

Mitteilung des Instituts
für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 119



Pfahl-Symposium 2025

Fachseminar: 20./21. Februar 2025

Organisation:

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Eugen Daumlechner
Dr.-Ing. Max Wiebicke

Braunschweig 2025

Herausgegeben von Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Marius Milatz



www.IGG-TUBS.de

ISBN - Nr: 978-3-948141-11-0

Pfahl-Symposium 2025

Heft Nr. 119

Mitteilung des Instituts
für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 119



Pfahl-Symposium 2025

Fachseminar: 20./21. Februar 2025

Organisation:

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Eugen Daumlechner
Dr.-Ing. Max Wiebicke

Braunschweig 2025

Herausgegeben von Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Marius Milatz

Vorwort zum Pfahl-Symposium 2025

Der vorliegende Tagungsband zum achtzehnten Pfahl-Symposium ist das erfreuliche Ergebnis Ihrer Beiträge aus der Geotechnik-Community, das zum einen zeigt, dass das Themenfeld der Pfahlgründungen in Theorie und Praxis noch immer große Resonanz erfährt, und zum anderen, dass Braunschweig nach wie vor diese Community in feierlichem und herzlichem Rahmen zusammenführt.

Als im Frühjahr 2024 an die TU Braunschweig berufener Professor freue ich mich, Sie zu diesem seit jeher mit großem Einsatz meines Kollegiums am Institut für Geomechanik und Geotechnik (IGG) ausgerichteten Symposium begrüßen zu dürfen. 2024 war in jeglicher Hinsicht ein besonderes Jahr. So hat das IGG mit Vortrags- und Festprogramm und vielen Gästen sein 50-jähriges Bestehen gefeiert. Dabei sind mir persönlich der große Kreis der Kolleginnen und Kollegen sowie Freundinnen und Freunde des Instituts, die Traditionen und die Tragweite der über die Jahrzehnte am IGG durchgeführten Arbeiten sehr positiv aufgefallen. Das Institut versteht es auf wunderbare Weise, immer wieder Menschen in Braunschweig zusammen zu bringen. In diesem Sinne bin ich mir sicher, dass Sie die anregende und gemütliche Atmosphäre des Pfahl-Symposiums 2025 genießen werden. Die Traditionen aber auch die Forschungsarbeiten werden im Rahmen der zukünftigen Ausrichtung des Instituts in Forschung und Lehre fortgesetzt, was auch die Forschung an Pfahlgründungen einschließt.

Inhaltlich erwartet uns dieses Jahr wieder ein spannendes Tagungsprogramm mit einer guten Mischung von Themen aus der aktuellen Forschung und Baupraxis aus den Themenbereichen Pfahlinstallation, Tragverhalten in situ und im Modellversuch sowie numerische Simulation. Wir freuen uns sehr, im Rahmen des Symposiums den traditionellen Edgard-Frankignoul-Förderpreis, gestiftet von der PORR Spezialtiefbau GmbH, an herausragende Studierende bzw. Doktorandinnen und Doktoranden zu verleihen. Die Preisträgerin und die Preisträger werden ihre ausgezeichneten Arbeiten im Rahmen des Symposiums vorstellen.

Mein großer Dank gilt allen Referentinnen und Referenten für die schriftlichen und mündlichen Beiträge zur Tagung sowie den Sitzungsleitern, die zum guten Ablauf der Vortragsveranstaltung beitragen. Persönlich bedanke ich mich sehr herzlich bei unserem akademischen Direktor, Dr.-Ing. Jörg Gattermann, ohne den das Pfahl-Symposium nicht das wäre, was es heute ist, bei meinem Obergeringenieur, Dr.-Ing. Max Wiebicke, und Laborleiter, Dipl.-Wirtsch.-Ing. Eugen Daumlechner, sowie allen Kolleginnen und Kollegen und studentischen Hilfskräften für ihren Einsatz.

Wir freuen uns, die Tradition des Pfahl-Symposium 2025 mit Ihnen fortleben zu lassen, und wünschen Ihnen eine angenehme und aufschlussreiche Zeit in Braunschweig.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Marius Milatz

Braunschweig, im Februar 2025

Inhaltsverzeichnis

Der Megapfahl als nachhaltige Alternative zum Großbohrpfahl J. Wasner, N. Gibis, M. Ueberschär	1
--	---

Schriftfassungen der drei Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2025:

Experimentelle Untersuchungen an gerammten Verdrängungspfählen in Berliner Sand in einer neu entwickelten calibration chamber M. Zeberer	19
Zum zyklischen und dynamischen Pfahltragverhalten A. Hagemann	39
Modellversuche zur Untersuchung des Einflusses der Installationsreihenfolge bei Verdrängungspfahlgruppen in nichtbindigem Boden V. Jarde	53

Nachhaltige Gründungen mit Fertigbetonpfählen Th. Garbers, P. Wardinghus, B. Jess	63
---	----

Erkenntnisse zum Tragverhalten von Mikroverpresspfählen und Düsenstrahlpfählen zur Verankerung einer Kaimauer im Hamburger Hafen F. Feindt, M. Stapelfeldt, M. Falksohn, E. Koldrack	83
--	----

A comparison of long-term axial capacities of impact- and vibratory-driven open-ended piles in dense sand: Experience from the Cuxhaven test area M. Goodarzi, A. Busch, A. Verma, P. Ghasemi, S. Kreiter, T. Mörz, V. Herwig, A. Czarnecki	111
--	-----

Pfahlprobelastungen in schwierigem Baugrund – Brückenneubau im Zuge des Lückenschlusses der BAB A14 bei Stendal Teil 1: Projektvorstellung und Ausführungsplanung G. Festag, R. Zech, S. Georgi, C. Perl	123
--	-----

Pfahlprobelastungen in schwierigem Baugrund – Brückenneubau im Zuge des Lückenschlusses der BAB A14 bei Stendal Teil 2: Bidirektionale statische Probelastungen - Durchführung und messtechnische Begleitung zur Tragfähigkeitsermittlung und Qualitätssicherung M. Schallert, A. Künzel, B. Bruns, C. Kuhn, J. Sinnreich, G. Festag	137
--	-----

Untersuchungen des Lastabtrags langer Verpresskörper unter Zugbelastung mittels hochauflösender faseroptischer Sensorik P. Stein, A. Künzel	163
---	-----

Möglichkeiten und Grenzen von faseroptischer Messtechnik bei Pfahlüberwachungen	
M. Iten, F. Fischli, M. Bühler	181
Sanierung Kaimauer Neumühlen – Die tiefste Kaimauer Hamburgs	
J. Baues, J. Pontow	213
Untersuchungen zur Pfropfenbildung in bindigen Böden bei offenen Rohrpfählen	
P. Wiesenthal, S. Henke	245
Unmöglich? Pfahlherstellung im Bereich einer alten RoRo-Anlage	
M. Piffko, P. Schlossmann	265
Pfahlprobelastung Freiham - Konzeptionierung und Ausführung	
C. Boley, A. Schweiger, R. Cudmani, D. Rebstock, J. Hagen, M. Scholz, J. Gruss, M. Lehle	277
Auswirkungen fehlender Baugrundaufschlüsse auf die Auswertung von Pfahlwiderständen aus Probelastungen am Beispiel von Testfeldern	
Th. Schultze, L. Hublitz	307
Aktuelle Entwicklungen in der Normung für die Bemessung und Ausführung von Pfählen auf Basis der EN 1997-3:2025, der 3. Auflage der EA-Pfähle und der neuen Generation der Pfahlausführungsnormen	
C. Moormann	321
Großmaßstäbliche Versuche an Ankerpfählen für schwimmende Windenergieanlagen unter lateraler, zyklischer, multidirektionaler Belastung	
A. Kochnev, R. Chalhoub, J. Liaudat, O. Jenck, C. Dano, C. Abadie, F. Szymkiewicz, M. Khayri Al Katabi, H. Zachert	361
A case study of analysis of the permanent rotation of an offshore monopile in dense North Sea sand using high cyclic accumulation model	
L. Canales Brenlla, M. Tafili, T. Wichtmann, M. Goodarzi, P. Ghasemi, G. Zorzi	385
Prognosewettbewerb zu Pfählen unter lateraler monotoner und zyklischer Belastung in Sand	
H. Zachert, J. Liaudat, J. Machaček	403
Calibration Chamber Tests zur Gruppenwirkung axial beanspruchter Verdrängungspfähle in nichtbindigem Boden	
F. Mitlmeier, C. Moormann	417
Mikropfahl-Probelastungen – prinzipiell einfach, aber nicht ohne Fehlerquellen: eine Zusammenfassung an Überraschungen und Erfahrungen	
J. Zimbelmann	433

Experimentelle Untersuchungen zum zyklisch axialen Tragverhalten von Pfahlgruppen	
A. Hagemann, J. Grabe	453
Simulation großer Verschiebungen bei Pfählen in anisotropen und überkonsolidierten feinkörnigen Böden	
D. A. Dao, J. Grabe, M. Tafili, T. Wichtmann	463
Digitalisierung der Qualitätssicherung bei der Installation von Duktillrammpfählen	
T. Kriechbaumer, F. Lopez, J. Heiland	483
Numerische Modellierung des zeitabhängigen Tragverhaltens von Bohrpfählen in strukturempfindlichen fein-körnigen Böden unter Betrachtung herstellungsbedingter Baugrundstörungen	
J. Schorr, D. Rebstock, R. Cudmani	509
Liste der Schriftenreihe des IGB- und IGG-TUBS	537

Der Megapfahl als nachhaltige Alternative zum Großbohrpfahl

– Unsere Greenpile-Lösung: der Frankipfahl NG® Ø71 cm –

Jens Wasner, Nadja Gibis, Maximilian Ueberschär
 PORR Spezialtiefbau Planung GmbH, Seevetal, Deutschland

1 Einleitung

Die Bauindustrie steht vor einer der größten Herausforderungen unserer Zeit: der nachhaltigen Gestaltung von Bauprojekten. Und auch im Spezialtiefbau gewinnt dieses Thema zunehmend an Bedeutung. Angesichts der globalen Bemühungen zur Reduzierung von CO₂-Emissionen und zur Schonung natürlicher Ressourcen ist es unerlässlich, innovative und umweltfreundliche Techniken zu entwickeln und anzuwenden.

So verursachten laut der Studie „Umweltfußabdruck von Gebäuden in Deutschland“ [BBSR, 2020] die Errichtung und Nutzung von Hochbauten in 2014 mit 398 Mio. t CO₂-Äquivalent insgesamt etwa 40 % aller Treibhausgase in Deutschland. Hiervon entfielen zwar ca. ¾ der CO₂-Emissionen auf die Nutzung und den Betrieb der Hochbauten, wie in Abbildung 1 dargestellt. Immerhin ¼ der CO₂-Emissionen sind deren Errichtung zuzuschreiben, wobei der Großteil hiervon durch die Grund- und Baustoffindustrie sowie durch vorgelagerte Zulieferer verursacht wurde. In Relation zu dem Hochbau wird im Spezialtiefbau die Errichtung von Bauwerken einen größeren Anteil an den CO₂-Emissionen haben, weil z.B. bei Baugruben, Hangsicherungen und Gründungen für Ingenieurbauwerken, deutlich weniger Treibhausgase während Nutzung und Betrieb anfallen.



Abbildung 1: Treibhausgas-Fußabdruck des Handlungsfelds „Errichtung und Nutzung von Hochbauten“ im Jahr 2014 [BBSR, 2020]

Auch 10 Jahre nach der zuvor zitierten Studie sind die direkten Treibhausgasemissionen der Bauwirtschaft vergleichsweise gering. So benötigen die Unternehmen des Baugewerbes mit gerade einmal 1,8 % des gesamten inländischen Energieverbrauchs verhältnismäßig wenig Energie für die Errichtung von Gebäuden und Infrastruktur und haben mit einem Anteil von nur 1,0 % an den gesamten CO₂-Emissionen einen eher kleinen Umweltfußabdruck [HDB, 2024]. Indirekt hatte die Baustoffindustrie – mit der Eisen- und Stahlproduktion auf Platz 1 (mit 32,5 Mio. t CO₂-Äquivalent) und der Herstellung von Zementklinker auf Platz 3 (mit 16,1 Mio. t CO₂-Äquivalent) – in 2023 einen erheblichen Anteil an den industriellen Treibhausgasemissionen in Deutschland (siehe Abbildung 2).

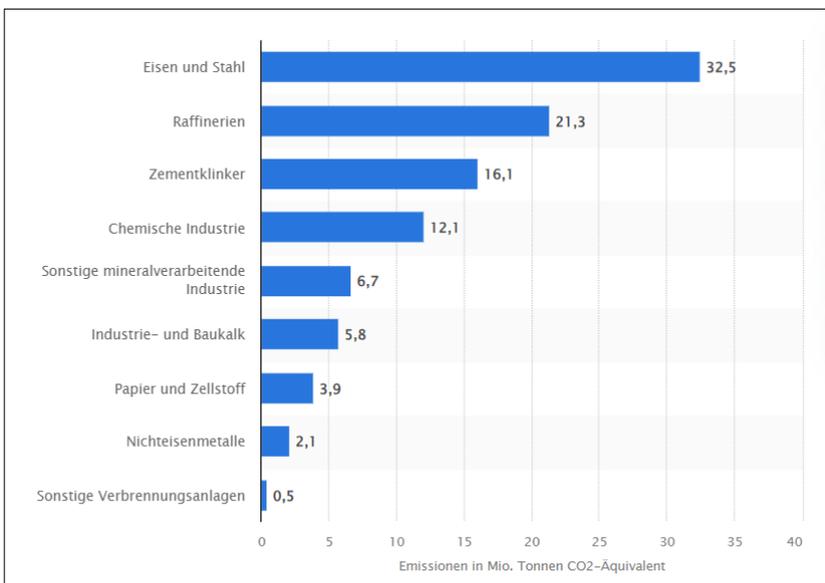


Abbildung 2: Treibhausgasemissionen des Industriesektors in Deutschland nach Branchen im Jahr 2023 [de.statista.com, 2024]

Es liegt also in der Hand der Bauindustrie und ihrer Auftraggeber, durch den Einsatz ressourcenschonender Baustoffe und die Anwendung effizienter Bauverfahren zu einer nachhaltigen Entwicklung der Bauwirtschaft beizutragen. In den nachfolgenden Abschnitten wird aufgezeigt, dass dieses Potenzial zur nachhaltigen Entwicklung der Bauindustrie erkannt wurde und wie mit ressourcenschonenden Lösungen der Verbrauch von CO₂-intensiven Baustoffen im Spezialtiefbau reduziert werden kann.

2 CO₂-armer Spezialtiefbau für CO₂-reduzierten Flachstahl

2.1 Erster Elektrolichtbogenofen in Salzgitter

Die Salzgitter AG ist einer der führenden deutschen Stahl- und Technologiekonzerne, der beispielsweise mit Programmen wie SALCOS® - **SA**lzgitter **L**ow **CO**₂**S**teelmaking nachhaltige Innovationen für eine CO₂-arme Stahlherstellung verwirklicht. Am Standort Salzgitter wird auf dem Gelände der Salzgitter Flachstahl GmbH (SZFG) hierfür der erste Elektrolichtbogenofen (EAF) errichtet. Durch den flexiblen Einsatz verschiedener Energieträger im Elektrolichtbogenofen können die direkten und indirekten CO₂-Emissionen beim Einschmelzen von Stahlschrott verringert werden.

Als Teilprojekt wird der Neubau der EAF Materialwirtschaft verwirklicht (siehe Abbildung 3), der die Gebäudeteile *Umschlaghalle* (1), *Silogeäude* (2), *Schaltheus* (3), *Kamin und Gebläse* (4) sowie vier *Turmstützen* (5) für das neue *Materialförderband* (6) umfasst. Die Abbildungen 4 und 5 vermitteln eindrucksvoll die beengten Platzverhältnisse für die Bauarbeiten inmitten der dauerhaft in Betrieb befindlichen Industrieanlage.

