung des Pontons durch drei an den Ecken des Pontons angebrachte GNSS-Empfänger. Dabei stellt eine zuvor mit der AllTerra-Positions-

Software erstellte Positionsplanung über Schutzzonen sicher, dass eine Beschädigung der bereits eingebauten Pfähle durch die Pontonstelzen vermieden wird.

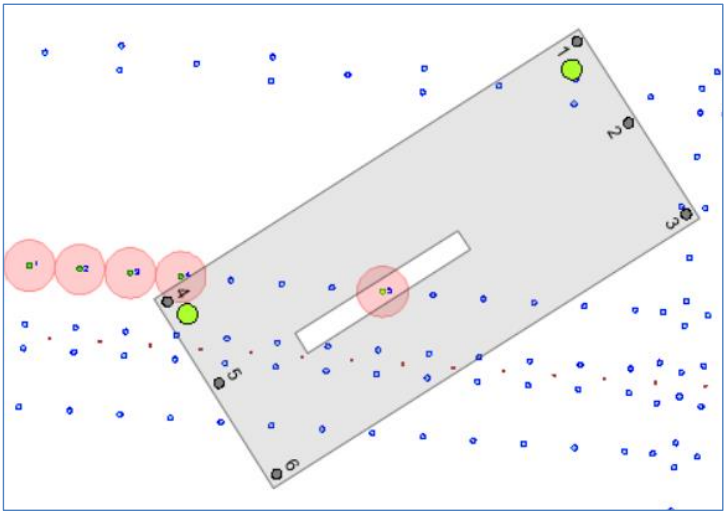


Bild 11: AllTerra-Positions-Software

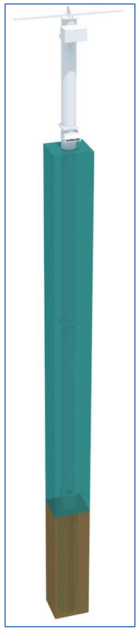


Bild 12: Messmast

Das Verholen des Pontons geschieht mittels Winden bis eine Lagegenauigkeit von ± 10 cm erreicht wird. In einem weiteren Schritt wird anschließend das mit einem Mäkler ausgerüstete Arbeitsgerät auf die genaue Bohrpunktposition gefahren. Die Positionierung des Mäklers sowie die Ausrichtung der Bohrschnecke erfolgen dabei ebenfalls über zwei am Mäkler-Kopf angebrachte GNSS-Empfänger sowie über den Neigungsmesser des Arbeitsgerätes. Zur Kontrolle der Höhe nach Bohrbeginn wird zusätzlich eine NHN-Höhenmarke an Land mittels Rotationslaser auf das schwimmende Gerät projiziert.

Zur Bestimmung der Ist-Lage wird ein 15 m langer Messmast jeweils auf den Pfahlkopf der bereits eingebauten Pfähle aufgesetzt. Das Messsystem verfügt über zwei GNSS-Empfänger und zwei Neigungssensoren. Mittels GNSS- und Neigungsmessung wird die genaue Lage des Mast-Fußpunktes (= OK Betonpfahl) ermittelt. Zur Lage- und Höhenkontrolle erfolgt eine zweite Messung, bei der der Messmast zuvor um 180° gedrehte wird. Differieren die beiden Messergebnisse um mehr als 6 cm (durch Wind/ Wellen/ Messfeh-

ler) werden in zwei weiteren um 90° bzw. 270° gedrehten Messmaststellungen weitere Kontrollmessungen durchgeführt.

4.4 Dynamische Probebelastung

Die vertikale Tragfähigkeit soll an zwei Bauwerkspfählen durch einen dynamischen Pfahltest überprüft werden. Hierzu ist es erforderlich die Oberkante des Bauwerkspfahls bis über die Wasseroberfläche mittels einer sogenannten Jungfer zu verlängern. Die knapp 15 m lange Pfahljungfer ist ein speziell hergerichteter Stahlbetonpfahl, der als Einfädelhilfe und zur Verstärkung am unteren Ende eine Stahlummantelung mit einer trichterförmigen Führungshaube aus herkömmlichem Baustahl erhält. Für den oben herausstehenden Gewindebolzen des Betonfertigpfahls wird eine kreisförmige Aussparung vorgesehen. Zum Ausgleichen von Unebenheit in den Betonoberflächen wird zwischen Bauwerkspfahl und Jungfer eine ca. 15 mm dicke Nylonplatte gelegt. Um gleichbleibende Messparameter zu erhalten, wird bei jedem zu prüfenden Pfahl eine neue Nylonplatte verwendet. Bei der Messung können nur die auf den Bauwerkspfahl übertragenen Druckkräfte aufgezeichnet werden. Dementsprechend ist die vollständige Grenzlast des Pfahles wahrscheinlich nicht nachweisbar. Dies ist aber aufgrund der relativ gering nachzuweisenden Kräfte unkritisch. Die Pfahljungfer wird am Kopf mit jeweils zwei gegenüberliegend angebrachten Dehnungs- und Beschleunigungsmesswertaufnehmern ausgerüstet. Der Abstand zum Pfahlkopf ergibt sich aus der Größe der Rammhaube.

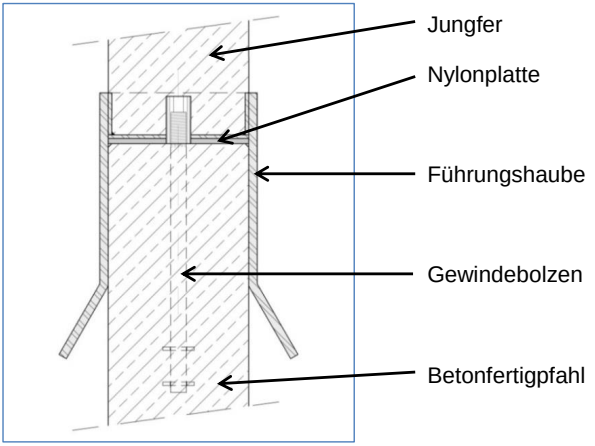


Bild 13: Pfahljungfer mit Führungshaube

5 Überbau

Die für die Vermessung der Schiffe erforderliche elektrotechnische Spulen- und Sondenanlage wird in den aus teils unterschiedlichen Einheiten bestehenden Überbau verlegt. Die Regel-Überbaueinheit weist eine Länge von 15 m auf. Die Kunststoff-Kabeltröge mit einer maximalen Einzellänge von 5 m werden über Langlöcher mit den Streckbalken aus Basralocus/ Bongossi verschraubt. Hierdurch ist eine zwängungsfreie Längenänderung bei Erwärmung/ Abkühlung der Kabeltröge möglich. Der relativ hohe Wärmeausdehnungskoeffizient für Kunststoff beträgt $\alpha = 2 \cdot 10^{-4}\ K^{-1}$. Bei einer Temperarturdifferenz von 10 K beträgt die Längenänderung eines 5 m langen Kabeltroges somit 1 cm. Die Joche und Zangen werden zur Aufnahme von Toleranzen, die nie ganz auszuschließen sind, mit einer geringen Überlänge hergestellt. So ist es ohne Sonderkonstruktion möglich, Abweichungen von der Soll-Lage von bis zu 30 cm auszugleichen. Zum Ausgleich von Abweichungen in der Höhe wird die Pfahlanschlusskonstruktion nach dem Höhenaufmaß der bereits hergestellten Gründungspfähle mit einer individuellen Länge gefertigt. Der gesamte Überbau soll unter Berücksichtigung der Ist-Lage der Pfähle komplett an Land aufgebaut werden. Hierdurch kann relativ einfach auf Abweichungen reagiert werden und aufwendige Störungen beim Einbau der Überbaueinheiten unter Wasser werden vermieden.

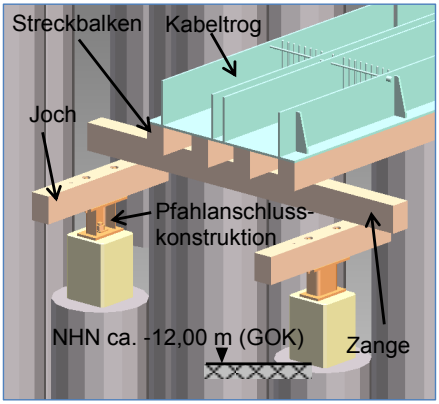


Bild 14: Querschnitt Überbau



Bild 15: Kunststoff-Kabeltrog

Wegen der besonderen Stahlsorte 1.3964 und aufgrund von teilweise erforderlichen Sonderformen müssen die für die Herstellung des Überbaus erforderlichen Verbindungsmittel wie Schrauben, Bolzen, Scheiben und Muttern eigens für dieses Projekt von unterschiedli-

chen Stahlbauern hergestellt werden, da diese im Handel nicht erhältlich sind. Insgesamt müssen ca. 38.000 Schrauben und 7.100 Bolzen gefertigt werden.



Bild 16: Überbaueinheit (ohne Zangen)



Bild 17: Gewindebolzen (1.3964)

Montageablauf:

- Gründungspfähle (Betonfertigpfahl) werden eingebaut,
- Überbaueinheit wird inklusive der Zangen an Land hergestellt,
- Einbau der Pfahlanschlusskonstruktion inklusive der Joche,
- anschließend Überbaueinheit vor Ort absenken und auf Jochen montieren.

6 Festmacher-System

Die zu vermessenden Schiffseinheiten sollen in der Anlage sowohl liegend als auch "in Fahrt" vermessen werden. Zum Festmachen der Schiffseinheiten dient das sogenannte Festmacher-System, bestehend aus insgesamt vierzehn schwimmenden Festmachertonnen, die jeweils über ein Kunststoff-Seil aus Polyester mit einem der vierzehn Großbohrpfähle verbunden sind. Die Festmacher werden in Hauptrichtung parallel zur EM-Anlage beidseitig angeordnet. Die Festmachertonnen haben einen Durchmesser von 4,0 m und eine Höhe von 2,5 m. Bei kompletter Eintauchung der Tonne ins Wasser beträgt die max. Auftriebskraft somit ca. 315 kN. Die Großbohrpfähle haben einen Durchmesser von 1,80 m und wurden als Ortbetonbohrpfähle hergestellt. Im Bereich der Weichschicht wird zur Erzielung einer kontrollierten Formgebung ein PE-Hüllrohr mit einem Durchmesser von

1,65 m vorgesehen. Zum Anschluss der Festmachertonne an den Großbohrpfahl dient ein 96 mm dickes Kunststoff-Seil, welches am unteren Ende über einen Bolzen mit der Seilanschlusskonstruktion des Großbohrpfahles verbunden ist.

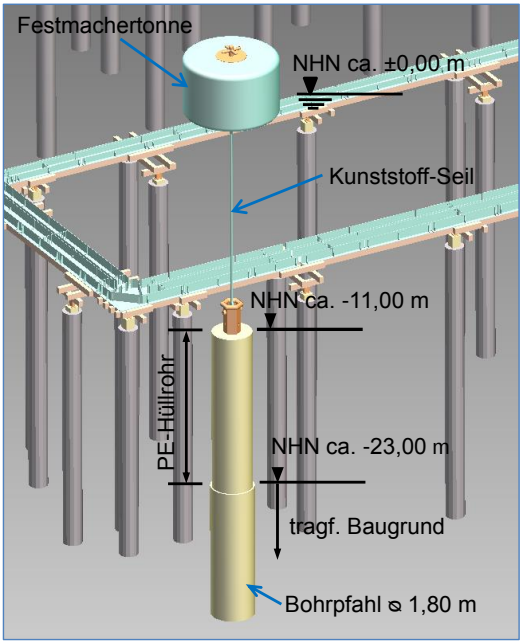


Bild 18: Festmacher-System



Bild 19: Aufrichtvorgang

Zur Vermeidung von Schäden am Seil sind scharfe Kanten sowie mögliche Quetschungen des Seils an der Seilanschlusskonstruktion und der Festmachertonne auszuschließen. Aus diesem Grund wurde z. B. der obere Abschluss der Seilanschlusskonstruktion aus Rohrabschnitten in Form eines Hexagons ausgeführt. Bei der rechnerisch anzusetzenden Pollerzugkraft von 300 kN taucht die Festmachertonne komplett ins Wasser ein.

Die Bewehrungskörbe wurden auf einem Ponton liegend zur Einbaustelle gefahren, dort in eine hydraulische Kippvorrichtung gelegt und anschließend aufgerichtet. Zum Anschlagen des Kranseiles wurde die Seilanschlusskonstruktion mit zwei Augenblechen ausgerüstet.

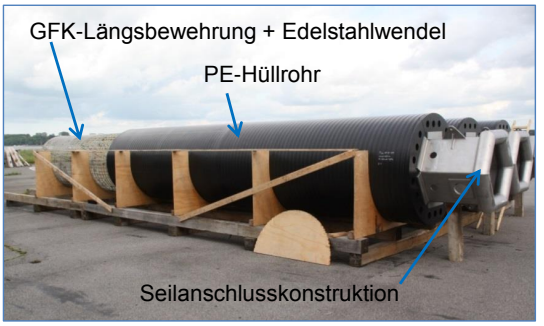


Bild 20: Bewehrungskorb



Bild 21: Aufrichtvorgang

Die Höhenlage der Festmachertonne ergibt sich aus der Vorgabe, dass die Seile der Festmachertonnen bei mittlerem Tideniedrigwasser (NHN -0,73 m) gerade noch unter Zug stehen sollen. Aus der Festmachertonnengeometrie sowie dem Eigengewicht der Tonne inklusive dem Seileigengewicht lässt sich die notwendige Eintauchtiefe bestimmen. Für die Bestimmung der Seillänge wird zusätzlich noch die Höhenlage des Bolzens an der Seilanschlusskonstruktion benötigt, die durch ein örtliches Aufmaß bestimmt wird. Weiterhin muss noch die Seildehnung unter Last berücksichtigt werden, die hier mehrere Dezimeter beträgt.

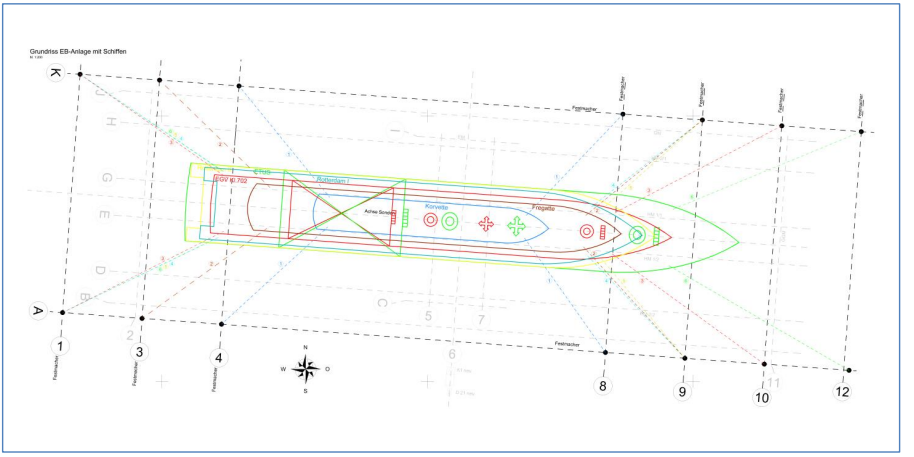


Bild 22: Schiffseinheiten in der EM-Anlage

7 Sondenrohre

Zur Aufnahme der Sonden sind Sondenrohre für die EM-Anlage und die Überlaufstrecken erforderlich. Die EM-Anlage hat zwei senkrecht zueinander verlaufende Sondenachsen, die mit insgesamt 55 Sondenrohren ausgerüstet werden. Die bis zu ca. 17 m langen Sondenrohre bestehen aus einem inneren Verbundrohr und einem äußeren PE-Rohr. Der Ringraum wird mit einem Quellvergussmörtel verpresst. Zur Ausrichtung der Sonden befindet sich in den Sondenrohren eine Führungsleiste, die um 4,2° gegen die geografische Nordrichtung verdreht eingebaut werden muss.

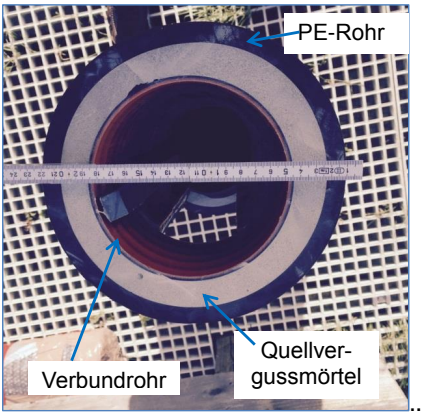


Bild 23: Querschnitt Sondenrohr



Bild 24: Sondenrohr aufgetrennt

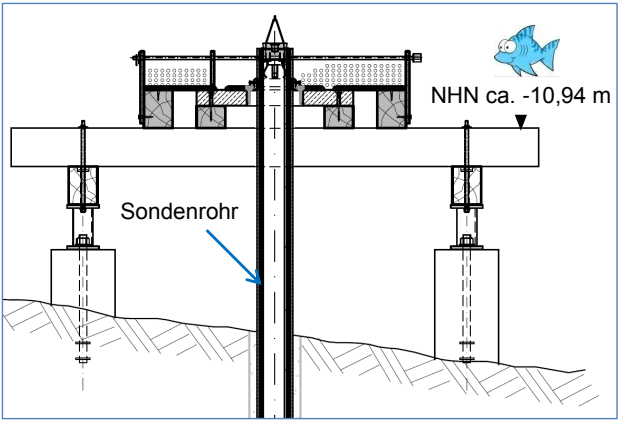


Bild 25: Sondenrohr (EM-Anlage)

8 Kampfmittelsuche

Aufgrund der Vorgeschichte musste mit Kampfmitteln gerechnet werden. Es war somit erforderlich, eine Fläche von insgesamt ca. 113.000 m² auf Kampfmittelverdacht hin zu untersuchen. Alle Kampfmittel befanden sich unterhalb der Wasseroberfläche auf der Gewässersohle bzw. einige Meter unterhalb dieser. Die Untersuchung erfolgte vorweg zur Auffindung oberflächennaher Anomalien mittels Side-Scan-Sonar-Untersuchung sowie für tiefer liegende Anomalien mit magnetischer Sondierung mittels Mehrkanalsystem.

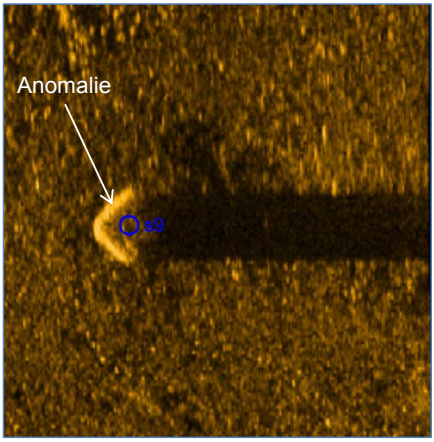


Bild 26: Side-Scan-Sonar



Bild 27: Untersuchte Fläche

Das nachstehende Bild zeigt einige der Kampfmittel/ magnetischen Störobjekte, die von der Gewässersohle geborgen wurden.



- 4 St. Sprenggranaten, 10,5 cm
- 1 St. Leuchtgranate, 10,5 cm
- 3 St. Raketensprenggranaten, 10,5 cm

Bild 28: Geborgene Kampfmittel

9 Technische Daten

Tabelle 1: Technische Daten

Profile	Querschnitt	Länge	Masse[1)]
Betonfertigpfähle	400x400mm	9,5m bis 17,5m	511+24+32= 567 St.
Festmacherpfähle (Großbohrpfahl)	Ø1.650mm (PE-Hüllrohr)/ Ø1.800mm	10,5m bis 14,0m	14 St.
Überbaueinheit	-	ca. 15m	152+6+8= 166 St.
Verbindungsmittel (1.3964)	Ø10mm bis Ø36mm	-	≈ 11,7 t
Holz (Basralocus, Bongossi)	-	bis ca. 20m	≈ 700 m³ → ≈ 3.000 Balken
Montagepfähle[2)]	Ø1.220x20mm	27,5m bis 30,0m	24 St.
Sondenrohre	D_a=225mm	bis ca. 17m	101 St.
Rückbau der vorh. EM-Anlage	Holz Kabel	- -	750 m³ 130 t
Kampfmittelsuche	-	-	1.000 Anomalien → 30 t

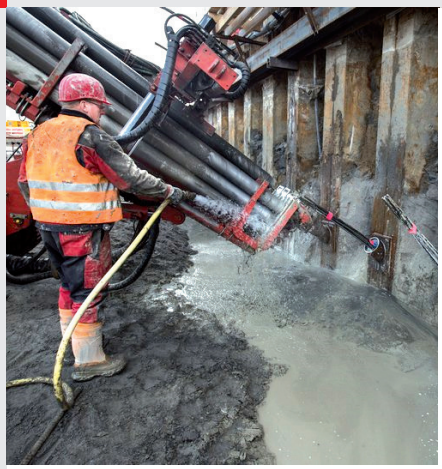
1) Angaben ohne Berücksichtigung der Anlegebrücke
2) Aus Baustahl, nur bauzeitlich

Autoren

Dipl.-Ing. Henning Janssen
Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH
Kanalstraße 44
D- 22085 Hamburg

hennning.janssen@bilfinger.com
www.marine.bilfinger.com
Tel.: 040 22923-413

Anker
Mikropfähle
Injektionen





Individuelle Lösungen im Spezialtiefbau

- Verankerungen
- Mikropfahlgründungen
- Horizontalbohrungen
- Auftriebssicherungen
- Nachgründungen
- Baugrundinjektionen
- Kampfmittelsondierungen
- Anker- und Pfahlprüfungen

VIT Verbau- und Injektionstechnik GmbH

Hittfelder Kirchweg 24-28
D-21220 Seevetal

Tel +49 4105 66562-0
Fax +49 4105 66562-11

info@vit.hamburg
www.vit.hamburg

Mikropfahlgründung mit Nachstellmöglichkeit im Zuge der Neugestaltung des Plenarsaales im Schweriner Schloss

- Planung, Ausführung und erste Erfahrungen

Dipl.-Ing. Almut Liebig; ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. Thomas Garbers; ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. S. Haack; VIT Verbau & Injektionstechnik GmbH

1 Einleitung

Der Landtag des Landes Mecklenburg-Vorpommern hat seinen Sitz im Schweriner Schloss. Durch die Verlegung des Plenarsaals in den Festsaal des Schlossgartenflügels und dessen Sanierung wurde es erforderlich zusätzliche Gründungspfähle einzubringen, um die höheren Gebäudelasten abzutragen.

Aufgrund der sehr beengten Platzverhältnisse wurden die zusätzlichen Pfähle als Mikropfähle ausgeschrieben. Die vorhandene Gründung mit Holzpfählen wurde als schwimmende Gründung in den anstehenden Sandrücken unterhalb einer weichen Muddeschicht ausgeführt. Um auf die Wechselwirkung zwischen Alt- und Neugründung reagieren zu können, wurden die neuen Pfähle mit einer Nachstellmöglichkeit geplant.

Um die Notwendigkeit dieser aufwendigen Nachgründungsmaßnahme mit Mikropfählen auf kleinstem Raum in historischer Umgebung mit einer Nachstellmöglichkeit, deren



Abb. 1: Gesamtansicht des Schweriner Schlosses von Westen mit Baukran

Funktionstüchtigkeit über einen Zeitraum von 50 Jahren zu gewährleisten war, zu erläutern, bedarf es zunächst eines Überblicks über die besondere Lage, die Historie der Bebauung und den Baugrund.

2 Historie und Gründung Schloss Schwerin

Das Schloss Schwerin ist in seiner Lage an einem singulär herausragenden Ort, nämlich auf einer natürlichen Insel des Schweriner Sees, errichtet worden.



Abb. 2: Luftbild des Schweriner Schlosses [Reeck, 2015]

Die Entstehung der besonderen Bausubstanz erklärt sich aus der geschichtlichen Besiedelung und Bebauung. Die Anfänge der menschlichen Besiedelung reichen bis in die Jungsteinzeit zurück. Die Nutzung der Insel als Fürstensitz mit nur einem schmalen Land-

zugang lag vermutlich bereits zu dieser Zeit aufgrund Schutzwirkung durch das allumschließende Wasser gegen Feinde nah. Erstmalig schriftlich belegt ist dies über den Bericht eines arabischen Kaufmanns bereits im 9. Jahrhundert. Damals war die Insel durch slawische Herrscher besetzt, die eine Burg mittels Erdwällen, Pfählen und Planken errichtet hatten.

Teile der Wallbefestigung dieser Slawenburg sind bei Probeschürfen in der Mitte der 80er Jahre festgestellt worden. Ebenso wurden im Hofbereich Fragmente der slawischen Innenbebauung gefunden. Für die Befestigungsanlage kamen die typischen Materialien in der steinarmen Niederungsgebieten zur Anwendung: geschichtete Konstruktionen aus Eichen- und Erlenplanken bzw. ï stämmen und gespalteten Knüppeln aus verschiedenen Hölzern. Hiermit ließ sich eine Wallhöhe von mindestens 6,0 m bei einer Basisbreite von ca. 12 m erreichen.



Abb. 3: Freilegung von Resten des Slawenwalls im Haus über der Schlosskirche bei Probeschürfen Mitte der 80er Jahre [Landesamt für Kultur- und Denkmalpflege, Schwerin]

Heinrich der Löwe drang 1160 die wendisch besiedelten Gebiete ein und eroberte diese. Die Burganlage wurde von dem damaligen slawischen Fürsten Niklot verlassen und größtenteils niedergebrannt. Heinrich der Löwe ließ diese jedoch als Burg der Grafen von Schwerin und als Verwaltungssitz wieder aufbauen. Hierfür ließ er die Wallanlage mit den altbewährten Techniken der Schichtung von Erde und Holzstämmen, sogenannte Schlete, erhöhen und flächenmäßig erweitern. Für die Gebäude wurden zudem erstmals Fundamentbankette aus Feldsteinen und Ziegelbruch auf die Schletroste errichtet. Darauf entstanden vermutlich eingeschossige Gemächer bzw. Hallen die den Burghof ringförmig umschlossen.

Eine weitere Bauphase begann, als die im Mittelalter übliche Reiseherrschaft aufgegeben und mehrstöckige Gebäude aus Steinmauern errichtet wurden, die mit stärkeren Fundamenten gegründet wurden. In diesem Zuge entstand ca. 1500 der älteste nachweisbare Steinbau - das Bischofshaus -. Weitere repräsentative Steinbauten im 16. Jahrhundert folgten: das Lange Haus, das Haus über der Schlossküche und das Haus über der Schlosskirche sowie die Schlosskirche und der Schlossflügel. Sie bilden ein unregelmäßiges Fünfeck um den Innenhof des Residenzschlosses. Die Wehrhaftigkeit wird mittels einer sechseckigen Ummauerung und durch zum Ufer ausgerichtete Bastionen unter Leitung eines italienischen Baumeisters verbessert. Alle Bauteile werden auf Flachfundamenten der üblichen Art errichtet.

Im 17. Jahrhundert sollte ein ambitionierter Plan des Gheert Evert Piloot die Umgestaltung der Anlage in ein Renaissanceschloss nach niederländischem Vorbild vollziehen, jedoch kam es nach den Abrissarbeiten lediglich noch zur Ausführung der Pfahlgründung ï die teilweise noch erhaltene Piloot´sche Spickpfahlgründung-. Durch den Ausbruch des 30-jährigen Krieges wird die Bautätigkeit nach der Fertigstellung der Fundamente eingestellt.

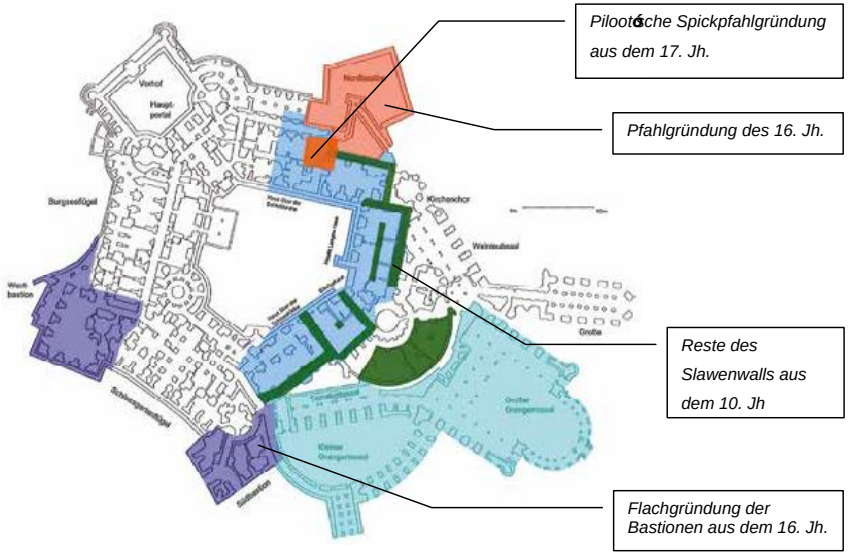


Abb. 4: Erhaltene Fundamente im Schloss Schwerin aus der Zeit vom 10. bis 17. Jahrhundert [Landesverwaltung Mecklenburg-Vorpommern, C. Reihl]

Das Schloss in seiner jetzigen Form stammt im Wesentlichen aus der Bautätigkeit im 19. Jahrhundert. Die Planung des Hofbaurates Johann Adolph Demmler unter Einfluss von französischen Vorbildern in Chambord und Blois kam zur Ausführung. Diese flächenmäßig größten Neubauten unter Erhalt der Gebäude Bischofshaus, Langen Haus, Schlossküchengebäude und Schlosskirche wurden erneut auf ein zusätzliches Gründungssystem gestellt. Unter Beibehaltung der vorhandenen Pilootpfähle wurden weitere 8523 Langpfähle innerhalb von 3 Jahren bis 1848 eingerammt.

Über die Anordnung der Pfähle und Schwellen von Demmler aus dem 19. Jahrhundert sind Pläne erhalten. Der dargestellte Ausschnitt des Planes in Abbildung 6 beinhaltet die Bereiche, in denen die aktuellen Nachgründungsmaßnahmen erfolgten. Die Demmler´sche Pfahlgründung und die darüber liegenden Schwellen bestehen aus Kiefernholz und Feldsteinbanketten. Die gesamte Konstruktion befindet sich größtenteils dauerhaft unter dem Grundwasserspiegel.

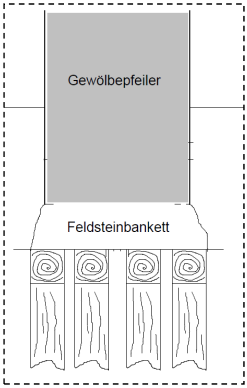


Abb. 5: Schema: Gewölbepfeiler mit Langpfählen, Schwellen und Feldsteinbankett

Darüber wurde ein Raster aus Gewölbepfeiler mit Querschnitten von ca. 2,0 x 2,0 m errichtet, auf dem die gesamte, mit der Fertigstellung des Hauptturms im Jahre 1857 vollendete Schlossanlage ruhte.

Zusätzlich wurden bereichsweise gemauerte nach unten gewölbte Mauerwerksbögen - sogenannte Contrebögen – zwischen den Pfeilerfundamenten hergestellt, um diese gegenseitig abzustützen und die Last großflächiger zu verteilen.

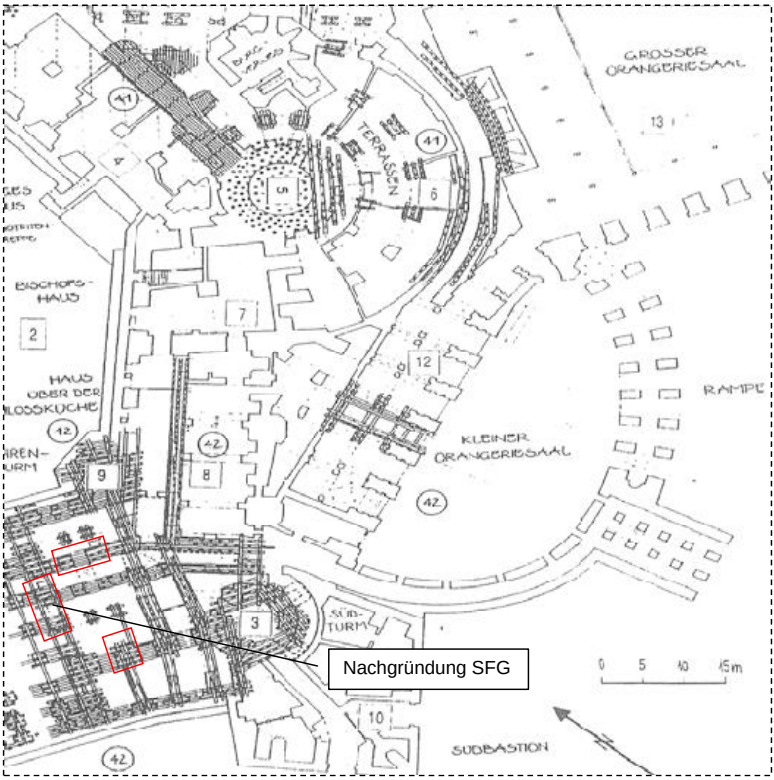


Abb. 6: Ausschnitt Grundriss mit Eintragungen des Pfahlplanes von Demmler und Kennzeichnung der aktuellen Nachgründungspfeiler

3 Baugrund

Über dem eiszeitlichen Sandrücken der dem Seeufer vorgelagerten Insel bildete sich nach der letzten Eiszeit eine weiche z. T. organische Muddeschicht. Diese wurde im Laufe der Jahrhunderte zudem durch die Besiedelung mit anthropogenen Auffüllungen überlagert.

Ausreichende Tragfähigkeit besitzt ausschließlich der Sandrücken. Die größtenteils unzureichenden Flach- und Tiefgründungen führten zu unterschiedlichem Setzungsverhalten einzelner Gebäudeteile. Daraus entstanden unter anderem Zwangsbeanspruchungen im aufgehenden Tragwerk, die sich zum Teil durch Risse in Gewölben und Wänden abgebaut haben. Insgesamt befindet sich das Schloss als Gesamtbauwerk in einer kriechenden Abwärtsbewegung, die mit etwa 0,5 mm pro Jahr beziffert wird.

Im Zuge der Sanierungsmaßnahmen seit 1990 wurden ca. 130 Millionen Euro für vielfältige Maßnahmen investiert, u.a. zur Verbesserung der Bausubstanz und der Gründung. Große Teile des Schlosses wurden so mit Mikropfählen nachgegründet, um das Schloss für die Nutzung als Sitz des Landtag und als historisches Schlossmuseum instandzusetzen und auszubauen [LANDTAGSNACHRICHTEN, S. BRETSCHNEIDER, 2016]. Ziel aller gründungstechnischen Maßnahmen war es, die Setzungsbewegungen des Schlosses zu vergleichmäßigen.

4 Planung

4.1 Bauseitige Planung

2012 wurde von der Parlamentarischen Baukommission des Landtages Mecklenburg-Vorpommern entschieden, den Plenarsaal in den ehemaligen Festsaal des Schlossgartenflügels zu verlegen und den Sieger des Architekten-Wettbewerbes Dannheimer & Joos Architekten, München, für die Neugestaltung zu beauftragen. Die Umbaumaßnahmen führten zu einer Erhöhung der Gebäudelasten in dem genannten Bereich. Das vom Ingenieurbüro BfB, Karlsruhe, im Jahr 2015 für die Nachgründung SGF entwickelte Verfahren sollte im Wesentlichen folgendes gewährleisten: ĂMit Hilfe der Nachstelleinrichtung kann korrigierend eingegriffen werden, falls sich im Laufe der Zeit zeigen sollte, dass sich einzelne Fundamente zu steif verhalten und damit zu sehr von dem allgemeinen, mittleren Setzungsverhalten der umgebenden Baustruktur abweichen.ñ [BFB, KARLSRUHE, DR.-ING. KÄPPLEIN 2015]:

Als Vorgabe wurde eine Planung zur Nachgründung der Zusatzlasten mit sechs Mikropfählen neben vorhandenen Gewölbepfeilern und das Verbinden von weiteren Gewölbepfeilern durch Spannanker per horizontaler Kernbohrung zur Lastverteilung vorgelegt. Ziel der im Jahre 2016 ausgeschriebenen Maßnahme mit der Nachgründung ist es nicht, die auf Demmler´sche Holzpfählen gegründeten Gewölbepfeiler zu entlasten, sondern deren langsame Kriechsetzungen durch geeignete Maßnahmen zu übernehmen, so dass weder eine Beschleunigung noch eine Verlangsamung oder ein Stillstand der Setzungen entstehen kann.

Das Nachgründungstragwerk, das die Zusatzlasten aus den Gewölbepfeilern aufnehmen soll, besteht aus Doppel-U-Profilen, die per Kernbohrung durch die Gewölbepfeile gesteckt werden. Nach dem Verpressen der Kernbohrstrecken werden die Träger kraftschlüssig mit

den zuvor gebohrten Mikropfählen rechts und links verbunden und in einen bewehrten Pfahlkopfbalken einbetoniert. Tragende Konstruktion sind die Doppel-U-Profile, da Gewölbepfeiler und Stahlbetonkopfbalken nicht kraftschlüssig verbunden sind. Die Kopfbalken sind demzufolge nur konstruktiv zu bewehren.

Die geplante Bodenplatte im Gewölbekeller wird schwimmend ausgeführt und durch umlaufende Fugen vom Nachgründungstragwerk getrennt.

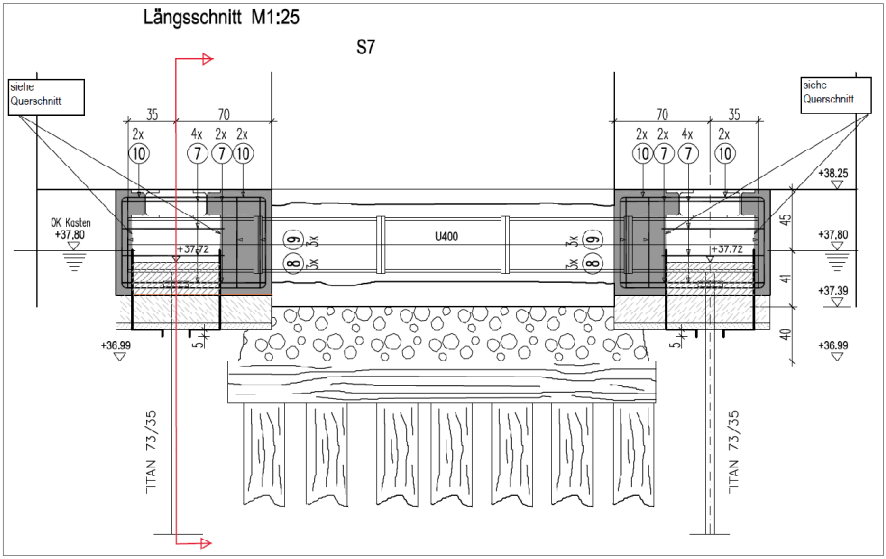
4.2 Werk- und Montageplanung einschließlich statischer Nachweise

Im August 2016 erreichte die VIT GmbH der Zuschlag zur Herstellung der Nachgründung mit Nachstelleinrichtung für den Plenarsaal im Schloss Schwerin.

Das besondere Augenmerk und das ausschlaggebende Argument für die Beauftragung war die Ausbildung der Nachstelleinrichtung, die von der VIT GmbH in Zusammenarbeit mit der ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH entwickelt worden ist. Basierend auf dem System eines Brückenlagers hatte sich die technische Idee bei dem beschränkten Bieterwettbewerb zur Ausführung der Nachstelleinrichtung durchgesetzt. Die technische Idee überwog also den finanziellen Vorsprung anderer Bieter.