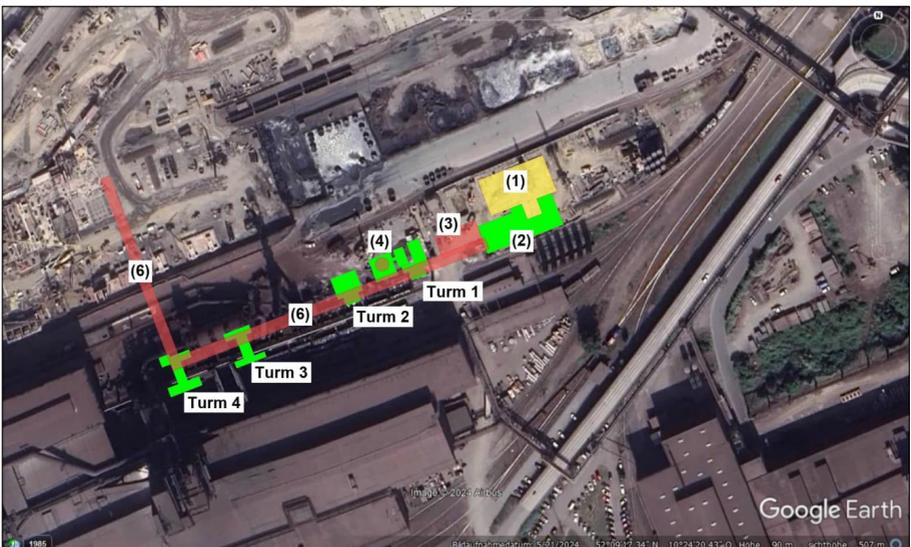


Abbildung 3: Neubau „EAF Materialwirtschaft“ bei SZFG [Google Earth, 2024]

2.2 Ausgeführte Spezialtiefbauarbeiten

Die PORR Spezialtiefbau GmbH ist mit der Ausführung der folgenden Spezialtiefbauleistungen beauftragt worden:

- (1) *Umschlaghalle*: Errichten einer ca. 13 m tiefen Baugrube in Schlitzwandbauweise für die Umschlaghalle, deren 1,5 m dicke Wände und Barette für die dauerhafte Nutzung als Tiefbunker ausgelegt sind. Ersatz der bauseitig geplanten Unterwasserbeton-Sohle durch eine Weichgel-Sohle.
- (2) *Silogebäude*: Gründung der 1,5 m dicken Siloplatte auf 41 Megapfählen (Frankipfahl NG® Ø71 cm), von denen 20 Pfähle mit Neigung 10:1 hergestellt wurden.
- (3) *Schalhaus*: Errichten einer temporären Baugrube für das Schalhaus.
- (4) *Kamin und Gebläse*: Gründung auf 8 Megapfählen.
- (5) *Turmfundamente*: Gründung der vier Turmfundamente des neuen Materialförderbandes auf insgesamt 61 Megapfählen (Ausführung Turm 3 + Turm 4 im Frühjahr 2025). Die Bauarbeiten erfolgten zwischen den bestehenden Anlagenteilen sowie unmittelbar neben einer flach gegründeten Kranbahn, die während der gesamten Baumaßnahmen in Betrieb waren.



Abbildung 4: Blick auf das Baufeld für Tiefbunker und Silogebäude



Abbildung 5: Blick etwa von Turm 2 in Richtung der Turmfundamente 3 + 4

Im Zuge der Ausführungsplanung durch die PORR Spezialtiefbau Planung GmbH konnten in enger Abstimmung mit dem Auftraggeber und den bauseitigen Fachplanern vielfältige Optimierungen in Bezug auf die in Abschnitt 1 erläuterten Nachhaltigkeitsaspekte und den Bauablauf umgesetzt werden. Hierzu zählen unter anderem der Ersatz der Unterwasserbetonsohle für die Umschlaghalle durch eine Weichgelsohle sowie die Umstellung der bauseits geplanten Gründung mit Großbohrpfählen $\varnothing 120$ cm auf die nachfolgend näher beschriebenen Megapfähle – also den bewährten Frankipfahl NG[®] mit einem Schaftdurchmesser von 71 cm.

3 Alternative Gründung auf Megapfählen

3.1 Baugrundverhältnisse

Für die Baugrundbeurteilung im Bereich der EAF Materialwirtschaft wurden vom Baugrundbüro bsp ingenieure GmbH zahlreiche Bohr- und Rammkernsondierungen sowie Spitzendrucksondierungen ausgewertet. Im Baugrundgutachten [bsp ingenieure, 2023] wird der Baugrundaufbau wie folgt beschrieben und in Abbildung 6 dargestellt:

Unterhalb der fast im gesamten Baufeld vorhandenen oberflächlichen Schicht 1 aus Schlackeschotter stehen zunächst sandig-kiesige (Schicht 2a) bzw. schluffige (Schicht 2b) Auffüllungen an. Diese werden im östlichen Baufeld von Geschiebemergel (Schicht 3) mit hauptsächlich weicher Konsistenz unterlagert, der als gering tragfähig bewertet wurde.

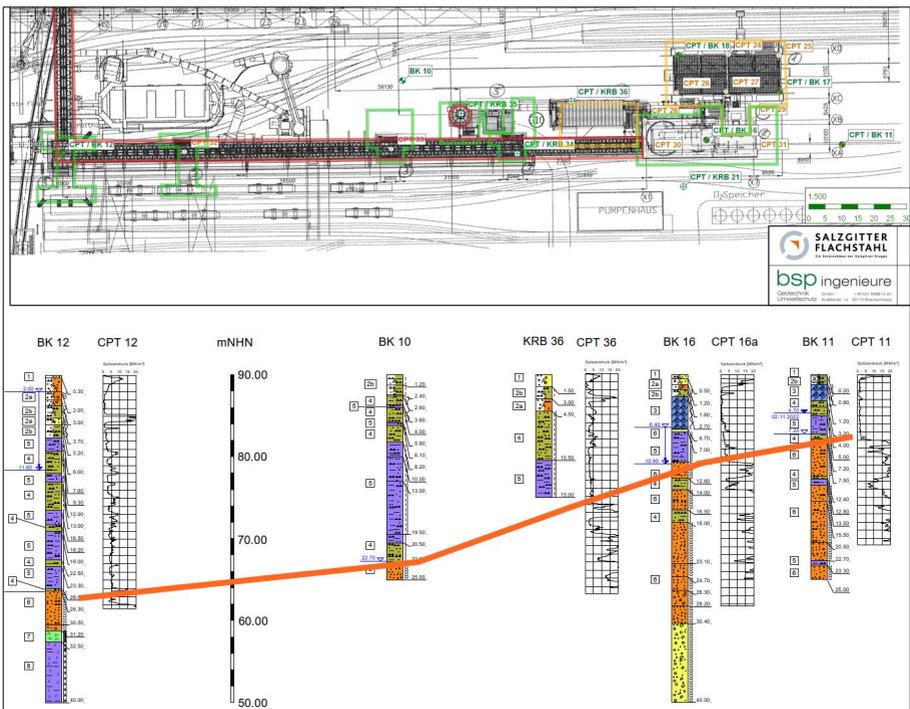


Abbildung 6: Baugrundschnitt durch die EAF Materialwirtschaft [bsp ingenieure, 2023]

Darunter wurden in allen Baugrundaufschlüssen toniger Schluff (Schicht 4) bzw. schluffiger Ton (Schicht 5) mit jeweils steifer bis halbfester Konsistenz in wechselnder Lagerung erkundet. Diese Schichten nehmen in ihrer Mächtigkeit nach Westen hin stetig zu und werden im Baugrundgutachten in Abhängigkeit vom Spitzendruck der Drucksondierungen als mäßig tragfähig für eine Gründung auf Bohrpfählen beschrieben.

Die sehr gut tragfähigen Baugrundsichten beginnen unterhalb der Schluffe und Tone zunächst mit überwiegend dicht gelagerten Sanden und Kiesen (Schicht 6), die im westlichen Baufeld unterhalb der Turmfundamente für Turm 3 + Turm 4 durch vollständig verwitterten Felsersatz (Schicht 7) und stark bis mäßig verwitterten Tonstein (Schicht 8) unterlagert werden.

Innerhalb des gerade einmal knapp 220 m langen Baufeldes für die EAF Materialwirtschaft fällt der sehr gut tragfähige Horizont nach Westen hin rasch ab (orange Linie in den Abbildungen 6 und 7). Während im östlichen Baufeld, also im Bereich des Silogebäudes (BK11/CPT11), die dicht gelagerten Sande in sehr großer Mächtigkeit bereits ca. 8 m unter GOK anstehen, sind diese im Gründungsbereich von Turm 1, Turm 2 sowie Kamin und Gebläse erst in Tiefen von 16 m (CPT36) bis 23 m (BK10) unter GOK anzutreffen. Mit der Sondierung BK12 konnte die Schicht 6 erst in ca. 26 m unter GOK und auch nur in vergleichsweise geringer Mächtigkeit von ca. 5 m erkundet werden. Hier wird sie jedoch direkt vom ebenfalls sehr gut tragfähigen Tonstein und dessen Felsersatz unterlagert.

Der bauzeitliche Grundwasserstand war mit ca. 2,0 m unter GOK anzusetzen.

3.2 Gründungshorizonte der Bohrpfahlgründung

Mit der Bemessung der Gründung musste folglich auf die jeweils lokal anstehende Baugrundsichtung reagiert werden. So wurden in der bauseitigen Planung unterschiedliche Absetztiefen der Großbohrpfähle Ø120 cm für die einzelnen Bauteile der EAF Materialwirtschaft festgelegt, wobei sich die größten Pfahllängen von ca. 39 m für die Gründung von Turm 4 ergaben (vgl. Abbildung 7). Dies hätte sich besonders ungünstig auf den Baubetrieb ausgewirkt, weil sich der Turm 4 am tiefsten innerhalb der bestehenden technischen Anlage der SZFG befindet, die während der gesamten Bauzeit dauerhaft in Betrieb war (siehe hierzu auch Abbildung 5).

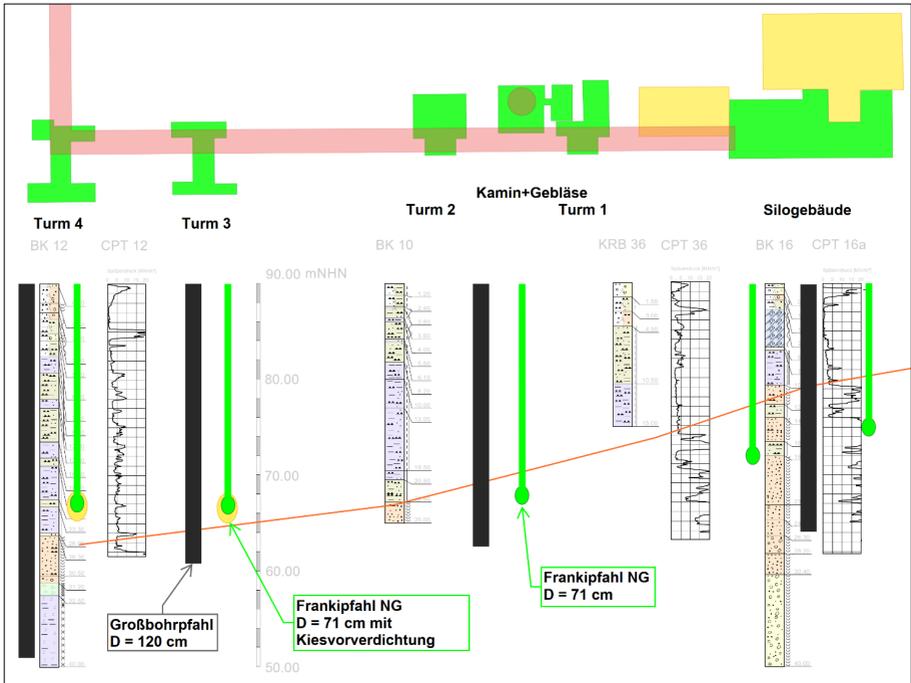


Abbildung 7: Pfahlängen von Großbohrpfahl und Megapfahl im Vergleich

Die bauseits ermittelten Pfahlängen wurden auf die statischen Pfahlkräfte der einzelnen Bauteile ausgelegt. Mit Einbindelängen zwischen 3,5 m und 13 m in die sehr gut tragfähigen Schichten 4 bis 6 wurden Bemessungswerte der Tragfähigkeiten von $R_d = 3.400$ kN bis 9.550 kN berechnet (vgl. Tabelle 1). Zur Aufnahme größerer Horizontallasten sollte am Silogebäude die südlichste Reihe der Großbohrpfähle mit einer Neigung von 10:1 hergestellt werden.

3.3 Herstellkriterien für den Megapfahl

Die Mindesteinbindung in den tragfähigen Baugrund beträgt beim Frankipfahl NG® im Regelfall 2,0 m. Dies ergibt sich aus den Rammkriterien, wonach das Fußvolumen über die Fußkurven anhand der Summe der Rammschläge auf den letzten beiden Rammmetern ermittelt wird. Größere Einbindetiefen können für horizontal oder auf Zug belastete Pfähle

erforderlich sein. Technisch sind auch Schrägpfähle bis 4:1 Neigung (14° zur Lotrechten) möglich, wobei die geleistete Rammarbeit entsprechend der Pfahlneigung reduziert werden muss.

Die Fußkurven werden dabei auf die individuell abgestimmte Tragfähigkeit des Einzelpfahles (oder Pfahltyps) sowie den in der Tiefenlage des Pfahlfußes anstehen Baugrund ausgelegt. In den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ [DGGT, 2012] sind die Fußkurven für rollige Böden, bindige Böden und Geschiebemergel als Kurvenschar für Pfahlwiderstände bis $R_{b,k} = 8.000 \text{ kN}$ veröffentlicht. Mit dem Megapfahl konnten in statischen Probelastungen sogar Pfahlwiderstände bis $R_{c,m} = 15.000 \text{ kN}$ in rolligen Böden nachgewiesen werden.

Der Frankipfahl NG[®] wird mittels Innenrohrrammung bis in die tragfähigen Baugrundsichten abgeteuft, wobei der Boden vollständig verdrängt wird und somit kein Bohrgut anfällt. Im Gegensatz zu kopfgeramnten Pfahlsystemen sind Lärmentwicklung und Erschütterungen erheblich reduziert, so dass die Pfahlherstellung auch im unmittelbaren Umfeld schwingungsempfindlicher Anlagen und Bauwerke erfolgen kann. Die Aufzeichnung der Rammschläge bei der Pfahlherstellung liefert für jeden Pfahlstandort eine Aussage zur eingetragenen Rammenergie und ermöglicht so Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit der durchteuften Baugrundsichten. Werden im geplanten Absetzhorizont die erforderlichen Schlagzahlen nicht erreicht, so kann über eine Kiesvorverdichtung der Baugrund lokal im Bereich des Pfahlfußes verbessert werden. Hierfür wird zunächst das Vortreibrohr mindestens 1,0 m unter die spätere Pfahlunterkante gerammt und dann unter Ausstampfen von Kies ca. 2,0 m gezogen. Anschließend wird das Rohr wieder in den zuvor ausgestampften Kies zurückgerammt und der Pfahlfuß dort hergestellt.

3.4 Tragfähigkeiten und Absetztiefen der Megapfähle

Für die Gründung der Bauteile der EAF Materialwirtschaft wurde das Baufeld in zwei Bemessungsabschnitte eingeteilt:

Für das Silogebäude wurden Rammtiefen zwischen 15 m und 18 m ab GOK festgelegt, um Einbindetiefen von mindestens 7 m in die dicht gelagerten Sande zu gewährleisten. Dies war erforderlich, weil rechnerisch auf den oberen Pfahlmetern keine seitliche Bettung angesetzt werden durfte und dennoch Horizontalkräfte von $H_d = 155 \text{ kN}$ sowie Pfahlzugkräfte von $N_{t,d} = 580 \text{ kN}$ sicher in den Baugrund abgetragen werden sollten. Zur

Lagersicherung der Silopatte wurden darüber hinaus zehn Pfahlböcke aus im Verhältnis von 10:1 zueinander geneigten Schrägpfählen hergestellt. Die axialen Pfahlwiderstände wurden über gestaffelte Fußkurven in drei Laststufen zwischen $R_d = 3.600 \text{ kN}$ und $R_d = 5.200 \text{ kN}$ auf die tatsächlichen Pfahllasten abgestimmt (vgl. Tabelle 1). Die bauseits geplanten Großbohrpfähle konnten in Anzahl und Lage direkt durch die Megapfähle ersetzt werden.

Aufgrund der nach Westen abfallenden Oberkante der sehr gut tragfähigen Baugrundsichten wurden für die Turmfundamente sowie das Bauteil Kamin und Gebläse die maximalen Pfahllasten auf $N_d = 3.600 \text{ kN}$ begrenzt. So konnte sichergestellt werden, dass die Pfähle auch bei geringeren Einbindetiefen ausreichende Tragfähigkeiten aufweisen. Infolge der geometrischen Einschränkungen für die Pfahlherstellung der Turmfundamente 3 + 4 wurde die Pfahllänge hier auf eine Rammtiefe von 23 m begrenzt. Die Pfähle werden hier im steifen bis halbfesten Schluff/Ton (Schicht 4/5) oberhalb des sehr gut tragfähigen Horizontes abgesetzt. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit wird daher planmäßig mit jedem Pfahl eine lokale Baugrundverbesserungen mittels einer Kiesvorverdichtung durchgeführt, wie in Abbildung 7 dargestellt. Im Vergleich zur Bohrpfahlgründung mussten die geringeren Pfahlwiderstände teils durch eine größere Pfahlanzahl kompensiert werden.