Gemäß Vorgabe des Leistungsverzeichnisses war mittels der Nachstelleinrichtung eine Bewegungsmöglichkeit zur Korrektur von Be- bzw. Entlastung zu ermöglichen. Der einzelne Mikropfahl war so auszubilden, dass die innere Tragfähigkeit einer Bemessungslast von N_d = 900 kN entspricht, jedoch die äußere Tragfähigkeit im Sinne der ´weichen Gründung´ nur zwischen P_d = 65 kN und 252 kN beträgt, je nach Zusatzlast aus den einzelnen Gewölbepfeilern.

Die Einbindelängen in die tragfähige Sandschicht betragen gemäß statischem Nachweis zwischen 3,20 und 4,30 m, da über die reine Bemessungseinbindelänge hinaus, die zum Teil lediglich zwischen 1,10 bis 2,10 m lag, eine Mindesteinbindetiefe in den tragfähigen Sand von 3,0 m einzuhalten war. Als Stahltragglied kamen Ischebeck TITAN Typ 73/35 mit Da = 72,4 mm zum Einsatz. Der Mikropfahl weist nach Zulassung für die innere Tragfähigkeit des Stahltraggliedes einen Bemessungswiderstand in Abhängigkeit von der Zementüberdeckung c $\geq$ 55 mm von $R_{c,d}$ = 1386 kN auf.



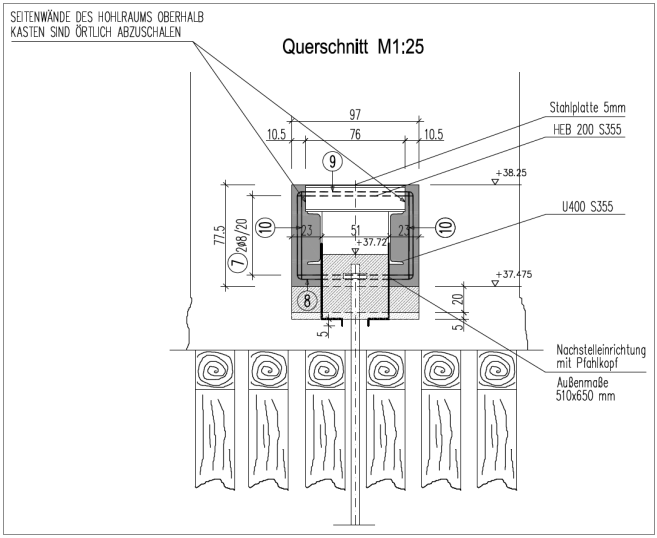


Abb.7: Längs- und Querschnitt der Mikropfahl-Nachgründung mit Nachstelleinrichtung bei Gewölbepfeiler S7

Der Vorschlag der VIT GmbH in Zusammenarbeit mit der ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH sieht eine Nachstellkonstruktion vor, die die Vorgaben einer mindestens 50-jährigen Bewegungsfähigkeit gewährleisten soll.

Die Nachstellkonstruktion wurde, wie in Abb. 7 dargestellt, in die vorgesehene Tragkonstruktion eingebettet. Hierbei ist der Pfahlkopf in einem doppelwandigen Edelstahlkasten eingebettet, in der der innere Kasten und der äußere Kasten mittels einer Gleitfuge voneinander getrennt sind und sich unabhängig voneinander bewegen können. Der äußere Kasten ist kraftschlüssig mit dem Gewölbetragwerk verbunden, während der innere Kasten kraftschlüssig mit dem Pfahlkopf verbunden ist.

In der Fuge befindet sich zähflüssiges Öl, um die Gleitfähigkeit zu erhöhen. Die Oberkante des äußeren Kastens kommt höhengleich mit dem Bemessungsgrundwasserspiegel zu liegen, so dass in den inneren Kasten, der zudem ausbetoniert wird, kein Grundwasser eindringen kann.

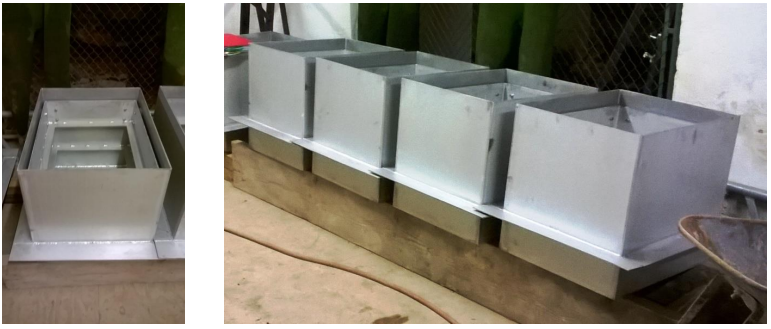


Abb. 8: Edelstahlkästen der Nachstelleinrichtung

Der innere Kasten hat eine Bewegungsmöglichkeit von 8 cm nach oben und 4 cm nach unten. Die Höhen-Regulierung erfolgt über das Einfügen oder Entnehmen von Futterblechen, die den Kraftschluss über querliegende Stahlprofile HEB 200 zu den U-Trägern gewährleisten. Diese Wartungsarbeit ist z.B. im Gegensatz zum Einstellen des bauseitig geplanten Schraubgewindes, das die potentiell höhere Gefahr des vollständigen Festrostens birgt, störungsfrei. Dies entspricht der Planungsanforderung des Bauherrn, die eine weitgehend wartungsfreie, jedoch leicht zugängliche Korrektureinrichtung gefordert hatte, die sowohl ohne nennenswerte Auswirkungen auf die umgebende Baustruktur bedienbar und als auch mindestens 50 Jahre nutzbar ist.

Da eine nachträgliche Entkopplung des Pfahles oder Pfahlkopfes unter Wasser als unmöglich eingestuft wurde, wurde zudem abweichend vom bauseitigem Konzept die Pfahlherstellung nach Einbau der Verschiebeeinrichtung geplant und ausgeführt.

Planungstechnisch waren drei Phasen des Einbaus vorgesehen:

Phase 1:

- Herstellung der Baugruben und Sicherung der Baugrubenwände
- Die paarweise angeordneten Stahlträger werden nacheinander eingebaut: Pro Seite erfolgen die Arbeitsschritte Durchkernen des Gewölbepfeilers, Einbau und Verpressen der U-Träger
- Einsetzen des Edelstahlkastens und Einbau der Sauberkeitsschicht und Unterwasserbetonschicht

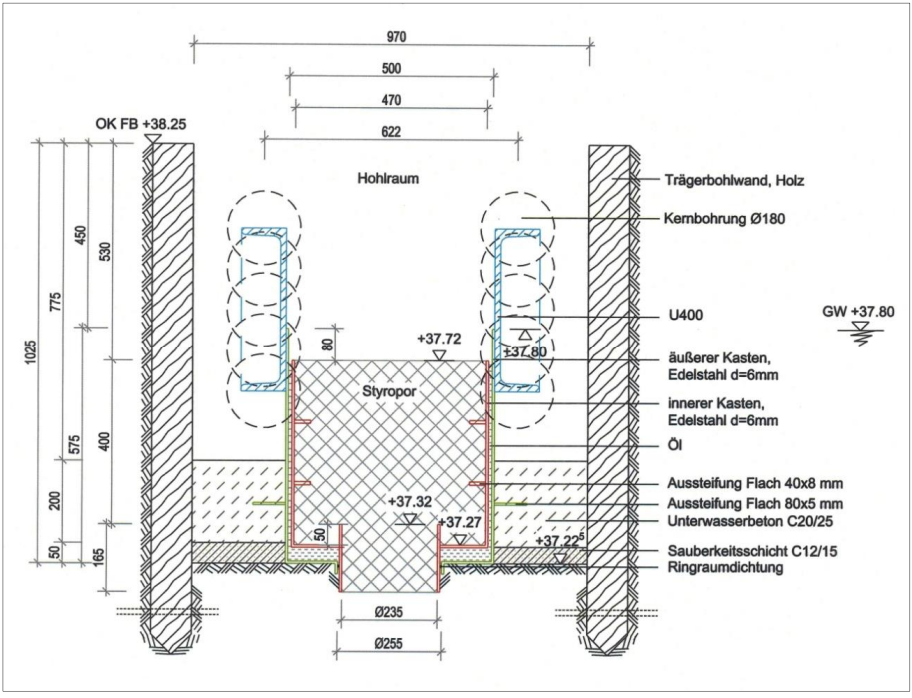


Abb. 9: Phase 1 Nachstelleinrichtung

Phase 2:

- Herstellen der Bohrlöcher und Einbau des Mikropfahls mit Verpresskörper
- Reinigen des Innenkastens vor Beginn der Betonierarbeiten

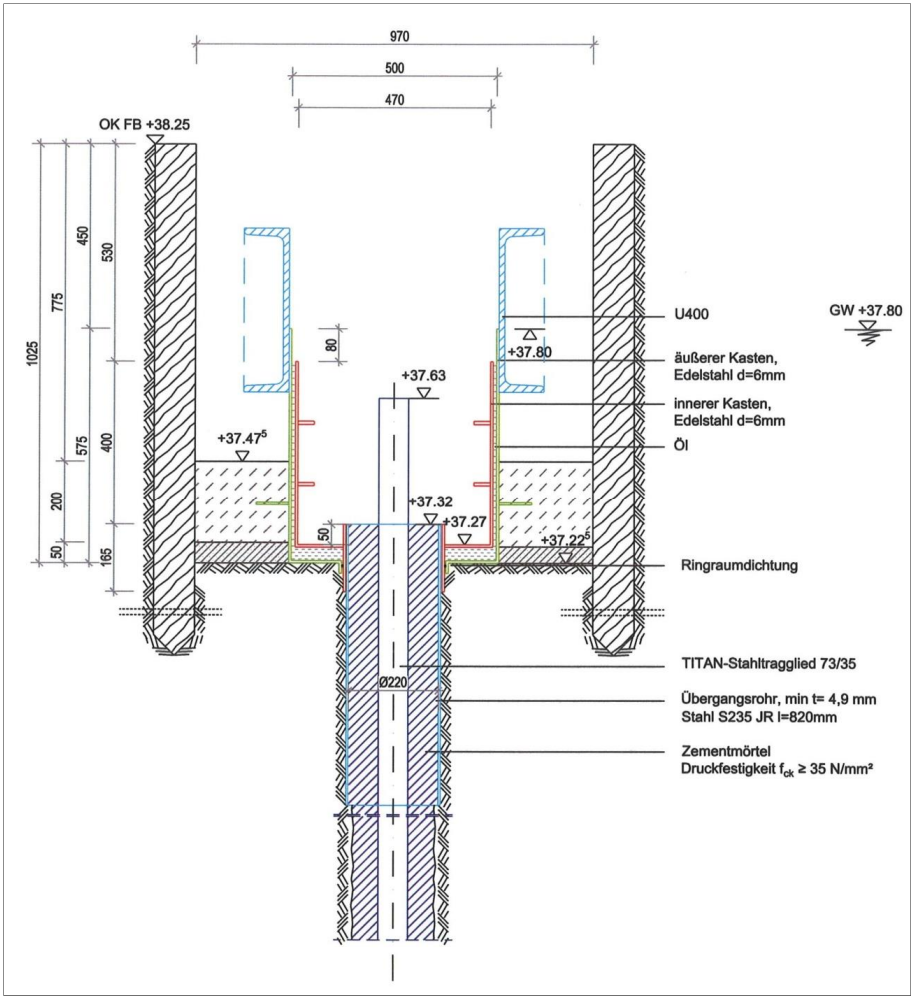


Abb. 10: Phase 2 Nachstelleinrichtung

Phase 3:

- Fertigstellung Pfahlkopf und Betonage mit Beton C35/45
- Einbau der Adapterplatte und der Stahltragkonstruktion
- Verlegen der konstruktiven Bewehrung und Betonage des Fundamentbalkens
- Justieren auf Kraftschluss der Futterbleche anhand von Pressen

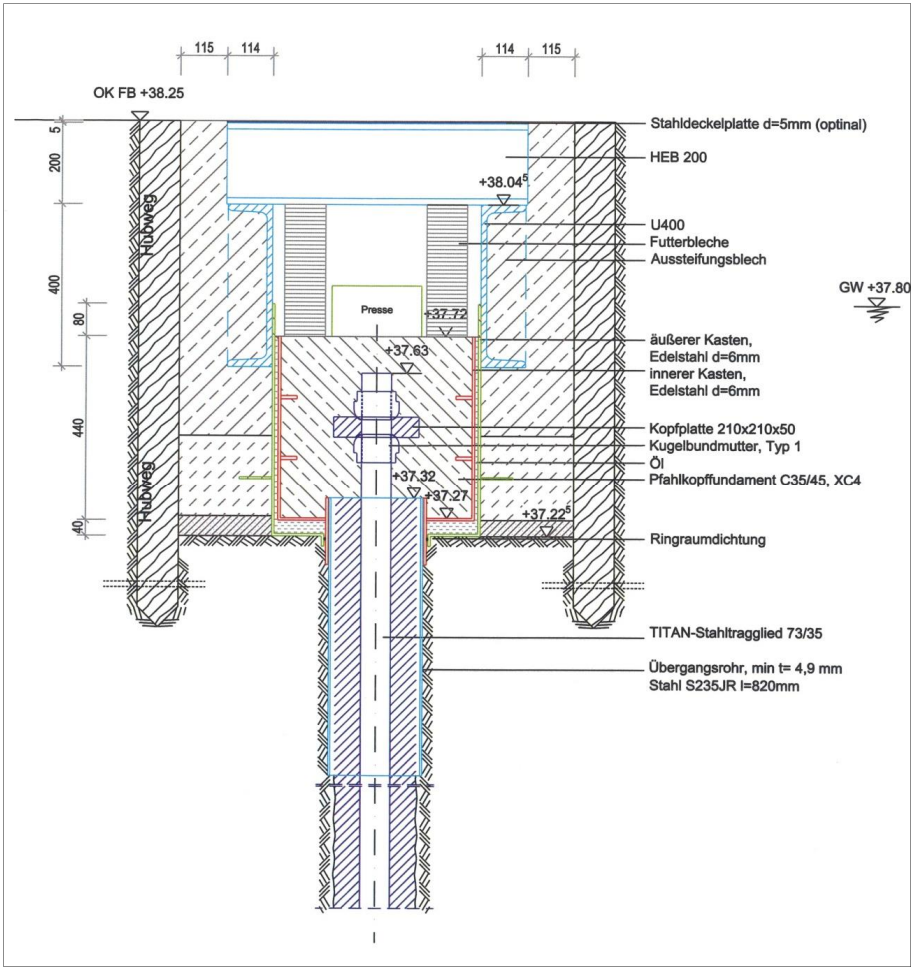


Abb. 11: Phase 3 Nachstelleinrichtung

5 Ausführung

Nach der Erstellung der technischen Genehmigungs- und Ausführungsplanung und der Klärung der umfangreichen Details des Bauablaufs und der Ausführungstermine war Anfang November der Baubeginn. Die Ausführung der horizontalen Spannanker wurde im Vorlauf zu den Mikropfählen konform zum bauherrenseitig Entwurf wie geplant hergestellt.

Für die Nachgründung war einerseits die Zusammenarbeit mit vielen unterschiedlichen Gewerken zu berücksichtigen, das Arbeiten im Keller mit Deckenhöhen von teilweise weniger als 1,50 m sowie Rücksichtnahme auf Belange des Denkmalschutzes und des laufenden Betriebs im Gesamtgebäude Schloss in Bezug auf Lärmemissionen. Zum Beispiel waren gemäß LV die Sondersitzungen des Parlamentes auch mit tagesaktueller Bekanntgabe zu berücksichtigen. Zudem war ein fester Endtermin zur Sicherung des Gesamtbauablaufes vereinbart.

Da die Aufgabe im Wesentlichen daraus bestand, die Gründung samt Nachstelleinrichtung zwischen Fußbodenunterkante und Grundwasserstand zu positionieren, mussten in jedem Fall Teile der Konstruktion unter dem Grundwasserspiegel eingebaut werden. Es waren jedoch noch diverse andere, nicht vorhersehbare Umstände und Besonderheiten des Bestandbauwerkes zu bewältigen, um die Bauleistung funktionsgerecht abzuliefern.

5.1 Aushub der 1. Baugruben



Abb. 12: Medienleitungen im Fußboden im Bereich der Pfahlstandorte

Die Öffnung der versiegelten Fußböden war dabei der erste Schritt. Bereits beim Öffnen der Baugrube für den ersten Pfahlstandortes wurde klar, dass sich ungezählte Medienleitungen in den Böden des historischen Keller befanden, die umgelegt und beseitigt werden mussten, um den nachfolgenden Arbeiten Raum zu gewähren.

Der erste Aushub erfolgte dann per Hand bis auf das Niveau des Grundwassers. Von hier aus sollten trockenen Fußes die Kernbohrungen zum Einbau der Stahlträger U400 durch die Mauerwerkspfeiler erstellt werden.

5.2 Kernbohrungen

Die Kernbohrungen durch die Gewölbepfeiler sind zum Einbau der U400 Träger notwendig. Um den Eingriff und die Folgen daraus zu begrenzen, waren die Kernbohrungen möglichst klein zu wählen und stattdessen mehrere kleine Bohrungen auszuführen.



Abb. 13: Bohrkernstücke aus den Kernbohrungen durch den Gewölbepfeiler

Weiterhin war vorgeschrieben, jeweils erst eine Seite zu durchkernen, das U-Profil einzubauen, mit geringem Druck (2bar) zu verpressen und aushärten zu lassen, bevor die Kernbohrung für die zweite Seite durchgeführt werden konnte. Da innerhalb der gemauerten Pfeiler nicht nur Ziegelsteine sondern auch Granitsteine verwendet worden sind, wurde der Aufwand für die Kernbohrungen und damit leider auch die Abweichungen aus der Sollage größer.

Gemäß Bauherrenentwurf wurden die U-Profil-Paare mit einem Abstand von 29 cm im Inneren des Gewölbepfeilers hergestellt. Im Bereich des Pfahlkopfes musste dieser Ab-

stand wegen der größeren Nachstellkonstruktion auf 51 cm erweitert werden. Der Übergang zu den auf 51 cm gespreizten U-Profil-Paaren wurde mittels Adapterplatten aus hochwertigem Stahl hergestellt, deren Tragfähigkeit auf die jeweilige, ortsabhängige Belastung statisch nachgewiesen wurde, da sie Teil des Biegeträgers waren.

5.3 Pfahlherstellung



Abb. 14: Minibohrraupe Morath B400 im Gewölbekeller

Auf Grund der engen Platzverhältnisse wurden die Mikropfähle Ischebeck TITAN 73/35 ausgeführt. Die Arbeiten wurden mit einer Minibohrraupe Morath B400 ausgeführt, die nur geringe Durchfahrtsöffnungen benötigt. Dennoch musste bei der Herstellung von zwei Pfählen mit einer Handlafette gearbeitet werden, da es auf Grund der Platzverhältnisse nicht möglich war diese Pfähle mit der Minibohrraupe anzufahren.

Die Mikropfähle Ischebeck TITAN wurden in Teillängen von 3 m angeliefert, dort nach Bedarf wegen der geringen Deckenhöhen zerteilt, in Teillängen von 0,5 -1,0 m fachgerecht eingebaut und fachgerecht mit Muffen nach Zulassung wieder kraftschlüssig verbunden.

Die Pfahlbohrung erfolgte durch den bereits eingebauten Edelstahlkasten der Nachstelleinrichtung (s. Abb. 14). Infolge des hohen Grundwasserstandes hatte sich die jeweilige Baugrube zwischenzeitlich mit Grundwasser gefüllt, jedoch nicht den Kasten überflutet, dessen Oberkante planmäßig höhengleich mit dem Bemessungswasserspiegel liegt.



Abb. 15: Stahltragglied TITAN 73/35 nach Pfahlbohrung durch den Edelstahl-Verschubkasten vor dem Herstellen des Pfahlkopfes

5.4 Stahltragkonstruktion

Die Montage der Stahltragkonstruktion erfolgte erst nach Herstellung der Pfähle. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde vorgefertigt, in Einzelteilen an den Einbauort gebracht und dort mittels geschraubter Kopfplattenstöße wieder zusammengesetzt. Die bereits genannten Adapterplatten wurden im Übergangsbereich zwischen Mauerwerkspfeiler und den Pfählen montiert, um die unterschiedlichen Abständen auszugleichen. Zum lagegerechten Ausrichten wurden die U400-Stahlträger jeweils mit Lehren aus Stahl fixiert. Die Einzelgewichte der Stahlteile und der Einbau unter Flur in engen Baugruben machte die Montage der Stahlbauteile zu einer bautechnischen Herausforderung.



Abb. 16: Stahltragkonstruktion mit Adapterplatte

5.5 Contre-Gewölbe

Die eingangs in Kapitel 3 erwähnten Contre-Bögen aus der historischen Gründungskonstruktion – nach unten gewölbte Mauerwerksbögen im Erdreich zwischen zwei Gewölbepfeilern, die diese gegenseitig stützen und größere Lastverteilung gewährleisten - wurden auch im speziellen Fall unserer Pfahlstandorte vorgefunden.

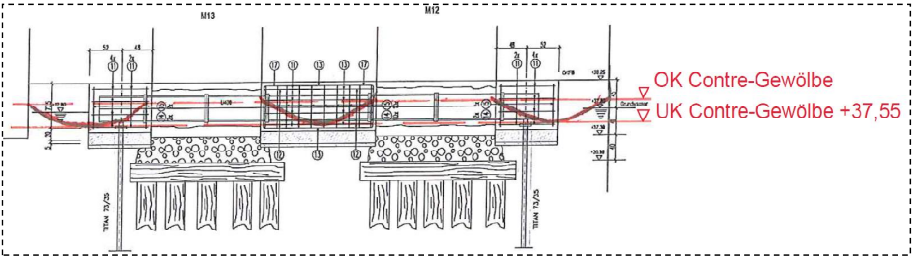


Abb. 17: Skizze Contre-Bögen bei Gewölbepfeiler M12 und M13

Kurz vor dem Jahreswechsel 2016 sollten die letzten Aushubarbeiten erfolgen, um das Planziel des Gesamtbauablaufs nicht zu gefährden. Hierbei wurde bei 4 von 6 Pfählen allerdings ein Negativgewölbe angetroffen, was folgende Problematiken mit sich brachte:

1. Es galt einen möglichen Verbund zwischen Mauerwerk des Zusatzfundament/Kontergewölbe und Pfahl zu vermeiden, damit das Pressen beim Nachstellvorgang nicht wirkungslos verpuffen würde.
2. Der erforderliche Teilabruch durfte nur erschütterungsarm und kleinteilig und teilweise unter Grundwasserniveau erfolgen.
3. Ohne die Möglichkeit einer massiven Verankerung für das Kernbohrgerät mussten im Vorfeld vertikale Kernbohrungen DN 300 hergestellt werden, um die Durchbrüche für die Mikropfähle TITAN 73/35 zu schaffen

5.6 Betonage

Die erste Betonage erfolgte nach dem Aushub zur Fixierung des Edelstahl-Verschubkastens mit einer Höhe von 20 cm ab OK Sauberkeitsbeton. Nach der Pfahlherstellung wurde die Betonage des Pfahlkopf im Inneren des Edelstahlkastens vorgenommen. Zum Einsatz kam ein Beton der Güte C 45/55, um eine hohe Frühfestigkeit zu erreichen und die kurzfristige Nutzung der Pfähle sicherzustellen.

5.7 Nachstellvorgang

Mit extrem flachen Pressen mit einer Bauhöhe von 100 mm werden die Abstände zwischen Pfahlkopf und der Stahlkonstruktion eingestellt. Es kommen jeweils vier Pressen gleichzeitig zum Einsatz, um die gleichmäßige Hebung oder Senkung der Mauerwerkspfeiler durch das Einfügen oder Entnehmen von Futterblechen sicherzustellen. Dies ist mit einer Genauigkeit von 0,5 mm gemäß bauseitiger Vorgaben gewährleistet. Zum Zeitpunkt der Fertigstellung dieses Beitrages war die erste kraftschlüssige Einrichtung der Nachstelleinrichtung anhand der Pressen mit den Futterblechen noch nicht erfolgt. Die ersten Erfahrungen mit dem Nachstellvorgang können jedoch als Teil des mündlichen Vortrages im Pfahlsymposium in Aussicht gestellt werden, da bis dahin die Ersteinrichtung im Beisein der Vertreter der Bauherrschaft erfolgt sein wird. Die zeitliche Periode für das Betreiben des Nachstellvorganges war nicht bauherrenseitig vorgegeben, sondern wird in Abhängigkeit vom Verlauf der Ersteinrichtung noch vereinbart.

6 Schlussbemerkungen

Die Maßnahme in ihrer Kleinteiligkeit und Einzigartigkeit war eine Herausforderung für die Planung und Ausführung. Dank guter Teamleistung und konstruktiver Zusammenarbeit mit der Bauherrschaft konnten die Nachgründungsarbeiten mit neuartiger Nachstelleinrichtung durchgeführt werden, insofern die innovative, projektspezifische, technische Detaillösung im Denkmalschutz höher als Kostenargumente bewertet wird. Aufgrund des zu erwartenden Volumens der Maßnahmen im Bestand sollte diesen Spezialaufgaben weiterhin besondere Beachtung geschenkt werden.

Literatur:

Landtagsverwaltung Mecklenburg-Vorpommern, C. Reihl; Die Fundamente im Schloss Schwerin – Was aus den Jahrhunderten im Untergrund geworden ist, *Landtag Mecklenburg-Vorpommern - Referat für Querschnitts- und Bauaufgaben 2009*

T.-U. Reeck; Errichtung eines Kranfundamentes zur Neugestaltung des Plenarsaals mit Konferenzbereich und Nebenräumen im Schloss Schwerin, *Geotechnisches Sachverständigenbüro Reeck, Wismar, 1. Bericht, Anlage A1, 2015*

Landtag Mecklenburg-Vorpommern; Dauerbaustelle Schloss - Interview mit Parlamentspräsidentin S. Bretscheider; *Landtagsnachrichten August 2016*

Dr.-Ing. Käpplein; Schloss Schwerin – Neugestaltung des Plenarsaales – Konstruktive Maßnahmen im Bereich der Gründung des Schlossgartenflügels; *BfB Büro für Baukonstruktionen Karlsruhe, 2015*

Dr.-Ing. Goldscheider; Dr.-Ing. Käpplein; Schloss Schwerin – Neugestaltung des Plenarsaales – Bemessung von Kleinbohrpfählen; *BfB Büro für Baukonstruktionen Karlsruhe, 2015*

Autoren

Dipl.-Ing. Almut Liebig aliebig@isg-seevetal.de
Dipl.-Ing. Thomas Garbers tgarbers@isg-seevetal.de

ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH
Hittfelder Kirchweg 24 www.ingenieurservice-grundbau.de
21220 Seevetal Tel.: +49(0) 4105-58057-0

Dipl.-Ing. Steffen Haack
VIT Verbau & Injektionstechnik GmbH
Hittfelder Kirchweg 24-28 www.vit-gmbh.com
21220 Seevetal Tel.: +49 (0) 4105 66562-0

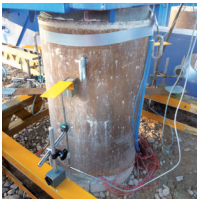
Ingenieurservice Grundbau GmbH

Planung und Qualitätssicherung im Grundbau



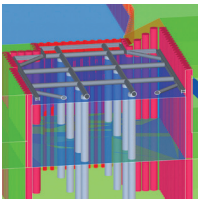
- Beratung
- Planung
- Konstruktion
- Qualitätskontrolle
- Projektsteuerung

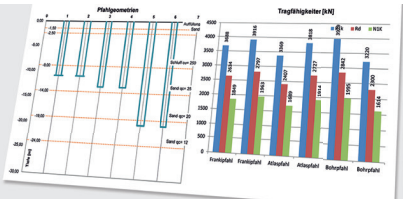


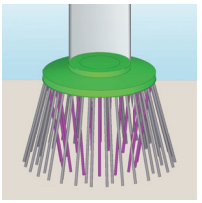












- Baugruben
- Bodenverbesserung
- Geothermie
- Grundbau
- Integritätsmessung
- Pfahlgründung
- Probebelastung
- Tragwerksplanung
- Vermessung





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

Gründung des Kontorhauses in Braunschweig

Carl Stoewahse, Gabriele Aschenbrenner

GGU mbH, Braunschweig

Albrecht Perrin

Fagus GmbH, Braunschweig

Jens Bartel

Fleck Spezialtiefbau GmbH, Hannover

1 Einleitung

Am Rande der Braunschweiger Innenstadt wurde 2012 der erste Bauabschnitt des Kontorhauses fertig gestellt. In den Jahren 2015 bis 2017 wurde das Gebäude um den 2. Bauabschnitt erweitert.

Die Baufläche liegt im Südosten der Braunschweiger Innenstadt auf dem ehemaligen Buchler-Gelände an der Frankfurter Straße. Das Grundstück war ein Industriestandort, auf dem die industrielle Nutzung 1991 eingestellt wurde. Durch die Vornutzung kam es zu Verunreinigungen des Untergrunds mit Kohlenwasserstoffen (Solvent-Naphta). Diese Verunreinigungen wurden oberflächennah durch Auskofferung und Austausch des belasteten Bodens saniert. Die Sanierung wurde im Jahre 2008 abgeschlossen und das Gelände für die weitere Bebauung frei gegeben.

Das ca. 120 Meter lange KONTORHAUS BRAUNSCHWEIG bildet mit seinen 4 Voll- und einem Staffelgeschoss einen Schallschutzriegel für die dahinter liegende Wohnbebauung aus 7 Stadtvillen und einem Mietwohnhaus.

Das Bauteil L erweitert das bestehende Gebäude um ca. 50 m nach Osten. Das Bauteil L 1.1 führt die bestehende Bebauung fort und gliedert sich in fünf oberirdische Geschosse, bestehend aus vier Vollgeschossen und einem Staffelgeschoss. Das Bauteil L 1.2 bildet den Abschluss des Gesamtkomplexes und besteht aus neun oberirdischen Vollgeschossen.

Der zur Oker hin orientierte freistehende zweite Gebäuderiegel – Bauteil L 2 – dient im östlichen Abschnitt einer Hotelnutzung über alle Geschosse. Im westlichen Gebäudeteil ist sind Wohnungseinheiten angeordnet.

Die Bauteile sind über ein gemeinsames Untergeschoss miteinander verbunden. Die Grundfläche des Untergeschosses beträgt rd. 65 m x 60 m.



Abbildung 1: Ansicht von Nordosten

2 Baugrundverhältnisse

Auf der gesamten Fläche wurden oberflächennah bis in rd. 2 m Tiefe (rd. 68,0 m NN)

Auffüllungen

angetroffen. Im Osten der Baufläche bestehen diese Auffüllungen vorrangig aus Sanden und Kiesen, die im Zuge der Sanierungsarbeiten als Bodenaustausch eingebaut wurden, sowie teilweise Bauschutt. Nach Westen hin stellen sie sich eher als schluffige Sande dar.

Im Bereich des Bauteils L im Osten wurden in den Auffüllungen und den oberflächennahen Sanden noch Reste der vormaligen Verunreinigung mit Kohlenwasserstoffen angetroffen.

Lokal wurde unter den Auffüllungen

stark schluffiger Sand bzw. stark sandiger Schluff

in steifer Konsistenz angetroffen. Zur Tiefe hin folgt bis 9 m unter Gelände (rd. 61 m NN)

Sand.

In dieser Sandschicht sind Feinsand- und Schluffbänder eingelagert. Nach den Ergebnissen der Drucksondierungen ist der Sand locker bis mitteldicht gelagert.

Von rd. 9 m bis rd. 12 m unter Gelände (61 bis 57 mNHN) wurde eine Schicht

Schluff

erkundet. Die in dieser Tiefe anstehende Schluffschicht ist aus weiten Teilen der Braunschweiger Innenstadt bekannt. Es handelt sich um einen feinsandigen Schluff in steifer Konsistenz.

Darunter folgt eine etwa 2 m dicke Schicht

Kies

in dichter bis sehr dichter Lagerung.

Und von 15,3 m bis 17,2 m unter Gelände (55 bis 51 mNHN) steht eine Schicht

Ton

an, der bis rd. 27 m unter Gelände (45 mNHN) wiederum

Sand

folgt. Dieser Sand ist mitteldicht bis dicht gelagert und von Schluffbändern durchzogen. (Abbildung 2).

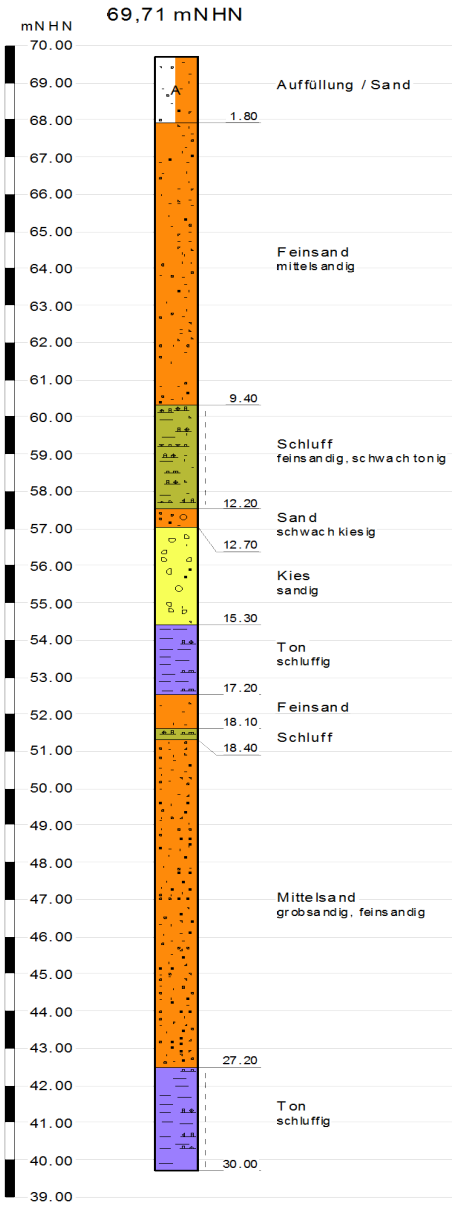


Abbildung 2: Vereinfachtes Bodenprofil

Der Grundwasserstand korrespondiert mit dem Wasserstand in der Oker, der durch Wehre reguliert wird. Der bauzeitliche Bemessungswasserstand liegt etwa in Höhe des vorhandenen Geländes.

Großräumige Wasserhaltungsmaßnahmen mussten in beiden Bauabschnitten vermieden werden, um eine Verschleppung von LHKW-Verunreinigungen vom einem benachbarten Gelände in die Baufläche zu vermeiden. Alles geförderte Grundwasser wurde durch Aktivkohlefilter gereinigt.

3 1. Bauabschnitt

Für den ersten Bauabschnitt waren nach den Ergebnissen von Vorerkundungen eine Gründung auf Fertigmörtelstopfsäulen bzw. ein großräumiger Bodenaustausch vorgesehen. Letzterer schied wegen der damit verbundenen großräumigen Grundwasserabsenkung und der oben genannten möglichen Verschleppung der LHKW-Verunreinigung aus.

Durch eine Setzungsberechnung unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Bodenplatte konnte eine Flachgründung des Gebäudes ohne baugrundverbessernde Maßnahmen und minimalem Aufwand zur Reinigung des belasteten Grundwassers realisiert werden. Lediglich in einem Teilbereich musste die Bodenplatte zur Begrenzung der Krümmungen gegenüber dem Entwurf verstärkt werden.

Die maximalen Setzungen treten mit rd. 2,3 cm im Bereich der Treppenhäuser und mit rd. 2,0 im Bereich der Aufzüge auf. Die Setzungsdifferenzen und die daraus resultierenden Krümmungen der Bodenplatte sind gering. Die maximale Krümmung ergibt sich aus einem Stichmaß von 0,8 cm zwischen zwei rd. 18 m voneinander entfernten Setzungsmaxima.

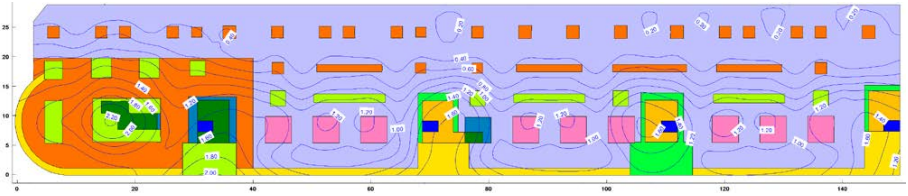


Abbildung 3: Linien gleicher Setzungen, 1. Bauabschnitt

4 2. Bauabschnitt

4.1 Bauteil L.1 „Bürogebäude und Hochhaus“

4.1.1 Gründung

Das Bauteil L.1 umfasst die Fortsetzung des fünfgeschossigen Bürogebäudes und das anschließende „Hochhaus“.

Wegen höherer Stützenlasten im niedrigen Gebäudeteil und der insgesamt höheren Lasten im Bereich des Hochhauses ergab die Setzungsberechnung einer Flachgründung maximale Setzungen von 6 cm und unzulässig hohe Setzungsdifferenzen innerhalb des Bauwerks.

Mit einer relativ dicken, elastisch gebetteten Platte hätten die Setzungsdifferenzen reduziert werden können. Die Gründungssohle hätte dann jedoch in den schadstoffbelasteten Schichten gelegen. Durch den Mehraushub an belastetem Boden und die höheren Aufwendungen für die Wasserhaltung und die Reinigung des Wassers ergab sich bei dieser Gründungsvariante kein wirtschaftlicher Vorteil.

Im Anschluss an den Bestandsbau des 1. Bauabschnitts käme es bei jeder Flachgründung des Bauteils L.1 zu Mitnahmesetzungen von bis zu 3 cm unter der Ostwand des Bestands.

Eine Bemessung der Gründung nach den einschlägigen Regelwerken erforderte Pfahllängen von mehr als 20 m. Dieses wäre hier nur mit erschütterungsfrei hergestellten Bohrpfählen möglich gewesen, bei deren Herstellung zudem belasteter Boden angefallen wäre. Für einen 20 m langen Bohrpfahl mit 90 cm Durchmesser ergibt sich nach EA-Pfähle ein Bemessungswert des Pfahlwiderstands von R_d = 1.800 kN.

Alternativ dazu wurde eine Gründung auf Vollverdrängungsbohrpfählen empfohlen, die auf der zwischen 57 und 55 mNHN anstehenden Kiesschicht abgesetzt wurden (s. Abbildung 4).

Bei der gewählten Absetztiefe der Pfahlfüße ist nur eine ausgesprochen geringe Einbindung in die gut tragfähige, aber nur gering mächtige Kiesschicht vorhanden. Durch den Vollverdrängungseffekt ist von einer Zunahme der Mantelreibung der oberen lockeren bis mitteldichten Sande am Pfahlschaft auszugehen, die aber nur als stille Reserve anzusetzen ist.

Eine vergleichbare Gründung wurde bei geringeren Lasten und etwas günstigeren Untergrundverhältnissen bereits beim Bau der Jugendherberge in der Braunschweiger Innenstadt ausgeführt. Aus diesen Erfahrungswerten wurde in der Vorbemessung ein Bemessungswiderstand R_d = 1.450 kN angesetzt.