Tabelle 1: Vergleich der Pfahlsysteme nach Absetztiefe und Tragfähigkeit R_d

	Großbohrpfahl $\varnothing 120 \text{ cm}$	Megapfahl Frankipfahl NG $\varnothing 71 \text{ cm}$
Silogeäude		
Absetztiefe	+64,4 mNHN	+72,0 bis +75,0 mNHN
Tragfähigkeit R_d	5.080 kN	3.600 bis 5.200 kN
Turm 1+2		
Absetztiefe	+62,5 mNHN	+67,5 mNHN
Tragfähigkeit R_d	5.150 kN	3.600 kN
Kamin+Gebläse		
Absetztiefe	+63,4 mNHN	+67,5 mNHN
Tragfähigkeit R_d	3.400 kN	3.600 kN
Turm 3		
Absetztiefe	+61,0 mNHN	+67,0 mNHN
Tragfähigkeit R_d	4.975 kN	3.600 kN
Turm 4		
Absetztiefe	+51,0 mNHN	+67,0 mNHN
Tragfähigkeit R_d	9.550 kN	3.600 kN

Nach der Pfahlherstellung wurden dynamische Probelastungen an vier Bauwerkspfählen durchgeführt, so dass die vorab ermittelten Pfahltragfähigkeiten bestätigt werden konnten.

Darüber hinaus konnte mit Setzungs- und Schwingungsmessungen an den flach gegründeten Kranbahnfundamenten gezeigt werden, dass die Erschütterungen infolge der Pfahlherstellung geringer ausfallen als die regelmäßig betrieblich verursachten Erschütterungen an der Kranbahn.

3.5 Massenbilanzierung der Gründungsvarianten

In den vorangegangenen Abschnitten wurde aufgezeigt, dass der Megapfahl (Frankipfahl NG® Ø71 cm) hinsichtlich seiner Tragfähigkeit mit einem Großbohrpfahl Ø120 cm konkurrieren kann. Darüber hinaus kann der Megapfahl seine Vorteile in Bezug auf den Ressourcenverbrauch ausspielen:

Als Pfahlssystem mit vollständiger Bodenverdrängung können an jedem Pfahlstandort anhand der Schlagzahlen und folglich der geleisteten Rammarbeit Rückschlüsse auf die Festigkeit des Baugrundes gezogen werden. Die erforderliche Pfahlabsetztiefe richtet sich daher nicht allein nach dem Baugrundmodell, das auf einzelnen Baugrundaufschlüssen beruht, sondern kann in-situ für jeden Pfahlstandort individuell angepasst werden.

Durch die Verdrängungswirkung wird der Baugrund im unmittelbaren Pfahlumfeld verdichtet, was zur Erhöhung der Tragfähigkeit beiträgt.

Über die Fußkurven können die Pfahltragfähigkeiten stufenweise auf die einwirkenden Pfahlkräfte abgestimmt werden, infolgedessen ein gleichmäßiges Setzungsverhalten erreicht wird.

Für den Fall, dass örtlich die erforderlichen Schlagzahlen im Einbindebereich des Pfahlfußes nicht erreicht werden, kann mittels der Kiesvorverdichtung eine zusätzliche Baugrundverbesserung im Bereich des Pfahlfußes ausgeführt werden.

Somit kann jeder Frankipfahl NG® auf seine individuellen Einwirkungen sowie die lokalen Baugrundverhältnisse abgestimmt werden, wodurch die Pfahlänge auf das statisch erforderliche Mindestmaß reduziert wird. Hierdurch konnte für die EAF Materialwirtschaft trotz notwendiger Erhöhung der Pfahlanzahl von 84 Großbohrpfählen auf 110 Megapfähle die Gesamtlänge der Pfähle um 24 % reduziert werden (vgl. Tabelle 2).

Aufgrund des deutlich kleineren Pfahlschaftdurchmessers von $\varnothing 71$ cm statt $\varnothing 120$ cm konnte trotz des vergrößerten Pfahlfußes das Gesamtpfahlvolumen für den Bauabschnitt der EAF Materialwirtschaft von 2.968 m³ auf 871 m³ verringert werden, wie die Massenbilanz beider Pfahlsysteme in Tabelle 2 belegt. Dies hat nicht nur direkte Auswirkungen auf den Betonverbrauch, der ebenfalls um 71 % reduziert wurde; indirekt konnte auch die erforderliche Bewehrungsmenge um 35 % reduziert werden, da diese bei den Großbohrpfählen maßgeblich über Pfahllänge und Mindestbewehrung bemessen wurde. Weiterhin fällt beim Frankipfahl NG® kein Bohrgut an, welches klassifiziert und anschließend entsorgt werden müsste.

Insgesamt konnten durch den geringeren Ressourcenverbrauch des Megapfahles auch die notwendigen Transporte erheblich reduziert werden. Bei der in Tabelle 2 zusammengestellten Bilanzierung wurden die tatsächlichen Transportwege für den Frischbeton (12 km Entfernung; 100 % Leerfahrt zurück) und die Bewehrungskörbe (200 km Entfernung; 50 % Leerfahrt) berücksichtigt. Für die theoretischen Transporte des nicht angefallenen Bohrgutes wurde die in CO₂-Kalkulationen übliche, für deutsche Baustellen gemittelte Entfernung von 12 km zur Lagerstätte angesetzt. Hieraus ergeben sich in Summe 22.812 LKW-km bei der Gründung auf Großbohrpfählen gegenüber 5.616 LKW-km bei der ausgeführten Gründung auf Megapfählen. Dies entspricht einer Einsparung von 75 % der Transportwege.

Tabelle 2: Massenbilanz beider Pfahlsysteme

	Großbohrpfahl $\varnothing 120$ cm	Megapfahl Frankipfahl NG $\varnothing 71$ cm	Ressourcen- vergleich
Geometrie			
Pfahlanzahl	84 Stück	110 Stück	+31%
Pfahlmeter	2.624 m	2.002 m	-24%
Pfahlvolumen	2.968 m ³	793 m ³	-71%
Fußvolumen	- m ³	78 m ³	
Baustoffe			
Beton	2.968 m ³	871 m ³	-71%
Bewehrung	221 t	144 t	-35%
Erdaushub / Entsorgung	5.873 t	- t	-100%
Betriebsstoffe + Fracht			
Diesel für Pfahlherstellung	67.697 l	31.790 l	-53%
Transporte	22.812 km	5.616 km	-75%

Im Vergleich zur Fracht hat jedoch der Verbrauch an Betriebsstoffen einen größeren Einfluss auf die herstellungsbedingten CO₂-Emissionen. Hier zeigt sich, dass die schnellere Pfahlherstellung des Megapfahles nicht nur die Bauzeit verkürzt, sondern auch einen positiven Effekt auf die CO₂-Bilanz verzeichnet.

3.6 CO₂-Bilanzierung der Pfahlsysteme

Aus der in Tabelle 2 zusammengestellten Massenbilanz wurden mithilfe des EFFC/DFI Carbon Calculators in der Version v5.0 [EFFC/DFI, 2023] die CO₂-Emissionen sowohl für die geplante Bohrpfahlgründung als auch für die ausgeführte Gründung auf Megapfählen ermittelt. Hierbei wurden die Stadien „Produktion“ (A1-A3) und „Errichtung des Bauwerks“ (A4) in Anlehnung an die Anforderungen an eine Typ III-Umweltdeklaration (EPD = Environmental Product Declaration) betrachtet. Der Treibhausgas-Fußabdruck (GWP in t CO₂-Äquivalent) ist zur besseren Vergleichbarkeit der beiden Pfahlsysteme als Balkendiagramm in Abbildung 8 dargestellt.

Bei beiden Pfahlsystemen hat die Herstellung der verwendeten Baustoffe (Beton und Betonstahl) mit jeweils ca. 2/3 den größten Fußabdruck. Im Carbon Calculator wurde einheitlich der tatsächlich verbaute Pfahlbeton C35/45 nach Eigenschaften aus dem ca. 12 km entfernten Lieferwerk in Wolfenbüttel zugrunde gelegt. Es wurde ein klinkerreduzierter Zement CEM III/B 42,5 mit einem Zementanteil von 410 kg/m³ verwendet. Die Einsparung von ca. 307 t CO₂-Äquivalent (-60 %) bei der Gründung auf Megapfählen gegenüber der Bohrpfahlgründung mit ca. 514 t CO₂-Äquivalent resultiert im Wesentlichen aus der erheblichen Mengenreduktion beim Betonverbrauch. Diese Mengenreduktion wirkt sich gleichermaßen auf verringerte Transporte und folglich die frachtbezogenen CO₂-Emissionen aus, wobei letztere nur einen geringen Anteil von weniger als 3 % am gesamten GWP haben.

Mit knapp 1/3 des Treibhausgas-Fußabdrucks nimmt der Verbrauch an Betriebsstoffen (Diesel für Ramme/Bohrgerät und Radlader, Baustrom etc.) einen wesentlichen Anteil an den herstellungsbedingten Treibhausgas-Emissionen auf der Baustelle ein: dieser konnte mit der Umplanung von der Bohrpfahlgründung (ca. 225 t CO₂-Äquivalent) auf den Megapfahl (ca. 106 t CO₂-Äquivalent) um 53 % reduziert werden. Hierfür kann die etwa doppelt so schnelle Pfahlherstellung der Ramppfähle als maßgebender Einflussfaktor ausgemacht werden, die sich zusätzlich positiv auf die Bauzeit auswirkt. Weiteres

Einsparpotenzial bei den CO₂-Emissionen bietet eine Umstellung der Baugeräte von fossilen Brennstoffen auf den elektrischen Betrieb.

Für die EAF Materialwirtschaft ergibt sich aus der CO₂-Bilanzierung der beiden Gründungssysteme eine Einsparung von insgesamt 443 t CO₂-Äquivalent. Dies entspricht einer Reduzierung der Treibhausgas-Emissionen um 58 % allein durch die Umplanung von Großbohrpfählen Ø120 cm auf den Frankipfahl NG® Ø71 cm. Aufgrund der guten Erfahrungen bei der Herstellung der Megapfähle und den erzielten Tragfähigkeiten bei den dynamischen Probelastungen lässt sich feststellen, dass bei frühzeitiger Optimierung der Bauwerksgründung vermutlich auch ein Frankipfahl NG® mit Ø61cm hätte eingesetzt werden können, wodurch weitere Einsparungen von ca. 50 t CO₂-Äquivalent bei den Baustoffen möglich gewesen wären.

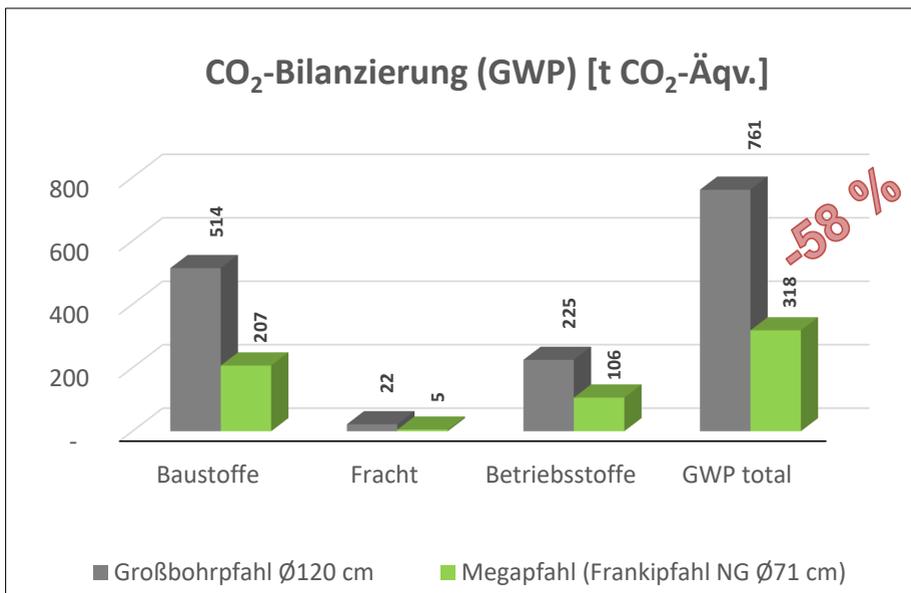


Abbildung 8: Global Warming Potential (GWP) beider Pfahlsysteme im Vergleich

4 Nachhaltigkeit im Spezialtiefbau

4.1 Greenpile von PORR Spezialtiefbau

Die hier durchgeführten Bilanzierungen der Gründungen für die EAF Materialwirtschaft zeigt auf, dass der Megapfahl ein effizientes Pfahlsystem ist, welches die natürlichen Ressourcen schont und CO₂-Emissionen auf ein Minimum reduziert. Diese Aussage trifft auf alle schlanken Vollverdränger der PORR Spezialtiefbau GmbH zu, die gemeinsam unter der Bezeichnung Greenpile geführt werden. Hierzu zählen neben dem Frankipfahl NG® auch andere gerammte Ortbeton- (Simplexpfahl) und Stahlpfähle (Duktilpfahl, Stahlrohrpfahl) sowie die geschraubten Systeme Atlaspfahl und Fundexpfahl. Die Vorteile der Greenpile-Lösungen sind vielfältig: durch die Bodenverdrängung wird der Baugrund verbessert, so dass höhere Mantelreibungs- und Spitzenwiderstände erzielt werden können als bei Pfahlsystemen mit Bodenentzug. Es wird kein Bohrgut gefördert, so dass Kosten für die Entsorgung und Transporte gespart werden. Aufgrund der kleineren Durchmesser im Vergleich zu klassischen Bohrpfählen wird bei gleicher Tragfähigkeit Beton in großen Mengen eingespart. Dies reduziert Transporte und minimiert die CO₂-Emissionen. Mit dem ressourcenschonenden Greenpile kann für jede Gründungsaufgabe eine wirtschaftliche und nachhaltige Lösung gefunden werden.

4.2 Gezielter Einsatz von Ressourcen spart CO₂

Im Spezialtiefbau bieten sich darüber hinaus noch weitere Möglichkeiten, um die Nachhaltigkeit in der Bauwirtschaft zu verbessern. Durch kluge Ingenieurösungen und eine vorangehende Optimierung der Planungen konnten auch bei den anderen Spezialtiefbauarbeiten bei der EAF Materialwirtschaft große Mengen an CO₂-Emissionen eingespart werden.

Durch die Umplanung des Gründungssystems wurden, wie zuvor beschrieben, insgesamt 443 t CO₂-Äquivalent eingespart. Für die Baugrube des Tiefbunkers war zunächst eine 3,2 m dicke Unterwasserbetonsole als abdichtende Sperrschicht gegen das anstehende Grundwasser vorgesehen. Diese konnten wir auf eine tiefliegende Dichtsole umplanen, wodurch sich im ersten Schritt bei der Ausführung im Düsenstrahlverfahren (DSV) eine Einsparung von ca. 310 t CO₂-Äquivalent ergab. Eine weitere Optimierung führte zum Ersatz der zementgebundenen DSV-Sohle durch eine Weichgelsohle, so dass hier weitere 150 t CO₂-Äquivalent eingespart werden konnten.

Die nominell größte CO₂-Einsparung ergab sich durch den Einsatz des klinkerarmen Zements CEM III/B 42,5 im Pfahl- und Schlitzwandbeton. Hier konnten mit der optimierten und ausgeführten Planung die CO₂-Emissionen um ca. 1.110 t CO₂-Äquivalent verringert werden. Auf Basis der ausgeschriebenen Bauplanung wäre durch die Verwendung des klinkerarmen Zementes rechnerisch sogar eine Treibhausgas-Reduzierung um ca. 1.840 t CO₂-Äquivalent erreicht worden.

Durch die Umplanung auf ressourcenschonende Baustoffe und Bauverfahren konnten allein bei den Spezialtiefbauarbeiten für die EAF Materialwirtschaft ca. 2.740 t CO₂-Äquivalent eingespart werden. Dies entspricht einer Reduzierung der CO₂-Emissionen um 62 % und zeigt, dass Klimaschutz und Nachhaltigkeit auch im Spezialtiefbau immer stärker in den Fokus rücken sind.



**Abbildung 9: Blick in Richtung der Turmfundamente unter der Kranbahn;
im Vordergrund rechts: Baugrube Tiefbunker;
links: Frankiramme im Baufeld für das Silogegebäude**

5 Zusammenfassung

Die Bauindustrie steht vor der Herausforderung, Bauprojekte nachhaltig zu gestalten. Dies gewinnt auch im Spezialtiefbau an Bedeutung. Angesichts globaler Bemühungen zur Reduzierung von CO₂-Emissionen und zur Schonung natürlicher Ressourcen ist es essentiell, innovative und umweltfreundliche Techniken zu entwickeln und anzuwenden. Hierbei spielen die Grund- und Baustoffindustrie sowie die vorgelagerten Zulieferer eine entscheidende Rolle. So bestehen Bewehrungsstähle beispielsweise heute schon zu ca. 90 % aus recyceltem Eisenschrott, der mit grünem Strom im Elektrolichtbogenofen (EAF) nahezu klimaneutral eingeschmolzen werden kann.

Ein solcher Elektrolichtbogenofen wird von der Salzgitter Flachstahl GmbH (SZFG) im Rahmen des SALCOS®-Programms als nachhaltige Innovation für eine CO₂-arme Stahlherstellung errichtet. Für das Teilprojekt EAF Materialwirtschaft wurde die PORR Spezialtiefbau GmbH unter anderem mit der Errichtung einer 13 m tiefen Baugrube in Schlitzwandbauweise sowie mit der Herstellung der Tiefgründung einzelner Bauteile beauftragt.

In enger Abstimmung mit dem Auftraggeber und seinen Fachplanern wurden vielfältige Optimierungen zugunsten nachhaltiger Bauverfahren umgesetzt. Hierzu zählen im Wesentlichen der Ersatz der Unterwasserbetonsohle durch eine Weichgelsohle sowie die Umstellung der geplanten Tiefgründung mit 84 Großbohrpfählen Ø120 cm auf 110 Megapfähle (Frankipfahl NG® Ø71 cm). Für letztere konnten mit einer detaillierten Massenbilanzierung die erheblichen Einsparungen beim ressourcenintensiven Baustoff Stahlbeton nachgewiesen werden. Insbesondere das um 71 % geringere Betonvolumen der Megapfähle hat sich positiv auf den um 441 t CO₂-Äquivalent (58 %) reduzierten Treibhausgas-Fußabdruck ausgewirkt.

Zusammen mit dem Einsatz des klinkerarmen Zementes CEM III/B anstelle eines klassischen CEM I für den Pfahl- und Schlitzwandbeton konnten mit den vorgenannten Optimierungen insgesamt ca. 2.740 t CO₂-Äquivalent eingespart werden. So leistet die PORR Spezialtiefbau GmbH mit ihren Greenpile-Lösungen und anderen innovativen Bauverfahren einen wesentlichen Beitrag zur angestrebten Klimaneutralität im Bauwesen.

Literatur

BBSR – Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung; Umweltfußabdruck von Gebäuden in Deutschland, *Bonn, 2020*

bsp ingenieure GmbH; EAF-Nebenanlagen - Materialwirtschaft, SZFG – 1. Bericht: Baugrunderkundung und Baugrundgutachten, *Braunschweig, 2023*

DGGT: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-Pfähle, 2. Auflage, *Berlin, 2012*

EFFC/DFI: Carbon Calculator v5.0, *2023*

Google Earth; Satellitenbild Betriebsgelände SZFG, *Salzgitter, 2024*

HDB – Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e.V.; Energieverbrauch und Klimaschutz im Baugewerbe – Eine Datensammlung, *Berlin, 2024*

Autoren

Dr.-Ing. Jens Wasner

jens.wasner@porr.de

Nadja Gibis, M.Sc.

nadja.gibis@porr.de

Maximilian Ueberschär, M.Eng.

maximilian.ueberschaer@porr.de

PORR Spezialtiefbau Planung GmbH

www.porr.de/spezialtiefbau-planung

Hittfelder Kirchweg 24-28, 21220 Seevetal

Tel.: +49 4105 869-174

Experimentelle Untersuchungen an geramnten Verdrängungspfählen in Berliner Sand in einer neu entwickelten calibration chamber

Michael Zeberer

Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik (IGS), Deutschland

1 Einleitung

Bei Fertigrampfpfählen, welche nach [EA-PFÄHLE, 2012] als Verdrängungspfähle klassifiziert werden, unterscheidet sich das axiale Tragverhalten bei einer Anordnung der Pfähle in hinreichend kleinem Abstand zueinander von dem eines freistehenden, unbeeinflussten Einzelpfahls. Die Pfähle beeinflussen sich beim Lastabtrag gegenseitig, es kommt zur Pfahl-Pfahl-Interaktion, bzw. der Gruppenwirkung. Für Bohrpfähle existiert eine Vielzahl an Literatur zu ebendiesem Gruppentragverhalten, welche bis hin zu umfassenden Bemessungsnomogrammen in [EA-PFÄHLE, 2012] reicht. Für Verdrängungspfahlgruppen mangelt es jedoch an abgesicherten Erkenntnissen, welche in der ingenieurmäßigen Bemessung regelmäßig Anwendung finden können.

Diesem Umstand wird am Institut für Geotechnik (IGS) der Universität Stuttgart im Rahmen eines Forschungsvorhabens begegnet, vgl. [MITLMEIER & MOORMANN, 2024] und [MITLMEIER & MOORMANN, 2025]. Hierin wird das statische axiale Tragverhalten von geramnten Verdrängungspfahlgruppen (2 x 2- oder 3 x 3-Gruppen mit Pfahlachsabständen bis 6·D) u. a. durch 1-g-Modellversuche weiter erforscht. Die diesem Beitrag zugrunde liegende Masterarbeit [ZEBERER, 2023] mit gleichem Titel wurde im Zeitraum von Juli 2022 bis Februar 2023 am IGS unter Betreuung von Felix Mitlmeier, M.Sc. erstellt. Sie beschäftigt sich neben der Konzeption einer Lastplatte und dem Entwurf sowie der Herstellung einer Rammeinrichtung, mit der Durchführung von Vorversuchen zum Sandeinbau und mit der Inbetriebnahme der gesamten Versuchseinrichtung samt Ausarbeiten von Detaillösungen. Des Weiteren wurden vier Einzelpfahlversuche durchgeführt und ausgewertet. Diese können in den späteren Versuchen zum Gruppentragverhalten als Bezugswert für die Ermittlung des Gruppenfaktors herangezogen werden.

Nach einer Erläuterung der Versuchseinrichtung wird der grundlegende Versuchsablauf wiedergegeben. Anschließend erfolgt die Darstellung und Analyse der Versuchsergebnisse.

2 Versuchseinrichtung

2.1 Versuchsbehälter (calibration chamber)

Die Basis des im Zuge des Forschungsvorhabens entwickelten Versuchsstandes stellt der Versuchsbehälter mit Innenmaßen von 1.980 mm x 1.980 mm x 1.418 mm dar. Er ist als Gerippe aus verschweißten Stahlträgern mit einer Beplankung aus Aluminiumplatten auf der Innenseite gefertigt. In diesen wird der Sand in mitteldichter Lagerung eingebaut. Zur Erzielung von horizontalen und vertikalen in-situ Spannungsverhältnissen wird mittels einer Lastplatte aus Stahlbeton und einer hydraulischen Vorbelastungseinrichtung eine gleichmäßige Oberflächenlast auf den Sand aufgebracht (Abbildung 1). Hierdurch resultieren realistischere Pfahlreaktionen aus Mantelspannungen und Spitzendrücken. Der so erzeugte erhöhte Initialspannungszustand wurde [TALI, 2011] zufolge ursprünglich für die Kalibrierung von Versuchssonden entwickelt, weswegen diese Art von Versuchsständen auch als *calibration chamber* bezeichnet werden. Sie können je nach Spannungs- bzw. Verschiebungszustand am Rand klassifiziert werden, vgl. [SALGADO ET AL., 1998]. Nach [LE KOUBY, 2003] kann mit einer *calibration chamber* ein definierter Schnitt eines Bodens in einer gewählten Tiefe und mit der gewünschten Dichte simuliert werden.



- (1) Versuchsbehälter
- (2) Lastplatte
- (3) Vorbelastungsträger
- (4) Vorbelastungszylinder
- (5) Handpumpe

Abbildung 1: Versuchsstand zum Zeitpunkt der aufgebrachtten Vorbelastungsspannung

Unter Berücksichtigung der Abmessungen, welche für die Untersuchungen an Modellpfahlgruppen erforderlich sind und der damit verbundenen erheblichen konstruktiven Aufwendungen, stellt die am IGS umgesetzte *calibration chamber* den besten Kompromiss für die geplanten Untersuchungen dar. Sie kann nach [SALGADO ET AL., 1998] der Gruppe BC3 (seitliche Randbedingung: keine Verschiebung, obere und untere Randbedingung: konstante Spannung) zugeordnet werden.

2.2 Lastplatte

Die Lastplatte ist eine Stahlbeton-Vollplatte der Betongüte C40/50 mit den Abmessungen 1,95 m x 1,95 m im Grundriss und einer Dicke von 0,25 m. Sie wird über zwei Vorbelastungsträger (je zwei miteinander verbundene HEM 100 Stahlträger) und hydraulische Pressen, welche mittels je zwei GEWI-Traggliedern am unteren Rahmen des Versuchsbehälters kurzgeschlossen sind, belastet. Im Zuge des Entwurfs der Lastplatte im Rahmen der Masterarbeit musste besonderes Augenmerk auf die versuchstechnisch notwendigen Aussparungen zum Einbringen der Pfähle bei variablen Pfahlachsabständen (2·D bis 6·D) sowie für spätere Sondierungen gelegt werden. Hierbei wurden Interaktionsfelder (Abbildung 2) in Anlehnung an [GARBERS ET AL., 2022] betrachtet.

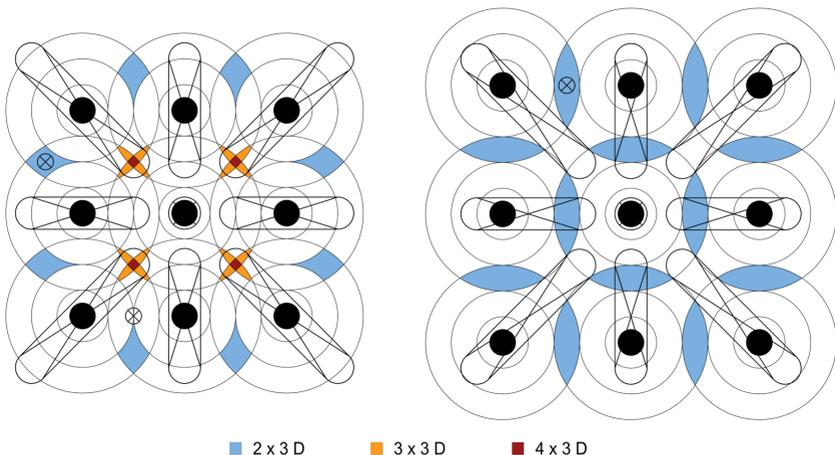


Abbildung 2: Exemplarische Darstellung der Interaktionsfelder innerhalb der Pfahlgruppe in Abhängigkeit des Pfahldurchmessers D für Pfahlachsabstände von 4·D (links) bzw. 5·D (rechts)

Im Zuge der statischen Dimensionierung gemäß EC 2 ergab sich die Flächenbewehrung (unten + oben) zu Q424 A, samt Zulagebewehrung (je 4 $\varnothing 8/15$ unten + oben) im Bereich der Aussparungen. Die Ränder der Platte wurden mit U-Steckbügeln bewehrt und alle Kanten mit einem umlaufendem Kantenschutzwinkel aus Stahl vor Abplatzungen geschützt. Des Weiteren wurden Hülsenanker zum Transport der Platte als Einbauteile verbaut.

2.3 Sand

Bei dem verwendeten Versuchsboden handelt es sich um einen enggestuften, mittelgroben Sand, der aufgrund seiner Herkunft auch als *Berliner Sand* bezeichnet wird.

2.4 Modellpfähle

Die verwendeten Modellpfähle wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens speziell für diesen Versuchsstand am IGS konzipiert. Sie bestehen aus einem Aluminium-Präzisionsrohr (Außendurchmesser $D = 40$ mm, Wandstärke 10 mm) und binden planmäßig $d = 750$ mm in den Sand ein, wobei ihre Gesamtlänge 1.150 mm beträgt.



Abbildung 3: Foto des Modellpfahls, oben: instrumentierte Variante (Messpfahl), unten: nicht instrumentierte Variante

Drei der insgesamt neun Modellpfähle werden über den Pfahlschaft verteilt mit DMS-Vollmessbrücken instrumentiert, wobei je ein Messpfahl als Innen-, Rand- bzw. Eckpfahl eingesetzt wird. Jeder Messpfahl weist vier Messebenen (M1 - M4) entlang des Pfahlmantels und eine Messebene (M5) am Pfahlfuß auf. Für die Mantelmessebenen wurde der Modellpfahl auf je einer Länge von 35 mm auf 7 mm Wandstärke abgedreht. Die Verjüngung wurde nach Applikation der DMS mit einem PU-Lack abgedeckt und mittels Methacrylat-Klebstoffs auf den ursprünglichen Durchmesser verspachtelt (Abbildung 3 oben). Zur getrennten Aufnahme von Spitzendruck und Mantelwiderstand ist der Pfahlfuß konstruktiv mit Hilfe eines eingeschraubten Fußteils vom Mantel entkoppelt (Abbildung 4). Dies genügt somit der Kategorie „hohe Anforderungen“ an die Instrumentierung einer Pfahlprobelastung nach [EA-PFÄHLE, 2012].

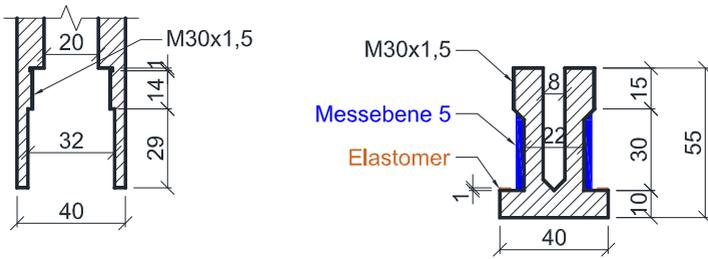


Abbildung 4: Pfahlfußdetail, links: unteres Ende des Pfahlschaftes, rechts: einzuschraubendes Fußteil, Maße in [mm]

Die Verkabelung der DMS-Vollmessbrücken wird auf Lage jeder Messebene mittels Bohrungen durch die Rohrwandung in das Pfahlinnere geführt. Dort verlaufen die Kabel bis zum Pfahlkopf, wo sie wiederum durch Bohrungen nach außen geleitet werden und in RS232-Steckern münden. Im Sinne eines leichteren An- und Absteckens der Messkabel vom PC, sind die Stecker des Messpfahls an einer Aluminiumplatte fest mit diesem verschraubt (Abbildung 5).

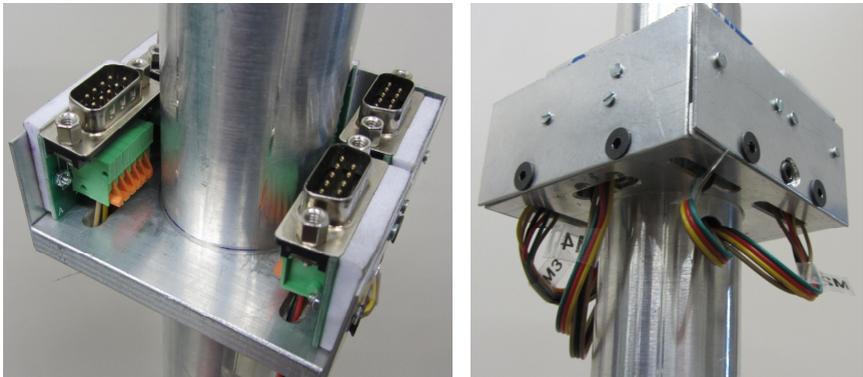


Abbildung 5: Befestigung der DMS-Kabel mit RS232-Steckern am Pfahlkopf als Anschluss für die Messkabel, links: Ansicht von oben, rechts: Ansicht von unten

2.5 Rammvorrichtung

Um den Modellpfahl stets lotrecht in den Sand einrammen zu können, ist eine Führung des Pfahles und der Ramme erforderlich. Hierzu wurde eine stabile, kranbare und sicher bedienbare Rammvorrichtung im Zuge der Masterarbeit konzipiert und gebaut (Abbildung 6).

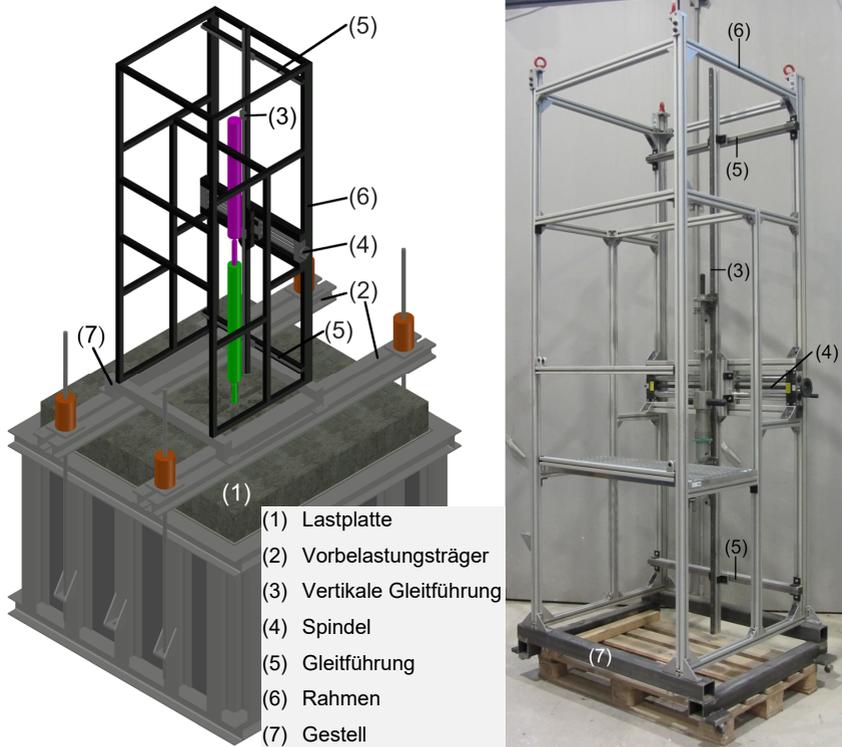


Abbildung 6: Rammvorrichtung, links: isometrische 3D-Ansicht, rechts: Fotografie

Die Ramme ist oben und unten über Laufwagen an einer vertikalen Gleitführung befestigt und wird hierdurch vertikal geführt. Durch eine Doppelrohr-Lineareinheit kann diese T-Gleitschiene passgenau innerhalb eines Bereichs von 700 mm quer verschoben werden. Zur Aufnahme der während der Pfahlrammung auftretenden Kräfte und Schwingungen wird die 3 m lange vertikale Führungseinrichtung zusätzlich zur mittig angeordneten handbetriebenen Spindel oben und unten jeweils über eine frei bewegliche Gleitführung gestützt. Der Rahmen besteht aus Aluminium-Konstruktionsprofilen und ist auf einem Gestell aus Vierkant-Stahlrohren angeordnet und kann auf den Vorbelastungsträgern längs verschoben und gesichert werden. Zusätzlich wird der Pfahl während der Installation im Bereich der Oberkante der Lastplatte durch eine Holzschablone geführt.