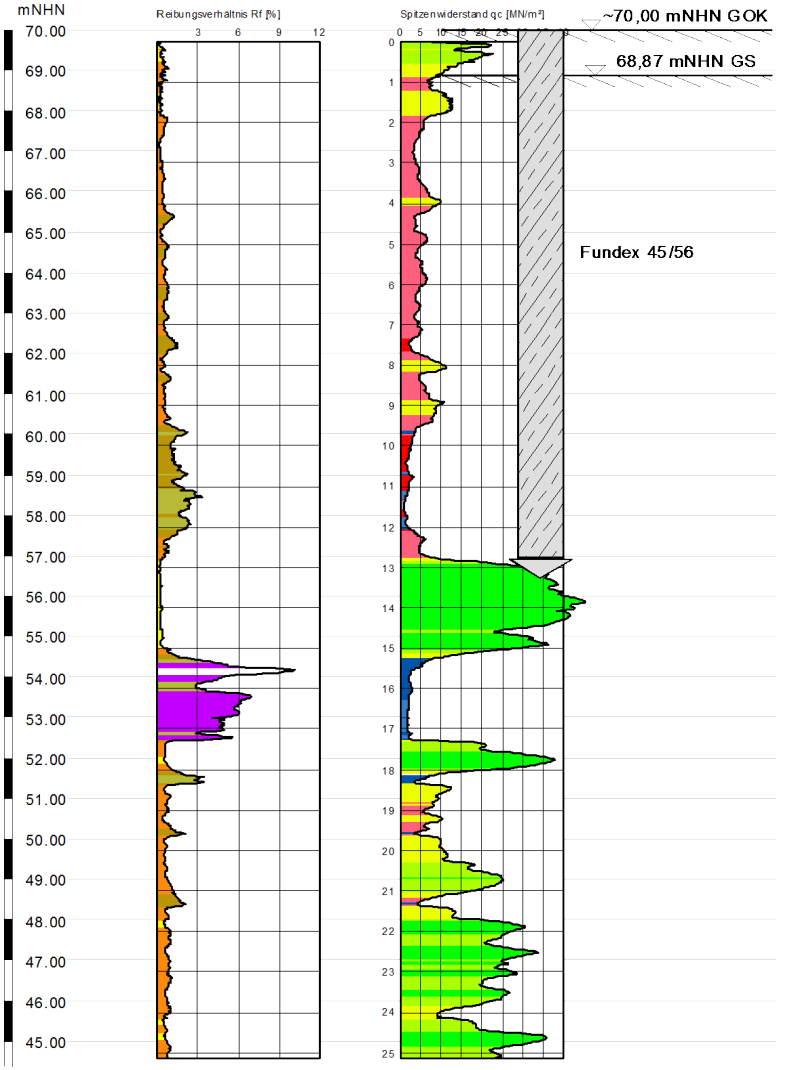


Abbildung 4: Drucksondierung und Absetztiefe der Vollverdrängungsbohrpfähle

4.2 Pfahlprobebelastung

Zum Nachweis der Tragfähigkeit wurden zwei Probepfähle von 13,11 m und 13,20 m Länge hergestellt. Die Pfähle wurden entsprechend Abbildung 4 auf der Kiesschicht abgesetzt. Die Pfähle wurden von der Fa. Fleck Spezialtiefbau, Hannover, als Vollverdrängungspfähle System Fleck-Fundex ∅ 45/56 hergestellt.

Als Reaktionspfähle dienten Pfähle des gleichen Typs. Diese wurden in der Baufläche so angeordnet, dass sie später als gering ausgelastete Bauwerkspfähle verwendet werden konnten.

Die Probebelastungen wurden im August 2015 von der IPM GmbH, Gotha ausgeführt und durch die GGU begleitet. Die Last-Setzungslinien sind in Abbildung 6 dargestellt.

Beide Pfähle versagten bei maximalen Lasten von 2.600 kN und 2.900 kN bevor sich die Last-Setzungslinien der Grenzsetzung 0,1 · d annäherten. Dieses relativ „spröde“ Versagen wird als Hinweis auf das Durchstanzen der Kiesschicht interpretiert.

Mit diesen Ergebnissen wurde ein Bemessungswert des Pfahlwiderstandes von R_d = 1.818 kN festgelegt. Dieser Wert liegt um 25 % über dem Vorbemessungswert.

Die Pfähle an der Jugendherberge zeigten bei vergleichbaren Untergrundverhältnissen ein ähnliches Last-Setzungsverhalten.



Abbildung 5: Belastungseinrichtung

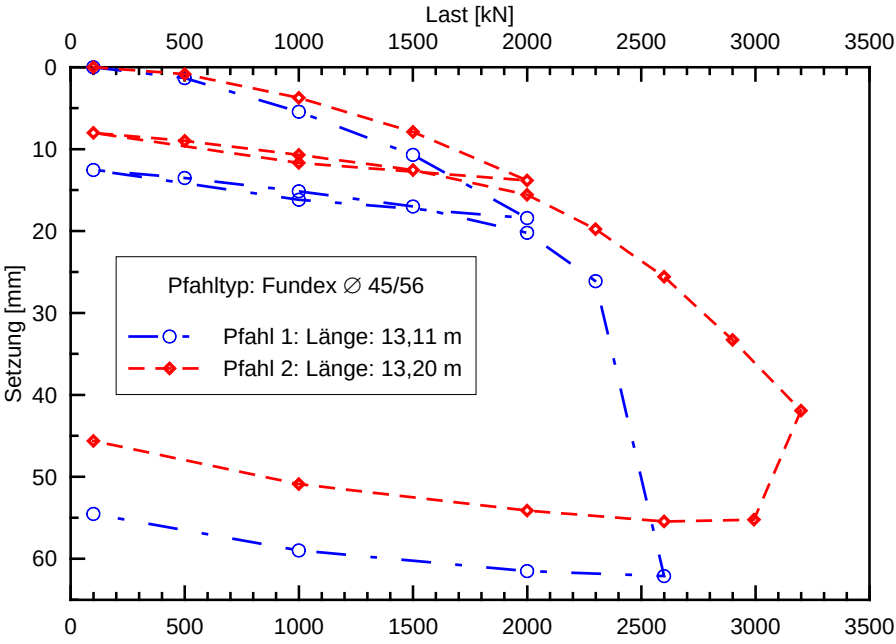


Abbildung 6: Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen

Die 125 Gründungspfähle für das Bauteil L1 wurden im Oktober 2015 hergestellt.

4.3 Bauteil L.2 „Tiefgarage und Hotel“

Das auf Pfählen gegründete Bauteil L.1 ist durch Gebäudefugen von der nördlich und östlich anschließenden Tiefgarage getrennt.

Die Tiefgarage und das darauf aufgehende Hotel sind wie der 1. Bauabschnitt flach gegründet. Die maximalen Setzungen wurden zu rd. 2 cm ermittelt (Abbildung 7). Im Übergang zum tief gegründeten Bauteil L.1 wurden Setzungen von weniger als 1 cm berechnet. Dieser Betrag liegt in der Größenordnung der Pfahlsetzungen unter Gebrauchslast, so dass die Setzungsdifferenzen in den Gebäudefugen sehr klein sind.

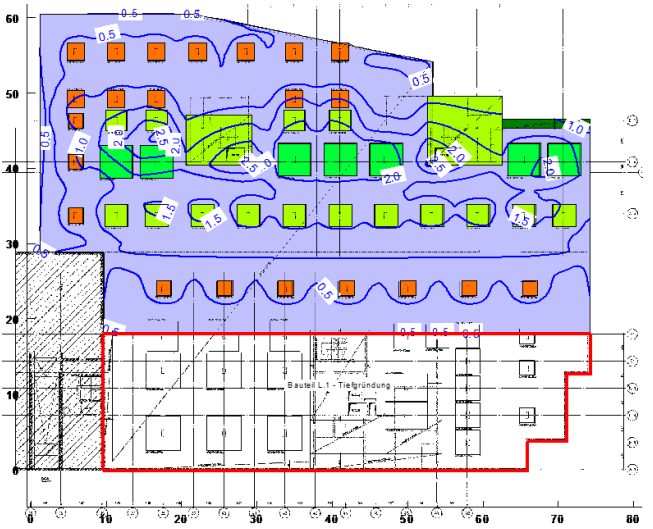


Abbildung 7: Linien gleicher Setzungen - Bauteil L.2

5 Zusammenfassung

Am Rande der Braunschweiger Innenstadt wurde 2012 der erste Bauabschnitt des Kontorhauses fertig gestellt. In den Jahren 2015 und 2016 wurde das Gebäude um den 2. Bauabschnitt erweitert.

Aufgrund der hohen Stützenlasten und der zu erwartenden Mitnahmesetzungen des Bestands war eine Flachgründung nicht möglich. Daher erfolgte die Gründung des Hochhauses auf Vollverdrängungsbohrpfählen, die auf einer rd. 2 m dicken Kiesschicht abgesetzt wurden. Die Bemessung der Pfähle erfolgte anhand von Pfahlprobebelastungen, in denen Grenztragfähigkeiten von bis zu 2.900 kN nachgewiesen wurden.

Mit den 2013 an der Jugendherberge und der 2016 am Kontorhaus ausgeführten Pfahlgründungen konnten bei den wechselhaften Baugrundverhältnissen in der Braunschweiger Innenstadt zwei technisch und wirtschaftlich optimierte Gründungen realisiert werden.

Die Baumaßnahme wurde erfolgreich umgesetzt. Im Sommer 2017 soll der Bau bezugsfertig sein.

Autoren

Dr.-Ing. Carl Stoewahse c.stoewahse@ggu.de
Dipl.-Ing. Gabriele Aschenbrenner g.aschenbrenner@ggu.de

GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH
Am Hafen 22 www.ggu.de
38112 Braunschweig Tel.: 0531 31 28 95

Albrecht Perrin office@fagus-gmbh.com

FAGUS GmbH
Harxbütteler Straße 3 www.kontorhaus-bs.de
38110 Braunschweig Tel.: 05307 9310

Dipl.-Ing. Jens Bartel info@fleck-hannover.de

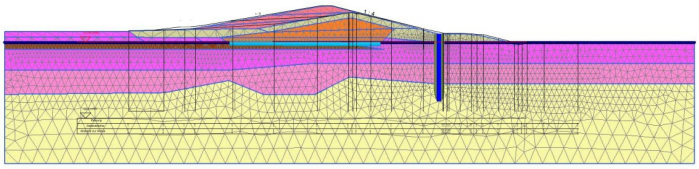
Fleck Spezialtiefbau GmbH
Heinrich-Hagemann-Allee 4 www.fleck-hannover.de
30855 Langenhagen Tel.: 0511 6 78 73 0

Wir gehen der Sache auf den Grund









Gesellschaft für Grundbau
und Umwelttechnik mbH

Baugrund

Damm- und
Deichbau

Deponie

Altlasten

Software

www.ggu.de

Braunschweig

Magdeburg

Öhringen

Schwerin

Erkundung · Beratung · Gutachten · Fachbauleitung

Komplexe Gründungsarbeiten beim Neubau des Liegeplatzes 4 in Cuxhaven für Offshore Windkraftkomponenten

Sebastian Höhmann, Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH

1 Einleitung

Mit der weiteren Ansiedlung der Offshore-Windkraftindustrie in Cuxhaven erfolgen vermehrt zugehörige Investitionen in den Neubau und der Umgestaltung der entsprechenden Umschlagsanlagen und Kaimauern. Dazu wird nach dem Neubau der Liegeplätze 8 und 9 in den Jahren 2010 und 2012 aktuell in östlicher Verlängerung des Europakais der Neubau des Liegeplatzes 4 erstellt.

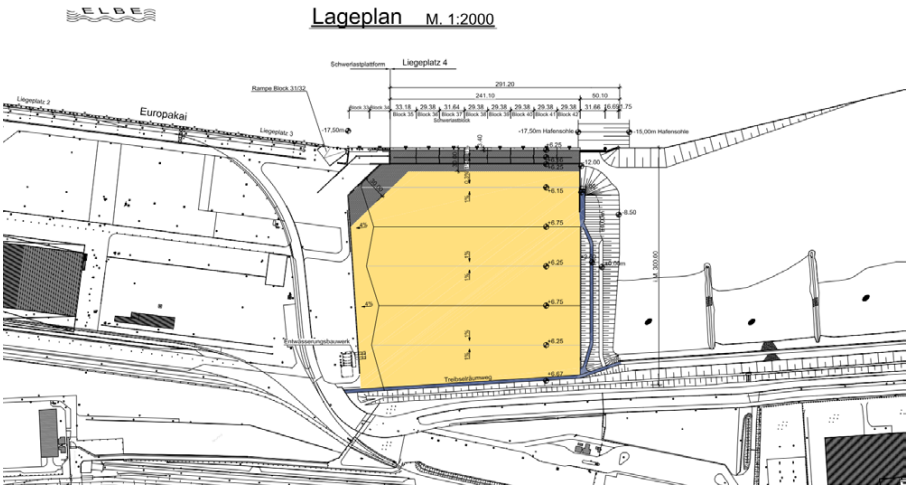


Abb. 1: Lageplan des Baufeldes

Eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH, TAGU und Nordsee, hat im Frühjahr 2016 von der Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG den Auftrag für die Ausführungsplanung und Errichtung des Liegeplatzes 4 in Cuxhaven erhalten. Das vorgesehene Neubauprojekt zeichnet sich durch vielfältige

und komplexe Planungs- und Ausführungskomponenten aus. Im Folgenden wird das Projekt erläutert und einige Ausführungsdetails vorgestellt.

2 Projekthintergrund

Das Baufeld erstreckt sich über eine Fläche von ca. 250 x 300 m. Die Kaianlage wird dabei in acht ca. 31 m lange Blöcke unterteilt.

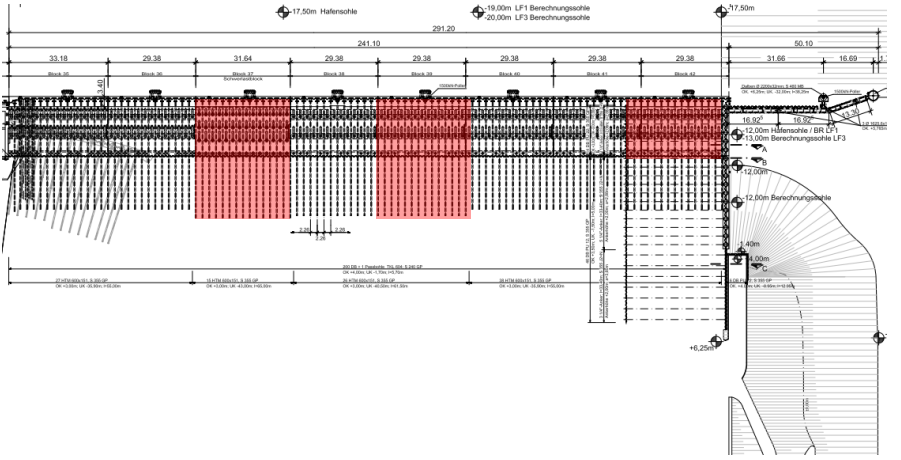


Abb. 2: Übersicht der Kaimauer mit Darstellung der Schwerlastblöcke

Als Kaiflächenbelastung musste im Rahmen der statischen Berechnung eine Verkehrslast von q_k = 100 kN/m² berücksichtigt werden. Für den Umschlag besonders schwerer Güter wurden drei Schwerlastbereiche definiert. Die Bemessung erfolgte hier für eine erhöhte Verkehrslast von q_k = 200 kN/m². Zudem musste ein Kettenpressung von bis zu q_k = 767 kN/m² berücksichtigt werden.

Von Geländeoberkante NN +6,25 m bis zur Hafensohle NN -17,50 m ergibt sich ein abzufangender Geländesprung von 23,75 m. Als Berechnungssohle wird im Regellastfall BS-P NN -19,00 m angesetzt. Zur Abfangung des Geländesprunges kommt daher eine mittels Rammpfählen rückverankerte Spundwand mit Überbauplatte zur Ausführung. Die tief liegende Überbauplatte wird auf Ortbetonrammpfählen gegründet.

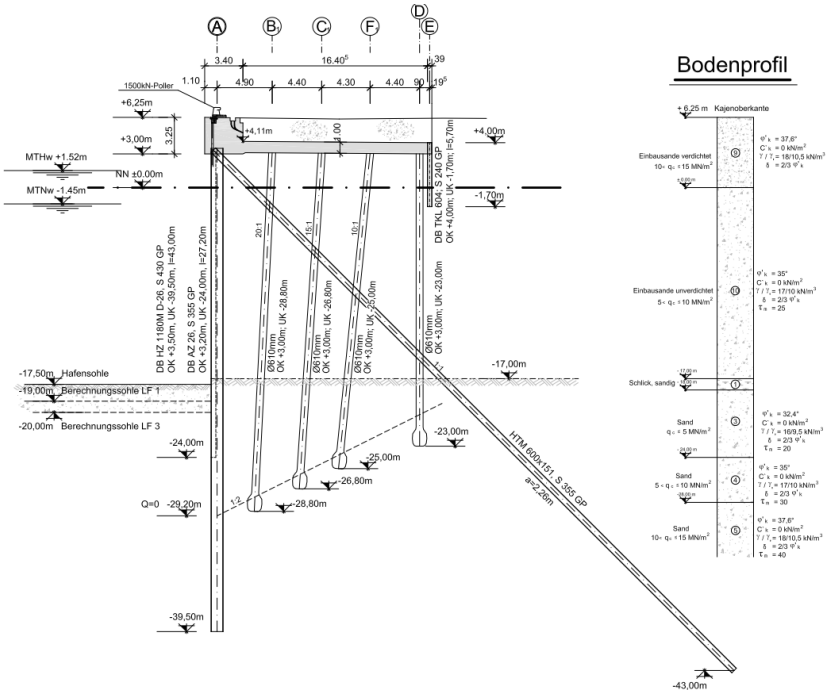


Abb. 3: Kaimauerquerschnitt [Ausschreibung NPorts]

Die Kaianlage wurde als kombinierte Spundwand System DB HZ 1180M-D mit einer Füllbohle AZ 26 ausgeschrieben. Im Rahmen des beauftragten Nebenangebotes wurde die Spundwand auf eine Rohrspundwand Ø 1620 mm optimiert. Als Füllbohle wurde eine AZ 26-700 eingesetzt. Neben wirtschaftlichen Gesichtspunkten konnte hierdurch eine höhere Ausführungssicherheit erreicht werden.

Aus Korrosionsschutzgründen wurde die Spundwand wasserseitig mit einem Stelpant-Beschichtungssystem versehen. Die Gesamtschichtdicke beträgt 590µm.

3 Ausführung

Das Einbringen der Spundwand erfolgte als Wasserrammung mit Hilfe der Hubinsel ANNEGRET. Aufgrund der großen Wassertiefe und der örtlichen Strömungsverhältnisse wurde großen Wert auf eine ausreichend dimensionierte Rammführung gelegt.

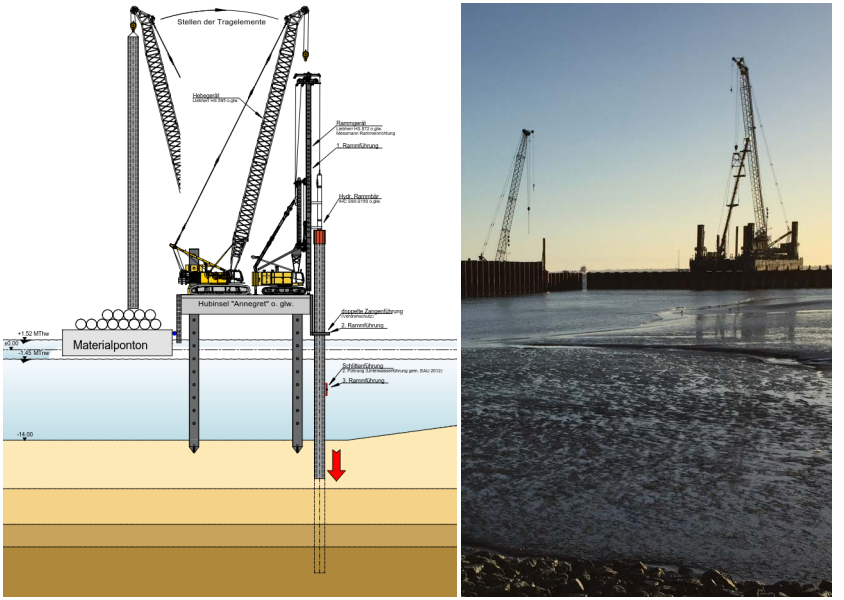


Abb. 4: Rammung der Spundwand bzw. Schrägpfähle mit Hilfe der Hubinsel Annegret

Zum Einbau der Tragrohre mit einer Länge von knapp 43 m und Gewichten von bis zu 40 to war entsprechendes Hebegerät vorzusehen. Die Hubinsel konnte nur bei Stauwasser verholt werden. Das Material wurde der Baustelle mittels Binnenschiff direkt an der Hubinsel angedient.

Die Strömungsgeschwindigkeiten des Elbstroms erreichen örtlich bis zu 4 m/s. Neben den schwierigen Verholvorgängen der Rammeinheiten führten die hohen Strömungsgeschwindigkeiten während der Baumaßnahme zu örtlichen Kolkungen, die bei der Herstellung der Unterwasserflügelwand und der Dalben zu berücksichtigen waren. Hierzu musste die Hubinsel entsprechend verstärkt und die Spundbohlen

herstellungsbedingt verlängert werden. Nach Abschluss der Rammarbeiten wurde die Hafensohle örtlich mittels Wasserbausteinen gesichert. Aufgrund der großen Wassertiefe, der hohen Lasten und den örtlichen Bodenverhältnissen wurden Schrägpfähle mit einer Länge von bis zu 68 m eingesetzt. Im Eckbereich führte das Zusammentreffen eines hochbelasteten Schwerlastblockes mit komplizierter Geometrie zu örtlich sehr engen Abständen der Gründungslemente.

Für die gesicherte Herstellung wurde im Vorwege eine entsprechende Kollisionsprüfung durchgeführt und die Neigung bzw. Lage der Schräg- und Ortbetonrammpfähle optimiert.

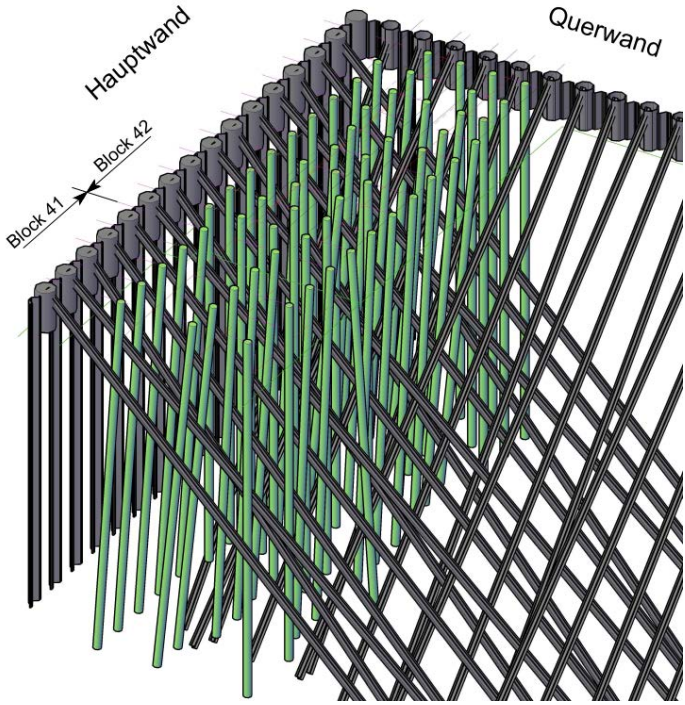


Abb. 5: Kollisionsprüfung im Eckbereich

Für den Einbau der langen Schrägpfähle ist ein 57 m langer Schwingmäkler eingesetzt worden, über den die bis zu 68 m langen Pfähle mittels eines Rammbären IHC S 90

eingebracht wurden. Während der Ausführung ergaben sich Rammzeiten von bis 90 Minuten.

3.1 Baugrundverhältnisse

Im Bereich des Baufeldes stehen im oberen Bereich zunächst organische Weichschichten mit einer Bandbreite von 0,3 m bis zu 12,5 m an. Diese werden von holozänen Sanden unterlagert, die eine lockere bis mitteldichte Lagerung aufweisen (q_c < 10MN/m²).

Der Übergang zu den darunter anstehenden pleistozänen Sanden beginnt ab einer Tiefe von NN -15 m und NN -25 m. Dabei handelt es sich um Fein- und Mittelsande mit teilweise schluffigen, grobsandigen und kiesigen Bestandteilen. In diesen Schichten war generell von möglichen Hindernissen in Form von Steineinlagerungen auszugehen.

Mit Blick auf die Tidewasserstände wurden in der Berechnung der Spundwand Bemessungswasserdrücke von bis zu 40 kN/m² angesetzt.

4 Probebelastungen

Im Zuge der Baumaßnahme sind umfangreiche Probebelastungen gemäß EA-Pfähle vorgesehen. Hohe Pfahlkräfte für Ortbetonrammpfähle (bis zu V_d = 5.000 kN) und Tragrohre (bis zu V_d = 7.700 kN) sind mit statischen und dyn. Probebelastungen nachzuweisen. Schwierig war hier insbesondere der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der gerammten Schrägpfähle. Unter anderem wurden hierzu im Baufeld zwei unterschiedlich lange senkrechte Probepfähle hergestellt. Die Probebelastungseinrichtung wurde für eine Last von 6.000 kN ausgelegt, wobei aus den Vorgaben für die Mantelwiderstände Lasten von maximal 3.400 kN erwartet wurden.

Aus den dyn. Probebelastungen wurden Mantelwiderstände von bis zu 3.700 kN nachgewiesen. Diese wurde rammbegleitend bzw. kurz nach der Pfahlherstellung durchgeführt. Die statischen Probebelastungen wurden nach drei bzw. vier Wochen Standzeit durchgeführt. Hier wurden maximale Grenzlasten von 3.980 kN festgestellt. Die bei den Tragrohren gemessenen Anwachseffekte von 47% konnten hier leider nicht bestätigt werden.



Abb. 6: Stahlbaukonstruktion für die vorgezogene Probebelastungen an den HTM 600x 136 Tragprofilen

5 Molenkonstruktion

Im Bereich der Blöcke 35 und 36 wurde die bestehende Mole in den neuen Überbau integriert. Um die Rohre Ø1625,6 x 13,7 mm integrieren zu können, müssen die Rohre auf NN +3,55 m gekappt und ein Rammfenster für die Schrägpfähle vorgesehen werden. Die neu zu bauenden Schräg- und Ortbetonrammpfähle sind daher der Bestandsgeometrie anzupassen.

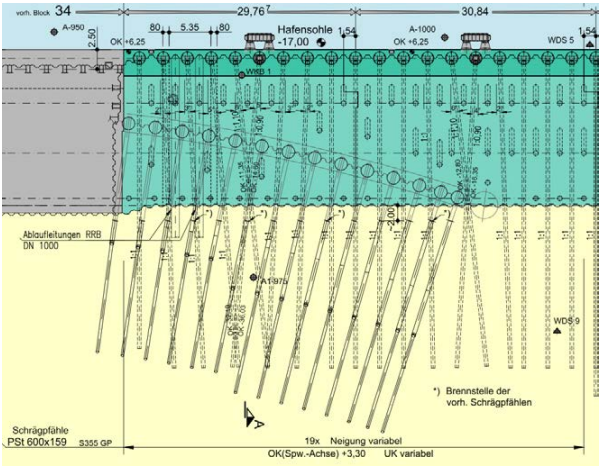


Abb. 7: Einbindung der Bestandsmole in den Neubau

6 Zusammenfassung

Im Rahmen des Neubaus des Europakais LP 4 in Cuxhaven wird für die Schwerlast- und Offshoreindustrie eine neue Betriebs- und Umschlagsfläche geschaffen, bei der Flächenlasten von bis zu 200 kN/m² berücksichtigt werden. Die Herstellung der Kaianlage stellt mit Blick auf die Berücksichtigung von Bestand, Baugrundverhältnissen und Bauzeit eine große Herausforderung für die Planung und Ausführung dar. Durch die gute Zusammenarbeit zwischen der ausführenden Arbeitsgemeinschaft und dem Bauherrn konnten die anstehenden Aufgaben zu aller Zufriedenheit gelöst werden.

Literatur

EA-Pfähle [2012] „*Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" – EA Pfähle*", Ernst und Sohn, Berlin 2012

Autor

Sebastian Höhmann sebastian.hoehmann@bilfinger.com

Bilfinger Marine & Offshore Systems GmbH/
F+Z Baugesellschaft mbH
Kanalstr. 44, 22085 Hamburg Tel.: 040 229 23 400

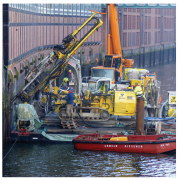
Wissen, das trägt.





















WK Consult

Tempowerkring 1b · 21079 HAMBURG · GERMANY
+49 40 790001-0 · ingenieure@wk-consult.com · www.wk-consult.com

Vergleich von halbempirischen direkten CPT Verfahren zur Ermittlung der Pfahltragfähigkeit mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle basierend auf Probebelastungsergebnissen

Jan Lüking[1], Patrick Becker[2]

[1] HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult Infrastructure, Hamburg, Deutschland

[2] Kempfert Geotechnik GmbH, Hamburg, Deutschland

1 Einleitung und Problemstellung

Die in der EA-Pfähle genannten Erfahrungswerte zur Ermittlung der Pfahlwiderstände basieren auf einer Datenbank mit mehr als 1000 Probebelastungsergebnissen.

Die Nachrechnung ausgewählter Fertigrammpfahlarten aus dieser Datenbank mit unterschiedlichen halbempirischen direkten CPT Verfahren wie zum Beispiel ICP-05, UWA-05, NGI-05 oder FUGRO-05 führt im Vergleich zu den Erfahrungswerten der EA-Pfähle teilweise zu deutlichen Unterschieden im Berechnungsergebnis.

Bei einer Öffnung der nationalen Normen und Regelwerke für internationale Berechnungsverfahren fehlen dadurch Bewertungsmöglichkeiten zur Anwendung, insbesondere zur Einschätzung des Sicherheitsniveaus dieser Berechnungsverfahren.

Dieser Beitrag analysiert die unterschiedlichen Berechnungsverfahren für offene Stahlrohrpfähle hinsichtlich ihrer bodenmechanischen Modellbildung, der Anwendbarkeit sowie die rechnerische Lastaufteilung und Spannungsverteilung im Verhältnis zu den Erfahrungswerten der EA-Pfähle. Hierbei wird besonders Wert auf die Anwendungsgrenzen der jeweiligen Verfahren bei den in der Datenbank vorhandenen Probebelastungsergebnissen gelegt.

2 Vorstellung der Berechnungsverfahren für offene Stahlrohrpfähle

Die Datenbank enthält Ergebnisse von 113 statischen und dynamischen Pfahlprobebelastungen von offenen Stahlrohrpfählen mit Durchmessern zwischen D = 0,318 m bis D = 1,42 m in nichtbindigen Böden des norddeutschen Raumes. Diese Datenbank wurde

nun mit den im Folgenden kurz vorgestellten Berechnungsverfahren nachgerechnet und anschließend mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle verglichen.

ICP-05

Das *Imperial College Pile* Verfahren (ICP) wurde ursprünglich für offene Stahlrohrrammpfähle im Offshore-Bereich entwickelt und ist mittlerweile für geschlossene Fertigrammpfähle aus Stahl und Stahlbeton in bindigen und nichtbindigen Bodenarten weiterentwickelt worden. Das Verfahren ist in JARDINE ET AL., 2005 dokumentiert. Die Pfahlmantelreibung basiert auf dem Coulomb`schen Bruchmechanismus, der die lokale, effektive Radialspannung σ'_{rc} in Abhängigkeit vom Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c und vom effektiven Spannungszustand σ'_{v0} sowie die Änderung der Dilatanz während der Pfahlbelastung berücksichtigt. In JARDINE ET AL., 2005 werden zwei Kriterien in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser und der Lagerungsdichte bzw. Spitzenwiderstand der Drucksonde genannt, die beide für eine vollständige Pfropfenbildung erfüllt sein müssen.

In BECKER, LÜKING, 2017 wurden Anpassungsfaktoren zum ICP-05 abgeleitet, mit denen das Verfahren an das Sicherheitsniveau der EA-Pfähle für ein 10% und ein 50% Quantil kalibriert worden ist.

UWA-05

Das *University of Western Australia* Verfahren (UWA) ist in LEHANE ET AL., 2005A, B und C dokumentiert und basiert ebenfalls auf einer Datenbank unterschiedlicher Pfahlsysteme. Eine Pfropfenbildung wird bei offenen Stahlrohrpfählen über den Kennwert IFR (Incremental Filling Ratio) rechnerisch berücksichtigt, der messtechnisch rammbegleitend ermittelt oder rechnerisch abgeschätzt werden kann. Die Berechnung des Pfahlmantelwiderstandes erfolgt in ähnlicher Form wie beim ICP-05 Verfahren basierend auf der Radialspannung und der Dilatanz. Ergänzend wird hierbei die Auswirkungen einer Pfropfenbildung über den Kennwert IFR berücksichtigt.

NGI-05

Das *Norwegian Geotechnical Institute* Verfahren (NGI) ist in CLAUSEN ET AL., 2005 beschrieben. Bei der Berechnung des Pfahlfußwiderstandes wird ebenfalls zwischen einem verspannten und nicht verspannten Pfropfen unterschieden. Hierbei wird bei einem verspannten Pfropfen ein Pfahlspitzendruck auf die Unterseite des Pfropfens und die Profilaufstandsfläche angesetzt. Tritt keine Verspannung ein, so wird auf den Spitzendruck der Profilaufstandsfläche noch eine innere Pfahlmantelreibung addiert, die sich in Anlehnung an die äußere Pfahlmantelreibung berechnen lässt. Maßgebend ist das Minimum aus beiden Betrachtungen.

Die äußere Pfahlmantelreibung wird über einen Spannungsansatz tiefenabhängig mit unterschiedlichen Parametern zur Berücksichtigung des Einflusses aus der Lagerungsdichte des umgebenden Bodens, Belastungsart, Materialeigenschaften des Pfahles und Pfahltyps ermittelt.

FUGRO-05

Das FUGRO Verfahren wurde vom gleichnamigen Unternehmen entwickelt und basiert ursprünglich auf dem ICP-05 Verfahren und wurde in KOLK ET AL., 2005 modifiziert. Der Pfahlspitzendruck wird auf die volle Profilquerschnittsfläche ohne Berücksichtigung einer Pfropfenbildung angesetzt. Die Berechnung des Pfahlmantelwiderstandes erfolgt unter Berücksichtigung des lokalen Spannungszustandes. Hinweis: In DIN EN ISO 19902:2008-07 wird ein Druckfehler für die Berechnung der Pfahlmantelreibung in der Originalliteratur KOLK ET AL., 2005 korrigiert.

EA-Pfähle

In Abhängigkeit des Spitzenwiderstandes der Drucksonde werden in der EA-Pfähle Erfahrungswerte für den äußeren Pfahlmantelwiderstand, den Pfahlspitzendruck auf die Profilaufstandsfläche und eine innere Pfahlmantelreibung bzw. einen Widerstand auf die Unterseite des Pfropfens als charakteristische Werte genannt. Über zwei Modellvorstellungen in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers werden eine vollständige Pfropfenbildung, eine teilweise Pfropfenbildung und keine Pfropfenbildung rechnerisch berücksichtigt. Das Verfahren wurde in LÜKING, BECKER, 2015 abgeleitet und ist über die jeweiligen Jahresberichte

in die EA-Pfähle und EAU eingeflossen, siehe MOORMANN, KEMPFERT, 2014 bzw. GRABE, 2014.

Tabelle 1 gibt einen Überblick von maßgeblichen Unterschieden der jeweiligen vorab aufgezählten Berechnungsverfahren.

Tabelle 1: Gegenüberstellung von Anwendungsgrenzen und maßgeblichen Unterschieden der Berechnungsverfahren

Eigenschaft	EA-Pfähle	ICP-05	UWA-05	NGI-05	FUGRO-05
Belastung	Druckbelastung	Zug- und Druckbelastung			
Ergebnis	Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstaug-lichkeit in Form einer Widerstands-Setzungs-Linie, Angabe eines 10% und 50% Quantils	Grenzzustand der Tragfähigkeit			
Bodenart	Nichtbindiger Boden	Bindiger und nichtbindiger Boden	Nichtbindiger Boden	Nichtbindiger Boden	Nichtbindiger Boden
Berücksichti-gung Pfrop-fenbildung	Feste Verspan-nung, teilweise Verspannung, keine Verspannung	Feste Verspan-nung oder keine Verspannung und Ansatz einer inneren Pfahl-mantelreibung nach verschie-denen Kriterien	Berücksichti-gung Verspan-nung über IFR Kennwert	Minimum aus fester Verspan-nung oder keiner Verspan-nung	Keine Berücksichti-gung

3 Berechnungsergebnisse für offene Stahlrohrpfähle im Vergleich zur EA-Pfähle

Die in der Datenbank vorhandenen offenen Stahlrohrpfähle wurden zunächst mit den unter Abschnitt 2 genannten Berechnungsverfahren nachgerechnet. In Abbildung 1 sind die berechneten, charakteristischen Pfahltragfähigkeiten $R_{c,cal}$ den Ergebnissen der Pfahlprobebelastung $R_{c,m}$ gegenübergestellt. In Ergänzung hierzu sind in Abbildung 2 die Normalverteilung und in Tabelle 2 die dazugehörigen statistischen Kenngrößen mit einem ungefähren Quantilbereich dargestellt.

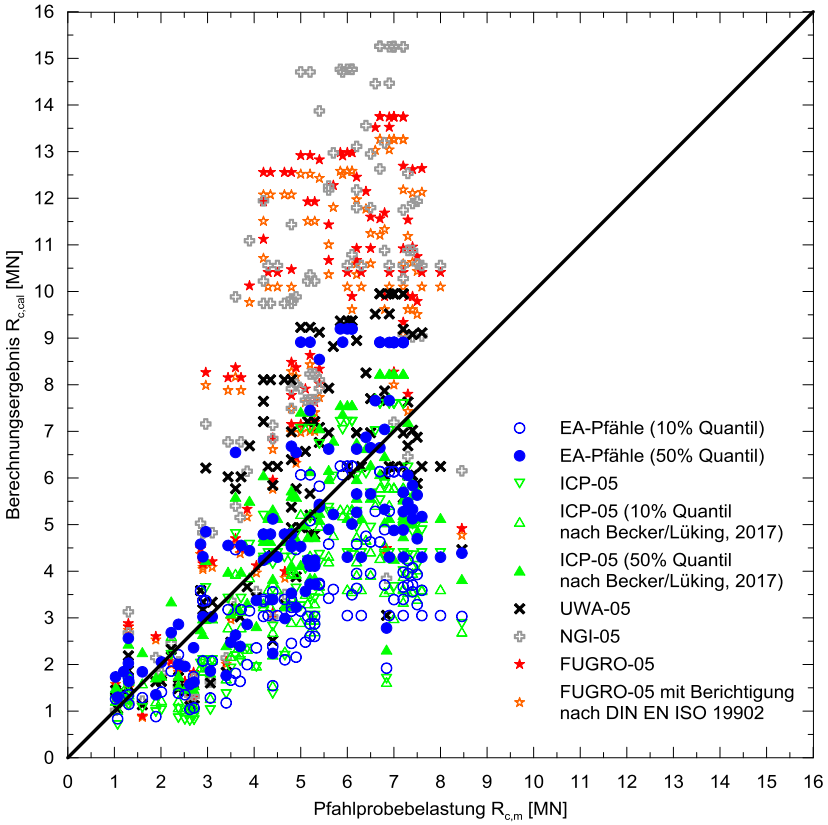


Abbildung 1: Berechnungsergebnisse $R_{c,cal}$ der genannten Verfahren im Vergleich zu Ergebnissen der Pfahlprobebelastungen $R_{c,m}$

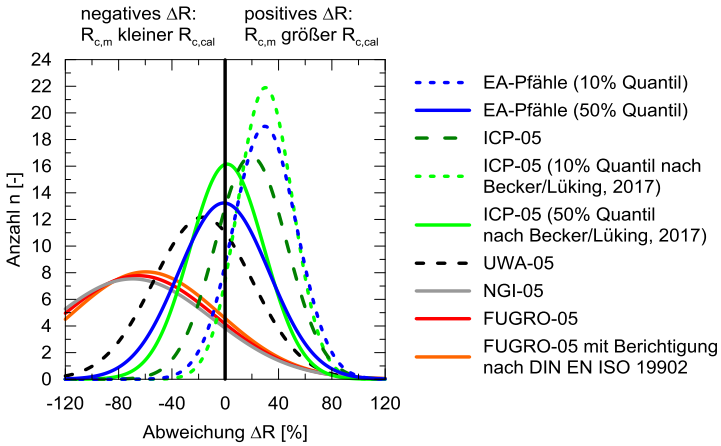


Abbildung 2: Normalverteilung der Berechnungsverfahren

Tabelle 2: Statistische Kenngrößen der in Abbildung 2 dargestellten Normalverteilungen

	Mittelwert $\bar{x}$ [%]	Standard-abweichung s [%]	Ungefährer Quantilbereich
EA-Pfähle (10% Quantil)	29,7	23,7	10%
EA-Pfähle (50% Quantil)	-1,0	34,1	50%
ICP-05	19,4	26,9	22%
ICP-05 (10% Quantil nach BECKER/LÜKING, 2017)	30,2	20,6	10%
ICP-05 (50% Quantil nach BECKER/LÜKING, 2017)	1,4	27,9	50%
UWA-05	-16,7	37,1	62%
NGI-05	-69,5	59,8	84%
FUGRO-05	-65,0	58,0	86%
FUGRO-05 mit Berichti-gung nach DIN EN ISO 19902	-59,6	55,9	85%

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. Dies ist vor allem bei den Verfahren NGI-05, FUGRO-05 und UWA-05 der Fall. Die Verfahren NGI-05 und FUGRO-05 weisen zudem noch einen sehr hohen Quantilbereich von ca. 85% auf. Dies bedeutet statistisch, dass nur 15% der berechneten Pfahlwiderstände größer sind als die gemessenen Pfahlwiderstände und somit auf der sicheren Seite liegen.

Das ICP-05 Verfahren liegt mit einem 22% Quantil zwischen den beiden Erfahrungswerten der EA-Pfähle von 10% und 50%. Die Standardabweichung s als Maß der Streuungsbreite liegen für die Verfahren nach EA-Pfähle, ICP-05 und UWA-05 in einem für die Geotechnik üblichen Bereich von 20 bis 35%. Lediglich die Verfahren NGI-05 und FUGRO-05 weisen eine hohe Streubreite von ca. 60% auf.

Die Berichtigung des FUGRO-05 Verfahrens nach DIN EN ISO 19902:2008-07 ist statistisch gesehen vernachlässigbar.

In Abbildung 3 ist das Aufteilungsverhältnis des berechneten Pfahlfußwiderstandes $R_{b,cal}$ bzw. des Pfahlmantelwiderstandes $R_{s,cal}$ bezogen auf den Gesamtpfahlwiderstand $R_{c,cal}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgetragen. Der Pfahlfußwiderstand beinhaltet je nach Berechnungsverfahren den inneren Pfahlmantelwiderstand oder den Widerstand auf den Pfropfen und die Profilaufstandsfläche.

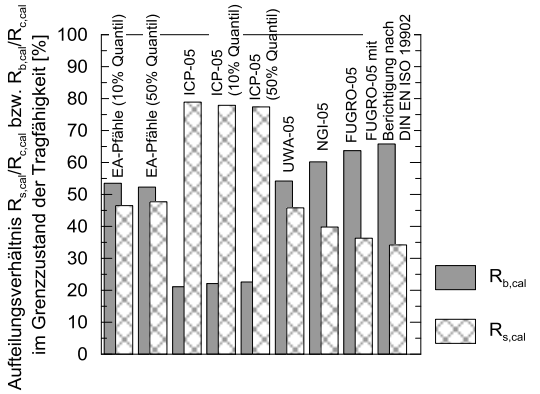


Abbildung 3: Prozentuales Aufteilungsverhältnis des charakteristischen Pfahlfußwiderstandes $R_{b,cal}$ bzw. des Pfahlmantelwiderstandes $R_{s,cal}$ bezogen auf den Gesamtpfahlwiderstand $R_{c,cal}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Das ICP-05 Verfahren weist einen hohen Pfahlmantelwiderstandsanteil mit einem vergleichsweise geringen Pfahlfußwiderstandsanteil auf. Bei den Verfahren nach EA-Pfähle und UWA-05 liegt der Pfahlfußwiderstand bei ca. 55%, der bei den Verfahren nach NGI-05 bzw. FUGRO-05 auf 60 bis 70% des Gesamtpfahlwiderstands ansteigt.

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.

In Abbildung 4 ist die Verteilung der aus den Berechnungsverfahren resultierenden äußeren charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ bzw. der resultierenden rechnerischen äußeren Pfahlmantelreibung $q_{s,cal}$ für einen Beispielpfahl dargestellt. Der Beispielpfahl hat einen äußeren Durchmesser von D = 1220 mm mit einer Wandstärke von 12,7 mm und bindet 20 m in einen zweigeschichteten nichtbindigen Boden ein. Schicht 1 hat eine Mächtigkeit von 5 m mit einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von q_c = 10 MPa bzw. für Schicht 2 von q_c = 20 MPa ab einer Tiefe von 5 m. Alle jeweiligen verfahrensspezifischen Faktoren wurden in Abbildung 4 bereits berücksichtigt, sodass eine Integration der dargestellten äußeren Pfahlmantelreibung über den Pfahlschaft den Pfahlmantelwiderstand liefern würde.

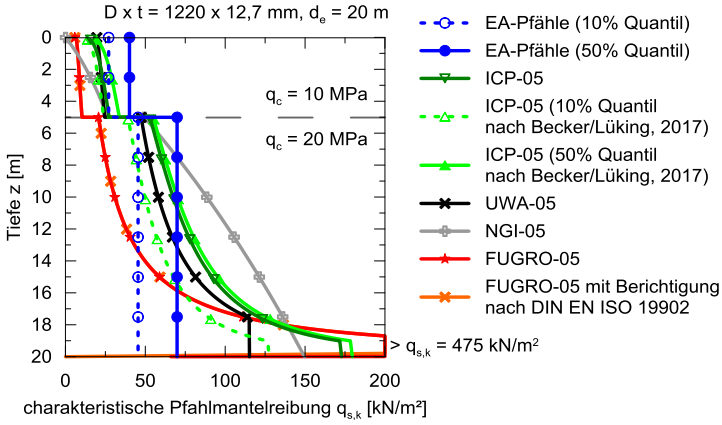


Abbildung 4: Verteilung der charakteristischen äußeren Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ bzw. der resultierenden rechnerischen äußeren Pfahlmantelreibung $q_{s,cal}$ für einen Beispielpfahl in einem geschichteten nichtbindigen Boden

Die Pfahlmantelreibung nach EA-Pfähle ist über die Tiefe konstant, während bei den anderen Verfahren eine Tiefenabhängigkeit erkennbar ist. Der Verlauf der Verfahren UWA-05, ICP-05 und FUGRO-05 ist konkav, während der Verlauf des NGI-05 Verfahrens leicht konvex verläuft. Das FUGRO-05 Verfahren hat in einer Tiefe von ca. z = 19 m ein Maximum von ca. $q_{s,k}$ = 475 kN/m^2, wodurch die bis zu dieser Tiefe vorhandene geringe Pfahlmantelreibung mehr als kompensiert wird. Dieser Peakwert ist u.a. auch für die hohen rechnerischen Pfahlwiderstände dieses Verfahrens letztendlich verantwortlich.

Der Unterschied zwischen FUGRO-05 und FUGRO-05 mit Berichtigung nach DIN EN ISO 19902:2008-07 liegt in einem geringfügig abgeminderten Verlauf unterhalb des vorab genannten Maximums. Oberhalb des Maximums ist der Verlauf identisch.

In Abbildung 5 ist das Aufteilungsverhältnis $R_{c,cal}/R_{c,m}$ über den äußeren Pfahldurchmesser D, die Pfahlschlankheit d_e/D sowie den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c am Pfahlfuß für die untersuchte Pfahldatenbank gegenübergestellt, um so einen Eindruck der Leistungsfähigkeit der einzelnen Verfahren bei variierenden Randbedingungen zu erhalten. 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.

Das Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle (50% Quantil) zeigt keine Tendenz im Aufteilungsverhältnis $R_{c,cal}/R_{c,m}$ über den Pfahldurchmesser D, die Pfahlschlankheit d_e/D und den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c am Pfahlfuß. Die Ergebnisse sind gleichmäßig mit der jeweiligen Streuung verteilt.

Beim ICP-05 Verfahren nimmt das Aufteilungsverhältnis $R_{c,cal}/R_{c,m}$ mit zunehmendem Pfahldurchmesser D und zunehmendem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c am Pfahlfuß dagegen leicht zu.

Das UWA-05 Verfahren zeigt eine ähnliche, wenn auch etwas deutlichere Tendenz wie das ICP-05 Verfahren. Hier nimmt das Aufteilungsverhältnis $R_{c,cal}/R_{c,m}$ mit zunehmendem Pfahldurchmesser D und Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c am Pfahlfuß ebenfalls zu. Eine leichte Abnahme des Aufteilungsverhältnisses ist bei zunehmender Pfahlschlankheit d_e/D erkennbar.

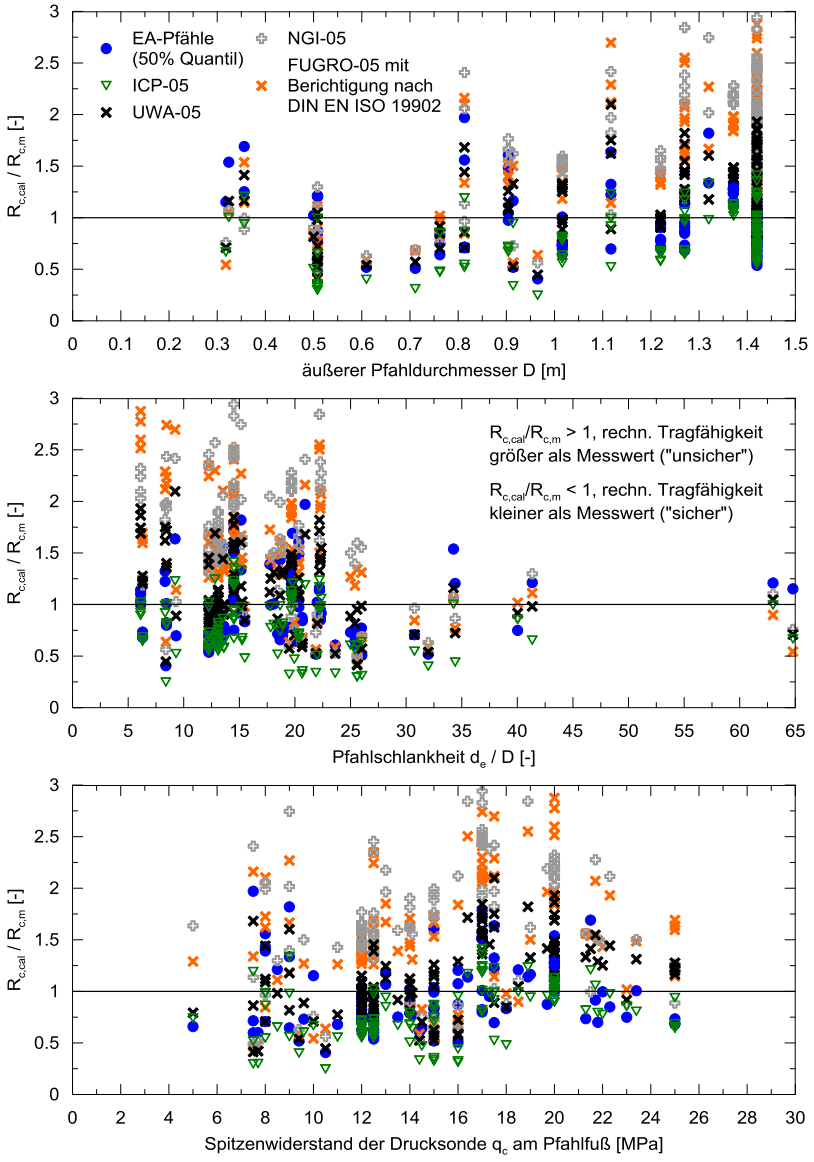


Abbildung 5: Aufteilungsverhältnis $R_{c,cal}/R_{c,m}$ über den äußeren Pfahldurchmesser D, die Pfahlschlankheit d_e/D und den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c am Pfahlfuß für die untersuchte Pfahldatenbank von offenen Stahlrohrpfählen

Sehr deutlich wird rechnerisch beim NGI-05 Verfahren die Pfahltragfähigkeit ab einem Pfahldurchmesser größer 1 m überschätzt. Bei einer Pfahlschlankheit von $d_e/D > 25$ wird dieser Effekt jedoch wieder kompensiert. Hier zeigt das Verfahren gute Übereinstimmungen zwischen Messwert und Rechenwert. Für den Spitzenwiderstand der Drucksonde ist keine Tendenz erkennbar.

Das FUGRO-05 Verfahren mit Berichtigung nach DIN EN ISO 19902:2008-07 zeigt die gleichen Tendenzen wie das NGI-05 Verfahren.

Auffallend ist, dass gerade die beiden letztgenannten Verfahren gute Übereinstimmungen zwischen Rechenwert und Messwert bei hoher Pfahlschlankheit aufweisen. Somit scheinen diese beiden Verfahren erst bei einer gewissen Pfahleinbindetiefe plausible Werte zu liefern. In Tabelle 3 sind die jeweiligen Tendenzen abschließend für die einzelnen Verfahren zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 3: Zusammenstellung der jeweiligen Tendenzen für die untersuchten Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung der Datenbank für offene Stahlrohrpfähle

Berechnungsverfahren	Tendenzielle Veränderung des Aufteilungsverhältnisses $R_{c,cal}$ / $R_{c,m}$ bei zunehmendem		
	Pfahldurchmesser D	Pfahlschlankheit d_e/D	Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c am Pfahlfuß
EA-Pfähle (50% Quantil)	→	→	→
ICP-05	↑	→	↑
UWA-05	↑	↓	↑
NGI-05	↑	↓	→
FUGRO-05 mit Ber. nach DIN EN ISO 19902	↑	↓	→
↑: zunehmend; →: keine Tendenz erkennbar; ↓: abnehmend			

4 Anmerkung zur Ermittlung von Bemessungswerten der Pfahlwiderstände

Die Ermittlung der Bemessungswerte von Pfahlwiderständen erfolgt für das Verfahren nach EA-Pfähle gem. Eurocode DIN EN 1997-1 auf der Grundlage von Erfahrungswerten. Somit wird gem. EA-Pfähle eine Einordnung in die Kategorie „Widerstände aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen“ vorgenommen, wobei hier die Baugrundversuche als Geotechnische Untersuchung des Baugrunds für eine sichere Einordnung der Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten vorzusehen sind. Der Teilsicherheitsfaktor für den Pfahlwiderstand ist dabei auf Grundlage von Erfahrungswerten mit γ_b = 1,40 definiert, der einen Modellfaktor mit η_E = 1,30 berücksichtigt, vgl. NDP Zu 7.6.2.3 (8). Sofern andere Berechnungsverfahren verwendet werden sollen, ist nach DIN EN 1997-1, dort Abschnitt 7.6.2.3 A(1), die Brauchbarkeit des Verfahrens nachzuweisen.

Die in diesem Beitrag für den Vergleich mit der EA-Pfähle untersuchten Verfahren sind gem. Eurocode DIN EN 1997-1 nicht als Regelfall zur Ermittlung von Pfahlwiderständen definiert und werden nicht zur Anwendung vorgesehen. Aufgrund der jeweils vorgenommenen Kalibrierung der CPT Verfahren an Probebelastungen sind diese als halbempirisch zu bezeichnen. Hierdurch wird für diese Verfahren die normative Einordnung in die Kategorie „auf der Grundlage von Baugrundversuchen“ vorgesehen, deren Eignung hinsichtlich der Brauchbarkeit des Verfahrens grundsätzlich nachzuweisen ist.

Aus Sicht der Autoren ist mit der vergleichenden Ermittlung der Quantilbereiche für die der Datenbank zugrunde liegenden Probebelastungsergebnisse nach Abschnitt 3, siehe dort z.B. Abb. 2, eine Beurteilung des Sicherheitsniveaus und somit der Brauchbarkeit möglich. Für das ICP-05-Verfahren wurde hierzu in BECKER, LÜKING, 2017 für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton sowie für die hier untersuchten offenen Stahlrohrpfähle eine Kalibrierung des Sicherheitsniveaus unter Berücksichtigung der den Erfahrungswerten nach EA-Pfähle zugrunde liegenden Probebelastungsergebnissen vorgenommen. In gleicher Weise wird auch für den Fall einer Anwendung der CPT Verfahren UWA-05, NGI-05 und FUGRO-05 eine Kalibrierung an das Sicherheitsniveau für erforderlich erachtet, um die Brauchbarkeit nachzuweisen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag werden die CPT Verfahren ICP-05, UWA-05, NGI-05 und FUGRO-05 mit dem Verfahren nach EA-Pfähle für offene Stahlrohrpfähle verglichen. Die Berech-

nungsgrundlagen der untersuchten CPT-Verfahren sind zur Vollständigkeit im Anhang des Beitrags zusammengefasst.

Die Grundlage der Untersuchung sind die Probebelastungsergebnisse, die auch zur Ableitung der Erfahrungswerte nach EA-Pfähle verwendet worden sind. Der Vergleich der berechneten Pfahlwiderstände für offene Stahlrohrpfähle offenbart große Abweichungen. Im Fall des ICP-05 Verfahrens liegt für die untersuchten Probebelastungsergebnisse etwa ein 22% Quantil vor, so dass in 22% der Fälle das Messergebnis der Probebelastungen einen geringeren Pfahlwiderstand aufweist als das Berechnungsergebnis und somit auf der sicheren Seite liegt. Demgegenüber führen die CPT-Verfahren NGI-05 und FUGRO-05 zu mit einem 84% bzw. 86% Quantil zu einem deutlich auf der unsicheren Seite liegendem Berechnungsergebnis. Das UWA-05 Verfahren ergibt im vorliegenden Fall ein 62% Quantil und überschätzt somit ebenfalls die Messergebnisse.

Zur Beurteilung der Brauchbarkeit der CPT Verfahren ist eine Auswertung hinsichtlich Durchmesserabhängigkeit, Pfahlschlankheit und der Abhängigkeit vom Sondierwiderstand der Drucksonde im Bereich des Pfahlfußniveaus vorgenommen worden. Es zeigt sich das eine pauschale Bewertung der Brauchbarkeit nicht zielführend ist. So ergeben z.B. die Verfahren NGI-05 und Fugro-05 gute Übereinstimmungen zwischen Mess- und Berechnungsergebnis ab einer Pfahlschlankheit $d_e/D > 25$, überschätzen jedoch die Messergebnisse bei Pfahldurchmessern mit $D > 1$ m deutlich. Bei den ICP-05 und UWA-05 Verfahren sind zunehmende Abweichungen mit ansteigendem Pfahldurchmesser und Spitzenwiderstand der Drucksonde zu beobachten. Demgegenüber zeigt sich das Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle für die untersuchten Probebelastungen keine größere Sensitivität hinsichtlich Durchmesser, Schlankheit und Spitzenwiderstand der Drucksonde.

Zusammenfassend zeigen die vorstehenden vergleichenden Untersuchungen erhebliche Unterschiede im Sicherheitsniveau und erfordern somit für eine direkte Anwendung nach den nationalen normativen Vorgaben einen Nachweis der Brauchbarkeit. Für das ICP-05 Verfahren erfolgte der Nachweis der Brauchbarkeit mit einer Kalibrierung und Ableitung von Anpassungsfaktoren für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und offene Stahlrohrpfähle in BECKER, LÜKING, 2017. Hier sind allerdings für das UWA-05, NGI-05 und FUGRO-05 Verfahren erheblich größere Streuungen festzustellen, die nicht auf der sicheren Seite liegen, starke geometrische Abhängigkeiten aufweisen und somit den Nachweis der Brauchbarkeit einschränken und weitere Untersuchungen erfordern.

Literatur

Becker, P.; Lüking, J.; Vergleich der CPT basierten direkten Berechnungsverfahren nach EA-Pfähle und ICP-05 für Fertigrammpfähle, *Bautechnik 94, doi:10.1002/bate.201600049, 2017*

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; 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*

Grabe, J.; Technischer Jahresbericht 2014 des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik 91, Heft 12, S. 904-921, 2014*

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*

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, 2005A*

Lehane, B.M.; Schneider, J.A.; Xu, X.; A Review of Design Methods for Offshore Driven Piles in Siliceous Sand, *The University of Western Australia, Geomechanics Group, GEO:05358, 2005B*

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, 2005C*

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*

Moormann, C.; Kempfert, H.-G.; Jahresbericht 2014 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik 91, Heft 12, S. 922-932, 2014*

Anhang: Zusammenstellung der Berechnungsverfahren

Allgemeines

Bei den Berechnungen hat sich herausgestellt, dass in manchen Literaturstellen teilweise Inkonsistenzen in den Gleichungen vorhanden sind. Die Autoren haben daher soweit möglich die Verfasser der jeweiligen Literatur kontaktiert und eine Überprüfung erbeten. Daher sind die Gleichungen für Druckpfähle in nichtbindigen Böden im Folgenden dokumentiert, wie sie bei den Berechnungen angewendet worden sind.

Alle Berechnungen basieren auf folgender Grundgleichung (A.1).

$$R_{\mathrm{c,k}} = R_{\mathrm{b,k}} + R_{\mathrm{s,k}} = q_{\mathrm{b}} \cdot A_{\mathrm{b}} + \int_{\mathrm{z}=0}^{\mathrm{z}=\mathrm{d_e}} q_{\mathrm{s}}(\mathrm{z}) \cdot A_{\mathrm{s}}\, dz \qquad \text{(A.1)}$$

Hierbei ist zu beachten, dass die Wahl des Inkrementes *dz* einen recht großen Einfluss auf das Berechnungsergebnis aufgrund nichtlinearer Ausdrücke im Nenner einiger Gleichungen haben kann. Daher ist das Inkrement zu 1 cm gewählt worden.

Die Berechnungsverfahren der EA-Pfähle und ICP-05 sind in LÜKING, BECKER, 2015 bzw. BECKER, LÜKING, 2017 bereits zusammengestellt und werden daher im Folgenden nicht erneut dokumentiert.

UWA-05

Das Berechnungsverfahren ist in LEHANE ET AL., 2005A,B und C dokumentiert. Der Pfahlspitzendruck $q_{b,cal}$ wird auf die Profil- und Pfropfenunterseite angesetzt.

$$q_{\mathrm{s,cal}} = (\sigma'_{\mathrm{rc}} + \Delta\sigma'_{\mathrm{rd}}) \cdot \tan\delta_{cv} \qquad \text{(A.2)}$$

$$\sigma'_{\mathrm{rc}} = 0{,}03 \cdot q_c \cdot (A_{rs}^*)^{0{,}3} \cdot \left[max\left(\frac{h}{D_a}, 2\right)\right]^{-0{,}5} \quad \text{(A.3)}$$

$$A_r^* = 1 - IFR \cdot \left(\frac{D_i^2}{D_a^2}\right) \quad \text{(A.4)}$$

$$IFR = min\left[1, \left(\frac{D_i}{1{,}5}\right)^{0{,}2}\right] \quad \text{(A.5)}$$

$$\Delta\sigma'_{\mathrm{rd}} = 4 \cdot \mathrm{G} \cdot \frac{\Delta r}{D_a} \quad \text{(A.6)}$$

$$G = q_c \cdot 185 \cdot q_{c1N}^{-0{,}7} \quad \text{(A.7)}$$

$$q_{c1N} = \frac{(q_c/p_a)}{(\sigma'_{\mathrm{v0}}/p_a)^{0{,}5}} \quad \text{(A.8)}$$

$$q_{\mathrm{b,cal}} = (0{,}15 + 0{,}45 \cdot A_r^*) \cdot q_c \quad \text{(A.9)}$$

NGI-05

Das NGI-05 Verfahren ist in CLAUSEN ET AL., 2005 beschrieben. Der Pfahlfußwiderstand wird als Minimum der gesamten geschlossenen Pfahlfußquerschnittsfläche (Pfropfenbildung) oder dem Widerstand einer inneren Pfahlmantelreibung über die Pfahleinbindelänge und dem Widerstand auf die reine Profilaufstandsfläche berechnet.

$$q_{\mathrm{s,cal}} = \frac{z}{d_e} \cdot p_a \cdot F_{Dr} \cdot F_{sig} > 0{,}1 \cdot \sigma'_{\mathrm{v0}} \quad \text{(A.10)}$$

$$F_{Dr} = 2{,}1 \cdot (D_r - 0{,}1)^{1{,}7} \quad \text{(A.11)}$$

$$F_{sig} = \left(\frac{\sigma'_{\mathrm{v0}}}{p_a}\right)^{0{,}25} \quad \text{(A.12)}$$

$$D_r = 0{,}4 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{22 \cdot (\sigma'_{\mathrm{v0}} \cdot p_a)^{0{,}5}}\right) \quad \text{(A.13)}$$

$$R_b = min\left[q_{Profil,cal} \cdot A_{Profil} + q_{is,cal} \cdot A_{is}, q_{b,cal} \cdot A_b\right] \quad \text{(A.14)}$$

$$q_{\mathrm{b,cal}} = \frac{0{,}7 \cdot q_c}{(1 + 3 \cdot D_r^2)} \quad \text{(A.15)}$$

$$q_{\mathrm{Profil,cal}} = q_{\mathrm{c}} \quad \text{(A.16)}$$

$$q_{\mathrm{is,cal}} = 3 \cdot q_{\mathrm{s,cal}} \quad \text{(A.17)}$$

FUGRO-05

In KOLK ET AL., 2005 sind die Gleichungen wie folgt angegeben. Der Pfahlspitzendruck $q_{b,cal}$ wird auf die Profil- und Pfropfenunterseite bezogen.

$$q_{s,cal} = 0{,}08 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0{,}05} \cdot \left(\frac{h}{r^*}\right)^{-0{,}9} \qquad \text{für } h/r^* \geq 4 \qquad \text{(A.18)}$$

$$q_{s,cal} = 0{,}08 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0{,}05} \cdot \left(\frac{h}{r^*}\right)^{-0{,}9} \cdot \left(\frac{h}{4 \cdot r^*}\right) \qquad \text{für } h/r^* < 4 \qquad \text{(A.19)}$$

$$q_{b,cal} = 8{,}5 \cdot p_a \cdot \left(\frac{q_c}{p_a}\right)^{0{,}5} \cdot \left(\frac{r^*}{r_a}\right)^{0{,}5} \qquad \text{(A.20)}$$

$$r^* = \sqrt{r_a^2 - r_i^2} \qquad \text{(A.21)}$$

In DIN EN ISO 19902:2008-07 wird die Pfahlmantelreibung nach Gleichung (A.18) und (A.19) wie folgt berichtigt.

$$q_{s,cal} = 0{,}043 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0{,}05} \cdot A_r^{0{,}45} \cdot \left[max\left(\frac{h}{D_a}, 2 \cdot \sqrt{A_r}\right)\right]^{-0{,}9} \cdot \left[min\left(\frac{h}{D_a} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sqrt{A_r}}\right), 1\right] \qquad \text{(A.22)}$$

$$A_r = 1 - \left(\frac{D_i}{D_a}\right)^2 \qquad \text{(A.23)}$$

Mit:

A_b = Pfahlfußfläche in [m^2]

A_{is} = innere Pfahlmantelfläche in [m^2]

A_{Profil} = Profilaufstandsfläche des Pfahles in [m^2]

A_s = Pfahlmantelfläche in [m^2]

δ_{cv} = Kontaktreibungswinkel zwischen Pfahlschaft und Boden, für das ICP-05 Verfahren wurde $\delta_{cv} = 30°$ nach JARDINE ET AL., 2005 und für das UWA-05 Verfahren wurde $\delta_{cv} = 28{,}8°$ nach LEHANE ET AL., 2005A verwendet.

Δr = Pfahlrauheit mit leicht angerosteter Oberfläche ($\Delta r \approx 0{,}02$ mm)

D_a = äußerer Pfahldurchmesser, D_i = innerer Pfahldurchmesser jeweils in [m]

d_e = Pfahleinbindelänge in [m]

h = relativer Abstand der Berechnungsebene zum Pfahlfuß in [m]

p_a = atmosphärischer Druck in [kPa] (i.d.R. p_a = 100 kPa)

q_c = Spitzenwiderstand der Drucksonde in [kPa]

$q_{b,k}$ = rechnerischer Pfahlspitzendruck in [kPa]

$q_{is,cal}$ = rechnerische innere Pfahlmantelreibung in [kPa]

$q_{Profil,cal}$ = rechnerischer Pfahlspitzendruck in der Profilaufstandsfläche in [kPa]

$q_{s,cal}$ = rechnerische Pfahlmantelreibung in [kPa]

r_a = äußerer Pfahlradius, r_i = innerer Pfahlradius jeweils in [m]

z = Tiefe in [m] positiv nach unten gerichtet

Autoren

Dr.-Ing. Jan Lüking jan.lueking@hochtief.de

HOCHTIEF Engineering GmbH
Consult Infrastructure www.hochtief-engineering.de
Fuhlsbüttler Str. 399, 22309 Hamburg Tel.: 040 300321-5450

Dr.-Ing. Patrick Becker p.becker@kup-geotechnik.de

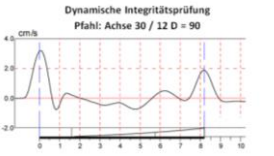
Kempfert Geotechnik GmbH www.kup-geotechnik.de
Hasenhöhe 128, 22587 Hamburg Tel.: 040 6960445-11

Kempfert + Partner

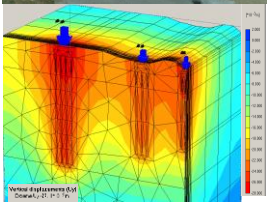
Geotechnik

- Erkundung und Gründungsberatung
- Planung und Bemessungen von allen Pfahlgründungen
- Entwicklung und Anwendung von Berechnungsverfahren für zyklisch und dynamisch beanspruchte Pfähle
- Analytische und numerische Verformungsprognosen
- Planung, Betreuung und Auswertung von statischen und zyklischen Pfahlprobebelastungen
- Überwachung von Pfahlarbeiten
- Dynamische Integritätsprüfungen
- Geotechnische Messungen von Spannungen, Kräften, Verformungen
- Sachverständigengutachten









www.kup-geotechnik.de

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

Die Anwendung der revidierten UniCone Methode zur Vorhersage des Last-Setzungsverhaltens von Ortbeton-Verdrängungspfählen

Dipl.-Ing. Hendrik Jan Tuenter, Geoprofile GmbH, Schweiz

Dipl.-Ing. Víctor J. Rozálen García, Geoprofile GmbH, Schweiz

1 Kurzbeschreibung

Pfähle haben meistens zum Ziel, die auftretenden Deformationen zu begrenzen. Die Bemessung von Pfahlfundationen und Einzelpfählen muss somit primär auf das Last-Verschiebungsverhalten ausgerichtet sein.

Dieser Beitrag zeigt eine Methode, um den axialen Tragwiderstand von Ortbeton-Verdrängungspfählen zu bestimmen und die auftretende Pfahlkopfverschiebung in Abhängigkeit von der Pfahllast zu prognostizieren. Dazu wurde die revidierte UniCone Methode auf eine Datenbank von 13 statischen Pfahlbelastungsversuchen angewendet. Da die der Methode zugrunde liegende Datenbank keine Pfahlbelastungsversuche auf Ortbeton-Vollverdrängungspfählen enthält, wurde in einem ersten Schritt der Einfluss des Pfahltyps auf den Korrelationsfaktor der Mantelreibung C_{se} quantifiziert. In einen nächsten Schritt wurden der Spitzenwiderstand und die Mantelreibung mittels einer Ratio-Funktion in Abhängigkeit von der Verschiebung gesetzt. Anschliessend wurde das so definierte Modell für die Pfahlkopfverschiebung mit den Resultaten der Pfahlbelastungsversuche verglichen.

Die Resultate zeigen einen Mittelwert für den Korrelationsfaktor $C_{se(type)}$, welcher die Einflüsse des Pfahltyps berücksichtigt, von 1.45 für Ortbeton-Vollverdrängungspfähle. Die Standardabweichung beträgt 0.15. Ausgehend von einer vorgegebenen Verschiebung zeigt ein Vergleich der modellierten Last-Verschiebungskurven mit den Messdaten, dass die mittlere Abweichung zwischen der gemessenen und der modellierten Pfahllast im Schnitt 5.4 Prozent des jeweiligen äusseren axialen Tragwiderstandes beträgt (Standardabweichung 4.3 Prozent). Die maximale Abweichung beträgt 19.0 Prozent.

2 Einleitung

2.1 Hintergrund

Traditionell ist die Vorhersage des axialen Tragwiderstandes von Pfählen eine wichtige Grösse bei der Bemessung von Pfählen. Die Anwendung von analytischen Verfahren ist jedoch mit signifikanten Unsicherheiten und einer erheblichen Unschärfe verbunden. Aus diesem Grund wird oft auf direkten Bemessungsmethoden zurückgegriffen. Dabei steht aus technischen und wirtschaftlichen Gründen die Drucksondierung (cone penetration test, CPT) meist im Vordergrund. Die Drucksondierung verbindet eine nahezu kontinuierliche Charakterisierung des Baugrundes mit einer konzeptuellen Ähnlichkeit zum geplanten Pfahl. Die während der Drucksondierung aufgezeichneten Messgrössen, namentlich der Spitzenwiderstand (q_c) und ggf. weitere Messparameter, werden in Verbindung zu den Ergebnissen von statischen Belastungsversuchen gesetzt. Niazi und Mayne (NIAZI, MAYNE, 2013) bieten eine umfassende Übersicht der verschiedenen Methoden.

Genauso wichtig jedoch ist die Vorhersage der auftretenden Pfahlkopfverschiebungen in Abhängigkeit von den Lasten. In diesem Zusammenhang gilt es zu bedenken, dass eine Pfahlgründung meistens zum Ziel hat, die auftretenden Deformationen zu begrenzen. Vor diesem Hintergrund ist es wünschenswert, die gesamte Last-Verschiebungskurve prognostizieren zu können.

Basierend auf der UniCone Methode zeigt dieser Beitrag eine Vorgehensweise, um zu einer solchen Vorhersage zu gelangen. Da die Verwendung von Ortbeton-Vollverdrängungspfählen mit einem jährlichen Volumen von geschätzt ca. 75 Mio Franken in der Schweiz weit verbreitet ist, wurde die Methode für die Anwendung mit diesen Pfählen erweitert.

2.2 Anmerkungen zum äusseren axialen Tragwiderstand

Der statische Pfahlbelastungsversuch ist das Referenzverfahren zu Bestimmung des äusseren axialen Tragwiderstandes. Jedoch ist das eigentliche Resultat eines statischen Pfahlbelastungsversuches bekanntlich der mobilisierte Tragwiderstand als Funktion der Pfahlkopfverschiebung, oder bestenfalls deren beiden Komponenten Mantelreibung und Spitzenwiderstand im Falle einer bi-direktionalen oder eingehend instrumentierten Ausführung. Erst die Wahl eines Kriteriums von Versagen („Bruch“) führt zu einer Aussage bzgl. des äusseren axialen Tragwiderstandes. Sowohl der Eurocode als auch die Schweizer

Norm lassen hier Interpretationsspielraum, wobei die Schweizer Norm die Sachlage durch den Beizug des Kriechmasses als zusätzliches Bruchkriterium noch erheblich erschwert [SN 505 267, 2013; DIN EN 1997-1, 2014].

Schaut man über die Grenzen Europas hinaus, gibt es zumindest acht verschiedene Definitionen eines solchen „Versagenskriteriums“, welche mehr oder weniger Eingang gefunden haben. Siehe dazu zum Beispiel Fellenius [FELLENIUS, 2016]. Insbesondere das Verfahren nach Davisson („Davisson cut-off“), dass in den U.S.A. oft verwendet wird, sei hier erwähnt. Dieses Bruchkriterium ist deutlich strikter als die Europäische Definition, und führt zu erheblich geringeren Tragwiderstände. Dementsprechend ist die kritiklose Anwendung von Ergebnissen und Korrelationen aus dieser Region meist nicht zweckmässig.

Nicht zuletzt ist der Tragwiderstand auch abhängig vom Faktor Zeit. Die meisten Pfahlbelastungsversuche werden wohl einige Wochen nach der Herstellung ausgeführt, was eine implizite Referenzzeit für den Tragwiderstand von ca. 4 Wochen ergibt. Weicht die Zeitspanne zwischen Pfahlherstellung und Belastungsversuch signifikant davon ab, dürfte dies die Ergebnisse wohl beeinflussen. Da die Zunahme jedoch logarithmisch mit der Zeit zunimmt, dürfte der Einfluss bei den meisten Pfahlbelastungsversuchen wohl gering sein.

Die Autoren plädieren bei der Wahl eines geeigneten Bruchkriteriums für eine strikte Anwendung der 10 Prozent Regel. Einerseits führt eine solche strikte Anwendung zu einer erheblichen Verringerung des (subjektiven) Interpretationsspielraums beim Anwender. Anderseits wird so ein direkter Bezug zwischen axialer Verschiebung und mobilisiertem Tragwiderstand hergestellt.

3 Äusserer axialer Tragwiderstand von Ortbeton-Vollverdrängungspfählen

3.1 Vorgehensweise

Die Wahl einer geeigneten direkten Bemessungsmethode in Kombination mit einer kontinuierlichen Formulierung der Mantelreibung bzw. des Spitzenwiderstandes in Abhängigkeit der axialen Verschiebung (Q-z und t-z Funktion) erlaubt die Vorhersage der Pfahlkopfsetzung als Funktion der Pfahllast. Voraussetzung ist, dass der mit der gewählten Bemessungsmethode ermittelte Tragwiderstand sich auf eine klar definierte axiale Verschiebung bezieht. Die UniCone Methode [ESLAMI, FELLENIUS, 1997; FELLENIUS, 2016; NIAZI, MAYNE, 2016] ist eine solche direkte Bemessungsmethode. Sie ist anwendbar auf

alle gängige Lockergesteine, bezieht sämtliche verfügbaren Messdaten in die Analyse mit ein, verlangt bei der Mittelung der CPTu Messwerte keine subjektiven Entscheidungen seitens des Anwenders und stellt einen klaren Bezug zu den Resultaten von statischen Pfahlbelastungsversuchen her, so wie von verschiedenen Normwerken gefordert [SN 505 267, 2013; DIN EN 1997-1, 2014]. Der ermittelte Spitzenwiderstand bzw. die Mantelreibung bezieht sich auf eine Pfahlkopfverschiebung von 10 Prozent des Pfahldurchmessers.