2.6 Belastungseinrichtung

Die Lastaufbringung im Rahmen der Pfahlprobebelastungen erfolgt kraft geregelt über einen Hydraulikzylinder. Als Widerlager wird mittig über den gesamten Versuchsbehälter ein Belastungsträger (zwei miteinander verbundene IPE 270 Stahlträger) angeordnet. Dieser wird analog zu den Vorbelastungsträgern an seinen Enden über je ein GEWI-Tragglied mit dem Versuchsbehälter verspannt. Eine an dem Kolben des Belastungszylinders angeschraubte Kraftmessdose liefert den aktuellen Kraftwert an das Hydraulikaggregat, welches diesen mit den Sollwerten des Belastungsschemas vergleicht und dementsprechend den Öldruck regelt.

Bei Einzelpfahlprobebelastungen drückt der Belastungszylinder mitsamt der angeschraubten Kraftmessdose direkt auf ein in den Pfahlkopf eingestelltes Distanzstück.

Für die Probebelastungen von 3 x 3-Pfahlgruppen wurde im Zuge der Masterarbeit ein lastverteilender Aufsatz samt Kopfplatte konstruiert (Abbildung 7). Die Lasteinleitung in die Modellpfähle erfolgt über eingestellte Pfahlkopfanschlüsse (Gewindestange mit Unterlegscheibe und Sechskantmutter), welche mittels Kugelscheiben und Kegelpfannen sowie Sechskantmuttern gelenkig an der Kopfplatte befestigt sind. Somit können installationsbedingte Höhendifferenzen der Pfahlköpfe ausgeglichen werden und es wird eine rein axiale Pfahlbeanspruchung gewährleistet. Zur gleichmäßigen Lasteinleitung auf die Kopfplatte wurden Distanzaufsätze und eine lastverteilende Stahlplatte entworfen.

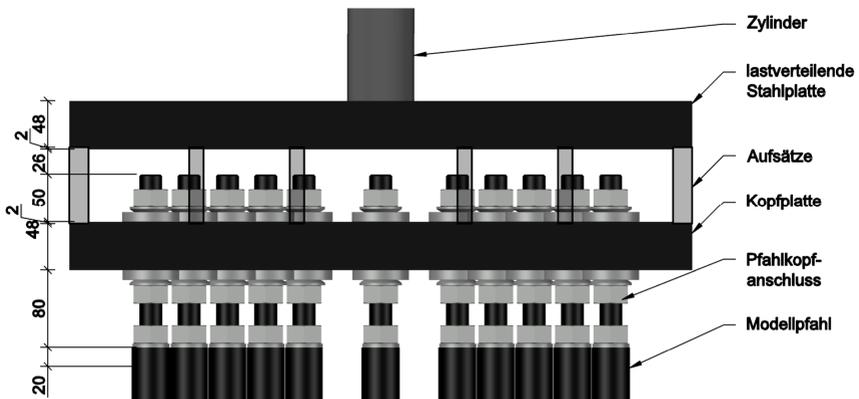


Abbildung 7: Lastweiterleitung vom Belastungszylinder auf die Modellpfähle, dargestellt als Vertikalschnitt für alle Pfahlachsabstände

3 Versuchsablauf

3.1 Einbau des Sandes

Grundsätzlich sind die Intensität und die Fallhöhe entscheidende Einflussfaktoren auf die Lagerungsdichte des eingerieselten Sandes, so [WALZ ET AL., 1975]. Die Intensität wird als eingerieselte Sandmenge pro Zeit und Fläche definiert. Grundlegend besteht nach [RAD & TUMAY, 1985] qualitativ ein umgekehrt proportionaler Zusammenhang zwischen Intensität und Lagerungsdichte. Somit ist festzuhalten, dass das Einrieseln einer großen Sandmenge in kurzer Zeit auf eine begrenzt kleine Fläche eine hohe Intensität und folglich eine geringe Lagerungsdichte bedeutet, wohingegen das Einrieseln von wenig Sand in einem langen Zeitraum eine hohe Lagerungsdichte zur Folge hat.

In den durchgeführten Versuchen erfolgte der Sandeinbau mit dem Verfahren der aufstehenden Sandsäule, direkt aus den Bigbags (Abbildung 8). Nach [WALZ ET AL., 1975] und [KLEIN, 2019] ist auf einen homogenen und reproduzierbaren Einbau zu achten. Die Kontrolle der Lagerungsdichte erfolgt lokal über Messtöpfchen und global über das eingebaute Sandgewicht.

Es wurde eine mitteldichte Lagerung (Lagerungsdichte $D = 0,31$) des Sandes erzielt. Vorversuche haben gezeigt, dass das kontinuierliche horizontale Verfahren der Bigbags mit Sand essentiell zur Erzielung einer gleichmäßigen Lagerungsdichte ist und ein schnelles Verfahren zwar theoretisch zu geringen Lagerungsdichten führt, es aber durch die schnell aus den Bigbags austretende große Sandmasse zu Verdichtungserscheinungen kommt.



Abbildung 8: Einbau des Sandes,

**links: mit Verfahren der aufstehenden Sandsäule direkt aus Bigbag,
rechts: Sandoberfläche nach der sechsten eingebauten Schicht beim Einzelpfahlversuch**

3.2 Installation der Modellpfähle

Die Installation der Modellpfähle erfolgt nach Aufbringung der Vorbelastung mit einer Handramme, welche über ein Gewindestück fest mit dem Modellpfahl verbunden ist. Somit muss bei jedem Rammschlag neben dem eigentlichen Pfahlgewicht zusätzlich das Gewicht von Amboss und Gestänge der Ramme durch das Fallgewicht beschleunigt werden. Aufgrund dessen sollte dieses zusätzliche Gewicht bei der Bestimmung des Verhältnisses Fallgewicht zu Pfahlgewicht ebenfalls berücksichtigt werden, weswegen der Begriff des erweiterten Pfahlgewichtes eingeführt wird. Zur Minimierung der Abweichung von der vormals durchgeführten Massenskalierung der Modellpfähle muss das Eigengewicht von Amboss und Gestänge möglichst geringgehalten werden. Es wurde eine den Bedürfnissen entsprechende Ramme (Abbildung 9 links) selbst gebaut (Fallgewicht: 2,5 kg, Fallhöhe: 50 cm, erweitertes Pfahlgewicht: 8,5 kg bei reinem Pfahlgewicht von 3,0 kg). Hierbei wurde zusätzlich zwischen Fallgewicht und Amboss eine 13 mm starke Platte aus PE-HD als Rammfutter (Dämpfer) eingebaut. Der Versuchsstand zum Zeitpunkt der Pfahlinstallation ist in Abbildung 9 rechts dargestellt.

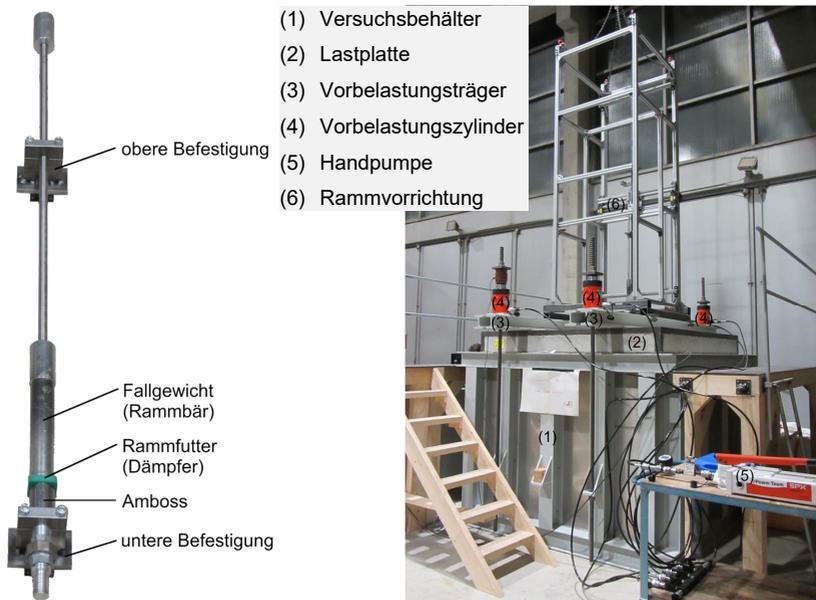
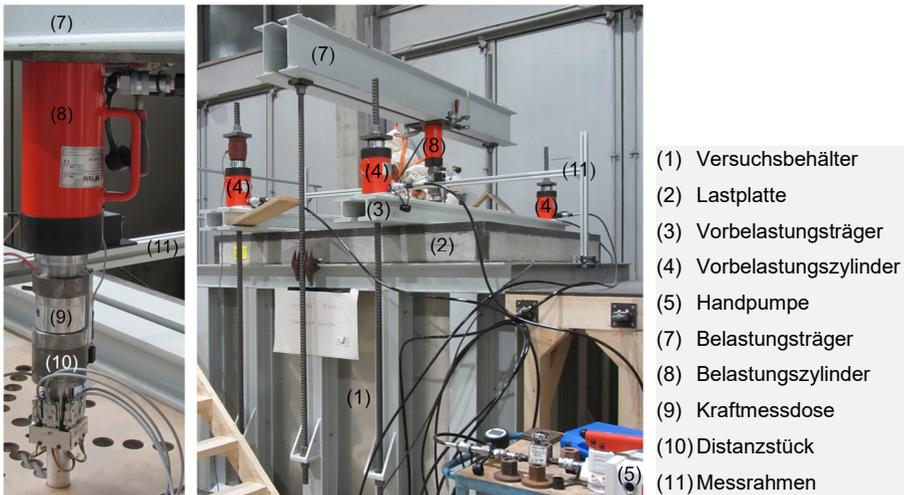


Abbildung 9: links: verwendete Ramme; rechts: Versuchsstand zum Zeitpunkt der Pfahlinstallation

3.3 Statische axiale Pfahlprobabelastungen

Die Belastung wird in Anlehnung an [EA-PFÄHLE, 2012], Kapitel 9.2.5, durchgeführt. Die Prüflast P_P wird in zwei Zyklen à vier bzw. acht Laststufen aufgebracht, wobei die Zwischenlast nach den ersten vier Laststufen die Hälfte der Prüflast beträgt. Die Vorlast wird zu 0,20 kN festgelegt. Die Dauer der Laststeigerung und -entlastung von Stufe zu Stufe wird im Vergleich zu [EA-PFÄHLE, 2012] von 3 min auf 90 s halbiert, die Dauer der Lastkonstanthaltung wird auf ein Fünftel reduziert. Diese Vorgehensweise wird mit dem im Modellmaßstab deutlich geringeren Lasten als in Realität begründet.

Abbildung 10 links zeigt eine Detailaufnahme der Belastungseinrichtung bei einer Einzelpfahlprobabelastung. Der Versuchsstand zu diesem Zeitpunkt ist in Abbildung 10 mittig dargestellt.



**Abbildung 10: links: Detailaufnahme der Belastungseinrichtung;
mittig: Versuchsstand zum Zeitpunkt der Einzelpfahlprobabelastung**

3.4 Bestimmung von Veränderungen in der Lagerungsdichte

Nach Durchführung der Pfahlprobabelastungen können mittels Ramm- oder Drucksondierungen Veränderungen in der Lagerungsdichte aufgrund der Pfahlinstallation bestimmt werden. Hierfür können die entsprechenden Aussparungen in der Lastplatte verwendet werden.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Einzelpfahlversuch

4.1.1 Randbedingungen

Im durchgeführten Einzelpfahlversuch wurden vier Modellpfähle mit einem minimalen Pfahlachsabstand von $a = 8,5 \cdot D$ einzeln bis zur Prüflast statisch axial belastet. Dabei war eine Auflast von 200 kN/m^2 vorherrschend. Der Sand war mit $D = 0,31$ mitteldicht gelagert.

4.1.2 Rammung

Während des Rammvorgangs der Modellpfähle wurden die Schlagzahlen N_{10} dokumentiert und vergleichend ausgewertet (Abbildung 11).

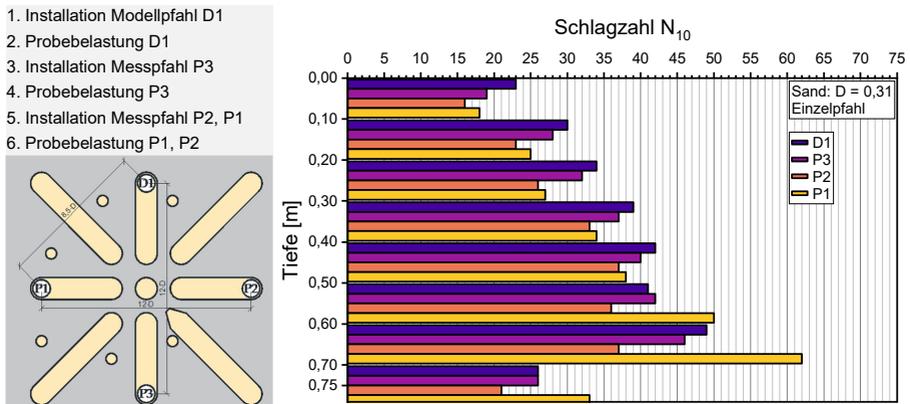


Abbildung 11: Anordnung (links) und Rammdiagramm (rechts) der Einzelpfähle

Es lässt sich erkennen, dass bis in eine Installationstiefe von $0,50 \text{ m}$ die Pfähle D1, P3, P2 und P1 mit gleichbleibenden Differenzen in den Schlagzahlen eingerammt werden konnten. So ist D1 mit durchschnittlich 7 Schlägen pro 10 cm mehr als P2 der Pfahl mit den höchsten Schlagzahlen. P1 ist mit 1 bis 2 Schlägen mehr als P2 sehr ähnlich zu ebendiesem. P3 liegt bezüglich der Schlagzahlen N_{10} zwischen D1 und P2 bzw. P1.

Ab einer Einbindetiefe von $0,50 \text{ m}$ ist die Anzahl an Rammschlägen von D1 und P3 ähnlich, wohingegen bei P2 kein weiterer Anstieg mit der Tiefe erkennbar ist. Auffallend ist die starke Zunahme der Schlagzahlen bei P1 in den letzten circa $0,20 \text{ m}$, was sich jedoch mit einer beim Rückbau festgestellten Reibung des Pfahles an der Lastplatte erklären lässt.

Zusätzlich zu den Schlagzahlen wurden bei den Messpfählen während der Installation die Kräfte in den Messebenen aufgezeichnet und somit die Funktionsfähigkeit der Messebenen kontrolliert. Abbildung 12 zeigt dies exemplarisch für den Einzelpfahl P2.