Sind die jeweiligen Anteile des Tragwiderstandes bei einer axialen Verschiebung von 10 Prozent des Pfahldurchmessers bekannt, können die beiden Komponenten in kontinuierlicher Abhängigkeit von der Pfahlkopfverschiebung gesetzt werden. Die Kurve, welche den mobilisierten Widerstand in Abhängigkeit von der Verschiebung beschreibt, wird als Q-z (Spitzenwiderstand) oder t-z (Mantelreibung) bezeichnet. Eine einfache Funktion zur Modellierung des mobilisierten Widerstandes als Fraktion des maximalen Widerstandes ist die Ratio-Funktion. Die Krümmung der einzelnen Kurven wird dabei mittels eines Exponenten kontrolliert. Wird zusätzlich die elastische Verkürzung des Pfahlschaftes berücksichtigt, kann die Pfahlkopfverschiebung bei jeder Last prognostiziert werden.

Die Datenbank, welche der UniCone Methode zugrunde liegt, ist vielfältig und enthält Bohrpfähle, eingepresste Pfähle und gerammte Fertigpfähle (primär Stahlrohre und –profile, untergeordnet Fertigbeton-Rammpfähle). Sie enthält jedoch keine Daten für Ortbeton-Vollverdrängungspfähle. Somit muss der Einfluss des Pfahltyps auf den Tragwiderstand zuerst separat quantifiziert werden. Zur Quantifizierung des Einflusses des Pfahltyps wurde bei sämtlichen Pfählen zuerst der Spitzenwiderstand nach der UniCone Methode berechnet. In einem zweiten Schritt wurde die Mantelreibung nach der UniCone Methode ermittelt und die Last-Verschiebungskurve berechnet. In einem iterativen Verfahren wurde der Modifikator $C_{se(test)}$ für den Pfahltyp „Ortbeton-Vollverdrängungspfahl“ so variiert, bis eine optimale Übereinstimmung zwischen der modellierten und gemessenen Last-Verschiebungskurve des Pfahlkopfes erreicht wurde.

3.2 Datenbank

Die Datenbank, welche zur Bestimmung der Beiwerte für Ortbeton-Vollverdrängungspfählen herangezogen wurde, umfasst insgesamt 19 statische Pfahlbelastungsversuche. Sämtliche dazu gehörende Drucksondierungen waren mit einem Piezoelement (u2) ausgestattet. Bei 6 Versuchen war die Heterogenität des Untergrundes zu gross, als das eine verlässliche Korrelation der Drucksondierung mit dem Pfahlbelas-

tungsversuch möglich war. Die verbleibenden 13 Pfahlbelastungsversuche umfassen 6 Pfähle des Typs „Fundex“, und zwar mit unterschiedlichen verlorenen Spitzen; 4 Pfähle des Typs „FDP“ ohne verlorene Spitze und mit nachträglichem Einbau des Bewehrungskorbes. Bei den übrigen Versuchen handelt es sich um Ortbeton-Vibropfähle oder andere Ortbeton-Vollverdrängungspfählen. Zwei Pfähle wurden auf Zug belastet, die restlichen 11 auf Druck.

3.3 Formulierung der UniCone Methode

Die Methode wurde ursprünglich 1997 von Eslami und Fellenius verfasst und später von Fellenius ergänzt [ESLAMI, FELLENIUS, 1997; FELLENIUS, 2016]. Mitte 2016 wurde das Vorgehen umfassend überarbeitet [NIAZI, MAYNE, 2016]. Die aktuelle Formulierung beinhaltet die folgenden Schritte:

1. Bestimmung des effektiven Spitzenwiderstandes q_E

   mit $q_E = q_T - u_2$

   $= q_c - a \cdot u_2$

   Dabei steht a für das Netto-Flächenverhältnis des Querschnitts der Stahlfläche in der Öffnung zwischen der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dieses Verhältnis ist von der Bauweise des Penetrometers abhängig.

2. Bestimmung des Bodenverhaltensindex I_c [ROBERTSON, 2009], wie folgt:

$$Q_{t1} = (q_t - \sigma_v)/\sigma_{atm}$$

$$F_r = [f_s/(q_t - \sigma_v)] \cdot 100\%$$

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_{t1})^2 + (\log F_r + 1.22)^2\right]^{0.5}$$

$$I_{z1} = Q_{tn} - 12 \cdot \exp(-1.4 F_r)$$

$$n = 0.381 \cdot I_c + 0.05(\sigma'_v/\sigma_{atm}) - 0.15 \quad \leq 1.0$$

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_v)/\sigma_{atm}](\sigma_{atm}/\sigma'_v)^n$$

   wobei σ_v die totale vertikale Spannung in Tiefe z, σ'_v die effektive vertikale Spannung, σ_{atm} den atmosphärischen Druck (100 kPa) und n den Spannungsnormalisierungskoeffizient darstellt. Siehe dazu auch Abbildung 1. Die hellgrauen Linien beziehen sich auf

das ursprüngliche Diagramm von Robertson und sind der Vollständigkeit halber dargestellt.

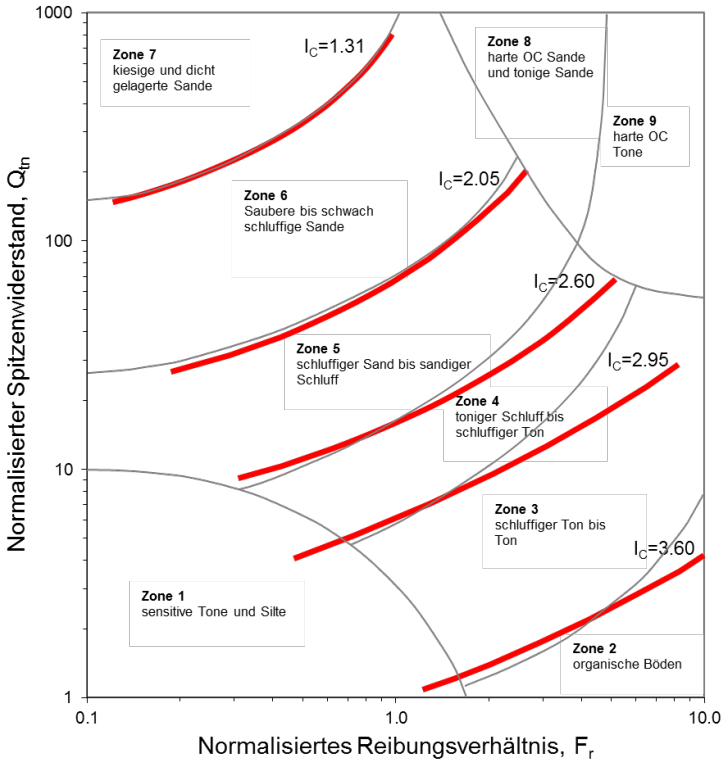


Abbildung 1. Bodenverhaltensklassifikation SBT nach Robertson

Es sei erwähnt, dass die Isolinien von I_c bis in eine Zone reichen können, welche die sensitiven Tone und Schluffe zusammenfasst (Zone 1). Dies ist der Fall, wenn der Index I_{z1} einen negativen Wert erreicht.

3. Zuweisung eines Korrelationskoeffizienten C_{se} zur Bestimmung der Mantelreibung entlang dem Pfahlschaft aufgrund des Bodenverhaltensindex I_c bzw. I_{z1}, wie folgt:

$$q_s = C_{se} \cdot q_E$$

$$C_{se} = C_{se(dir)} C_{se(test)} C_{se(type)} \cdot C_{se(m)}$$

$$C_{se(m)} = 0.044 + 0.0416 \cdot \tanh(1.51 \cdot I_c - 4.53) \qquad I_{z1} \geq 0$$

$$C_{se(m)} = 0.088 - 0.015 \cdot \tanh(0.46 \cdot I_{z1} + 1.5) \qquad I_{z1} < 0$$

wobei q_s die Mantelreibung pro Flächeneinheit darstellt, $C_{se(m)}$ den Mittelwert des Korrelationskoeffizienten und $C_{se(dir)}$, $C_{se(test)}$ und $C_{se(type)}$ Modifikatoren des mittleren Koeffizienten darstellen, um die Einflüsse von Lastrichtung, Prüfverfahren oder Pfahltyp zu berücksichtigen, wie folgt:

$C_{se(dir)}$ = Modifikator zur Berücksichtigung der Lastrichtung
= 1.11 (Druck) bzw. 0.85 (Zug)

$C_{se(test)}$ = Modifikator zur Berücksichtigung des Prüfverfahrens bei statischen Pfahlbelastungsversuchen
= 0.97 (kraftgesteuert) bzw. 1.09 (deformationsgesteuert)

$C_{se(type)}$ = Modifikator zur Berücksichtigung der Pfahlherstellung und des Pfahltyps
= 0.84 (Bohrpfähle), 1.02 (eingepresste Pfähle) oder 1.13 (gerammte Fertigpfähle)

4. Bestimmung des Spitzenwiderstandes pro Flächeneinheit q_b im Bereich des Pfahlfusses, wie folgt:

$$q_b = C_{te} \cdot q_{Eg}$$

wobei C_{te} ein Koeffizient für die Ermittlung des Spitzenwiderstands in Abhängigkeit vom Pfahldurchmesser darstellt (C_{te} = 1/(3D) für einen Pfahldurchmesser D $\geq$ 0.4 m, sonst 1) und q_{Eg} den geometrischen Mittelwert des effektiven Spitzenwiderstandes im Einflussbereich der Pfahlspitze darstellt. Der Einflussbereich der Pfahlspitze wird nach Meyerhof und DeBeer [MEYERHOF, 1951; 1956; DEBEER, 1963] mit 4D unter der Spitze bis 8D (Pfahlinstallation von einer weichen Schicht in eine härtere Schicht) bzw. 2D (Pfahlinstallation von einer harten Schicht in eine weichere Schicht) oberhalb der Pfahlspitze angenommen. Es wird erwähnt, dass die Verwendung des geometrischen Mittelwertes anstatt eines arithmetischen zu einer robusten Mittelung führt, welche nur geringfügig von lokalen Ausreissern beeinflusst wird.

3.4 Formulierung der Q-z und t-z Funktionen

Der mobilisierte Spitzenwiderstand und die mobilisierte Mantelreibung sind immer abhängig von der axialen Verschiebung. Die Kurve, welche den mobilisierten Widerstand in Abhängigkeit von der Verschiebung beschreibt, wird als Q-z (Spitzenwiderstand) oder t-z (Mantelreibung) bezeichnet. Eine einfache Funktion zur Modellierung des mobilisierten Widerstandes als Fraktion des maximalen Widerstandes ist die Ratio-Funktion:

$$\frac{R_b}{R_{b,10\%}} = \left(\frac{z_1}{z_{10\%}}\right)^{\alpha}$$

$$\frac{R_s}{R_{s,10\%}} = \left(\frac{z_1}{z_{10\%}}\right)^{\beta}$$

Dabei bezeichnen R_b und R_s den mobilisierten Widerstand im Bereich des Pfahlfusses bzw. entlang des Pfahlschaftes bei einer axialen Verschiebung von z_1 bzw. 10 Prozent des Pfahldurchmessers (Versagenskriterium). Der Exponent α für den Spitzenwiderstand ist abhängig vom Baugrund sowie von der Pfahlherstellung und liegt meistens zwischen 0.5 und 0.9. Gerammte Pfähle weisen generell niedrigere Werte, Bohrpfähle tendenziell höhere Werte auf. Der Exponent β für die Mantelreibung ist unter anderem von der Pfahlherstellung und –grösse abhängig und variiert meistens zwischen 0.05 und 0.5. Erfahrungsgemäss weisen grosskalibrige Pfähle die niedrigeren Werte auf. Für die Analyse wurde ein fester Wert für α von 0.7 festgelegt. Der Wert von β wurde wie folgt festgelegt:

$$\beta = 1 \Big/ \left(5\sqrt{Pfahldurchmesser}\right)$$

Die Exponenten α und β sind dimensionslos.

3.5 Resultate

Tabelle 1 fasst die ermittelten Modifikatoren $C_{se(test)}$ für Ortbeton-Vollverdrängungspfählen zusammen.

Tabelle 1. Modifikatoren für Ortbeton-Vollverdrängungspfähle

Bezeichnung	**Modifikator $C_{se\ (type)}$ [-]**
Horw P32_CPT32	1.46
Horw P506_CPT506	1.42
Le Bouveret LB2_CPT1	1.67
Le Bouveret LB8_CPT4	1.58
Luzern P8_CPT4	1.28
Biel P130_CPT1	1.37
Baar P1.1_CPT3	1.56
Baar P6_CPT5	1.62
Lengnau P417_CPT1	1.47
Lengnau P467_CPT1	1.45
Couvet P_CPT5	1.37
Zürich ZP1_CPT1	1.35
Zürich DP1_CPT2	1.31
Mittelwert (arithmetisch)	*1.45*
Mittelwert (geometrisch)	*1.45*
Standardabweichung	*0.12*

Abbildung 2 zeigt eine Gegenüberstellung des errechneten Korrelationskoeffizienten $C_{se(m)}$ für Ortbeton-Vollverdrängungspfähle und die Korrelationskoeffizienten von anderen Pfahlarten nach Niazi und Mayne [NIAZI, MAYNE, 2016].

Die ermittelten Werte zeigen eine erhebliche Streuung und liegen generell über den Werten für andere Pfahlarten. Die Streuung dürfte einerseits herstellungsbedingt sein. Ortbeton-Vollverdrängungspfähle zeigen meistens eine erhebliche Variation des Durchmessers entlang dem Pfahlschaft, was die Mantelreibung direkt beeinflusst. Anderseits dürfte die Streuung zum Teil auch in der Ermittlung der Werte begründet sein, da bei den vorliegenden Daten auf einen errechneten anstatt einen gemessenen Fusswiderstand zurückgegriffen werden musste. Jedoch scheint die generelle Lage plausibel, da die sehr gute Verzahnung mit dem Erdreich und die mit der Bauweise einhergehende Verdichtung des Bau-

grundes auf einer höheren Mantelreibung pro Flächeneinheit als bei den übrigen Pfahlarten schliessen lassen. Der Unterschied zwischen dem hier ermittelten Modifikator $C_{se(type)}$ für Ortbeton-Verdrängungspfählen und gerammten Fertigpfählen (1.45 bzw. 1.13) liegt in einer ähnlichen Grösse wie der Unterschied zwischen Bohrpfählen und gerammten Fertigpfählen (0.84 gegen 1.13). Dies scheint plausibel, zumal es sich bei einer grossen Mehrheit der gerammten Fertigpfähle um (glatte) Stahlprofile und –rohre handelt.

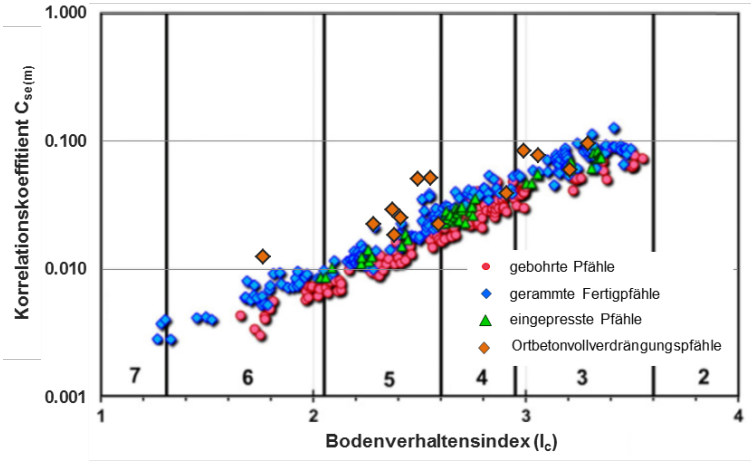


Abbildung 2. Gegenüberstellung der Korrelationskoeffizienten für verschiedene Pfahltypen

In einem zweiten Schritt wurden die Modifikatoren $C_{se(type)}$ gemittelt und die Last-Setzungskurve des Pfahlkopfes unter Verwendung des Mittelwertes für jeden Pfahlbelastungsversuch modelliert. Abbildung 3 zeigt eine Gegenüberstellung der gemessenen Pfahllasten mit den errechneten Werten für jede Verschiebungsstufe der Pfahlbelastungsversuche. Sie ist somit ein Mass dafür, wie gut oder schlecht die gesamte Last-Verschiebungskurve abgebildet wurde. Abbildung 4 zeigt die erweiterte Analyse von sämtlichen Abweichungen. Dabei wurde die Differenz zwischen der gemessenen und der prognostizierten Verschiebung in Bezug zum axialen Tragwiderstand gesetzt.

Hinweis: die Darstellung wurde so gewählt, da die Differenz zwischen beide Lasten immer im Bezug zum Maximalwert zu sehen ist. Eine Differenz von 300 kN bei einem axialen Tragwiderstand von 600 kN ergibt einen Fehler von 50 Prozent und wäre wohl inakzeptabel. Die gleiche Differenz bei einem axialen Tragwiderstand von 3000 kN ergibt einen Fehler von nur 10 Prozent.

Die Auswertung zeigt, dass die mittlere Differenz zwischen der gemessenen und der prognostizierten Verschiebung für jede Verschiebungsstufe 5.4 Prozent des jeweiligen äusseren axialen Tragwiderstandes beträgt. Die Standardabweichung der Fehler beträgt 4.3 Prozent, der maximale Fehler 19.0 Prozent.

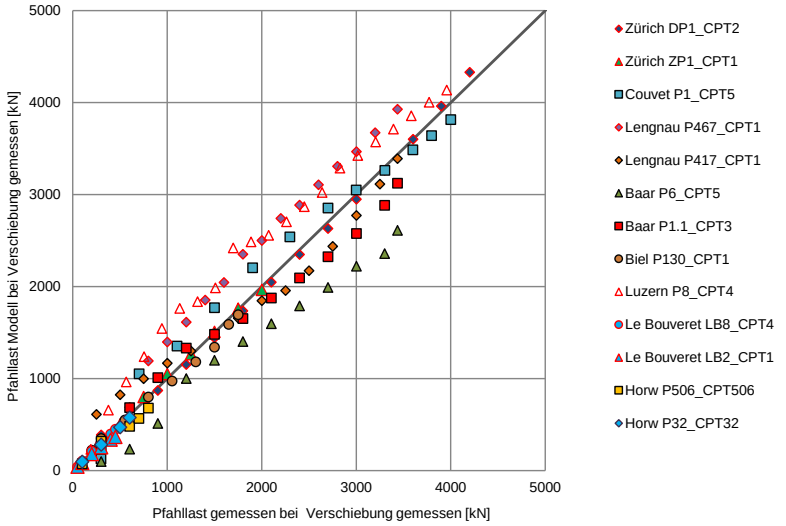


Abbildung 3. Gegenüberstellung der gemessenen und errechneten Pfahllasten

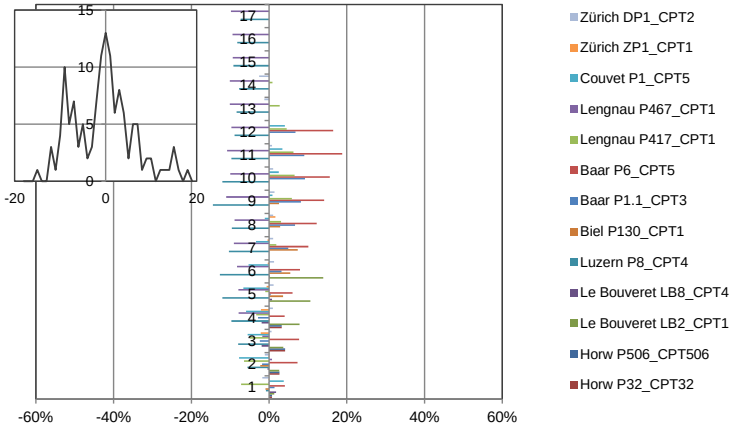


Abbildung 4. Resultate der erweiterten Fehleranalyse

4 Diskussion

Die oben beschriebene Vorgehensweise zeigt einen Weg auf, um die Resultate von statischen Pfahlbelastungsversuchen auf andere Pfähle und Böden zu übertragen. Dabei steht nicht (nur) die Bestimmung des äusseren axialen Tragwiderstandes im Vordergrund, sondern die Prognose der gesamten Last-Verschiebungskurve des Pfahlkopfes.

Die Resultate der Analyse deuten darauf hin, dass die Modellierung des Last-Verschiebungsverhaltens des Pfahlkopfes für unterschiedliche Böden mit einer nützlichen Genauigkeit möglich ist. Gleichwohl ist die momentane Datenlage beschränkt, was der Genauigkeit Grenzen setzt. Zudem ist die Vorhersage des Last-Setzungsdiagramms nicht unabhängig, sondern stützt sich auf Daten, welche zur Quantifizierung des Einflusses der Bauweise (Mantelreibung) beigezogen wurden. Dies trifft jedoch nicht auf den Spitzenwiderstand und die Formulierung der Q-z und t-z Funktionen zu.

Der Einbezug von möglichst vielen anderen Pfahlbelastungsversuchen würde hier Abhilfe schaffen und das Vertrauen erheblich steigern. Dies gilt sowohl für den Einfluss des Pfahltyps, insbesondere für den hier ermittelten Wert für $C_{se(type),}$ als auch für die Beschreibung der Mobilisierung der Mantelreibung bzw. des Spitzenwiderstandes in Abhängigkeit von der Pfahlkopfverschiebung. Gleichwohl wird eine erhebliche Streuung, insbesondere bei Ortbetonpfählen, wohl unvermeidbar sein. Bekanntlich sind Querschnittänderungen entlang des Pfahlschaftes und Heterogenitäten bei der Betonqualität (und damit dem Elastizitätsmodul) keine Seltenheit. Zudem ist der Fusswiderstand immer auch direkt abhängig von den Gerätschaften und vom Faktor Mensch.

Nicht zuletzt wird erwähnt, dass die Bestimmung der Pfahlkopfverschiebung für eine bestimmte Last noch lange keine Setzungsanalyse darstellt; vielmehr steht sie erst am Anfang. Der Einfluss von Gruppeneffekten, Terrainveränderungen, Bauwerksinteraktion und anderen Faktoren muss gebührend berücksichtigt werden. Nicht zuletzt fordert jede Bemessungssituation immer auch ein gutes Stück technisches Ermessen und gesunden Menschenverstand.

Literatur

DeBeer, E. E.; The scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the bearing capacity of piles and caisson foundations, *Géotechnique, Heft 13(1), S. 39-75, 1963*

DIN Deutsches Institut für Normung e. V.; Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, 2014*

Eslami, A.; Fellenius, B. H.; Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories, *Canadian Geotechnical Journal, Heft 34(6), S. 886-904, 1997*

Fellenius, B. H.; Basics of Foundation Design ("red book"), *elektronische Fassung, www.Fellenius.net, 2016*

Meyerhof, G. G.; The bearing capacity of foundations, *Géotechnique, Heft 2(4), S. 301-332, 1951*

Meyerhof, G. G.; Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, *Journal of the soil mechanics and foundation engineering div., ASCE, Heft 82(SM1), S. 1-12, 1956*

Niazi, F. S.; Mayne, P. W.; Cone Penetration Test based direct methods for evaluating static axial pile capacity of single piles, *Geotechnical and Geological Engineering, Heft 31, S. 979-1009, 2013*

Niazi, F. S.; Mayne, P. W.; CPTu-based enhanced UniCone method for axial pile capacity, *Engineering Geology, Heft 212, S. 21-34, 2016*

Robertson, P. K.; Interpretation of cone penetration tests - a unified approach, *Canadian Geotechnical Journal, Heft 46, S. 1337-1355, 2009*

SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein; Geotechnik; *Deutsche Fassung Schweizer Norm SN 505 267, 2013*

Autoren

Dipl.-Ing. Hendrik Jan Tuenter
Geoprofile GmbH
Ebikonerstrasse 75
6043 Adligenswil (Schweiz)
hendrik.tuenter@geoprofile.ch
www.geoprofile.ch
Tel.: +41 (0)41 240 3612

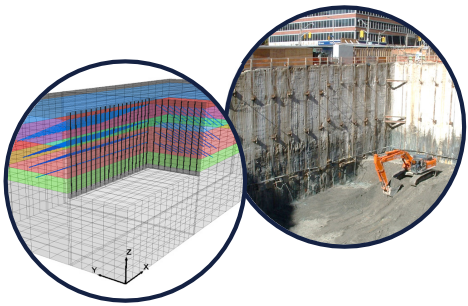
Dipl.-Ing. Víctor J. Rozálen García
Geoprofile GmbH
Ebikonerstrasse 75
6043 Adligenswil (Schweiz)
victor.rozalen@geoprofile.ch
www.geoprofile.ch
Tel.: +41 (0)41 240 3612

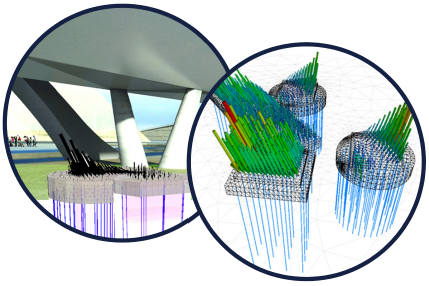
ITASCA Consultants GmbH

ITASCA ist ein internationales Unternehmen für Consulting, Forschung und Softwareentwicklung in der Geotechnik. Seit über 35 Jahren kombinieren wir praktische Projekterfahrungen mit den Möglichkeiten der numerischen Simulation und Datenanalyse, um für unsere Kunden optimale Lösungen zu erarbeiten. Dabei setzen wir auf unsere eigene leistungsfähige Software. ITASCA bietet kompetente Ingenieur- und Beratungsdienstleistungen, Gutachten sowie numerische Simulationen zur Optimierung, für Standsicherheitsuntersuchungen oder für Variantenvergleiche bei geotechnischen Fragestellungen an.

Leistungsbereiche

- Gründungen
- Baugruben
- Böschungen
- Tunnelbau
- Bergbau
- Baugrunddynamik





Ausgewählte Projekte

- KPP Deka Immobilien, Frankfurt
- 3COM-TV-Center, Zürich (CH)
- City-Tiefgarage, Ostrava (CZ)
- Kaimauerpfähle, Monaco (MC)

ITASCA Consultants GmbH

Leithestraße 111a | 45886 Gelsenkirchen

T +49 (0)209 1475630
F +49 (0)209 1475632

info@itasca.de
www.itasca.de

ITASCA vCard

FLAC FLAC3D UDEC 3DEC PFC

Zum Tragverhalten von Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrrammung unter Zug- und Wechselbelastung

Dr.-Ing. Michael Külzer und Dipl.-Ing. Holger Jud,
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart,

DEA MAISE ENS de Cachan / ENPC de Paris Gabriel Lomo,
DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, Stuttgart,

Dipl.-Ing. Jürgen Christ,
FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Böblingen

1 Einleitung

Bei der Realisierung des Bahnprojekts Stuttgart – Ulm ist im Zuge der Umgestaltung des Stuttgarter Hauptbahnhofs eine Trogkonstruktion geplant, welche überwiegend auf Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrrammung gegründet wird. In einem Teilabschnitt ist die Trogkonstruktion zusätzlich für den Fall von extremen Wasserständen durch Überflutung des Schlossgartens gegen Auftrieb zu sichern.

Ursprünglich war vorgesehen, die Auftriebssicherung durch Mikropfähle zu realisieren. Mit fortschreitender Projektplanung kam dann die Frage auf, inwieweit die sowieso vorhandenen Ortbetonrammpfähle auch zur Auftriebssicherung herangezogen werden können, wodurch auf die geplanten Mikropfähle verzichtet werden könnte. Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Ortbetonrammpfähle sollten statische Pfahlprobebelastungen unter Zug- und Wechselbelastung durchgeführt werden. Dabei sollte die Druckbelastung im Versuch etwa einer zu erwartenden charakteristischen Einwirkung entsprechen und die Zugbelastung bis zu einem vorabbestimmten Maximalwert gesteigert werden. Anhand der Versuchsergebnisse sollte insbesondere die Pfahlsteifigkeit (Federsteifigkeit) im Bereich der zu erwartenden charakteristischen Zug-/Druckbelastung bestimmt werden. Zusätzlich sollte untersucht werden, inwieweit das Risiko besteht, dass unter Zugbelastung der verfahrensbedingt aufgeweitete Pfahlfuß vom unteren Pfahlschaft abreißt.

Im vorliegenden Beitrag werden zunächst die Infrastrukturmaßnahme sowie die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse kurz vorgestellt. Anschließend wird auf die Planung, Durch-

führung und Auswertung der Pfahlprobebelastungen eingegangen. Anhand der Versuchsdaten am Pfahlkopf und im Pfahlschaft werden das Pfahltragverhalten sowie das Risiko eines Pfahlfußabrisses diskutiert. Abschließend werden die Ergebnisse zusammengefasst.

2 Projektübersicht

Der Streckenabschnitt zwischen Stuttgart und Ulm erfüllt im Netz der DB Netz AG wichtige Aufgaben sowohl im Fern- als auch im Regionalverkehr und gehört zu den besonders stark belasteten Gleisstrecken. Längerfristig wird für alle Verkehrssegmente der Eisenbahn, ob Personen- oder Güterverkehr, mit erheblichen Verkehrszuwächsen gerechnet, die der Streckenkorridor Stuttgart – Ulm mit seinen beiden Knoten in seiner heutigen Form nicht mehr bewältigen kann. Um den gegenwärtigen und vor allem den künftigen Ansprüchen (höhere Kapazitäten, kürzere Reisezeiten, Ausbau des Bahnverkehrs zwischen Paris und Budapest als Teil des europäischen Hochgeschwindigkeitsnetzes) gerecht zu werden, wird die Strecke zwischen Stuttgart und Ulm ausgebaut.

Das Bahnprojekt Stuttgart–Ulm umfasst den Neubau des Stuttgarter Bahnknotens, den Bau der Schnellfahrstrecke Wendlingen–Ulm, ein umfassendes Städtebauprojekt und den Aus- und Neubau verschiedener Bahnhöfe. Die Gesamtmaßnahme wurde in die Abschnitte "Bahnprojekt Stuttgart 21“ und "Neubaustrecke Wendlingen – Ulm (NBS)" unterteilt (Abbildung 1):

- Das „Bahnprojekt Stuttgart 21“ umfasst die Umgestaltung des Stuttgarter Hauptbahnhofs, die Anbindung der Gäubahn an die bestehende Filderbahn einschließlich des Baus des neuen Filderbahnhofs am Stuttgarter Flughafen sowie das Teilstück Flughafen – Wendlingen. Es wird in die Planfeststellungsabschnitte Talquerung mit Hauptbahnhof (PFA 1.1), Fildertunnel (PFA 1.2), Filderbereich und Flughafenanbindung (PFA 1.3), Filderbereich bis Wendlingen (PFA 1.4), Zuführung Feuerbach und Bad Cannstatt (PFA 1.5), Zuführung Ober-/Untertürkheim (PFA 1.6a) und Abstellbahnhof Untertürkheim (PFA 1.6b) unterteilt, siehe Abbildung 2.
- Die "Neubaustrecke Wendlingen – Ulm (NBS)" umfasst die östlich anschließende Schnellfahrstrecke bis zum ebenfalls umzugestaltenden Ulmer Hauptbahnhof. Hierbei wird in die Planfeststellungsabschnitte Albvorland (PFA 2.1), Albaufstieg (PFA 2.2), Albhochflächen (PFA 2.3), Albabstieg (PFA 2.4) und Ulm/Neu-Ulm (PFA 2.5) gegliedert.

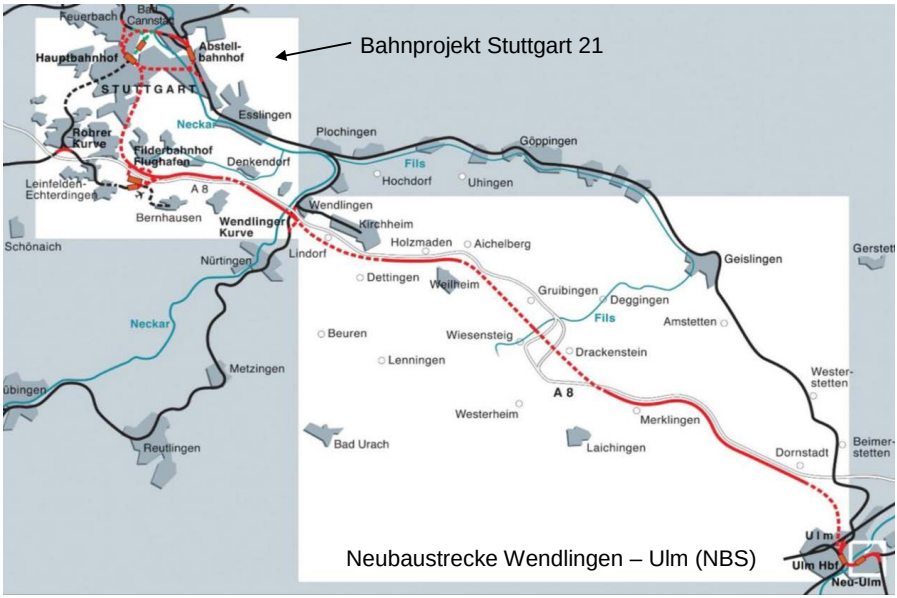


Abbildung 1: Projektübersicht "Bahnprojekt Stuttgart 21" und "Neubaustrecke Wendlingen – Ulm (NBS)"

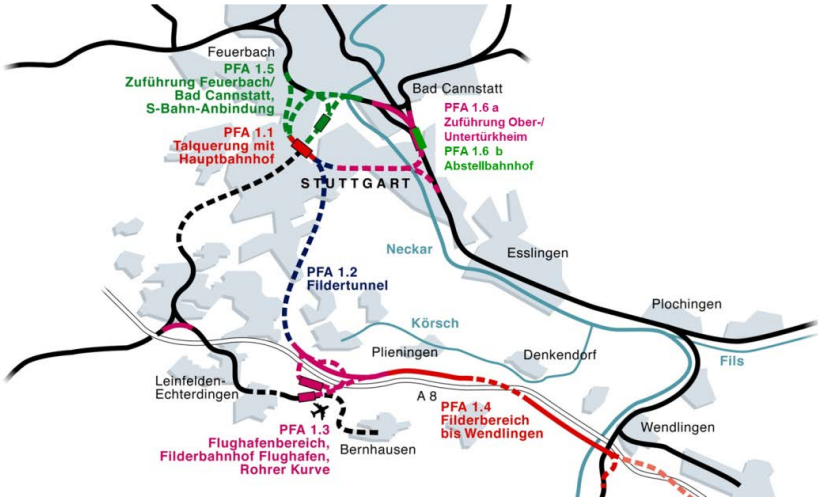


Abbildung 2: Übersicht der Planfeststellungsabschnitte im "Bahnprojekt Stuttgart 21"

Insgesamt wird beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm eine Gesamtstreckenlänge von knapp 120 km realisiert, wobei mit rund 64 km etwas mehr als die Hälfte der Trassenlänge auf 25 Tunnelstrecken und Durchlässe entfallen. Desweiteren sind 55 Brückenbauwerke zu errichten.

2.1 Stuttgarter Hauptbahnhof mit Bahnhofshalle

Als besonderes Merkmal im Gesamtprojekt ist die Umwandlung des Stuttgarter Hauptbahnhofs von einem Kopfbahnhof in einen Durchgangsbahnhof hervorzuheben (PFA 1.1). Der neue Durchgangsbahnhof reicht bis an die Ränder des Stuttgarter Talkessels heran und wird in offener Bauweise hergestellt. Planung und Bauausführung erfolgen in drei Bereichen (Abbildung 3) mit insgesamt 20 Bauabschnitten (BA, Abbildung 4):

- DB-Tunnel Nordkopf (BA 01 bis BA 03 und BA 08), der als mehrzelliger Stahlbetonrahmen mit einer Länge von 227 m und einer Breite von 45 m bis 73 m im Nordwesten an die beiden bergmännischen Tunnel des PFA 1.5 Richtung Stuttgart-Feuerbach und Stuttgart-Bad Cannstatt und im Südosten an die Bahnhofshalle anschließt,
- DB-Tunnel Südkopf (BA 19/20 bis BA 25), der ebenfalls als mehrzelliger Stahlbetonrahmen mit einer Länge von 200 m und einer Breite von 48 m bis 73 m von den beiden bergmännischen Tunneln des PFA 1.2 Richtung Stuttgart-Flughafen und Stuttgart-Untertürkheim im Südosten zur Bahnhofshalle im Nordwesten führt, sowie
- die Bahnhofshalle (BA 09 bis BA 18), die sich als Trogbauwerk mit einer Länge von 447 m und einer Breite von rund 80 m etwa rechtwinklig zu den bestehenden Gleisanlagen erstreckt. Es wird im gesamten Bahnsteigbereich von einem Stahlbeton-Schalendach überspannt, dessen Lasten über elliptische Kelchstützen und die Außenwände des Troges in die Bodenplatte abgetragen werden. Als Besonderheit ist hervorzuheben, dass das Schalendach ein in sich kontinuierliches, d.h. fugenloses, dreidimensionales Tragwerk darstellt, welches Spannweiten von rund 60 m in Längsrichtung und rund 36 m in Querrichtung aufweist. Die lichte Höhe zwischen Schienenoberkante und Unterkante Schalendach variiert zwischen 9,5 m und 12,3 m.

Die Bahnhofshalle basiert auf einem Entwurf der ingenhoven architects und besticht insbesondere durch Ästhetik und die architektonische Struktur. Tagsüber wird die

Bahnhofshalle mittels großer Lichtaugen mit natürlichem Licht beleuchtet, zugleich kommunizieren die Lichtaugen die Präsenz des unterirdischen Bahnhofs an die Passanten darüber (Abbildung 5 bis Abbildung 8).

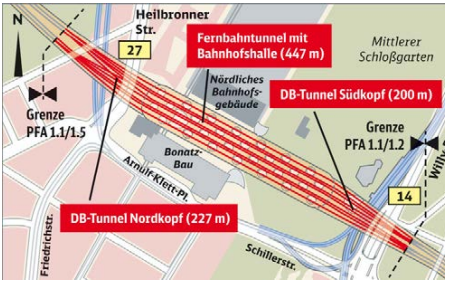


Abbildung 3: PFA 1.1, Unterteilung

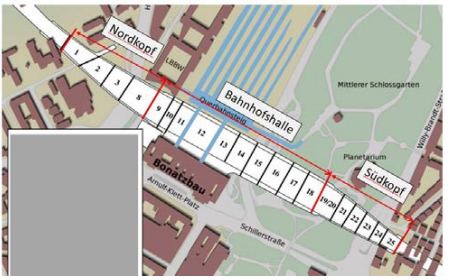


Abbildung 4: PFA 1.1, Bauabschnitte



Abbildung 5: Lage Durchgangsbahnhof



Abbildung 6: Bonatzbau, Lichtaugen



Abbildung 7:¨Innenansicht“ Bahnhof



Abbildung 8: ¨Außenansicht“ Bahnhof

2.2 Baugrund und Grundwasser

Der Baugrund im Bereich der Talquerung, d. h. der Bahnhofshalle und der anschließenden Kopfbauwerke, wird maßgeblich durch die Schichten des Gipskeupers bestimmt, die an den Talrändern bereits oberflächennah anstehen und im Taltiefsten durch zum Teil bis rund 15 m mächtigen quartären Ablagerungen überlagert werden (Abbildung 9).