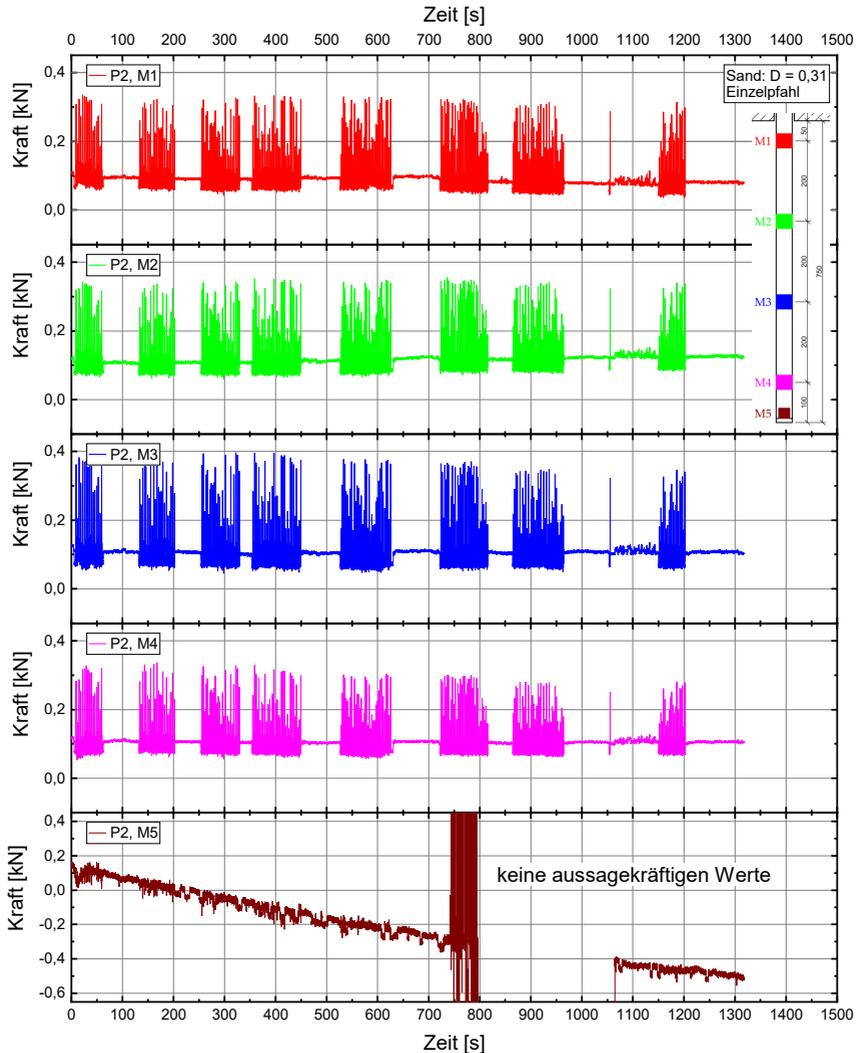


Abbildung 12: Verlauf der über die Zeit in den Messebenen M1 - M5 gemessenen Kraft während der Rammung des Pfahls P2

Grundsätzlich wird bei jedem Rammschlag Energie in den Modellpfahl eingeleitet, was einen Kraftausschlag in den Messebenen zur Folge hat. Zwischen den einzelnen Schlägen sollte im Pfahl keine nennenswerte Längskraft vorhanden sein und somit die Grundlinie der Kraft-Zeit-Linie für jede Messebene zwischen den Rammschlägen bei 0 kN liegen. Bei dem in Abbildung 12 dargestellten Pfahl P2 ist zu erkennen, dass die Messebene M5 (Spitzen-druck) keine aussagekräftigen Werte liefert und vermutlich ein technisches Problem vorliegt.

Eine Schlussfolgerung aus den Diagrammen aller drei Messpfähle ist, dass je weiter unten am Pfahl die Messebene angeordnet ist, die Amplitude geringer wird. Selbiges gilt auch für eine größer werdende Einbindung des Pfahles in den Boden. Die Schlagenergie wird durch den Boden dissipiert.

4.1.3 Probelastung Einzelpfahl P2

Bei den Probelastungen war eine Setzung von $s = 0,20 \cdot D = 8,0$ mm anvisiert. Da beim Einzelpfahl P2 nach Erreichen der geplanten Prüflast von 5,00 kN im zweiten Lastzyklus die Setzung lediglich 2,3 mm betrug, wurde entsprechend [EA-PFÄHLE, 2012] ein dritter Belastungszyklus mit einer Endlast von 7,50 kN durchgeführt. Der im Belastungsschema (Abbildung 13) dargestellte Kraftverlauf entspricht den Werten der Kraftmessdose.

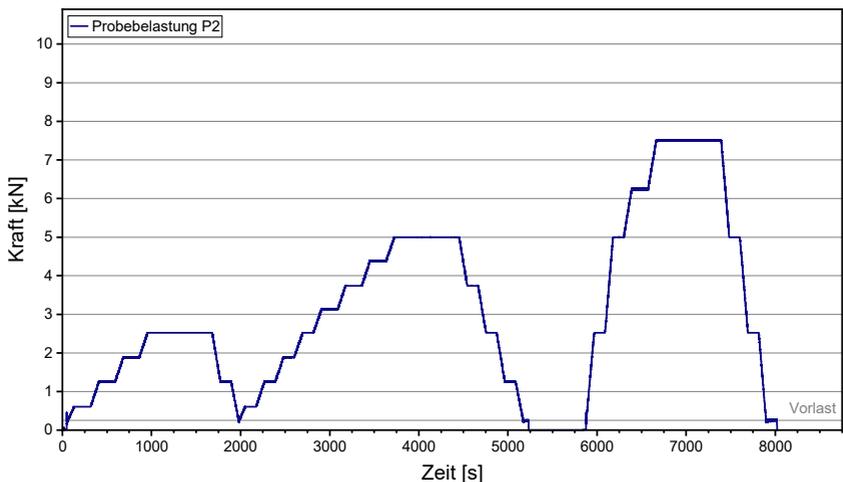


Abbildung 13: Belastungsschema für die Pfahlprobelastung

Die durchgeführte Auswertung für den Einzelpfahl P2 ist in Abbildung 14 und 15 dargestellt.

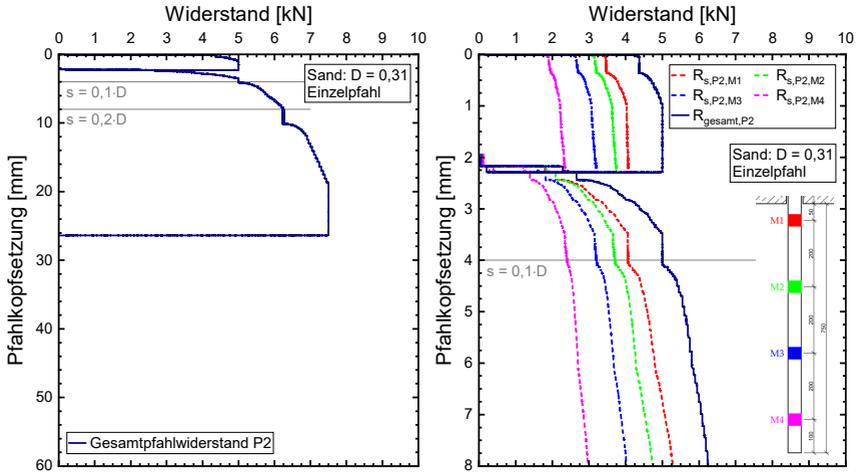


Abbildung 14: Widerstands-Setzungslinien, links: Gesamtprofilwiderstand aus Werten der Kraftmessdose, rechts: zusätzlich mit Werten der Messebenen und anderer Skalierung

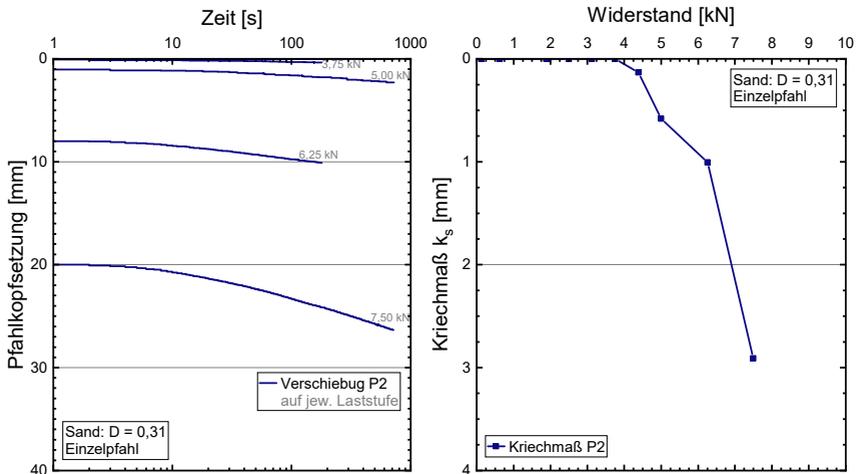


Abbildung 15: links: Zeit-Verschiebungsdiagramm; rechts: Widerstands-Kriechmaßdiagramm

4.1.4 Gesamtbetrachtung

Die gemessenen Tragwiderstände der vier Einzelpfähle in mitteldicht gelagerten Sand sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Übersicht der Tragwiderstände der Einzelpfähle in mitteldicht gelagerten Sand in Abhängigkeit der Pfahlkopfsetzung bzw. des Kriechmaßes

Kriterium	Pfahl D1	Pfahl P3	Pfahl P2	Pfahl P1
$s = 0,10 \cdot D$	5,65 kN	5,25 kN	5,00 kN	4,66 kN
$s = 0,20 \cdot D$	6,72 kN	6,04 kN	6,24 kN	5,30 kN
$k_s = 2,0 \text{ mm}$	7,91 kN	6,60 kN	6,90 kN	5,85 kN

In der Gesamtauswertung (Abbildung 16) aller Pfähle fällt auf, dass wenn im ersten Belastungszyklus nur eine verhältnismäßig geringe Last aufgebracht wird (Pfahl D1 und P2), bis dahin nahezu keine Setzungen auftreten. Erfolgt hingegen eine schnellere Lastaufbringung (Pfahl P3 und P1), treten direkt Pfahlkopfsetzungen auf. Einen signifikanten Einfluss auf die Grenztragfähigkeiten (Durchschnitt 5,1 kN bei $s = 0,10 \cdot D$) hat dies allerdings nicht, die Kriechmaße k_s sind jedoch tendenziell höher. Bei $k_s = 2,0 \text{ mm}$ wurden Einzelpfahlwiderstände von durchschnittlich 6,8 kN erreicht, was sogar die Widerstände von 6,0 kN bei einer Setzung $s = 0,20 \cdot D$ übertrifft. Zudem scheint die Belastungsgeschwindigkeit einen größeren Einfluss auf das Setzungsverhalten der Pfähle zu haben, als die in Summe aufgebrauchte Rammenergie. Zur Klärung des Einflusses der Tragfähigkeit sollten in Vergleichsversuchen die Zeitintervalle nach [EA-PFÄHLE, 2012] angewandt werden.

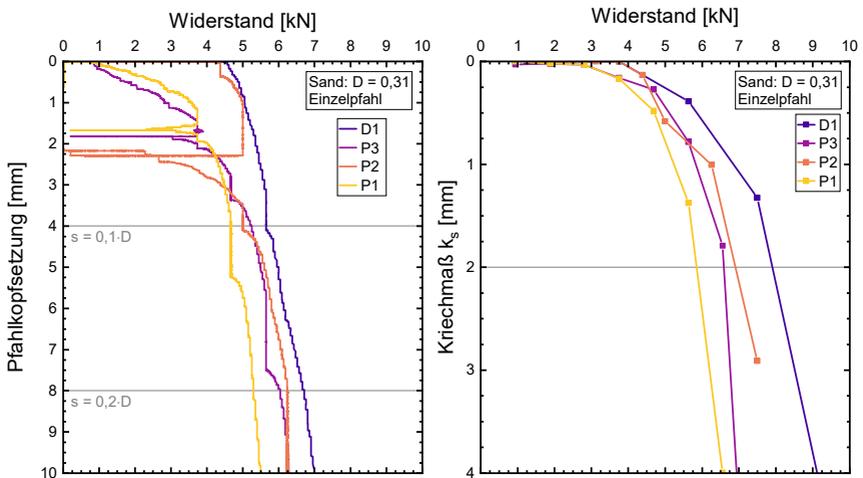


Abbildung 16: links: Widerstands-Setzungslinien; rechts: Widerstands-Kriechmaßlinien

4.2 Analyse und Diskussion

Hinsichtlich des geometrischen Verlaufs der Widerstands-Setzungslinie zeigt sich bei den Pfählen P3 und P1 mit schnellerer Lastaufbringung ein dreiteiliger Verlauf (je annähernd geradliniger Verlauf zu Beginn und Ende mit dazwischenliegender Hyperbel). Die langsamer belasteten Pfähle D1 und P2 weisen nach einem anfänglich äußerst steifen Tragverhalten einen abrupten Knick in ihrer Widerstands-Setzungslinie auf. In Abbildung 17 sind die entsprechenden Widerstands-Setzungslinien dargestellt. Der Schnittpunkt zweier Tangenten an den beiden Geraden liefert gemäß [WITZEL, 2004] die Grenzmantelreibung des Pfahles. In den Versuchen beträgt der Pfahlwiderstand für diesen Punkt im Mittel 4,6 kN. Die dazugehörige Pfahlkopfsetzung beträgt für die Pfähle D1 und P2 nahezu 0 mm, wohingegen die Setzung für die Pfähle P3 und P1 im Bereich von $0,035 \cdot D = 1,4 \text{ mm}$ liegt, was nach [EA-PFÄHLE, 2012] als Setzungskriterium für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Fertigrammpfählen gilt.

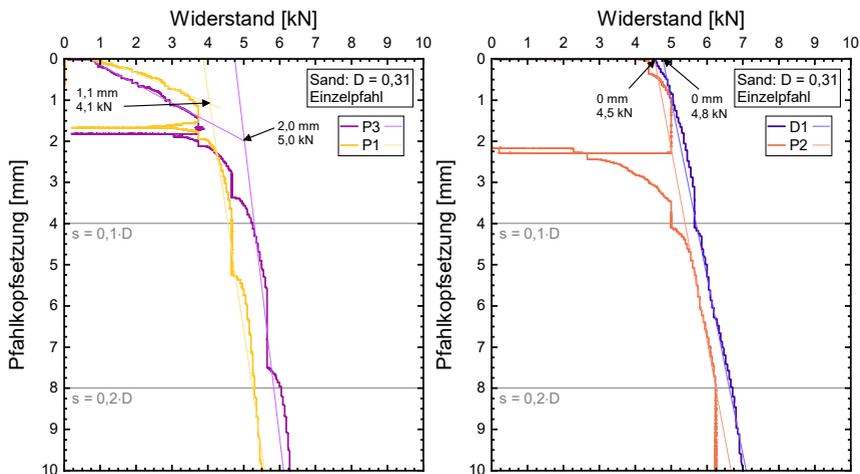


Abbildung 17: Auswertung der Widerstands-Setzungslinien hinsichtlich des Beginns der Mobilisierung der Bruchmantelreibung

Eine Beeinflussung der Tragfähigkeiten durch die im Bereich der Mantelmessenebenen abweichende Werkstoffoberfläche der Messpfähle kann aus den Versuchsergebnissen bislang nicht geschlussfolgert werden, da sonst der Pfahl D1 andere Werte als die Pfähle P1 bis P3 liefern würde. [WITZEL, 2004] hatte gezeigt, dass die Oberflächenstruktur in

klassischen 1g-Versuchen einen erheblichen Einfluss auf den Pfahlwiderstand hat. Zur Bestätigung dieser These sind weitere Versuche notwendig, bei denen das Belastungsschema, bei zugleich ähnlichen Rammenergien, unverändert sein sollte.

Ein abschließender Literaturvergleich ist in Tabelle 2 dargestellt. Der Wert der Rammeffektivität (Summe der Rammenergie ΣW geteilt durch den Pfahlwiderstand R) in den hier durchgeführten Versuchen ist besonders niedrig, was die Vermutung zu lässt, dass durch den erhöhten Spannungszustand in der *calibration chamber* die Pfahltragfähigkeit in einem größeren Maße steigt, als die kumulierte Rammenergie.

Tabelle 2: Übersicht der Tragwiderstände und Rammeffektivitäten von Einzelpfählen verschiedener Autoren

Autor	Sand	D_{Pfahl} [mm]	d [m]	W / Schlag [Nm]	ΣW [kNm]	$R(s_g=0,1 \cdot D)$ [kN]	$\Sigma W / R(s_g)$
dieser Beitrag ¹⁾	mitteldicht	40	0,75	12	3,4	5,1	0,7
[TALI, 2011] ²⁾	mitteldicht	36	0,50	gedrückt		6,5 ³⁾	-
[WITZEL, 2004]	dicht	50	0,60	20	3,0	3,5	0,9
[HARTUNG, 1994]	k.A.	32	1,25	10	-	-	1,3
[WIENHOLZ, 1998]	locker	48	1,40	19	6,4	2,0	3,2

1) calibration chamber: $\sigma'_{v0} = 200 \text{ kN/m}^2$

2) calibration chamber: $\sigma'_{v0} = 125 \text{ kN/m}^2$, $\sigma'_{h0} = 50 \text{ kN/m}^2$

3) weggeregelt nach zyklischer Belastung

Literatur

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-Pfähle, *Berlin, Ernst & Sohn, 2012*

Garbers, T.; Mitlmeier, F.; Moormann, C.; Wardinghus, P.; Zum Gruppentragverhalten von Verdrängungspfählen: Untersuchungen zu Interaktionseffekten bei Installation und axialer Beanspruchung, *37. Baugrundtagung, Wiesbaden, 2022*

Hartung, M.; Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Band 45, 1994*

Klein, L.; Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss, Dissertation, *Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Band 71, 2019*

Le Kouby, A.; Étude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe, These de doctorat, *École nationale des ponts et chaussees, 2003*

Mitlmeier, F.; Moormann, C.; Axial behaviour of displacement pile groups in sand based on model tests in a calibration chamber, *Proceedings of the 18th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE, Lissabon, S. 664- 669, 2024*

Mitlmeier, F.; Moormann, C.; Displacement pile group efficiency assessment for a technically and economically sustainable design of pile groups in non-cohesive soil, *DFI-EFFC International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement, Brüssel, 2025, Status: submitted*

Rad, N. S.; Tumah, M. T.; Factors Affecting Sand Specimen Preparation by Raining, *Geotechnical Testing Journal, Heft 10(1), S. 31-37, 1985*

Salgado, R.; Mitchell, J. K.; Jamiolkowski, M.; Calibration chamber size effects on penetration resistance in sand, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Heft 124(9), S. 878-888, 1998*

Tali, B.; Comportement de l'interface sol-structure sous sollicitations cycliques. Application au calcul des fondations profondes, These de doctorat, *Université Paris-Est, 2011*

Vesić, A. S.; Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand. *R. Lundgren & E. D'Appolonia (Hrsg.), ASTM STP 444, Performance of deep foundations: A symposium presented at the Seventy-First Annual Meeting, American Society for Testing and Materials, S. 177-222, 1969*

Walz, B.; Schober, H.-D.; Diekmann, N.; Untersuchungen zum lagenweisen Einbau von Sandvolumina für bodenmechanische Modellversuche. *Aus Theorie und Praxis des Grundbaus und der Bodenmechanik: Festschrift zum 70. Geburtstag von Herrn Prof. Dr.-Ing. Hans Lorenz, S. 219-245, 1975*

Wienholz, B.; Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Band 57, 1998*

Witzel, M.; Zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von vorgefertigten Verdrängungspfählen in bindigen und nichtbindigen Böden, Dissertation, *Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 15, 2004*

Zeberer, M.; Experimentelle Untersuchungen an geramnten Verdrängungspfählen in Berliner Sand in einer neu entwickelten calibration chamber, Masterarbeit, *Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, 2023*

Autoren

Michael Zeberer, M.Sc.

planung.statik@dr-spang.de

Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH

Kompetenzcenter Planung/Statik

www.dr-spang.de

Eberhard-Bauer-Str. 32, 73734 Esslingen/Neckar

Tel.: 0711 / 351 30 49-0

Zum zyklischen und dynamischen Pfahltragverhalten

Dr.-Ing. Anne Hagemann

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg, Deutschland

Vorbemerkung

Diese Ausarbeitung stellt eine Zusammenfassung der Dissertation von Anne Hagemann mit dem Titel *On cyclic and dynamic pile-bearing behaviour* für den Edgard-Frankignoul-Förderpreis 2025 dar.

1 Einleitung

Wenn heutzutage vom Klimawandel die Rede ist, leuchten alle Alarmglocken, denn die globale Erderwärmung beeinträchtigt unsere Ökosysteme und damit die Weltmeere (IPCC, 2019). Technische Lösungen für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen können zukünftig zu einer nachhaltigen Energiegewinnung und damit zur Linderung dieser Situation beitragen. Die Offshore-Industrie expandiert stetig und gilt als eine der wichtigsten nachhaltigen Energiequellen für die Zukunft. Die hohe Nachfrage nach erneuerbarer Energie erfordert effektive und genaue Entwurfsmethoden für den Gründungsentwurf von Offshore-Windparks (Jardine, 2020). Zur Entwicklung repräsentativer Werkzeuge für zyklische Belastungsanalysen von Offshore-Strukturen ist es essenziell, die Pfahl-Boden-Interaktion sowie das Tragverhalten von Pfahlgründungen unter zyklischer und dynamischer Anregung zu verstehen.

2 Zielsetzung und Methodik

Offshore-Strukturen sind hochzyklischen Belastungen bedingt durch Wind- und Welleneinwirkung aus veränderlicher Richtung ausgesetzt. Im Zuge der Bemessung werden diese komplexen dynamischen Belastungsszenarien mittels Klassierverfahren vereinfacht. Im Entwurfsprozess werden dann Kombinationen von Zykluspaketen mit konstanter Frequenz, mittlerer Last und Lastamplitude herangezogen. Dieses Verfahren basiert auf der Annahme der Gültigkeit der Miner-Regel – bzw. auf der Annahme, dass die resultierenden akkumulierten Dehnungen im Boden unabhängig von der Reihenfolge der einzelnen Lastzyklen sind. Untersuchungen in der einschlägigen Literatur kommen diesbezüglich zu

keinem endgültigen Schluss, sodass die Frage der Anwendbarkeit der Miner-Regel in der Geotechnik zunächst offenbleibt.

Im Entwurfsprozess werden zudem die p-y Kurven nach API (2000) seit mehreren Jahren erfolgreich angewandt. Dennoch wird in der Literatur auf Einschränkungen hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit zur Abbildung des Verhaltens von Monopiles hingewiesen. Im Rahmen des PISA-Projektes wurden umfangreiche experimentelle und numerische Studien durchgeführt, um ein verbessertes Verständnis des Pfahlverhaltens bei zyklischer Belastung zu erlangen (Byrne et al., 2017). Diese Arbeiten werden durch Forschungsarbeiten ergänzt, die sich mit der dynamischen Strukturanalyse von Offshore-Monopfählen befassen (z. B. Page et al., 2018). Die existierende Literatur, soweit der Autorin bekannt, konzentriert sich somit entweder auf eine akkurate Beschreibung einer zyklischen Verformungsakkumulation oder auf Aspekte der dynamischen Strukturanalyse, wie Ermüdung, Dämpfungseffekte oder der Ermittlung von Eigenfrequenzen.

Daher besteht das allgemeine Ziel dieser Arbeit darin, das Tragverhalten von Pfählen bei zyklischer und dynamischer Belastung in Sand zu analysieren und ein p-y-Modell abzuleiten, das die Analyse der zyklischen Verformungsakkumulation und die dynamische Analyse von Offshore-Monopiles in einem zuverlässigen und einfachen Modell kombiniert. Ausgehend von dieser allgemeinen Zielsetzung werden die nachfolgenden Forschungsfragen für diese Arbeit formuliert:

- Können optische Fasern zur Dehnungsmessung entlang des Pfahls in ng-Modellversuchen angewendet werden und dabei zu einem verbesserten Verständnis der Pfahl-Boden-Interaktion sowie des Verhaltens zyklisch axial belasteter Pfähle beitragen?
- Ist die Miner-Regel für granulare Böden anwendbar? Wie beeinflusst die Reihenfolge von Zyklenpaketen die akkumulierten Verformungen? Dürfen irreguläre Belastungsszenarien aus natürlichem Seegang mittels Klassierverfahren vereinfacht werden?
- Ist es möglich die Pfahl-Boden-Interaktion bei zyklischer und dynamischer Einwirkung mit einem einfachen p-y Modell zu beschreiben? Welche (wesentlichen) Eigenschaften und Mechanismen sind dabei zu berücksichtigen?

Um ein besseres Verständnis des axialen Pfahltragverhaltens und der Pfahl-Boden-Interaktion zu erlangen, wird zunächst das Verhalten des Pfahls bei zyklischer Axialbelastung in Zentrifugenversuchen untersucht (vgl. Kapitel 3). Im anschließenden Kapitel 4 werden relevante Aspekte des zyklischen Bodenverhaltens im Nahfeld des Pfahls im Einfachscherversuch untersucht. Dies beinhaltet eine Studie zur Gültigkeit der Miner-Regel, die den Einfluss der Anordnung von Zyklenpaketen auf die resultierende zyklische Verformungsakkumulation in Versuchen mit unterschiedlichen mittleren und zyklischen Belastungsniveaus untersucht. Ergänzt wird das Versuchsprogramm durch dynamische Versuche, wobei der Einfluss realitätsnaher Belastungsszenarien mit irregulär zyklischer Wellenamplitude untersucht wird. Auf Basis der experimentellen Daten wird die Anwendung von Klassierverfahren in der aktuellen Offshore-Bemessungspraxis diskutiert. Zur Beantwortung der dritten Forschungsfrage wird in Kapitel 6 ein p-y Modell für lateral belastete Pfähle in Sand vorgestellt, das relevante Aspekte der zyklischen und dynamischen Boden-Pfahl-Interaktion kombiniert abbildet. Die Bettungsfedern basieren auf einem hypoplastischen Bettungsansatz, welcher wesentliche Eigenschaften des umgebenden Bodens abbildet. Zudem wird eine geometrische Dämpfung sowie eine Materialdämpfung berücksichtigt. Das Konzept und die grundlegenden Merkmale des Modells werden beschrieben sowie die Grenzen des Modells erörtert. Der Grundgedanke des Modells besteht darin, ein einfaches, aber genaues Modell für zyklische und dynamische Belastungsanalysen zu entwickeln. Folglich kann das Modell auf verschiedene Offshore bezogene Fragenstellungen angewandt werden, wie z. B. die Bestimmung von Eigenfrequenzen, die Modellierung des Pfahlverhaltens infolge zyklischer und hydrodynamischer Belastung und die Berechnung von Modellsturmszenarien.

3 Untersuchungen zum zyklisch axialen Pfahltragverhalten

Die Anwendung von faseroptischen Dehnungsmessungen im Bauwesen und insbesondere in der Geotechnik ist eine vergleichsweise junge Technik, die noch weiteres Verständnis und Erfahrung in verschiedensten Anwendungen erfordert. Insbesondere eignen sich optische Fasern zur Überwachung langer, linienartiger Strukturen wie zum Beispiel Gründungspfähle. In dieser Arbeit wurden faseroptische Dehnungsmessungen in Zentrifugenversuchen an zyklisch axial belasteten Pfählen angewendet – mit dem Ziel ein verbessertes Verständnis des axialen Pfahltragverhaltens sowie Einblicke in die zugrunde liegenden Mechanismen zu erlangen.

Hierzu wurden eine Reihe von Zentrifugenversuchen bei 200 g an zyklisch axial belasteten Pfählen in Sand am Centre for Offshore Foundations Systems an der University of Western Australia, Perth durchgeführt. Die im Jahr 1988 installierte Zentrifuge ist in Randolph et al. (1991) ausführlich beschrieben. Die Zentrifuge hat einen Plattformradius von 1,8 m. Die Versuche wurden in einer Box mit einer Innenbreite von 0,39 m, einer Innenlänge von 0,65 m und einer Höhe von 0,325 m durchgeführt. Die Höhe der Bodenprobe innerhalb der Box betrug 0,23 m. Die Zentrifugenversuche wurden bei einem g-Level von 200 durchgeführt. Daher gilt für die Versuche ein Skalierungsfaktor von $n = 200$. Die geometrische Ähnlichkeit zwischen Modellversuchen und Prototyp wird durch eine exakte Skalierung der Längen gewährleistet. Die Abmessungen des Zentrifugenmodells sind von einer Offshore-Pfahlgründung mit einer Gesamtlänge von 50 m, einem Durchmesser von 5 m und einer Wandstärke von 60 mm abgeleitet.

Um die axiale Steifigkeit realistisch abzubilden, d. h. ein typisches effektives Verhältnis von D/t_w für Offshore-Monopiles, führt die Skalierung zu einer Wandstärke von $t_w = 0,3$ mm und einem Pfahldurchmesser von $D = 25$ mm. Ein Pfahl mit einer derart geringen Wandstärke kann mit präzisen 3D-Drucktechniken hergestellt werden. Die mechanischen Eigenschaften der 3D-gedruckten Edelstahlpfähle sind eine Zugfestigkeit von 550 – 650 MPa, eine Streckgrenze von 450 – 550 MPa und ein Elastizitätsmodul von 180 GPa.

Abbildung 1 zeigt ein Foto des verwendeten Versuchsaufbaus in der Zentrifuge. Auf dem Bild zu sehen ist der 3D-gedruckte, instrumentierte Modelpfahl, der vor der Installation des Pfahls am Aktuator befestigt ist. Die Bewegung des Pfahls erfolgt mit einem Aktuator mit zwei Freiheitsgraden, der vertikale und horizontale Bewegungen ermöglicht. Instrumentiert wurde der Pfahl mit einer Kraftmessdose am Pfahlkopf sowie optischen Fasern entlang des Pfahls. Zudem wurde die vertikale Pfahlkopfverschiebung während der Versuche aufgezeichnet.

Die Experimente zielten darauf ab, Einflüsse aus dem zyklischen Lastverhältnis sowie der Lagerungsdichte auf das (post)zyklische Pfahltragverhalten zu untersuchen. Das Versuchsprogramm umfasste zyklisch axiale Einwirkungen im Zug- und Druckbereich sowie Schwell- und Wechsellasten. Es wurden Versuche in homogenem sowie geschichtetem Boden durchgeführt.



Abbildung 1: Versuchsaufbau für die ng-Modellversuche an zyklisch axial belasteten Pfählen

Der Einfluss des zyklischen Lastverhältnisses wurde aus Versuchen in mitteldichtem wassergesättigtem Sand abgeleitet. Abbildung 2 zeigt exemplarisch für die Versuchsreihe die Pfahlkopf-Last-Verschiebungskurven für die Lastfälle a und c. Die Versuche umfassten 10.000 bzw. 1.000 Lastzyklen. Test a beinhaltet eine Schwelllast im Druckbereich, wogegen der Pfahl in Test c wechselseitig belastet wird. In beiden Versuchen zeigt sich das typische hysteretische Verhalten bei Belastung, Entlastung und anschließender Wiederbelastung, wobei sich über die Lastzyklen Setzungen akkumulieren. Die Akkumulationsrate der permanenten Verschiebung nimmt mit der Anzahl der Zyklen ab. Dabei treten beim Belastungsszenario c (symmetrische Wechsellast) deutlich größere Setzungen auf als beim Belastungsszenario a. Folglich ist bei zyklischen Wechsellasten eine größere akkumulierte Setzung zu erwarten als bei einer einseitigen zyklischen Last im Druckbereich mit der gleichen Maximallast.

Abbildung 3 zeigt die Daten der Glasfasermessungen entlang des Pfahls für das Belastungsszenario a in mitteldicht gelagertem Sand. Der zeitliche Verlauf der Dehnung ist für vier verschiedene Tiefen entlang des Pfahls dargestellt. Um die Sichtbarkeit einzelner Lastzyklen zu verbessern, sind nur die ersten 100 Sekunden des Versuchs abgebildet.

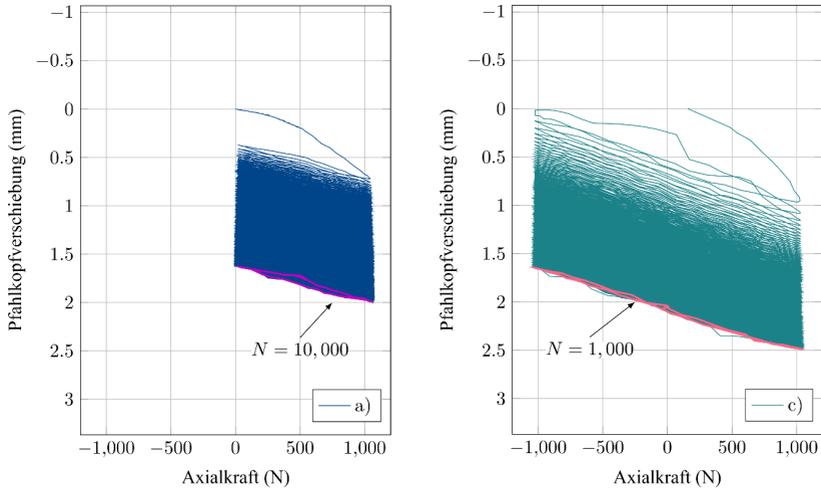


Abbildung 2 Vergleich des Setzungsverhaltens des Pfahls für verschiedene zyklische Belastungsszenarien

Die Versuchsdaten zeigen deutlich, dass die optischen Fasern in der Lage sind, das Verhalten des Pfahls bei zyklisch axialer Einwirkung zu erfassen. Die einzelnen Lastzyklen, einschließlich Lastmaxima und -minima, sind deutlich zu erkennen und zeigen den gleichen allgemeinen Verlauf in allen vier Tiefen. Unterhalb einer Tiefe von $z/L_e = 0.4$ nimmt die Dehnungsamplitude mit zunehmender Tiefe deutlich ab, woraus sich schließen lässt, dass die aufgebrauchte Axiallast über die Pfahlmantelreibung abgetragen wird. Im oberen Bereich des Pfahls zeigen die Versuchsdaten eine Degradation der Pfahlmantelreibung infolge zyklischer Einwirkung.

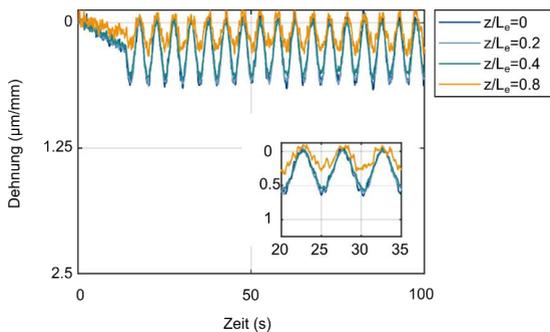


Abbildung 3 Ergebnisse der faseroptischen Dehnungsmessungen für Belastungsszenario a

4 Untersuchungen zum zyklischen Bodenverhalten

Anschließend wurden relevante Aspekte des zyklischen Bodenverhaltens im Nahfeld des Pfahls im Einfachscherversuch an feinem Silikasand untersucht. Die Versuche wurden mit dem GDS Variable Direction Direct Cyclic Simple Shear (VDDCSS) durchgeführt. Die Versuche wurden mit dem gleichen Silikasand durchgeführt, der auch für die Zentrifugenversuche genutzt wurde. Die Proben, mit einem Durchmesser von 70 mm einer Probenhöhe von 20 mm und einer Anfangslagerungsdichte von $I_D = 0.6$, wurden trocken eingerieselt. Die Versuche wurden bei einer konstanten Vertikalspannung von $\sigma_z = 200$ kPa und somit unter dränierten Bedingungen durchgeführt.