Im Süden der Bahnhofshalle sind die quartären Schichten durch die Ablagerungen des heute verdolten Nesenbachs geprägt und von geringer Tragfähigkeit, im Norden dagegen überwiegen sogenannte Sauerwasserablagerungen, die in unterschiedlicher Form als Sauerwassersand, als Kalk- und Tonschlamm oder als Travertin in teils mächtigen Sinterterrassen angetroffen werden.

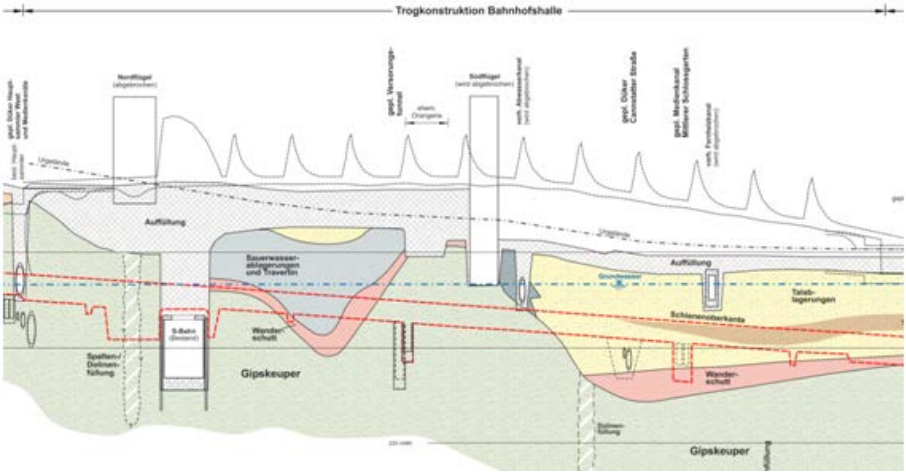


Abbildung 9: Geologischer Längsschnitt im Bereich der Bahnhofshalle

In großen Bereichen der Baugrube für die Talquerung werden die Schlufftonsteine des Gipskeupers angeschnitten, die in Höhe der Baugrubensohle stratigrafisch meist den Dunkelroten Mergeln zugeordnet werden können. Häufig sind die Schlufftonsteine durch Auslaugungsvorgänge verstürzt und sind zu einem halbfesten, teils auch weichen Schluff verwittert. Sie stehen - meist hin zu den Talrändern - aber auch als mürber Fels an.

Die stratigrafisch unterste Schicht des Gipskeupers, die sogenannten Grundgipsschichten, stellen für bauliche Maßnahmen aus Sicht des Heilquellenschutzes im Baufeld der Talque-

rung die untere Begrenzung dar. Hieraus ergeben sich teils Längenbeschränkungen für Pfähle auf weniger als 10 m. Grundwasser im quartären Grundwasserleiter steht im Taltiefsten rund 4 m bis 5 m unter Gelände und bis etwa 8 m oberhalb der Bauwerksohle an.

3 Gründungskonzept des Trogbauwerks für die Bahnhofshalle

Die Gründung der Bahnhofshalle erfolgt als "Mischgründung" durch anteiligen Lastabtrag über die Bodenplatte und über Gründungspfähle, wobei die Gründungspfähle der Setzungsreduktion dienen.
Maßgebend für das Gründungskonzept sind die strengen Projektanforderungen an die Gebrauchstauglichkeit. Zur Verformungsbegrenzung für Zwängungsbeanspruchungen der Dachkonstruktion, für die Ebenheit des Gleises bzw. der Bahnsteige und zur Einhaltung der Dichtigkeitsanforderungen an die Trogkonstruktion sind gemäß UiG (Unternehmensinterne Genehmigung) der DB AG folgende Vorgaben einzuhalten:

- Gesamtsetzungen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten ≤ 30 mm, und
- Setzungsdifferenzen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten ≤ 10 mm auf 20 m Länge.

In allen Bauabschnitten des Trogbauwerks sind – bis auf wenige Ausnahmen – Ortbetonrammpfähle vorgesehen, um die Bauwerkssetzungen auf ein verträgliches Maß zu reduzieren. Mit den vorgesehen Rammpfählen können einerseits die aus geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen resultierenden Längenbeschränkungen und andererseits die Anforderungen an das Setzungsverhalten berücksichtigt werden, wobei hier insbesondere der bei diesem Pfahlsystem der im Vergleich zum Pfahlschaft aufgeweitete Pfahlfuß und dessen Tragfähigkeit ausschlagend ist. Dieser wird durch Ausrammen von nahezu trockenem Beton mittels Innenrohrrammung hergestellt. Es ist geplant, Pfahlgruppen unter den Kelchstützen und Pfahlreihen unter den Außenwänden sowie im Bedarfsfall zusätzliche Pfähle in den Feldern zwischen den lastabtragenden Bauteilen anzuordnen.

Im Zuge der Planung hat sich ergeben, dass einzelne Bauabschnitte des Trogbauwerks auftriebsgefährdet sind. Dies betrifft insbesondere die Bauabschnitte BA 18 und 19/20 für den relevanten Extremfall eines zweihundertjährigen Hochwasserereignisses (HQ_{200}), der sog. „Überflutung Nesenbachtal“. Ursprünglich war zunächst vorgesehen, die Auftriebssicherung durch zusätzlich anzuordnende Mikropfähle zu realisieren. Im Zuge des Projekt-

fortschritts wurde diskutiert, inwieweit die sowieso vorhandenen Ortbetonrammpfähle auch zur Auftriebssicherung herangezogen werden können, wodurch eine zusätzliche Herstellung von Mikropfählen entfallen könnte.

Gemäß DIN EN 12699:2000-12, Abschnitt 8.12.4, dürfen Ortbetonrammpfähle mit Fußaufweitung auch als Zugpfähle zur Anwendung kommen, sofern besonders darauf geachtet wird, dass eine ausreichende Verankerung des Bewehrungskorbes im aufgeweiteten Fuß erzielt wird. Es ist also sicherzustellen, dass der Pfahlfuß infolge Zugbelastung nicht abreißt.

Zur Untersuchung des Last-Setzungsverhaltens von Ortbetonrammpfählen unter Zug- und Wechselbelastung und den vorliegenden Baugrundverhältnissen wurden statische Pfahlprobebelastungen geplant. Hierin sollte auch die ausreichende Verankerung des Bewehrungskorbs im Pfahlfuß untersucht werden.

4 Statische Pfahlprobebelastungen an zug- und wechselbelasteten Ortbetonrammpfählen

In der Konzeptionierung der Pfahlprobebelastungen wurde die Prüfung von mehreren Probepfählen gemäß den Vorgaben der EA-Pfähle, 2. Auflage (2012), vorgesehen, von denen hier die Ergebnisse von drei Einzelversuchen vorgestellt werden.

Als Vorzeichenkonvention werden im Folgenden Zugkräfte, Zugspannungen, Dehnungen und Hebungen mit negativen Vorzeichen sowie Druckkräfte, Druckspannungen, Stauchungen und Setzungen mit positiven Vorzeichen gekennzeichnet.

Die maximale Prüflast der ersten beiden, stufenweise aufzubringenden Belastungsschleifen wurde auf Basis von Maximalwerten der charakteristischen Pfahllasten aus ersten Berechnungen und unter Berücksichtigung eines Zuschlags auf +2.400 kN (Druck) und -1.200 kN (Zug) festgelegt. Zusätzlich sollte in einer dritten Belastungsschleife die als Bemessungsgröße für die Belastungseinrichtung vorgegebene doppelte Zuglast von -2.400 kN (Zug) aufgebracht werden (Tabelle 1).

Da seinerzeit in den Bauabschnitten BA 18 und 19/20 noch keine Aushubarbeiten ausgeführt waren, wären bei Anordnung der Probepfähle in diesem Bauabschnitt aufwändige Maßnahmen zum Ausschluss der Mantelreibung im Bereich der Aushubtiefe erforderlich geworden. Da allerdings der benachbarte Bauabschnitt BA 17 bereits weitestgehend ausgehoben war und die dortigen Baugrundverhältnisse auf die Bauabschnitte BA 18 und

19/20 übertragbar sind, wurde eine Verlegung der Pfahlprobebelastungen in den BA 17 möglich.

Tabelle 1: Geplantes, stufenweise aufzubringendes Belastungsprogramm für die Durchführung der statischen Pfahlprobebelastungen

	P17-1	P17-2	P17-3
1. Schleife	Zug -1.200 kN	Druck +2.400 kN	Zug -1.200 kN
2. Schleife	Druck +2.400 kN	Zug -1.200 kN	Druck +2.400 kN
3. Schleife	Zug -2.400 kN	Zug -2.400 kN	Zug -2.400 kN

4.1 Herstellung und Instrumentierung der Probepfähle

Im Zeitraum vom 18.05.16 bis zum 25.05.16 wurden durch die FRANKI Grundbau GmbH insgesamt 3 Probepfähle und 8 Reaktionspfähle als Ortbetonrammpfähle mit Innenrohrrammung ausgeführt.

Alle Probepfähle wurden mit einem Schaftdurchmesser von 61 cm und mit einer Pfahllänge von 12,7 m hergestellt. Die Rammebene lag auf einem Niveau von 232,50 mNN, so dass der Pfahlfuß jeweils auf einer Kote von 219,80 mNN abgesetzt wurde. Die wasserrechtlichen Auflagen zur maximal zulässigen Pfahllänge wurden hiermit eingehalten.

Die Achsabstände der Probe- und Reaktionspfähle betrugen mindestens 3,35 m, womit die Anforderungen der EA-Pfähle, 2. Ausgabe (2012), an den lichten Mindestabstand von $a \geq 2{,}5$ m bzw. $a \geq 2{,}5 \cdot D = 1{,}5$ m erfüllt wurden.

Die Pfahlherstellung wurde mit einem Bärgewicht von 5,4 Tonnen und einer Fallhöhe von bis zu 6,5 m ausgeführt. Maßgebendes Herstellkriterium war die Summe der Schlagzahlen auf den unteren 2 Metern Pfahleinbindung in den Baugrund. Das jeweils erforderliche Fußvolumen wurde anhand speziell auf die Untergrundverhältnisse abgestimmter Fußbemessungskurven und unter Berücksichtigung der o. g. Herstellparameter vor Ort festgelegt und war bei allen drei Probepfählen nahezu identisch (650 Liter bei P17-1, 550 Liter bei P17-2 und 600 Liter bei P17-3).

Die Instrumentierung der Probepfähle erfolgte gemäß EA-Pfähle, 2. Auflage (2012), mittlere Anforderungen. Demzufolge wurde die hydraulisch am Pfahlkopf aufgebrachte Prüfkraft

durch kalibrierte Kraftmessdosen erfasst. Die vertikale Pfahlkopfverschiebung wurde mit drei um 120° versetzten Wegaufnehmern, die horizontale Pfahlkopfverschiebung mit zwei um 90° versetzten Wegaufnehmern gemessen. Zur Bestimmung des tiefenabhängigen Pfahlkraftverlaufs wurden alle Probepfähle mit einem zentrisch in Pfahlachse eingesetzten Stahlrohr ausgerüstet, in welches jeweils vor Versuchsbeginn ein Kettenextensometer eingebaut und an insgesamt 6 Punkten (Messebenen M5 bis M0) verankert wurde (Abbildung 10).

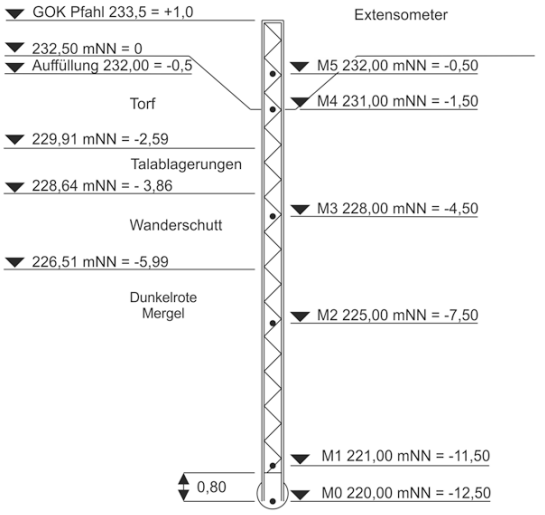


Abbildung 10: Geologie sowie Geometrie und Instrumentierung der Probepfähle

Mittels der beiden untersten Extensometer-Messebenen – unterhalb bzw. knapp oberhalb des Bewehrungskorbendes – soll die Verschiebung im Übergang von Pfahlfuß zum Pfahlschaft erfasst werden. Hierzu wurde nach erfolgter Ausrammung des Pfahlfußes das Rammrohr um insgesamt 80 cm in den ausgerammten Pfahlfuß und damit um rund 30 cm tiefer als sonst bei reinen Druckpfählen üblich eingerammt. Damit konnte die unterste Messebene im "unbewehrten Pfahlfuß" im Schutz von drei Längseisen eingebaut werden.

4.2 Durchführung der Pfahlprobebelastungen

Die statischen Probebelastungen der drei Probepfähle wurden im Zeitraum vom 29.06.16 bis 11.07.16 von der ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal, gemäß den Vorgaben der EA-Pfähle, 2. Auflage (2012), durchgeführt und durch das Büro S&P begleitet.



Abbildung 11 Belastungskonstruktion zur Durchführung der Pfahlprobebelastung

Aufgrund des für jeden Probepfahl vorgegebenen Belastungsprogramms und der vorgehaltenen Belastungseinrichtung musste das Reaktionssystem für jede Belastungsschleife entsprechend umgerüstet werden. Hieraus ergab sich für jeden Probepfahl eine Versuchsdurchführung in drei Abschnitten, wodurch insgesamt neun Teilversuche zur Ausführung kamen.

Im Hinblick auf die Beurteilung des Verformungsverhaltens am Pfahlfuß wurden unterschiedliche Belastungsprogramme vorgesehen (Tabelle 1). Am Probepfahl P17-2 wurde in einem ersten Lastzyklus die Druckbelastung aufgebracht und danach in zwei Belastungszyklen die Zugbelastung bis zum Erreichen der Grenzlast gesteigert. Damit sollte neben dem Tragverhalten unter Zug auch das unbeeinflusste Last-Setzungsverhalten am Stand-

ort der Probebelastungen unter Druck versuchstechnisch erfasst werden. An den anderen Probepfählen wurden die Zyklen wie folgt festgelegt: Zug-Druck-Zug. So wurde ein Vergleich des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen mit und ohne vorrangegangener Zugbelastung möglich.

Bei der Probebelastung des Pfahls P17-1 konnten alle drei Belastungsschleifen planmäßig durchlaufen werden.
Beim Probepfahl P17-2 wurde dagegen während der ersten Zugschleife (Zug -1.200 kN) eine erhebliche Schiefstellung des Reaktionssystems beobachtet, wobei die horizontale Pfahlkopfverschiebung um das etwa 4-fache größer als die vertikale Pfahlkopfhebung war und sich dadurch zwischen dem oberen Pfahlschaft und dem umgebenden Boden ein Spalt mit einer Spaltweite von bis zu rund 2 cm gebildet hat. Nach erneuter Zentrierung der Belastungseinrichtung sind zwar in der zweiten Zugschleife nur noch deutlich geringere zusätzliche horizontale Pfahlkopfverschiebungen von rund 1 cm aufgetreten, dennoch musste der Versuch aufgrund vergleichsweise großer Kriechmaße letztendlich bei einer Prüfkraft von -1.800 kN abgebrochen werden.
Beim Probepfahl P17-3 wurde in der zweiten Zugschleife ein zunehmendes Einsinken des Widerlagers (Baggermatratze) in das Arbeitsplanum beobachtet, weshalb der Versuch schließlich bei einer maximalen Prüfkraft von -2.200 kN abgebrochen werden musste.

4.3 Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen vorgestellt, wobei nach am Pfahlkopf (Abschnitt 4.3.1) und im Pfahlschaft (Abschnitt 4.3.2) gemessene und ausgewertete Versuchsdaten untergliedert wird.

4.3.1 Am Pfahlkopf gemessene und ausgewertete Versuchsdaten

Die Arbeitslinien der Pfahlprobebelastungen sind in Abbildung 12 dargestellt. Unter Druckbelastung bis zu einer maximalen Pfahlkopfkraft von +2.400 kN wurden Pfahlkopfsetzungen von bis zu +5 mm bei einem maximalen Kriechmaß von 0,3 mm beobachtet. Erwartungsgemäß wurde der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erreicht, da die Probepfähle lediglich im Bereich der Gebrauchslast druckbeaufschlagt wurden. Es ist anzumerken, dass in früheren Pfahlprobebelastungen bereits nachgewiesen wurde, dass die hier zugrundegelegten Gebrauchslasten mit einer ausreichenden Sicherheit gegenüber der Grenztragfähigkeit abgetragen werden können.

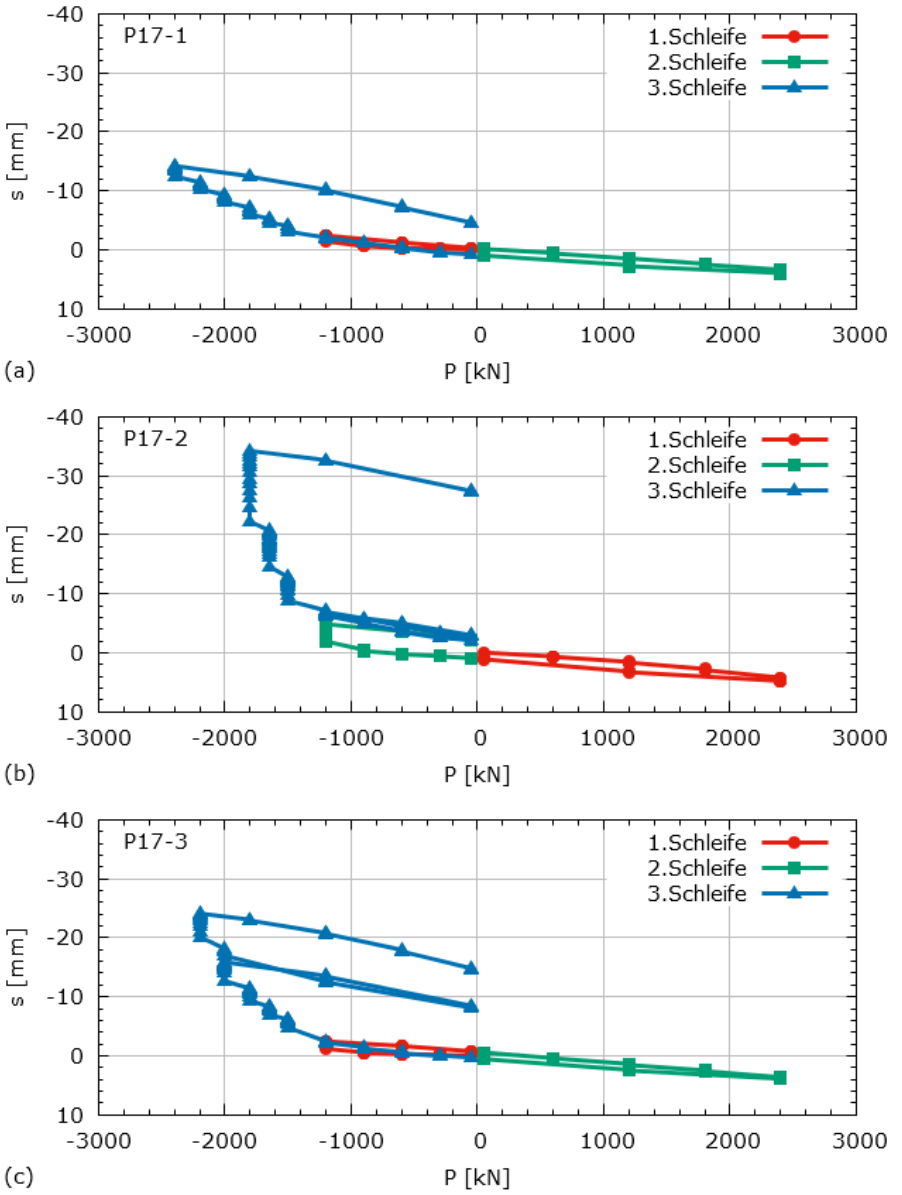


Abbildung 12: Am Pfahlkopf gemessene Arbeitslinien der Pfahlprobebelastungen (Pfahlkopfkraft P, Pfahlkopfverschiebung s)

Unter Zugbelastung bis -1.200 kN wurde bei P 17-1 und P 17-3 eine Hebung von etwa -2,5 mm bei einem Kriechmaß von 0,3 mm bzw. 0,8 mm beobachtet. Bei P 17-2 wurde dagegen eine Hebung von -5 mm bei einem Kriechmaß von 1,7 mm registriert, was auf die in diesem Versuch vergleichsweise große Horizontalverformung des Pfahlkopfs infolge der Schiefstellung des Reaktionssystems und der damit einhergehenden Spaltbildung zwischen dem oberen Pfahlschaftbereich und dem umgebenden Boden zurückgeführt werden kann. Insgesamt hat sich gezeigt, dass auch unter Zugbelastung im Lastbereich bis -1.200 kN der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erreicht wurde und die Probepfähle auch in diesem Lastregime noch entsprechende Tragfähigkeitsreserven besitzen.

Eine Auswertung der Pfahlsteifigkeiten liefert für den Lastbereich von +2.400 kN bis -1.200 kN eine Spanne der Federwerte von rund 350 kN/m bis 550 kN/m. Desweiteren ist festzustellen, dass alle Probepfähle unter Druckbelastung ein vergleichbares Last-/Setzungsverhalten zeigen, d. h. dass die Ausführung einer vorherigen Zugbelastung von bis zu -1.200 kN (1. Zugschleife) praktisch keine Auswirkungen auf den Verlauf der Arbeitslinie unter Druckbelastung hat.

Im Zuge der abschließend aufgebrachten 2. Zugschleife wurden bei P 17-1 unter der aufgebrachten maximalen Zugbelastung von -2.400 kN Hebungen von lediglich -14 mm bei einem Kriechmaß von 0,9 mm beobachtet. Dagegen wurden bei P 17-2, bei dem aufgrund der Schiefstellung des Reaktionssystems und der dadurch bedingten nennenswerten Horizontalverformungen nur eine maximale Zuglast von -1.800 kN aufgebracht werden konnte, vergleichsweise große Hebungen von rund -34 mm bei einem Kriechmaß von etwa 9,0 mm gemessen. Pfahl P 17-3 konnte aufgrund des Widerlagerversagens nur mit einer Zugbelastung von -2.200 kN beaufschlagt werden, wobei Hebungen von -24 mm bei einem Kriechmaß von 2,5 mm beobachtet wurde. Bei diesen Lasten wurden somit nur für P 17-1 nennenswerte Tragfähigkeitsreserven nachgewiesen, wogegen bei P 17-2 und P 17-3 der gebräuchliche Wert des zulässigen Kriechmaßes von $k_s \leq 2{,}0$ mm bereits überschritten wurde. Für die in anderen Probebelastung zur Aktivierung der vollen Mantelreibung ermittelte Pfahlkopfverschiebung von 20 mm ergibt sich eine aus den Versuchen abzuleitende Tragfähigkeit von etwa -1.650 kN.

Während der Pfahlprobebelastungen bzw. bei der anschließenden Auswertung der am Pfahlkopf gemessenen Versuchsdaten wurden bei allen Probepfählen keine Hinweise erhalten und keine Beobachtungen gemacht, die auf ein mögliches Abreißen des Pfahl-

fußes vom unteren Pfahlschaft hingedeutet hätten. Mögliche Hinweise hätten aus einer spontanen deutlichen Zunahme der Verformungsgeschwindigkeiten bzw. Kriechmaße oder etwa einer sprunghaften Änderung der Steifigkeitsentwicklung hervorgehen können. Ebenso hätten ruckartige Bewegungen oder außergewöhnliche Geräusche am Probepfahl oder am Reaktionssystem auf einen möglichen Abriss des Pfahlfuß deuten können.

4.3.2 Im Pfahlschaft gemessene und ausgewertete Versuchsdaten

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Kettenextensometermessungen exemplarisch für den Probepfahl P 17-3 dargestellt (Abbildung 13).

Zum besseren Verständnis der Interpretation der Versuchsdaten ist es vorteilhaft, zunächst auf die Ergebnisse der in der 2. Schleife aufgebrachten Druckbelastung einzugehen (Abbildung 13b). Mit stufenweiser Zunahme der Pfahlkopfkraft P ist in allen Messabschnitten eine weitgehend proportionale Zunahme der Pfahlschaftstauchung ε sowie eine Abnahme des Absolutwerts von ε mit der Tiefe erkennbar. Desweitern wird bereits das Aufbringen der ersten Laststufe am Pfahlfuß registriert, was auf ein vergleichsweise steifes Tragverhalten der Probepfähle hinweist. Über die Pfahlsteifigkeit EA, zu deren Bestimmung auch der in Höhe des jeweiligen Messabschnitts vorhandene Bewehrungsgrad berücksichtigt wurde, kann aus der tiefen- und zeitabhängigen Messung von ε auf die Verteilung der Axialkraft über die Pfahltiefe geschlossen werden. So lässt sich z. B. angeben, dass der über den Pfahlfuß abgetragene Anteil der Pfahlkopfkraft bei der ersten Laststufe etwa 20 % beträgt und bis zur höchsten Laststufe auf über 50 % anwächst. Auf die übliche Darstellung der abschnittsweisen Mantelreibungsverteilung wird hier verzichtet, da alle Probepfähle während der aufgebrachten Druckschleifen bei weitem nicht bis zu deren Grenztragfähigkeit belastet wurden.

Wesentlich anspruchsvoller ist dagegen die Interpretation der während der Zugschleifen aufgezeichneten Versuchsdaten. Anhand des zeitlichen Verlaufs der im Messabschnitt M4/5 während der ersten Zugschleife erfassten Dehnungen ε ist erkennbar, dass die Pfahlschaftdehnung während der ersten drei Laststufen nahezu proportional mit dem Inkrement der Pfahlkopfzugkraft zunimmt (Abbildung 13a). Beim Erreichen der vierten Laststufe wird zunächst eine Zunahme von ε um dieselbe Größenordnung beobachtet. Trotz Lastkonstanthaltung stellte sich allerdings bereits nach wenigen Minuten eine sprunghafte, überproportionale Zunahme von ε ein, die von weiteren sprunghaften ε-Zunahmen gefolgt wird.

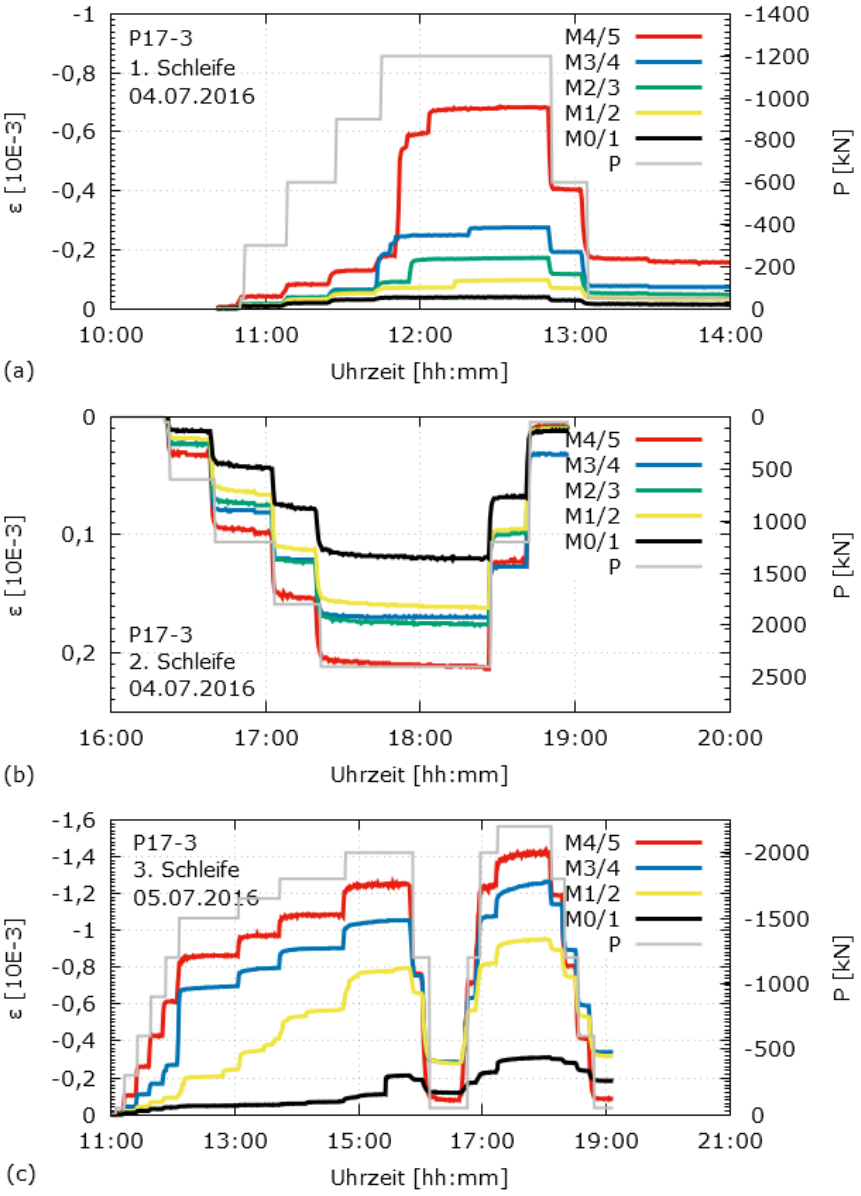


Abbildung 13: Im Versuch P17-3 in den jeweiligen Messebenen per Kettenextensometer erfasste Deformation ε des Pfahlschafts (Pfahlkopfkraft P entsprechend Steifigkeit M4/5)

Dieses Verhalten kann damit erklärt werden, dass bei kleinen Zuglaststufen zunächst noch der komplette Pfahlquerschnitt, d. h. sowohl Beton als auch Stahl, am Lastabtrag beteiligt ist (Zustand I). Mit Zunahme der Zugbelastung reißt der Betonquerschnitt jedoch zunehmend auf (Übergang vom Zustand I in Zustand II infolge Mikrorissbildung), bis bei hoher Zugbelastung der Lastabtrag letztendlich nur noch über den Stahlanteil erfolgt (Zustand II).

Quantitativ kann das vorbeschriebene Verhalten wie folgt belegt werden: Aus der Betontechnologie ist bekannt, dass Beton unter Zugbelastung eine Bruchdehnung von etwa $-0{,}1 \cdot 10^{-3}$ bis $-0{,}2 \cdot 10^{-3}$ aufweist. Gemäß Abbildung 13 a ist bei Dehnungen kleiner etwa $-0{,}1 \cdot 10^{-3}$ das Dehnungsinkrement weitestgehend proportional zur Steigerung der Pfahlkopfkraft (Zustand I). Im Bereich von $-0{,}1 \cdot 10^{-3}$ bis $-0{,}2 \cdot 10^{-3}$ tritt eine sprunghafte Dehnungszunahme auf (Übergang Zustand I in II). Oberhalb $-0{,}2 \cdot 10^{-3}$ treten - trotz konstanter Pfahlkopfkraft - mit zeitlicher Verzögerung weitere spontane Dehnungszunahmen auf, d. h. der Zustand II hat sich noch nicht im gesamten Pfahlschaftabschnitt eingestellt, weshalb der bereits zu "Scheiben" aufgerissene Pfahlschaft infolge von Spannungsumlagerungen weiter aufreißt (weiterhin Übergang Zustand I in II). Der reine Zustand II wurde dagegen nicht erreicht, da sonst die in M4/5 gemessene Dehnung dem theoretischen Dehnungsverlauf P entsprochen hätte.

Bei wiederholter Zugbelastung (3. Schleife) wird dagegen an M4/5 eine proportionale Zunahme von ε mit der Pfahlkopfkraft festgestellt (Abbildung 13 c). Dies wird damit erklärt, dass M4/5 bereits während der 1. Schleife aufgerissen wurde (Abbildung 13 a), wodurch das Dehnungsverhalten in der Wiederbelastung vorbestimmt wird.

In Abbildung 13 ist zusätzlich der aus der Pfahlkopfkraft und der *Stahl*steifigkeit im Messabschnitt M4/5 berechnete theoretische Dehnungsverlauf P für M4/5 dargestellt. Ein Vergleich zeigt, dass die in M4/5 gemessenen Werte durchweg kleiner als die theoretischen Werte sind. Dies bedeutet, dass die Pfahlkopfkraft nicht ausschließlich über die Stahlbewehrung abgetragen wird und sich der Pfahlschaft selbst bei der maximalen Prüfkraft noch immer im Übergangsbereich von Zustand I in II befindet. Da die Pfahlsteifigkeit in diesem Übergangsbereich jedoch unbekannt ist und sich dazu auch noch fortlaufend ändert, ist eine Auswertung der Dehnungsmessungen zur Bestimmung der Pfahlaxialkräfte im Übergangsbereich von Zustand I in II nicht möglich.

Dennoch können aus den Messungen im Pfahlschaft weitere wesentliche Erkenntnisse abgeleitet werden: Aus dem Kurvenverlauf in Abbildung 13 a und c ist ablesbar, dass sich

der Pfahlschaft bei M0/1 in der 1. Schleife vollständig und in der 3. Schleife bis -1.650 kN Pfahlkopfkraft noch im Zustand I befindet. Unter diesen Umständen ist allerdings auch eine Auswertung der Pfahlaxialkraft möglich, da für die Steifigkeit ein ungerissener Pfahlquerschnitt aus Beton und Stahl angesetzt werden kann. Für die 1. Schleife und eine Pfahlkopfkraft von -1.200 kN lässt sich z. B. die Axialkraft in M0/1 zu rund -450 kN errechnen, woraus sich ein Anteil der in den Pfahlfuß eingeleiteten Pfahlkopfkraft von etwa 35 % ergibt.
Schließlich lässt sich für die 3. Schleife ablesen, dass mit zunehmender Pfahlkopfkraft in M0/1 auch stets eine Zunahme der Dehnungen registriert wird, auch wenn diese nicht in einem konstanten Verhältnis zur Pfahlkopfkraft steht. Dies heißt aber, dass bis zur maximalen Pfahlkopfkraft von -2.400 kN im untersten Pfahlschaftbereich noch immer eine Reaktionskraft wirkt, welche nur durch den Pfahlfuß bereitgestellt werden kann. Hiermit lässt sich belegen, dass der Pfahlschaft bei höheren Pfahlkopfkräften zwar bis zum untersten Messabschnitt aufreißt (Übergang Zustand I in II), der Pfahlfuß hierbei jedoch nicht abreißt. Oder im Umkehrschluss: Würde der Pfahlfuß tatsächlich abreißen, müsste dies mit einem schlagartigen Rückgang der in M0/1 gemessenen Dehnungen einhergehen, was allerdings so nicht beobachtet wurde.

Somit wurden auch aus den Messungen im Pfahlschaft keine Hinweise erhalten, die auf ein Abreißen des Pfahlfußes unter Zugbelastung im untersuchten Lastregime hindeuten.

4.4 Charakterisierung des Tragverhaltens

Unter Druckbelastung bis zu einer Pfahlkopfkraft von +2.400 kN wurde bei allen Probepfählen der Grenzzustand der Tragfähigkeit bei weitem nicht erreicht. In diesem Lastregime wurden Pfahlkopfsetzungen von bis zu +5 mm beobachtet. Der vom Pfahlfuß aufgenommene Lastanteil betrug bis zu etwa 1/3 bis 2/3 der aufgebrachten Pfahlkopfkraft. Die daraus abgeleiteten Pfahlsteifigkeiten lagen bei 475 MN/m bis 600 MN/m und waren praktisch unabhängig von der vorherigen Ausführung einer 1. Zugschleife mit einer Pfahlkopfkraft von bis zu -1.200 kN.

Unter Zugbelastung wurde in der 1. Zugschleife der Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls nicht erreicht. Der vom Pfahlfuß aufgenommene Lastanteil stieg mit zunehmender Laststeigerung auf grob 1/3 bis 2/3 der aufgebrachten Pfahlkopfkraft, so wie in der Druckbelastung. Am Ende der 1. Zugschleife wurden Pfahlkopfhebungen von bis zu -5 mm beobachtet. Die Pfahlsteifigkeit in der 1. Zugschleife lag zwischen 200 MN/m und

475 MN/m. Aus den im Pfahlschaft gemessenen Verformungen konnte aufgrund des allmählichen Übergangs von Zustand I (ungerissener Beton) in Zustand II (aufgerissener Beton) nicht eindeutig auf die Axialkraftverteilung über die Pfahltiefe geschlossen werden. Anhand des untersten Messabschnitts war jedoch erkennbar, dass der Pfahlschaft in dieser Tiefe im Zustand I verblieb. Es liegen keine Hinweise auf einen Abriss des Pfahlfußes in der 1. Zugschleife vor.

Unter Wechselbelastung (1. Zugschleife und Druckschleife bzw. umgekehrt) lag die Pfahlsteifigkeit in einer Bandbreite von 350 MN/m bis 550 MN/m.

In der zweiten Zugschleife bis zu -2.400 kN traten deutlich größere Pfahlkopfhebungen von bis zu -34 mm auf. Bei zwei Probepfählen (P 17-2 und P 17-3) wurde das häufig als Grenzwert ansetzte Kriechmaß von $k_s \leq 2$ mm überschritten. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse vorangegangener Probebelastungen im Baufeld kann davon ausgegangen werden, dass bei den gegebenen Untergrundverhältnissen die Grenzmantelreibung bei Pfahlkopfverschiebungen von etwa 15 mm bis 20 mm erreicht wird. Aus den Verformungsmessungen im unteren Messabschnitt ist erkennbar, dass der unterste Bereich des Pfahlschafts bei einer Pfahlkopfkraft von -1.650 kN im Zustand I verbleibt. Deshalb wurde projektbezogen und auf der sicheren Seite liegend empfohlen, als maximale äußere Tragfähigkeit der Probepfähle unter Zugbelastung eine Pfahlkopfkraft von -1.650 kN anzusetzen. Desweiteren wurden im untersuchten Lastregime keine Hinweise auf einen Abriss des Pfahlfußes (vollkommene mechanische Trennung des Pfahlfußes vom unteren Pfahlschaft) erhalten.

Eine weiterführende Untersuchung für zyklisch auftretende Wechselbelastungen erfolgte hier nicht, so dass die beschriebenen Ergebnisse im Projekt nur für Zugbelastungen aus außergewöhnlichen Lastfällen mit geringer Wiederholung (200-jähriges Ereignis) angewandt wurden.

5 Zusammenfassung

Für die bereichsweise Auftriebssicherung des Trogbauwerks für die neue Bahnhofshalle des Stuttgarter Hauptbahnhofs wurde der Einsatz von Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrrammung in Erwägung gezogen. Anhand von statischen Pfahlprobebelastungen wurde deren Lastverformungsverhalten unter Zug- und Wechselbelastung charakterisiert. Desweiteren wurde das Risiko eines Pfahlfußabrisses unter Zugbelastung untersucht.

Aus den am Pfahlkopf gemessenen Versuchsdaten wurden aussagekräftige Last-Verformungskurven erhalten. Dagegen war eine Auswertung der im Pfahlschaft gemessenen Versuchsdaten im Hinblick auf die Mantelreibungsverteilung am Pfahlschaft nur eingeschränkt möglich, da während der Zugversuche ein Aufreißen des Pfahlschaftes (Mikrorissbildung, Übergang vom Zustand I in Zustand II) beobachtet wurde. Dennoch konnte anhand einer detaillierten Auswertung der Versuchsdaten gezeigt werden, dass der Pfahlfuß im untersuchten Lastregime nicht abreißt.

Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen stehen im Einklang mit den bisherigen, ebenfalls experimentell ermittelten Pfahlbemessungswerten, dürfen aber ohne weitere Nachweise nicht für Wechselbelastungen mit mehreren Lastzyklen herangezogen werden.

Autoren

Dr.-Ing. Michael Külzer — Kuelzer@smoltczykpartner.de
Dipl.-Ing. Holger Jud — Jud@smoltczykpartner.de

Smoltczyk & Partner GmbH — www.smoltczykpartner.de
Untere Waldplätze 14, 70569 Stuttgart — Tel.: 0711/13164-10

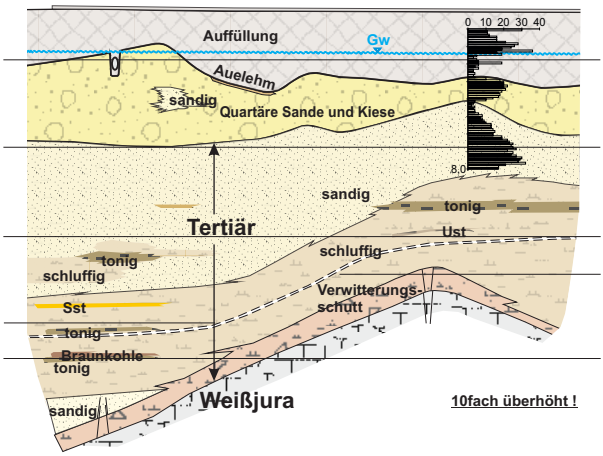
DEA MAISE ENS de Cachan /
ENPC de Paris Gabriel Lomo — Gabriel.Lomo@deutschebahn.com

DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH — www.deutschebahn.com
Räpplenstr. 17, 70191 Stuttgart — Tel.: 0711/2092-3060

Dipl.-Ing. Jürgen Christ — JChrist@franki.de

FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG — www.franki.de
Otto-Lilienthal-Straße 39, 71034 Böblingen — Tel.: 0711/655104-11

Smoltczyk & Partner GmbH



Geotechnik in der Praxis

Durch eine kompetente geotechnische Grundlage werden bei der Planung und Bauausführung Kosten gespart, Risiken minimiert und die Qualität gesteigert.

Seit 1976 S&P

| Erkundung | Beratung | Gutachten | Optimierung |
| Überwachung | Qualitätssicherung | Forschung |



S&P

Geotechnik
Hydrogeologie
Umwelttechnik

Wir beraten weltweit
in den Bereichen:

- Erd- und Grundbau
- Bodenmechanik
- Baugrunddynamik
- Numerische Modelle
- Fels- und Tunnelbau
- Geotechnik im Wasserbau
- Verkehrswegebau
- Dammbau
- Deponiebau
- Messprogramme
- Hydrogeologie
- Umwelttechnik
- Bodenschutz
- Erneuerbare Energien

Smoltczyk & Partner GmbH
Untere Waldplätze 14
70569 Stuttgart
Tel: (0711) 131 64-0
Fax: (0711) 131 64-64
post@SmoltczykPartner.de
www.SmoltczykPartner.de

Numerische Berechnungen der Pfahlgründungen des neuen Hauptbahnhofes Stuttgart S21

Alexander Mühl, Michael Brunner, CDM Smith Consult GmbH

Kurt-M. Borchert, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

1 Einleitung

Bauwerke mit anspruchsvollen Massivbaukonstruktionen, wie z.B. Schalendächern, erfordern für die statische Berechnung und Bemessung einen hinreichend realitätsnahen Ansatz der Auflagerreaktionen im Baugrund. Insbesondere für komplexe Gründungssysteme wie kombinierte Pfahl-Platten-Gründungen, unregelmäßige Flachgründungen oder große Pfahlgruppen lassen sich mit numerischen Berechnungsmethoden und dem Ansatz hochwertiger Stoffgesetze zur Modellierung des Baugrundes auch unter Berücksichtigung von Bauzuständen zuverlässige Aussagen zu deren Spannungs-Verformungs-Verhalten treffen.

An einem Beispiel einer 3D-FE-Berechnung sollen Schwierigkeiten und Grenzen der Anwendung der FEM bei der Berechnung von komplexen großräumigen Pfahlgründungssystemen am Beispiel des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofes aufgezeigt werden. Dabei wird auf das angewandte Berechnungsverfahren, die Kalibrierung von Modellpfählen anhand von Pfahlprobebelastungen und die geotechnische Nachweisführung eingegangen. Fragen bei der Findung der geeigneten Schnittstelle und die Umsetzung der notwendigen iterativen Annäherung des komplexen bodenmechanischen, jedoch häufig strukturell vereinfachten, Berechnungsmodells des Geotechnikers zum Strukturmodell des Tragwerksplaners werden diskutiert.

2 Projektbeschreibung

2.1 Gesamtüberblick

Das Projekt Stuttgart 21 beinhaltet neben dem Umbau des Stuttgarter Hauptbahnhofes auch eine Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart. Neben insgesamt 57 Kilometern neuer Bahnstrecke entstehen auch vier neue Bahnhöfe. Der Hauptbahnhof erstreckt sich mit einer Länge von 450 m und einer Breite von 80 m etwa rechtwinklig zu den bestehenden Gleisanlagen vom Kurt-Georg-Kiesinger-Platz entlang des bestehenden Bahnhofsgebäu-

des (sog. Bonatz-Bau) bis in den Schlossgarten. Konstruktiv gliedert sich die neue Bahnhofshalle in das Schalendach mit Kelchstützen, eine seitlich in Richtung Bonatz-Bau angrenzende Loungedecke und das darunter bis 12m in den Boden einbindende Trogbauwerk. Die Schalstruktur des Daches ist von den Ingenhofen Architects unter Beratung von Frei Otto mit Hilfe von Seifen und Hängemodell entwickelt worden. Sie ist so konzipiert, dass sie rein auf Druck belastet wird und hat eine stark variierende Dicke. Im unteren Bereich der Kelchstütze geht die Schale in eine massive Stütze über. Die Schalendachkonstruktion wird in weißem Sichtbeton der Festigkeitsklasse C50/60 ausgeführt.

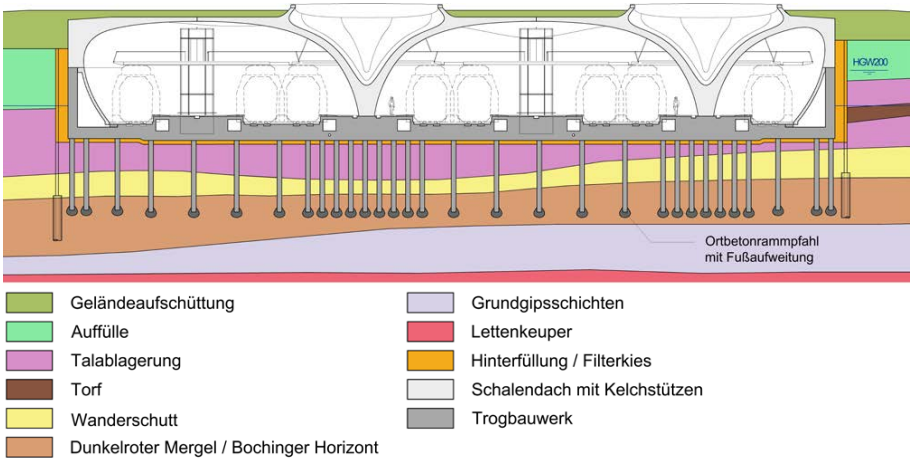


Abbildung 1 Schnitt - Bauwerk der Bahnhofshalle mit Gründung und Bodenschichten

Zur Minimierung von Setzungen und Verformungen des Bauwerkes werden Pfähle vorgesehen. Um die Pfahllasten oberhalb der Grundgipsschichten im Gipskeuper entsprechend des wasserrechtlichen Vorgaben abtragen zu können, kommen im Bereich der Bahnhofshalle Ortbetonrammpfähle (Ø51cm und Ø61cm) mit Fußaufweitung zur Anwendung. Die Pfähle werden unter den hoch belasteten Kelchstützen konzentriert in Pfahlgruppen und unter den ebenfalls vergleichsweise hoch belasteten Außenwänden reihenweise angeordnet. In den zwischenliegenden Plattenbereichen werden die Pfähle vereinzelt mit Abständen um 5m angeordnet.

Die Herstellung der Bahnhofshalle sowie der angrenzenden, zum Teil in Deckelbauweise herzustellenden, Bauwerke des Nord- und Südkopfes wird zur Reduzierung des Eingriffs

in den Grundwasserhaushalt sowie aus logistischen Gründen in 20 Bauabschnitte unterteilt.

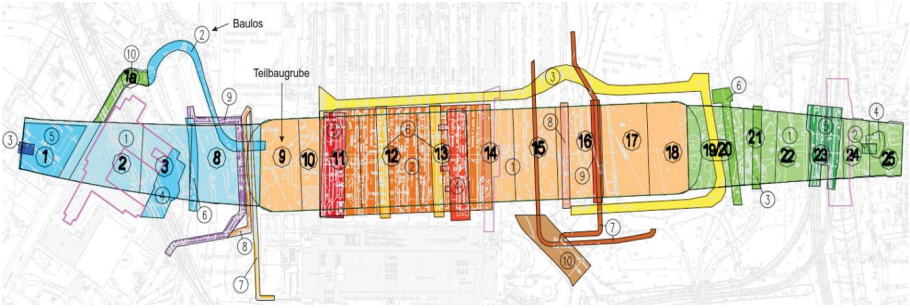


Abbildung 2 Übersicht der Bauabschnitte des neuen Hauptbahnhofes

2.2 Baugrundschichten

Im Bereich des Bauwerkes stehen Auffüllungen an. Die oberste der nachfolgenden natürlichen Schichten bilden weiche, untergeordnet steife, wenig tragfähige Talablagerungen mit überwiegendem Auelehmanteil. Teilweise sind ein bis zwei Meter mächtige Torfschichten erkundet worden, welche als weich, sehr stark zersetzt und wenig tragfähig charakterisiert werden. Darunter folgt Wanderschutt (WS). Dieser besteht aus bindigen und gemischtkörnigen Böden. Die Konsistenz der bindigen Anteile ist überwiegend halbfest. Der unter dem Wanderschutt befindliche Gipskeuper besteht aus wechselnd verwittertem bis zersetztem Schlufftonstein, dessen Qualität von minderer Gesteinsqualität bis zur steifen Konsistenz im verwitterten Zustand beschrieben werden kann. In den geotechnischen Modellen wird der Gipskeuper in die stratigraphischen Untereinheiten Dunkelroter Mergel (DRM), Bochinger Horizont (BH) und die Grundgipsschichten (GG) unterteilt, wobei die Schichten des Dunkelroten Mergels und Bochinger Horizontes (BH) zu einer geotechnischen Schicht (DRM/BH) gleicher Eigenschaften zusammengefasst werden können. Die Basis des Gipskeupers bilden die Grundgipsschichten (GG). Die Konsistenz deren bindiger Anteile wechselt hier zwischen halbfest und weich. Die unterste Schicht im Baugrundmodell bildet der Lettenkeuper (LK).

Im Gipskeuper wurden mehrere tiefreichende verfüllte Dolinen erkundet, in welchen Lehm mit Sandsteinbrocken, bzw. verstürzte Gipskeuper-Tonsteine mit quartären Flußgeröllen eingelagert sind.

Über Gründungsohle der Bahnhofshalle liegt in den Schichtenhorizonten Talablagerung, Wanderschutt oder Dunkelroter Mergel. Daraus ergibt sich eine starke Variation der Auflagerbedingungen für das Bauwerk.

2.3 Konzept zum Nachweis der Gründung

Im Entwurf zur Tragwerksplanung wurde das Schalendach mit Kelchstützen in einem separaten Modell berechnet. Die Schnittkräfte an den Auflagern der Schalkonstruktion wurden als Eingangsgrößen in der Berechnung des Troges angesetzt. Dies erforderte, dass bei der Berechnung nicht nur die Reaktion von Boden und Pfählen auf die Reaktion des Troges, sondern zugleich die Reaktion beider auf die Reaktion der Schalenkonstruktion abgeglichen wird. Der Einfluss der Steifigkeit der Schalenkonstruktion auf den auf Boden und Pfählen elastisch lagernden Trog konnte dabei nicht hinreichend berücksichtigt werden. Durch Forderungen der Prüfingenieure wurde entschieden, das Bauwerk in einem Tragwerksmodell (T-Modell) zu bemessen, welches die Schalenkonstruktion und den Trog „in einem Guss“ abbildet. Der Baugrund und die Pfähle werden hier vereinfacht mit Federn modelliert. Die Bettungswerte für die Bodenplatte und Federsteifigkeitswerte für die Pfähle werden in einem Geotechnischen Modell (G-Modell) berechnet. Dieses bildet den Baugrund und die Gründung detailliert und das Bauwerk hinsichtlich seiner Steifigkeit vereinfachend ab. Die Auflagerreaktionen und Verformungen beider Modelle sind zu vergleichen. Dieser Vergleich ist für den jeweils gleichen Lastfall zu führen. Bei Abweichungen der Pfahlkräfte von ≤ 10% sind im Allgemeinen nach Abstimmung mit dem geotechnischen Prüfer keine weiteren Anpassungen zwischen den beiden Modellen erforderlich. Ebenso ist nachzuweisen, dass die sich in den Modellen ergebenden Verformungen vergleichbar sind.

Untersuchungen zur Gründung des Bauwerks in Verbindung mit dem in Pfahlprobebelastungen ermittelten axialen Last-Verformungs-Verhalten der Ortbetonrammpfähle zeigten, dass unter den Kelchstützen und Wänden mehr als 90% der Lasten direkt über die Pfähle in den Baugrund eingeleitet werden. In Bereichen zwischen den Kelchstützen und Wänden werden die Lasten vorwiegend über die Bodenplatte abgetragen.

Die Gründungspfähle werden unabhängig von ihrer tragenden Funktion (vollständige Lastabtragung bzw. Setzungsminderung) als Einzelpfähle gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054 bemessen. Bei der Bemessung sind die Maximalwerte der sich im G-Modell und T-Modell ergebenden Einwirkungen anzusetzen. Beim Nachweis der Sicherheit gegen den

Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung ist die Veränderung des Tragverhaltens gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl infolge Gruppenwirkung zu berücksichtigen.

Zusätzlich wird unter Vernachlässigung der Gründungspfähle die Sicherheit gegen ein Versagen des Baugrundes unter der Einwirkung der Gründung als Flachgründung nachgewiesen.

Mit dem T-Modell erfolgt der Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Pfähle für die ermittelte maximale Belastung. Hierfür sind die charakteristischen Einwirkungen auf die Pfähle bzw. Bodenplatte für die ungünstigste Kombination von ständigen Einwirkungen und veränderlichen Einwirkungen (Wind, Verkehr, Erdbeben, usw.) sowie unter Ansatz des jeweilig maßgebenden Wasserstandes zu ermitteln.

Der Nachweis der Gründung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie die Ermittlung Bettungswerte für die Bodenplatte und Federsteifigkeitswerte für die Pfähle erfolgt mit dem G-Modell bei mittlerem Wasserstand unter Berücksichtigung charakteristischer ständiger Einwirkungen (Eigengewicht und ständig wirkende Lasten) und einem auf der sicheren Seite abgeschätzten setzungswirksamen Anteil der Verkehrslasten.

In ausgewählten Bereichen des Bauwerkes erfolgt baubegleitend eine messtechnische Überwachung des Tragverhaltens der Gründung. Diese dient der Verifikation des G-Modells und der Berechnungsansätze, der frühzeitigen Erkennung möglicher kritischer Zustände, der Überprüfung der in den Bauphasen und im Endzustand prognostizierten Setzungen, sowie der Qualitäts- und Beweissicherung.

3 Aufbau und Berechnung des G-Modells

3.1 Berechnungsprogramm und Berechnungsverfahren

Das G-Modell wird als dreidimensionales Finite-Elemente-Modell (3D-FE-Modell) unter Anwendung des Rechenprogramms PLAXIS erstellt. Für die Ermittlung von Spannungen und Verformungen werden hier dränierte Berechnungen auf der Basis von effektiven Spannungen und effektiven Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparametern durchgeführt. Die mathematische Modellierung der sich in Aushubzuständen und gleichzeitiger Entwässerung einstellenden Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy. Die Berechnung der totalen Spannungen erfolgt als gekoppelte Analyse, d.h. die Porenwasserdruck-

verteilung wird mit einer Strömungsberechnung ermittelt und als Anfangsbedingung in die nachfolgende Spannungsberechnung eingesetzt.

3.2 Stoffgesetze

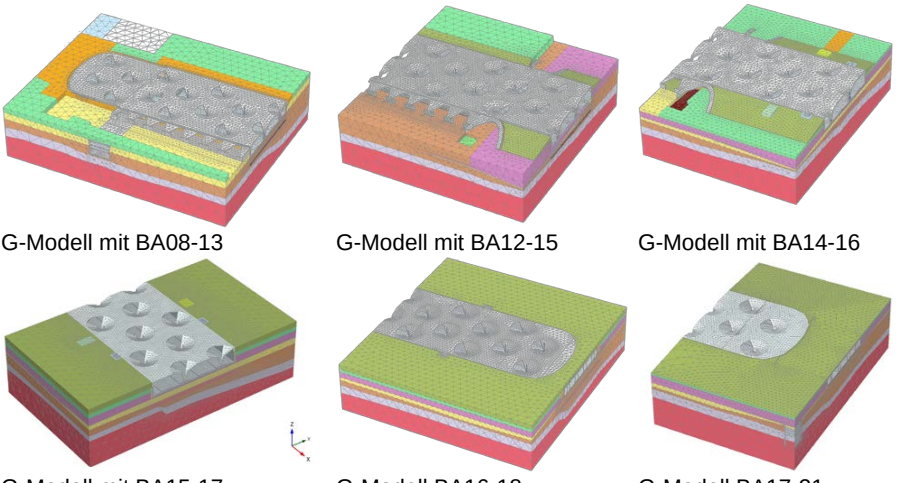
Bauwerksteile werden mit einem linear-elastischen Stoffmodell beschrieben. Das linear-elastische Stoffmodell definiert keine Bruchbedingung. Das Materialverhalten der Böden wird über das Hardening-Soil-Modell mit Small-Strain-Erweiterung definiert. Das Hardening-Soil-Modell besitzt erweiterte Eigenschaften zur Beschreibung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Böden. Eine ausführliche Beschreibung des HS-Modells erfolgt durch Schanz in [L1]. Mit der Small-Strain-Erweiterung werden zusätzlich höhere Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen berücksichtigt (Benz in [L2]). Die Parameter wurden auf Grundlage von Ergebnissen aus Feld- und Laborversuchen und anerkannten Korrelationen bestimmt. Das Büro WECHSELWIRKUNG - Numerische Geotechnik GmbH lieferte hier einen wesentlichen Beitrag zur Validierung der Parametersätze durch umfangreiche Studien und vergleichende Berechnungen. Besonderes Augenmerk wurde der Kalibrierung der Parameter durch Nachrechnung von Pfahlprobebelastungen geschenkt. Im Rahmen der Erstellung der G-Modelle erfolgte zusätzlich eine Validierung der Eingabedaten bzw. Berechnungsparameter auf Sensitivität gegenüber kleinen Änderungen der wichtigsten Kenngrößen durch flankierende Studien.

3.3 Diskretisierung

Volumenkörper werden in PLAXIS 3D mit 10-knotigen tetraederförmigen Elementen abgebildet (Abbildung 5). Es können 6-knotige Dreieckselemente zur Abbildung von tragenden Strukturen (Platten, Wände, Scheiben sowie Geogitter) verwendet werden. Zur vereinfachten Abbildung von Balken, Pfählen und Ankern können 3-knotige Linien-Elemente verwendet werden. An all diesen Elementen können Randbedingungen wie Kräfte und Spannungen, Verschiebungen, Dehnungen und hydraulische Potentiale für die Modellbildung definiert werden. Das FE-Netz kann durch Interface-Elemente getrennt und hier explizit das Steifigkeits- und Scherfestigkeitsverhalten im Übergang der Netze gesteuert werden.

Bei der Anwendung des Programms ist die Größe des Modells aufgrund einer maximal generierbaren Anzahl von Elementen begrenzt. Um eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Boden-Bauwerks-Interaktion im Besonderen bei den Pfahlgruppen zu erreichen, ist eine feine Vernetzung erforderlich. Deshalb werden jeweils Bereiche der 450 m langen Bahn-

hofshalle, orientiert an den Bauphasen und unter Berücksichtigung der das Ergebnis beeinflussenden Randbedingungen (wie z.B. Quer- und Nachbarbauwerke, veränderliche Pfahlraster und Pfahllängen, geböschte Baugruben, stufenweise GW-Absenkungen) herausgelöst. Dies ermöglicht eine feine Vernetzung und damit eine hohe Auflösung bei der Auswertung von Spannungen und Verformungen. Die einzelnen G-Modelle beziehen sich damit auf die Gründung einzelner Bauabschnitte. Um sicherzustellen, dass sich hier die Spannungen und Verformungen weitestgehend frei von Wechselwirkungen mit den Modellrändern einstellen, werden die jeweiligen Nachbarabschnitte mit abgebildet. Durch eine Gegenüberstellung überlappender Modellbereiche können die Ergebnisse der einzelnen Modelle auf Plausibilität geprüft werden.



G-Modell mit BA08-13 G-Modell mit BA12-15 G-Modell mit BA14-16

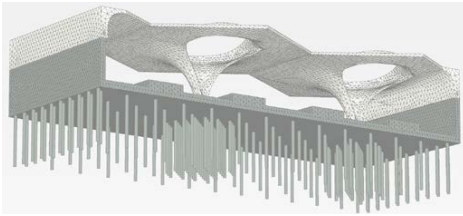
G-Modell mit BA15-17 G-Modell BA16-18 G-Modell BA17-21

Abbildung 3 G-Modelle zur Berechnung der Bahnhofshalle

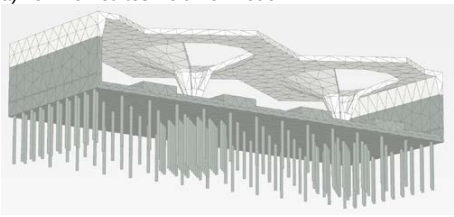
Der Baugrund und das Bauwerk werden über Volumenelemente diskretisiert. Das Baugrundmodell wurde aus Schichtlagerungskarten entwickelt.

Das Schalendach ist im G-Modell gewichtslos. Die Lasten aus dem Schalendach werden aus dem T-Modell als sog. Übergabelasten am Übergang zur Trogwand und in den Stützen innerhalb des Stützenfußes angesetzt. Das Schalendach mit den Kelchstützen wird im G-Modell deutlich vereinfacht. Um zu prüfen, dass das Verformungsverhalten des Bauwerkes damit immer noch hinreichend genau abgebildet werden kann, wurden Berechnungen an einem Teilmodell mit vereinfachter Form sowie einem gröberen Netz und an

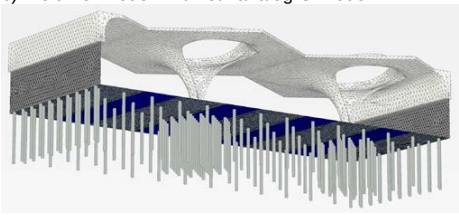
einem Teilmodell, welches die geplante komplexe „Freiform“ des Schalendaches abbildet und entsprechend fein vernetzt ist, durchgeführt.



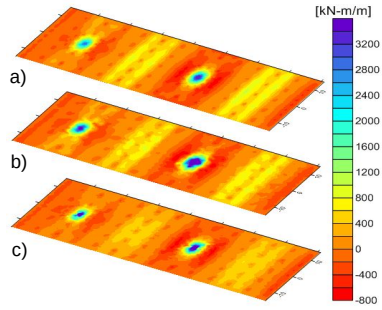
a) fein vernetztes Volumenmodell



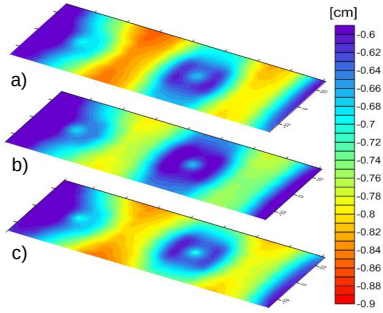
b) Volumenmodell mit Netz analog G-Modell



c) fein vernetztes Modell mit Sohlplatte aus Flächenelementen



Verteilung der Momente



Verteilung der vertikalen Verschiebung

Abbildung 6 Teilmodell zur Überprüfung des Steifigkeitsverhaltens des im G-Modell abgebildeten Bauwerks

Es wurden verschiedene Lagerbedingungen (nur Pfahlgruppen unter den Stützen; nur Pfähle unter den Wänden; alle Pfähle) untersucht. Der Baugrund wurde deaktiviert und die Pfähle wurden am Modellrand unverschieblich fixiert. Das vereinfachte Teilmodell wurde in Form und Steifigkeit so angepasst, dass hinreichend übereinstimmende Verformungen und Schnittkräfte der Gründungsplatte erzielt werden. Zur weiteren Validierung wurde ein drittes Teilmodell, in welchem die Bodenplatte analog des T-Modells mit Flächenelementen abgebildet wurde, berechnet. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass sich bei der Abbildung der Bodenplatte mit Hilfe von Flächenelementen im Integral etwa gleiche Schnittkräfte und Verformungen wie bei einem Volumenmodell, sich jedoch unter der Stütze konzentriert höhere Werte ergeben. Die Verteilung der Last aus dem massiven

Stützenfuß über die 2,5m dicke Bodenplatte auf die im Achsabstand von 3D stehenden Pfählen kann mit einem Flächenmodell, welches die Pfähle auf das in Plattenmitte liegenden Flächenelement bezieht und die Stütze als Stab abbildet, nicht mehr realistisch erfasst werden. Dieser Effekt wird bei Verringerung des Feinheitsgrades des Netzes stärker. Bei der Bemessung von Flächen- oder Stabtragwerken ist es zulässig, das Stützmoment über die Breite der Unterstützung durch Ausrunden abzumindern. Bei numerischen geotechnischen Modellen, welche eine Gründungsplatte geringer Schlankheit auf einer Pfahlgruppe vereinfacht mit Flächen- und Stabelementen abbilden, sind die Ergebnisse dahingehend zu hinterfragen, ob die Interaktion zwischen Gründungsplatte, Pfählen und Boden ausreichend genau erfasst wird.

Aufgrund der Anzahl der Pfähle im Modell werden diese als netzunabhängige Stabelemente, programmseitig Embedded Piles genannt, modelliert.

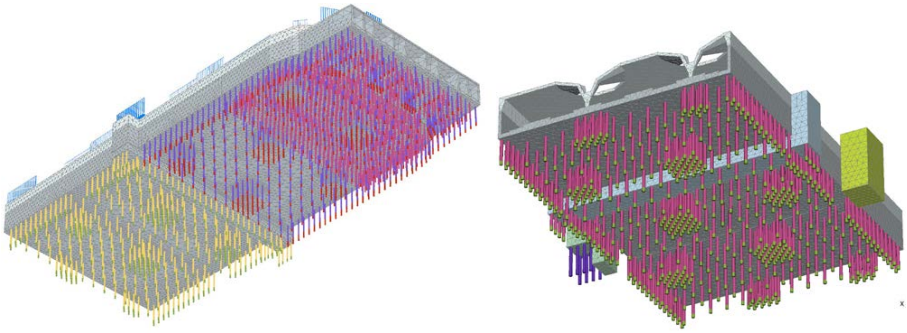


Abbildung 4 G-Modelle - Bauwerk mit Pfahlanordnung - Embedded Piles

Die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Pfahlmantel bzw. -fuß wird hier mittels eingebetteter Oberflächenelemente beschrieben. Der Pfahl kann die Netzelemente an jeder beliebigen Stelle mit jeder beliebigen Richtung durchdringen. Zur Abbildung eines realistischen Tragverhaltens wird um den Stab eine dem Pfahlradius entsprechende elastische Zone mit Ausschluss einer Bodenplastifizierung gebildet. Dabei werden drei zusätzliche Knoten im Tetraederelement implementiert (Abbildung 6). Der Embedded Pile verhält sich somit annähernd wie ein Volumenpfahl. Die Pfahl-Pfahl-Interaktion wird jedoch bezogen auf die Stabachse modelliert. Generell nicht berücksichtigt werden Herstellungseffekte, wie z.B. die Verdichtung des Bodens in der Umgebung des Rammpfahls.

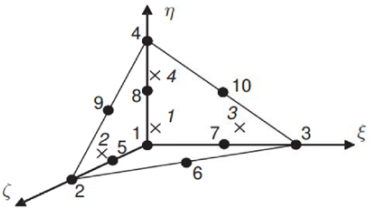


Abbildung 5 10-knotiges tetraederförmiges Element mit Knoten (●) und Integrationspunkten (×) [L3]

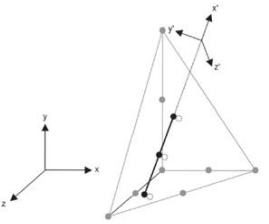


Abbildung 6 Embedded Pile Element in einem Volumenelement [L3]

Bei der Abbildung der Pfahl-Pfahl-Interaktion mit netzunabhängigen Stabelementen ist darauf zu achten, dass einzelne Netzelemente nicht von mehreren Stabelementen durchdrungen werden. Zwischen eng zueinanderstehenden Pfählen werden im G-Modell deshalb Begrenzungsflächen (Abbildung 7) angeordnet.

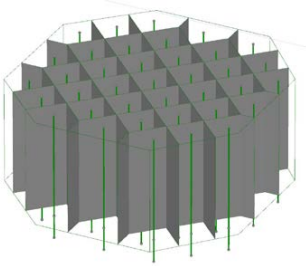


Abbildung 7 Begrenzungsflächen zur Diskretisierung des FE-Netzes im Bereich von Pfahlgruppen

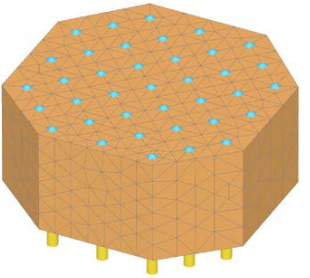


Abbildung 8 FE-Netz im Bereich von Pfahlgruppen

Für die Kalibrierung der Modellpfähle an den für die Baumaßnahme durchgeführten Pfahlprobebelastungen (siehe Ausführungen hierzu in Gabers et al. [L3]) wurden zwei verschiedene Teilmodelle untersucht. Jedes Teilmodell wurde einmal mit Volumenpfählen und einmal mit Embedded Piles gerechnet und die Ergebnisse verglichen. An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass sich die hohe Steifigkeit des ausgerammten Pfahlfußes eines Rammpfahles im FE-Modell nicht ohne modelltechnische Hilfsmittel abbilden lässt. Mit der Kontinuumsmechanik kann die aus der Herstellung resultierende Verspannung des Pfahles beziehungsweise die Vorwegnahme der Pfahlsetzung durch das Ausrammen des Pfahlfußes nur bedingt abgebildet werden. Die Embedded Pile Option ist dahingehend

besser geeignet, da die Tragkraft als Eingangsgröße definiert werden kann und kein direktes Ergebnis der Berechnung sein muss. Im Hinblick auf die Abbildung der Pfahl-Pfahl-Interaktion und der Pfahl-Platten-Interaktion können mit Embedded Piles modellierte Pfahlgruppen jedoch gegenüber mit Volumenpfählen modellierten Pfahlgruppen Abweichungen aufweisen, welche jedoch z.B. durch Anpassung des Pfahldurchmessers negiert werden können. Dabei kann es notwendig werden, dass der Pfahldurchmesser abhängig von der Position des Pfahles in der Gruppe variiert werden muss. Nachfolgend werden Teilmodelle mit Volumenpfählen mit TM1/2 VP und Teilmodelle mit Embedded Piles mit TM1/2 EP bezeichnet. Folgende Teilmodelle wurden untersucht:

TM1 Nachbildung der Probebelastung eines Rammpfahles innerhalb einer Pfahlgruppe

TM2 Symmetrieausschnitt aus dem Modell der Bahnhofshalle mit Abbildung eines Viertelausschnittes von zwei Pfahlgruppen

Die Geometrie des ausgerammten Pfahlfußes der Volumenpfähle wurde tropfenförmig angenommen. Das Pfahlfußvolumen wurde auf Grundlage der Rammprotokolle mit 1m³ angesetzt. Zur Simulation der Verspannung des Baugrundes um den Pfahlfuß wurde in separaten Berechnungsphasen für jeden Pfahl einzeln auf das Fußvolumen eine Dehnung von 25% vertikal und 5% horizontal aufgebracht. Der Pfahlfuß wurde während der Volumendehnung an der Oberseite am Übergang zum Pfahlschaft vertikal unverschieblich gehalten. Die Verschiebungen im Modell wurden anschließend zu Null gesetzt. Die eingeprägten Spannungen wurden als Ausgangsspannung (Abbildung 9) für die weiteren Berechnungsphasen mit Aufbringen der Probelast übernommen.

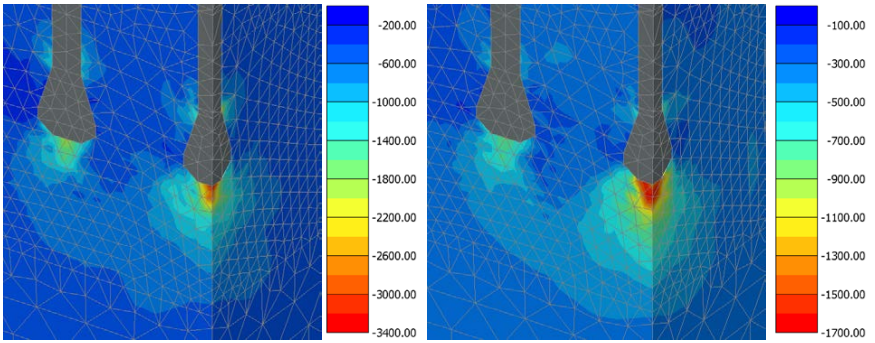


Abbildung 9 TM1 VP - durch Volumendehnung generierte Ausgangsspannungen [kN/m²], links σ_1, rechts σ_3, 3D-FE-Modell, isometrische Ansicht

Die hier praktizierte Modellierung zur Berücksichtigung der mit der Pfahlfußausrammung einhergehenden Veränderung der Bodenspannung stellt eine starke Vereinfachung / Annäherung dar. Die Modellierung herstellungsbedingter Einflüsse ist derzeit noch Stand der Wissenschaft und nicht zufriedenstellend gelöst. Insbesondere ist mit der hier angewandten Methode der Kontinuumsmechanik die wirklichkeitsnahe Nachbildung der Pfahlfußausrammung aufgrund der aufzubringenden großen Verformungen nicht zufriedenstellend. Um eine derartige Problemstellung mit den dafür geeigneten Methoden (z.B. der Arbitrary-Lagrangian-Eulerian-Methode oder Diskrete-Elemente-Methode) eindeutig und belastbar lösen zu können, ist die Kenntnis über die Form des ausgerammten Pfahlfußes sowie die Verteilung der Hauptspannungen im Boden vor und nach der Pfahlfußausrammung notwendig. Mit der hier gewählten Vorgehensweise konnte für die Pfahlfußsteifigkeit eine gute Annährung der sich ergebenden Widerstand-Setzungs-Linie (WSL) an die gemessene WSL erreicht werden (siehe Abbildung 12). Die sich ergebende geringere Anfangssteifigkeit der Modellpfähle deutet jedoch darauf hin, dass die für den Boden anzusetzende Steifigkeit bei kleinen Dehnungen noch unterschätzt wird.

Bei der Abbildung der Pfähle mit Hilfe von Embedded Piles (TM1 EP, Abbildung 10) wurde auf Grundlage der Auswertung und Interpretation von Pressiometerversuchen, welche im Pfahlfußbereich durchgeführt wurden (siehe Ausführungen hierzu in Gabers et al. [L3]), eine Zone mit verbesserten Steifigkeitswerten (Verbesserungsfaktor von ca. 4) modelliert. In dieser Zone wird ein Embedded Pile mit einem Durchmesser von 2 m für den ausgerammten Pfahlfuß definiert. Darüber wird ein Embedded Pile für den Pfahlschaft angebunden, dem keine Fußkraft zugewiesen wird. Die Mantelreibung des Embedded Pile wird als Funktion der Scherfestigkeit des Bodens generiert ($q_s = c' + \tan f \cdot \sigma_\perp$) und ist somit von der Bodenspannung abhängig. Da der Embedded Pile in der Pfahlgruppe etwas weniger Mantelreibung aktiviert als ein Volumenpfahl, wurde der Pfahlschaftdurchmesser im Modell vergrößert. Die innere axiale Steifigkeit entspricht dem Probepfahl. Abbildung 12 stellt die WSL der Modellpfähle der charakteristischen bzw. gemessenen WSL gegenüber.

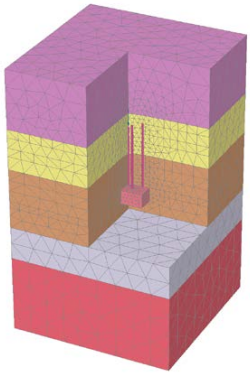


Abbildung 10 TM1 EP

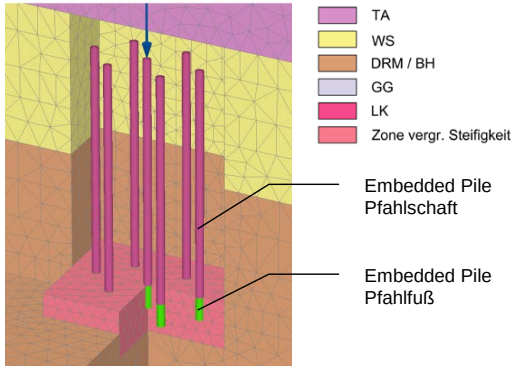


Abbildung 11 TM1 EP (Pfahlgruppe im Modell)

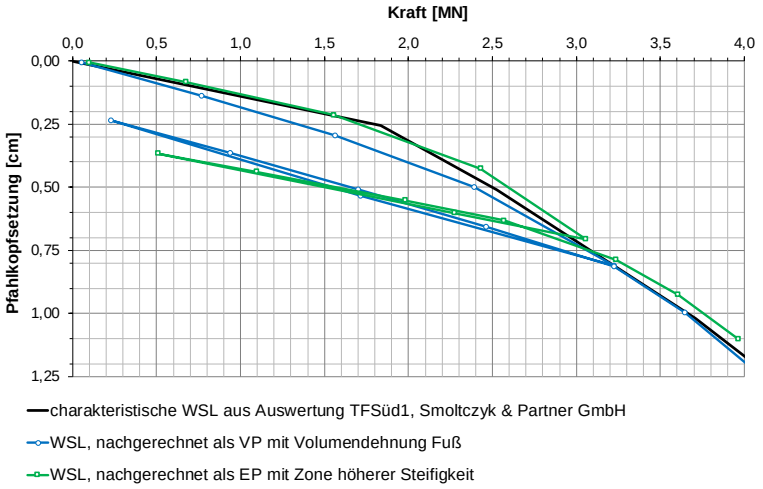
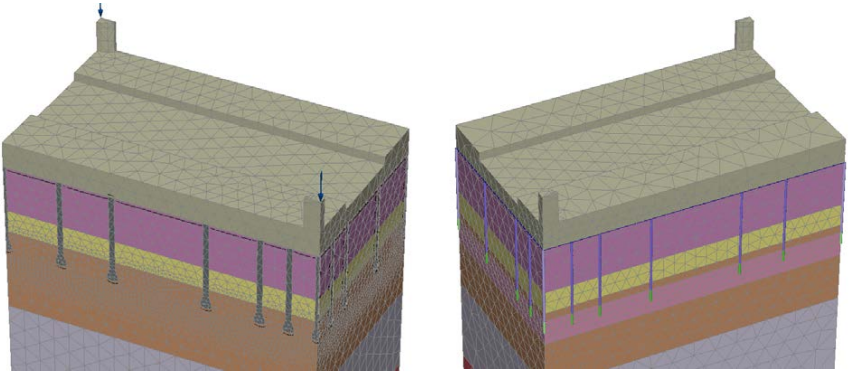


Abbildung 12 Genüberstellung der WSL aus Probebelastung mit der WSL aus den Nachrechnungen im TM1

Im Teilmodell 2 wurde das Tragverhalten von Volumenpfählen und Embedded Piles in Kombination mit einer Gründungsplatte untersucht. Dazu wurde ein Symmetrieausschnitt aus dem Modell der Bahnhofshalle abgebildet. Die Modellierung der Volumenpfähle und der Embedded Piles erfolgt analog des TM1. Im TM2 VP wurde ein sehr feines Netz generiert. Das TM2 EP wurde mit drei verschiedenen Netzfeinheiten gerechnet, um hier die Abhängigkeit der Ergebnisse von der Netzgröße zu prüfen. Die nachfolgende Auswertung

erfolgt für die Netzfeinheit des in Abbildung 13 (rechts) dargestellten Modells. Diese Netzfeinheit wird im G-Modell im Bereich der Pfahlgruppen realisiert. Eine weitere Verfeinerung des Netzes ergibt eine vernachlässigbar kleine Veränderung der berechneten Verschiebungen und Spannungen.

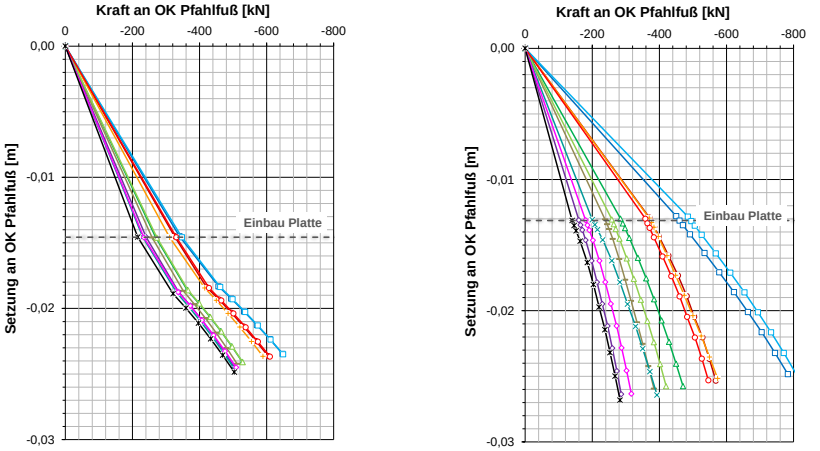


TM2 VP TM2 EP

Abbildung 13 TM 2, links mit Volumenpfählen, rechts mit Embedded Piles

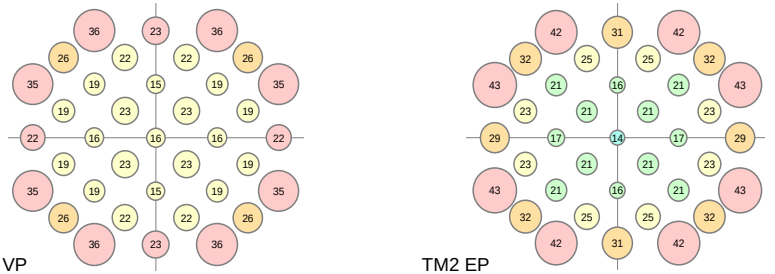
Die Stützenlasten wurden stufenweise aufgebracht. In den Diagrammen der Abbildung 14 sind die ermittelten WSL der Pfähle der Pfahlgruppen dargestellt. In Abbildung 15 zeigt die sich in den Modellen bei einer Stützenlast von 32MN ergebenden Pfahlfederwerte. Abbildung 16 zeigt die mittlere vertikale Spannung bei einer Stützenbelastung von 32MN, welche im Modell aus den Spannungsiterationspunkten eines 50cm dicken Schichtpaketes unterhalb der Bodenplatte ausgelesen wurde. In Abbildung 17 sind die zugehörigen vertikalen Bodenverschiebungen dargestellt. Im TM2 konnte eine hinreichende Übereinstimmung des Tragverhaltens der Pfähle erzielt werden. Die Abweichungen in der Steifigkeit der Gruppenpfähle resultieren vorwiegend aus der Steifigkeit der Pfahlfüße. Im TM2 VP wurde die Volumendehnung der Pfahlfüße für jeden Pfahl in einer gesonderten Berechnungsphase aufgebracht. Die vertikalen Fixierungen der Oberkanten der Pfahlfüße wurden jedoch erst danach gelöst. In der Realität wird sich nach Ausrammen der Pfahlfüße der umgebende Baugrund stärker entspannen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die mit der Pfahlfußaufweitung verbundene Spannungserhöhung weniger weit- bzw. tiefreichend ist und somit die Steifigkeit der Pfahlgruppe im TM2 VP überschätzt wird. Die Streuung der Pfahlsteifigkeit vom äußeren zum inneren Pfahl ist im TM2 VP aus diesem Grund auch geringer als im TM2 EP (Abbildung 14 und Abbildung 15). Diese Schlussfol-

gerung kann jedoch nur auf Basis des Ergebnisses dieser Vergleichsrechnung getroffen und nicht durch Ergebnisse einer Pfahlgruppenprüfung belegt werden.



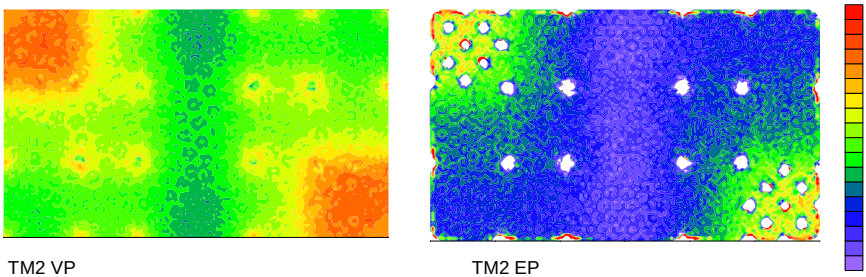
TM2 VP TM2 EP

Abbildung 14 TM2 - Widerstand-Setzungs-Linie der Pfähle



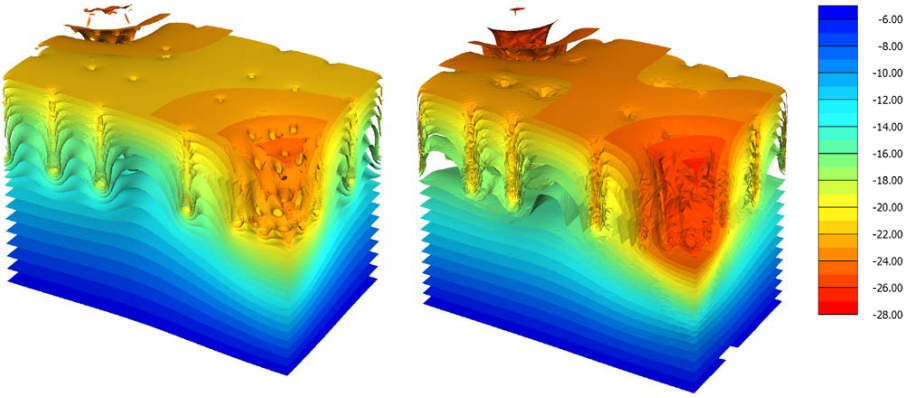
TM2 VP TM2 EP

Abbildung 15 TM2 - Pfahlfedern [MN/m], Pfahlgruppe unter Stütze bei Stützenlast 32MN



TM2 VP TM2 EP

Abbildung 16 TM2 - vertikale Spannung unter Bodenplatte in kN/m² bei Stützenlast 32MN



TM2 VP TM2 EP

Abbildung 17 TM2 - Flächen gleicher vertikaler Verschiebung in mm bei Stützenlast 32MN

3.4 Berechnung des G-Modells

In Abbildung 18 ist exemplarisch für zwei Stützenstandorte die Verteilung der Steifigkeit über die Baugrundschichtung dargestellt, welche im Ausgangsspannungszustand unter Ansatz der Parametersätze für das Hardening-Soil-Modell berechnet wird.

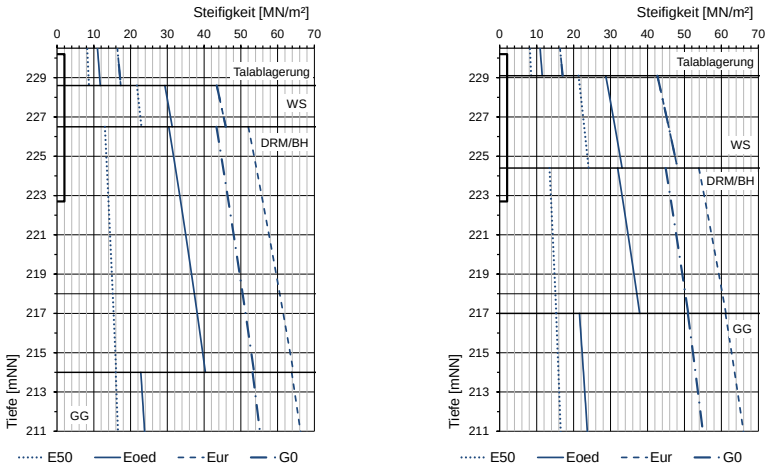
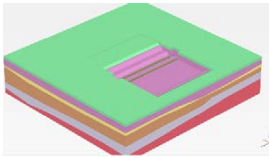
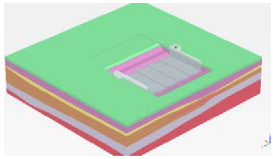


Abbildung 18 Verteilung der Steifigkeit über die Tiefe - Ausgangsspannungszustand, Bodenschichtung im Bereich Stützen 14611 (links) und 14111 (rechts)

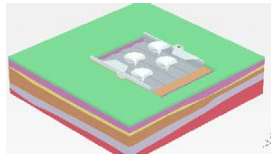
Nach Generierung des Ausgangszustandes erfolgt die phasenweise Abbildung und Berechnung der Bauzustände. Abbildung 19 zeigt exemplarisch einige ausgewählten Phasen aus einer Berechnung eines G-Modells. Die Absenkung des Grundwassers und damit einhergehende Veränderung des Porenwassersdrucks wird in einer der Spannungsberechnung vorgelagerten Strömungsberechnung ermittelt. Der Baugrubenverbau wird nicht abgebildet. Die „Erdwände“ werden im Modell horizontal unverschieblich gehalten. Nach Fertigstellung des Troges und Verfüllen des Arbeitsraumes wird die Halterung deaktiviert und der Wasserstand zurück auf sein mittleres Niveau eingestellt. In den nächsten Phasen werden die Ausbaulasten und ein Drittel der Verkehrslasten (einschließlich Schneelasten), eingetragen, um die Federwerte für das Tragwerksmodell und die Setzung im Gebrauchszustand zu bestimmen. Die charakteristischen Werte der Pfahlkräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast werden in separaten Phasen bestimmt, in denen der Wasserstand auf den Bemessungsniedrigwasserstand abgesenkt wird. Um die Pfahlkräfte auf der sicheren Seite abzugrenzen, wird die Berechnung aller Phasen mit jeweils um 20% vergrößerten und um 20% verkleinerten Steifigkeitsparametern wiederholt.



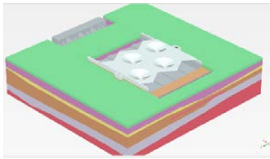
Aushub Sohle BA16



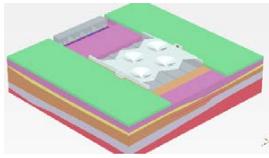
Trog BA16



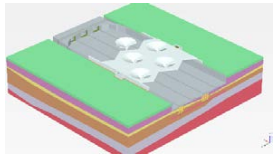
Trog mit Kelchstützen BA16 u.17



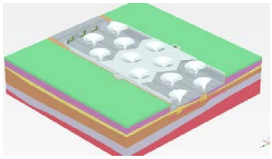
Schalendach BA16 u.17, BW BA19



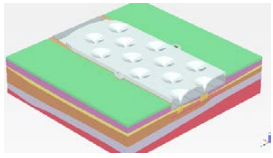
Endaushub BA18 und BA15



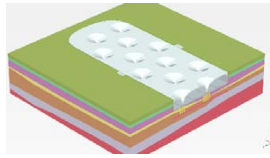
Trog BA18 und BA15



Kelchstützen BA18 und BA15



Schließen des Schalendachs



Hinter- und Geländeauffüllung

Abbildung 19 G-Modell in ausgewählten Berechnungsphasen (exemplarisch)

Die Pfähle werden größtenteils von einem Voraushubniveau hergestellt. Infolge der Aushubentlastung ergibt sich eine Verspannung des Bodens innerhalb der Pfahlgruppen und

damit eine Steigerung der Scherfestigkeit im Bodenbereich um den Pfahlmantel. Das Stoffmodell ist in der Lage, diese Scherverfestigung zu berücksichtigen. Um die daraus resultierende Tragfähigkeitssteigerung jedoch nicht zu überschätzen, werden die Pfähle in einer separaten Phase nach dem Aushub als „wished-in-place“ aktiviert. Ebenso ist davon auszugehen, dass in der Realität beim Betonieren der Bodenplatte ein Anteil des Gewichtes des Frischbetons direkt in den Baugrund übergeht. Da sich dieser Anteil nicht sicher abschätzen lässt, wird die Bodenplatte ebenfalls als „wished-in-place“ aktiviert. Diese Ansätze liegen auf der sicheren Seite.

Zur Überprüfung der Plausibilität der Berechnungsergebnisse werden die phasenweise Entwicklung der Pfahlkräfte und Pfahlkopfverschiebungen sowie die Vertikalverschiebung von Bodenplatte und Boden geprüft. Ebenso wird die phasenweise Veränderung der Bodenspannung und Porenwasserdruckverteilung überprüft. Dies geschieht schon während der Berechnung der einzelnen Phasen. Häufig ergibt sich hierbei die Notwendigkeit, die Netzfeinheit anzupassen, Berechnungsphasen weiter zu unterteilen oder das Ergebnis verfälschende Randbedingungen zu ändern. Ebenso werden Variationen in der Abbildung der Bauphasen vorgenommen.

4 Abgleich des G-Modells mit dem T-Modell

Für die Bemessung des Tragwerks werden beim Tragwerksplaner Werner Sobek Group GmbH ebenfalls Teilmodelle erstellt. Diese bilden das Tragwerk sehr detailliert mit einer feinen Vernetzung durch Flächenelemente ab. Der Anschluss der Schale an den massiven Teil der Kelchstütze wird vereinfacht mit Hilfe eines Stabelementes abgebildet. In einer ersten Berechnung des T-Modells werden die Auflagerbedingungen des Troges durch eine vereinfachte elastische Bettung angesetzt und im Ergebnis die Schnittkräfte im Auflager der Schalenkonstruktion ausgelesen. Das G-Modell bildet die Schalenkonstruktion gewichtslos ab und setzt die Schnittkräfte als Eingangsgröße für die Berechnung der Bodenreaktion an. Ausbau- und Verkehrslasten auf der Bodenplatte werden gleich dem T-Modell berücksichtigt. Die Lasten werden bauphasenbezogen angesetzt. Aus den sich im G-Modell ergebenden Spannungen und Setzungen des Bodens unter der Bodenplatte werden die Bettungsfederwerte abgeleitet (Abbildung 22). Pfahlkräfte und Pfahlkopfverschiebung bilden die Grundlage für die Pfahlfederwerte (siehe Abbildung 23). Bettungs- und Pfahlfederwerte werden in der weiteren Berechnung des T-Modells als lineare Federwerte angesetzt.

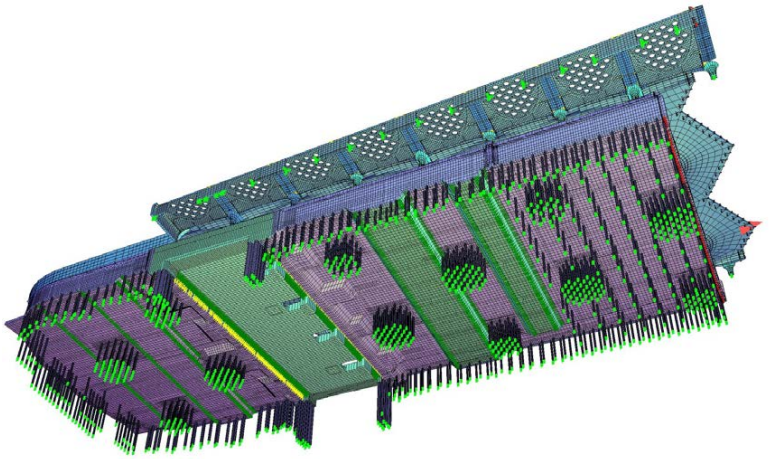


Abbildung 20 - Tragwerksmodell BA09-BA13 mit Loungedach (Werner Sobek Group GmbH)

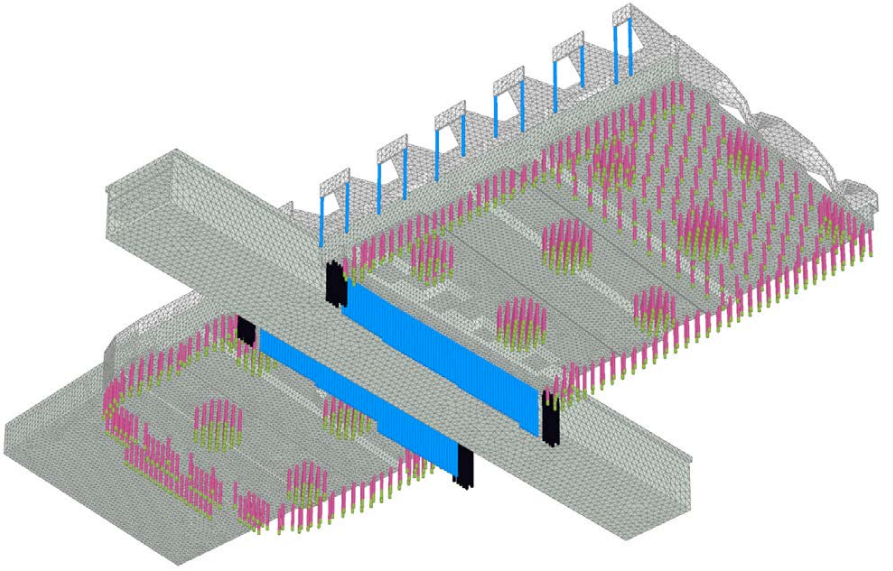


Abbildung 21 - Tragwerk im Geotechnischen Modell für die Betrachtung der Bauabschnitte BA09-BA12 (mit Querung des S-Bahnbauwerkes)

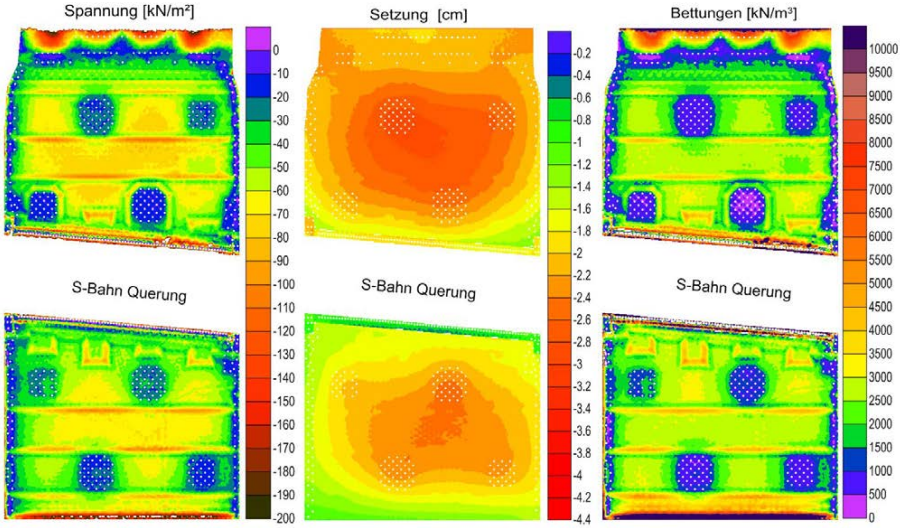


Abbildung 22 - Bodenreaktion unter den Bodenplatten - Modell für die Betrachtung der Bauabschnitte BA09-BA12 (mit Querung des S-Bahnbauwerkes)

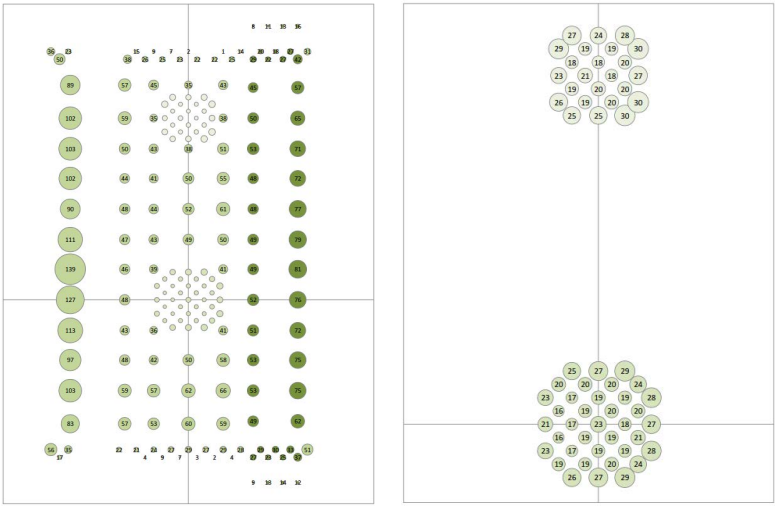


Abbildung 23 - Beispiel für Pfahlfedern der Feldpfähle und Gruppenpfähle [MN/m]

In der Regel ergibt sich eine Umlagerung der Lasten und Veränderung der Schnittkräfte innerhalb des Tragwerkes. Verformung, Pfahlkräfte und Auflagerspannung stimmen mit den Ergebnissen des G-Modells noch nicht hinreichend überein. Die Modelle werden nun in weiteren Schritten iterativ abgeglichen, indem jeweils die Schnittkräfte im T-Modell ausgelesen und als Eingangsgrößen im G-Modell zur Berechnung der Federkennwerte angesetzt werden, bis das T-Modell unter Ansatz dieser Werte in Verformung und Auflagerreaktion hinreichend übereinstimmt. Eine 100%ige Übereinstimmung kann nicht erzielt werden, da der Tragwerksplaner bei der Eingabe der Bettungswerte diese vereinfachen muss. Ebenso werden im Tragwerksmodell die Bauphasen nur vereinfacht abgebildet.

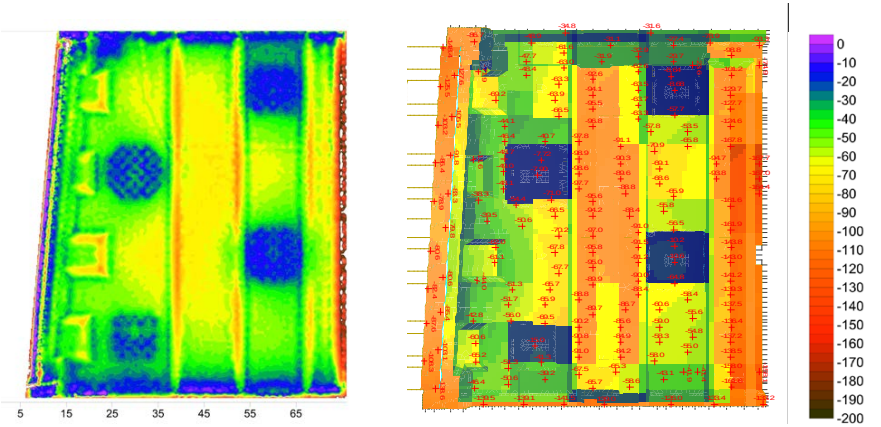


Abbildung 24 - Bsp. für Vergleich der Sohlpressung [kN/m²] (l: G-Modell, r: T-Modell)

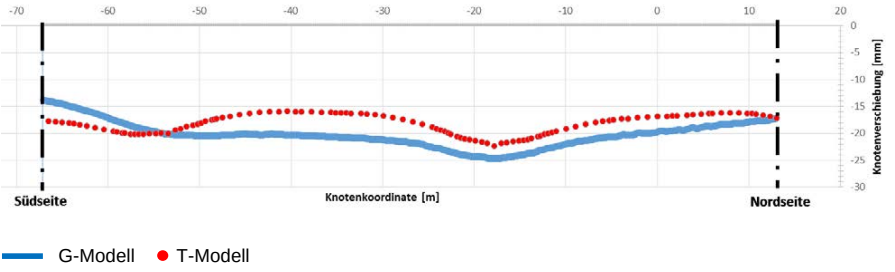


Abbildung 25 - Vergleich der Setzung und Biegeverformung der Trogplatte [mm]

5 Bemessung der Gründung

Nach Abgleich der Modelle wird das Tragwerk im T-Modell bemessen. Die Einwirkungen werden als Bemessungswerte angesetzt. Bei der Bemessung werden zusätzlich die im G-Modell unter Ansatz der jeweils um 20% vergrößerten und um 20% abgeminderten Steifigkeitsparameter errechneten Federkennwerte berücksichtigt. Ebenso erfolgt eine Grenzwertbetrachtung, in der die Steifigkeit der Federn analog eines Ermüdungsmodells bereichsweise und in einer Größenordnung von ±20% variiert werden.

Die Gründung kann unter Vernachlässigung der Pfähle als ausreichend sicher gegen ein Versagen des Baugrundes nachgewiesen werden. Die Tragfähigkeit des Bodens in der Pfahlumgebung ist ebenfalls ausreichend, um die Einwirkung aus der Gründung aufzunehmen. Bei den Gruppen der Rammpfähle wurde beim Nachweis auf der sicheren Seite liegend ein Gruppenfaktor von $G_R = 1$ angesetzt. Ein Nachweis der Knicksicherheit ist bei den gegebenen Baugrundverhältnissen nicht erforderlich. Die Bemessung der Pfähle auf ihre innere Tragfähigkeit wird maßgebend durch horizontale Verschiebungen des Pfahlkopfes infolge Dehnung der Bodenplatte unter Temperatur und Kriechen bestimmt.

Für die Gebrauchstauglichkeit der Gründung sind nach Unternehmensinterner Genehmigung (UiG) Gesamtsetzungen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten von ≤ 30 mm und Setzungsdifferenzen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten von ≤ 10 mm auf 20 m Länge einzuhalten. Diese Verformungsbegrenzung bezieht sich auf die Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen in der Dachkonstruktion, die Ebenheit des Gleises und der Bahnsteige und die Einhaltung der Dichtigkeitsanforderungen des Bauwerks. Das Bauwerk wird auf die Einwirkungen aus Zwang und auf die Anforderungen der Dichtigkeit im Ergebnis der Berechnungen am T-Modell bemessen. Die Verformungsbegrenzung zur Sicherstellung der Ebenheit des Gleises kann auf Grundlage des G-Modells nachgewiesen werden.

6 Geotechnische Prüfung der Pfahlgründung

In vielen Bauordnungen gibt es den Prüfsachverständigen für Geotechnik, der vom Prüfingenieur für Standsicherheit mit eingeschaltet werden kann bzw. sollte, wenn er der Meinung ist, dass er für die Prüfung geotechnischer Probleme aufgrund deren Komplexität keine ausreichende Sachkenntnis besitzt. Dagegen hat das Eisenbahnbundesamt einen Prüfer für Geotechnik eingeführt und beruft diesen auch. Das Eisenbahnbundesamt hat

insbesondere für Strecken und Bauwerke der Eisenbahn erkannt, dass bei derartigen Bauwerken die geotechnischen Probleme von besonderer Bedeutung sind und von einem Sachverständigen für Geotechnik mit besonderen Kenntnissen geprüft werden müssen.

Bei der geotechnischen Prüfung wurden die Geotechnischen Berichte (Baugrundgutachten) mit allen für die Bemessung wichtigen Angaben, die Baugrubenbauteile, Lastansätze aus dem Boden und Grundwasser und Messprogramme zur Kontrolle der Interaktion Bauteil-Untergrund bearbeitet.

Die geotechnische Prüfung dieses Projektes der Gründung der Bahnhofshalle umfasst neben einer vollständigen Prüfung des G-Modells die Kontrolle der angesetzten Bettungs- und Pfahlfedersteifigkeiten im T-Modell sowie die des Modellabgleichs zwischen G- und T-Modell. Die Prüfung des G-Modells erfolgte durch eigene Teilmodelle für die verschiedenen Pfahlanordnungen. Ein 100%iger Abgleich zwischen G- und T-Modell ist bei komplexen, abschnittsweise hergestellten Bauwerken wie der Bahnhofshalle kaum möglich. Die verbleibenden Unterschiede zwischen G- und T-Modell bedürfen daher im Einzelfall einer sachverständigen Bewertung und Prüfung. Hierzu wurde neben den berechneten Pfahlkräften die Verformung der Bodenplatte im G- und T-Modell herangezogen. Weiterhin umfasst die geotechnische Prüfung die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit der Pfähle, die Erddruckansätze im T-Modell sowie den Erdbebennachweis für das Gesamtbauwerk.

Literatur

[L1] G. Maitschke, R. Bechmann; Hauptbahnhof Stuttgart - Nachhaltiges Gründungskonzept und gesamthafte statische Berechnung der Bahnhofshalle, *33. Baugrundtagung der DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 55-59*

[L2] Smoltczyk & Partner GmbH; Stuttgart 21, PFA 1.1: Gründungskonzept DB-Tunnel mit Bahnhofshalle, *30.05.2014*

[L3] T. Garbers, C. Fischer, R. Cudmani, G. Maitschke: Messtechnische Überwachung einer statischen Probebelastung an einem Frankipfahl für das Bahnhofsgebäude Stuttgart 21, *2014*

[L4] M. Külzer, H. Jud, G. Lomo, J. Christ: Zum Tragverhalten von Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrrammung unter Zug- und Wechselbelastung, *Pfahl-Symposium 2017,*

Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Tagungsband,

[L5] T. Schanz; P.A.Vermeer; P.G. Bonnier: Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. *in: Brinkgreve, R.B.J. (Publ.): Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 281-290*

[L6] T. Benz: Small Strain stiffness of soils and its numerical consequences, *Ph.d. thesis, University of Stuttgart, 2007*

[L7] Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands: Reference Manual, Material Models Manual, Scientific Manual

Autoren

Dipl.-Ing.(BA) Alexander Mühl — alexander.muehl@cdmsmith.com
Dipl.-Ing. Michael Brunner — michael.brunner@cdmsmith.com

CDM Smith Consult GmbH
Weißenfelser Straße 65H — www.cdmsmith.com
04229 Leipzig — Tel.: 0341 333 89 - 580

Prof. Dr.-Ing. Kurt - M. Borchert

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Darwinstraße 13 — http://www.gudconsult.de
10589 Berlin — Tel.: 030 78 90 89 - 0

CDM Smith®

cdmsmith.com



listen. think. deliver.®

Beratung | Planung | Bauüberwachung | Projektsteuerung

Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Die meisten Hefte können kostenfrei
auf unserer Homepage www.IGB-TUBS.de
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 – untersucht mit Finiten Elementen**, Dissertation, 1978
Nr. 3	Schnell, W.	**Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen** Dissertation, 1979
Nr. 4	Ruppert, F.-R.	**Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik** 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 mit ungebundenen Tragschichten**, Dissertation, 1981
Nr. 7	Bätcke, W.	**Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum** Dissertation, 1982
Nr. 8	Meseck, H. Schnell, W.	**Dichtungswände und -sohlen**, 1982
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, F.-R.	**Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen**, 1982
Nr. 10	Beckmann, U.	**Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen** Dissertation, 1982
Nr. 11	Papakyriakopoulos	**Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben**, Dissertation, 1983
Nr. 12	Sondermann, W.	**Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde** Dissertation, 1983
Nr. 13	Meseck, H.	**Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts** 1984

Nr. 14	Raabe, W.	**Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
Nr. 15	Früchtenicht, H.	**Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
Nr. 16	Knüpfer, J. Meseck, H.	**Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust** 1984
Nr. 17	N.N.	**Ablagerung umweltbelastender Stoffe** Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985
Nr. 18	Simons, H. Reuter, E.	**Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985
Nr. 19	Meseck, H.	**Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
Nr. 20	Meseck, H.	**Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminier ten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986
Nr. 21	Balthaus, H.	**Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation,1986
Nr. 22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A., Hermanns, R.	**Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986
Nr. 23	Meseck, H.	**Dichtwände und Dichtsohlen** Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
Nr. 24	Krause, Th.	**Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
Nr. 25	Meseck, H.	**Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987
Nr. 26	Reuter, E.	**Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren** Dissertation, 1988
Nr. 27	Wichert, H.-W.	**Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit histori scher Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
Nr. 28	Geil, M.	**Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Sus-pensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

Nr. 29	Kruse, T.	**Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
Nr. 30	Rodatz, W.	**Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	**Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen** - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
Nr. 32	Knüpfer, J.	**Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	**Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
Nr. 34	He, G.	**Standsicherheitsberechnungen von Böschungen** Dissertation, 1991
Nr. 35	Rodatz, W. Sehrbrock, U.	**Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)** Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
Nr. 36	Kahl, M.	**Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
Nr. 37	Rodatz, W. Hemker, O. Voigt, Th.	**Standsicherheiten im Deponiebau** Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
Nr. 38	Rodatz, W. Meier, K.	**Dynamische Pfahltests** Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
Nr. 39	Rösch, A.	**Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
Nr. 40	Sehrbrock, U.	**Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
Nr. 41	Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B.	**Pfahl-Symposium 1993** Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
Nr. 42	Gattermann, J. Hartung, M.	**IGB·TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

Nr. 43	Rodatz, W. Hemker, O. Horst, M., Kayser, J.	**Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
Nr. 44	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B.	**Messen in der Geotechnik 1994** Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
Nr. 45	Hartung, M.	**Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand** Dissertation, 1994
Nr. 46	Hemker, O.	**Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
Nr. 47	Voigt, Th.	**Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
Nr. 48	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	**Pfahl-Symposium 1995** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
Nr. 49	Kayser, J.	**Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
Nr. 50	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B.	**Messen in der Geotechnik 1996** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
Nr. 51	Rodatz, W. Knoll, A.	**Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen** - Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
Nr. 52	Maybaum, G.	**Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwand-bauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996
Nr. 53	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	**Pfahl-Symposium 1997** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
Nr. 54	Horst, M.	**Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitäts-sicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
Nr. 55	Rodatz, W. Gattermann, J. Stahlhut, O.	**Messen in der Geotechnik 1998** Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
Nr. 56	Rodatz, W. Bachmann, M. Rosenberg, M.	**Deponieseminar 1998** **- Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau** Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

Nr. 57	Wienholz, B.	**Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
Nr. 58	Bachmann, M.	**Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton –- Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
Nr. 59	Gattermann, J.	**Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
Nr. 60	Rodatz, W. Ernst, U. Huch, T., Kirsch, F.	**Pfahl-Symposium 1999** 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. Gattermann, J. Plaßmann, B.	**Messen in der Geotechnik 2000** Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
Nr. 63	Rodatz, W. Rosenberg, M. Schulz, Th.	**9. Braunschweiger Deponieseminar 2000** **Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
Nr. 64	Stahlhut, O.	**Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
Nr. 65	Rodatz, W. Huch, T. Kirsch, F., Schallert, M.	**Pfahl-Symposium 2001** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
Nr. 66	Ernst, U.	**Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
Nr. 67	Plaßmann, B.	**Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswerte-methoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
Nr. 68	Gattermann, J. Bergs. T. Witte, M.	**Messen in der Geotechnik 2002** Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
Nr. 69	Rosenberg, M. Bergs. T. Scholz, C.	**10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002 - Qualitätssicherung und Innovation** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
Nr. 70	Schulz, T.	**Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoff-eigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

Nr. 71	Stahlmann, J. Fritsch, M. Kirsch, F.; Schallert, M.	**Pfahl-Symposium 2003** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
Nr. 72	Vittinghoff, T.	**Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
Nr. 73	Witte, M.	**Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen** Dissertation, 2003
Nr. 74	Stahlmann, J. Rosenberg, M. Nendza, M.	**11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004** Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
Nr. 75	Kirsch, F.	**Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
Nr. 76	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.	**Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB·TUBS** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
Nr. 77	Stahlmann, J. Gattermann, J. Kuhn, C.	**Messen in der Geotechnik 2004** Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
Nr. 78	Bergs, T.	**Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion**, Dissertation, 2004
Nr. 79	Scholz, C.	**Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen** Dissertation, 2004
Nr. 80	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.	**Pfahl-Symposium 2005** Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
Nr. 81	Nendza, M.	**Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens** Dissertation, 2006
Nr. 82	Stahlmann, J. Gattermann, J. Kuhn, C.	**Messen in der Geotechnik 2006** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
Nr. 83	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**geotechnische Aspekte im Umweltschutz** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

Nr. 84	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.; Fischer, J.	**Pfahl-Symposium 2007** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
Nr. 85	Kluge, K.	**Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007
Nr. 86	Fritsch, M.	**Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen**, Dissertation, 2008
Nr. 87	Stahlmann, J. Gattermann, J. Bruns, B.	**Messen in der Geotechnik 2008** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
Nr. 88	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fischer, J.	**Pfahl-Symposium 2009** Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
Nr. 89	Schmitt, J.	**Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild** Dissertation, 2009
Nr. 90	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**Stahl im Wasserbau 2009** Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
Nr. 91	Kimme, N.	**Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas – Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions** Dissertation, 2009
Nr. 92	Stahlmann, J. Gattermann, J. Bruns, B.	**Messen in der Geotechnik 2010** Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
Nr. 93	Schallert, M.	**Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen**, Dissertation, 2010
Nr. 94	Stahlmann, J. Fischer, J. Zahlmann, J.	**Pfahl-Symposium 2011** Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
Nr. 95	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**Stahl im Wasserbau 2011** Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
Nr. 96	Stahlmann, J. Zahlmann, J. Sychla, H.	**Pfahl-Symposium 2013** Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
Nr. 97	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**Stahl im Wasserbau 2013** Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013

Nr. 98	Stahlmann, J. Gattermann, J. Bruns, B.; Kuhn, C.	**Messen in der Geotechnik 2014** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014
Nr. 99	Stahlmann, J. Gattermann, J. Stein, P.; Sychla, H.; Zahlmann, J.	**Pfahl-Symposium 2015** Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2015
Nr. 100	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	**Stahl im Wasserbau 2015** Fachseminar in Braunschweig am 30. September und 01. Oktober 2015
Nr. 101	Stahlmann, J. Gattermann, J. Stein, P.	**Messen in der Geotechnik 2016** Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 2016
Nr. 102	Stahlmann, J. Hinzmann, N. Stein, P.	**Pfahl-Symposium 2017** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2017