Die Versuchsreihen, die 100.000 Lastzyklen bei konstanter und variabler mittlerer Last und Amplitude umfassten, hatten die Zielsetzung, die Auswirkung der Anordnung verschiedener Zyklenpakete auf die resultierende akkumulierte volumetrische Dehnung zu untersuchen. Abbildung 4 zeigt die Akkumulation der volumetrischen Dehnung über vier Zyklenpakete für Wechsellasten mit einer konstanten mittleren Last gleich Null und Variationen der Lastamplitude von $\tau^{ampl} = 12.5 \rightarrow 25 \rightarrow 37.5 \rightarrow 50$ kPa.

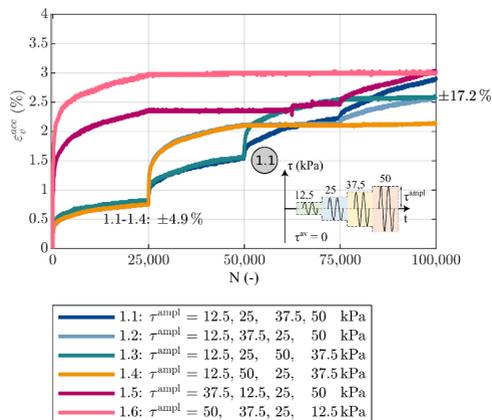


Abbildung 4 Daten aus der experimentellen Studie zur Gültigkeit der Miner-Regel: die Versuchsreihe Nr. 1 umfasste Zyklenpakete mit Variationen der Lastamplitude von $\tau^{ampl} = 12.5 \rightarrow 25 \rightarrow 37.5 \rightarrow 50$ kPa

In den Versuchen 1.1 bis 1.4 wurde die Bodenprobe mit 25.000 Zyklen einer symmetrischen zyklischen Wechsellast mit einer Amplitude von 12,5 kPa belastet. Nach dem ersten Zyklenpaket schwankt die akkumulierte volumetrische Dehnung geringfügig um

$\pm 4,9\%$, was eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche zeigt. Die Belastungsamplitude wurde in den folgenden Zyklenpaketen variiert, einschließlich einer ansteigenden (Versuch Nr. 1.1) und abfallenden Reihenfolge (Versuch Nr. 1.6), sowie Kombinationen aus ansteigender und abfallender Amplitude. Bei zunehmender Amplitude zeigt sich ein beschleunigtes Ratchetingverhalten. Die Akkumulationsgeschwindigkeit nimmt innerhalb der folgenden etwa 100 Zyklen ab. Eine abnehmende Amplitude führt zu keiner weiteren Verformungsakkumulation. Dieser Effekt der Reihenfolge der zyklischen Belastung ist in den Daten vieler Versuchsreihen sichtbar. Der größte Wert der akkumulierten volumetrischen Dehnung aus der Versuchsreihe Nr. 1 wurde für die Versuche 1.5 und 1.6 aufgezeichnet, bei denen im ersten Zykluspaket Werte von $\tau^{ampl} = 37,5$ bzw. 50 kPa aufgebracht wurden. Aus den Versuchsergebnissen ergibt sich eine Gesamtabweichung von $\pm 17,2\%$ der akkumulierten volumetrischen Dehnung nach 100.000 Lastzyklen.

Abbildung 7 gibt einen Überblick über die Ergebnisse der Versuche bei Variation der Belastungsreihenfolge von Zyklenpaketen und zeigt die Abweichung der akkumulierten volumetrischen Dehnung in allen Testreihen in einem Boxplot. Die rote Linie stellt den Mittelwert der Daten einer Versuchsreihe dar. Die blaue Box deckt 50 % der Testdaten ab. Die Abweichungen erstrecken sich von 8,9 % in Versuchsreihe 2 bis zu einem Maximalwert von 17,2 % in Versuchsreihe 1.

Die experimentellen Daten zeigen somit einen deutlichen Einfluss der Reihenfolge von verschiedenen Zyklenpaketen auf die akkumulierte volumetrische Dehnung. Somit hängt die Schädigung des Bodens von der Belastungssequenz ab. Diese Schlussfolgerung wird durch ergänzende irreguläre zyklische Einfachscherversuche gestützt (Hagemann, 2024).

5 Ein Bettungsmodell für Sand

Abschließend wird ein dynamisches p-y Modell für horizontal belastete Pfähle in Sand entwickelt, das relevante Aspekte der zyklischen und dynamischen Pfahl-Boden-Interaktion kombiniert, vgl. Abbildung 5. Das Modell bildet Schlüsselaspekte des zyklischen Bodenverhaltens ab und beschreibt die Interaktion an den Modellschnittstellen, d.h. Welle-Pfahl, Pfahl-Boden und basiert auf einer Finite-Elemente-Formulierung eines Balkens auf nichtlinearen Federelementen.

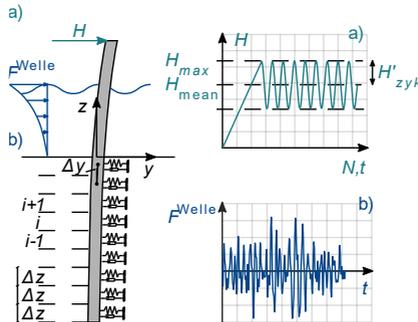


Abbildung 5 FE-Modell eines auf Federn gebetteten Euler-Bernoulli Balkens mit nichtlinearen Federkennlinien. Zur Untersuchung des Pfahltragverhaltens bei zyklischer a) und dynamischer Belastung b). Dargestellt ist die einseitige Anordnung der nichtlinearen Federelemente sowie die Diskretisierung von Pfahl und Boden in i Elemente der Höhe Δz .

Die Federelemente basieren dabei auf einer hypoplastischen Formulierung nach Carstensen et al. (2018):

$$\dot{p} = k_{s,0} \left(\dot{u} - \left(\frac{p}{p_u} \right)^\kappa |\dot{u}| \right)$$

Die Änderung des Bettungswiderstandes \dot{p} wird als Funktion der Änderung der Verschiebung \dot{u} , der Anfangssteifigkeit des Federelementes $k_{s,0}$, dem Verhältnis des aktuellen Bettungswiderstandes p zur Grenztraglast des Bodens p_u sowie einem Exponenten κ zur Beschreibung der Krümmung der p-y Kurve formuliert. Eine Ver- bzw. Entfestigung des Bodens wird über eine Änderung der Porenzahl berücksichtigt, womit gleichzeitig auch eine Materialdämpfung in das Modell integriert wird. Somit werden relevante spannungs- und dichteabhängige Bodeneigenschaften erfasst, die sich direkt auf das Spannungs-Dehnungsverhalten bei zyklischer Belastung auswirken. Die Formulierung des Bodenmodells berücksichtigt sowohl eine Materialdämpfung als auch geometrische Dämpfungseffekte.

Der Grundgedanke während des Entwicklungsprozesses war es, ein einfaches, aber genaues Modell für zyklische und dynamische Belastungsanalysen zu erstellen. Daher wird das Gleichgewicht des Systems durch die nichtlineare dynamische Bewegungsgleichung unter Berücksichtigung von Trägheitskräften beschrieben:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}) = \mathbf{f}(t).$$

Hierbei sind $\dot{\mathbf{u}}$ und $\ddot{\mathbf{u}}$ die erste und zweite Ableitung der Verschiebung u nach der Zeit. Die Matrix \mathbf{M} beschreibt die Systemmassen- und \mathbf{C} die Systemdämpfungsmatrix. Die Steifigkeit des Bodens wird verschiebungsabhängig über die verrichtete Arbeit der inneren Kräfte $\mathbf{f}_s(\mathbf{u})$ berücksichtigt. Zur Lösung der nichtlinearen dynamischen Bewegungsgleichung wird ein impliziter Lösungsalgorithmus basierend auf dem Newmark-Verfahren zur Lösung des nichtlinearen Anfangswertproblems verwendet.

Folglich kann das Modell auf verschiedene Offshore-bezogene Fragen angewandt werden, z. B. die Bestimmung von Eigenfrequenzen, die Modellierung des Pfahlverhaltens infolge zyklischer und hydrodynamischer Belastung und die Berechnung von Entwurfssturmszenarien.

Zur Veranschaulichung der zyklisch lateralen Pfahl-Boden-Interaktion zeigt Abbildung 6 die p-y Kurven in 0,25, 10 und 40 m Tiefe nach 10.000 Lastwechseln mit einer Amplitude von $H_{av} = H_{cyc} = 2.500$ kN. Nahe der Geländeoberkante haben die p-y Kurven die Form einer offenen Hystereseschleife, die mit zunehmender Tiefe weniger ausgedehnt wird und nahe des Pfahlfußes einen beinahe linearen Verlauf annimmt.

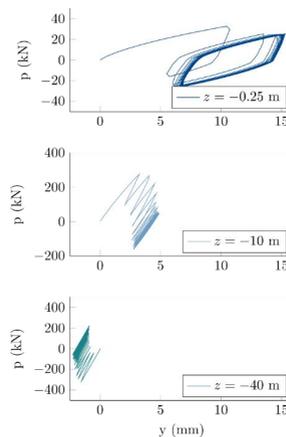


Abbildung 6 Verhalten des p-y Modells bei zyklischer Horizontalbelastung

Das Modellverhalten bei Wellenbelastung ist in Abbildung 7 dargestellt. Es zeigt sich eine langsame, zyklische Verformungsänderung mit einer mittleren Frequenz von etwa 0,2 Hz. Die maximale Schiefstellung des Monopiles im betrachteten Zeitintervall beträgt $0,1622^\circ$, womit die nach aktuell gültiger Normung zulässige bleibende Schiefstellung von $0,25^\circ$ nicht überschritten wird (American Petroleum Institute, 2000).

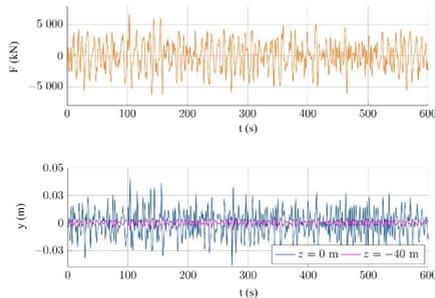


Abbildung 7 Verhalten des p-y Modells bei Welleneinwirkung

6 Zusammenfassung und Ausblick

Planung und Entwurf von Offshore-Strukturen erfordern ein umfassendes Verständnis der Boden-Bauwerk-Interaktion und des daraus resultierenden Systemverhaltens. In dieser Arbeit werden neue Erkenntnisse zum zyklischen und dynamischen Pfahltragverhalten vorgestellt sowie ein vielversprechender und effizienter Ansatz zur numerischen Modellierung des zyklischen und dynamischen Pfahltragverhaltens entwickelt. Aus den durchgeführten Untersuchungen lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ableiten:

- Das zyklisch axiale Pfahltragverhalten wurde im Zentrifugenmodellversuch bei 200 g an typischen Offshore-Pfählen in wassergesättigtem Sand untersucht. Hierbei wurden mit Glasfaser instrumentierte Pfähle erfolgreich zur Dehnungsmessung entlang des Pfahls eingesetzt.
- In hochzyklischen Einzelscherversuchen mit Variation der Reihenfolge von Zyklenpaketen zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Belastungsreihenfolge auf die akkumulierte volumetrische Dehnung. Die Versuche mit je 100.000 Lastzyklen umfassten Zyklenpakete mit konstanter sowie variabler mittlerer Last und Lastamplitude. Trotz des deutlichen Einflusses der Belastungsgeschichte erfordert

die Bemessung von Offshore-Gründungspfählen begründete Vereinfachungen der stark irregulären Einwirkungen aus Wind, Welle und Seegang. Somit wird die Miner-Regel im Kontext einer insgesamt konservativen Bemessung als anwendbar angesehen.

- Abschließend wird ein Bettungsmodell vorgestellt und entwickelt, das die Abbildung einer zyklischen Verformungsakkumulation sowie die dynamische Strukturanalyse von Offshore-Monopiles kombiniert und einen vielversprechenden und effizienten Ansatz zur numerischen Modellierung des zyklischen und dynamischen Verhaltens von Pfählen bietet.

Literatur

Americal Petroleum Institute (2000). Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design: Upstream Segment. API Recommended Practice 2A-WSD (RP2A-WSD): Errata and Supplement 1, December 2002. Americal Petroleum Institute.

Byrne, B. W., Mc Adam, R., Burd, H., Houlsby, G. T., et al. (2017). PISA: New design methods for offshore wind turbine monopiles. In: Offshore Site Investigation Geotechnics 8th International Conference Proceedings. Society for Underwater Technology, pp. 142-161.

Hagemann, A. (2024). On cyclic and dynamic pile-bearing behaviour. Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg, Heft 61.

Jardine, R. J. (2020). Geotechnics, energy and climate change: the 56th Rankine Lecture. In: *Géotechnique* 70.1, pp.3-59. Doi:10.1680/jgeot.18.RL.001.

Page, A. M., Grimstad, G., Eiksund, G. R. & Jostad, H. P. (2018). A macro-element pile foundation model for integrated analyses of monopile-based offshore wind turbines. *Ocean Engineering*, 167, pp. 23-35

Pörtner, H.-O., D. C. Roberts, V. Masson-Delmotte, P. Zhai, M. Tignor, E. Poloczanska und N. M. Weyer (2019). The Ocean and cryosphere in a changing climate. In: *IPCC Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate*. doi: 10.1017/9781009157964.

Randolph, M. F., R. J. Jewell, K. J. L. Stone, and T. A. Brown (1991). Establishing a new centrifuge facility. In: Proceedings of International Conference on Centrifuge Modelling. Vol. 91, pp. 3-9.

Autorin

Dr.-Ing. Anne Hagemann
 Institut für Geotechnik und Baubetrieb
 Technische Universität Hamburg
 Schellerdamm 22-24 (Channel 7), 21079 Hamburg

anne.hagemann@tuhh.de

www.tuhh.de/gbt
 Tel.: 040 428-78-3813

Modellversuche zur Untersuchung des Einflusses der Installationsreihenfolge bei Verdrängungspfahlgruppen in nichtbindigem Boden

Vincent Jarde

Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik (IGS), Deutschland

1 Hintergrund und Forschungsaufgabe

Trotz der verbreiteten Anwendung stellen Verdrängungspfahlgruppen ein recht unerforschtes Gebiet dar. Dies gilt insbesondere für die Auswirkungen veränderter Installationsreihenfolgen einer Pfahlgruppe auf das Tragverhalten. Bereits LE KOUBY et al. (2016) haben das Tragverhalten von 5er Pfahlgruppen mit variierenden Installationsreihenfolgen untersucht. Dabei wurde der Zentrumpfahl entweder als Erstes oder Letztes installiert. In deren Versuchsreihen wurden die jedoch durch Eindrücken in den Boden installiert. GARBERS et al. (2022) erkannten ebenfalls, dass durch die Installation mehrerer benachbarter Pfähle das Tragverhalten einer Verdrängungspfahlgruppe, in Abhängigkeit von der Position der Pfähle, stark beeinflusst wird. Auch am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart wird die Gruppenwirkung von Verdrängungspfählen in einer neu entwickelten *Calibration Chamber* untersucht (MITLMEIER & MOORMANN 2024). In Anlehnung an die Versuche von LE KOUBY et al. (2016) sollten in dieser Bachelorarbeit die Installationsreihenfolgen der Zentrumpfähle als auch der restlichen Gruppenpfähle variiert werden. Die Pfähle wurden hierbei durch Schlagrammung in den Boden installiert. Ziel der am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durchgeführten Versuchsreihe war es daher, mithilfe von unterschiedlichen Installationsreihenfolgen den Zusammenhang von Installationsenergie und statisch axialem Tragverhalten der einzelnen Gruppenpfähle als auch der gesamten Pfahlgruppe zu untersuchen.

2 Versuchsmatrix

Im Rahmen der in dieser Bachelorarbeit durchgeführten Versuchsreihe wurden drei Installationsreihenfolgen einer 3 x 3 Pfahlgruppe untersucht. Die Reihenfolgen wurden als C1, C1 SYM sowie C9 bezeichnet (Abb. 1); „C“ gemäß dem Englischen *Center Pile*. Bei den Reihenfolgen C1, C1 SYM sowie C9 betrug der Pfahlachsabstand 3D (D = Durchmesser

des Pfahls). Bei der Reihenfolge C1 SYM wurde zusätzlich ein Versuch mit einem Pfahlachsabstand von 6D durchgeführt.

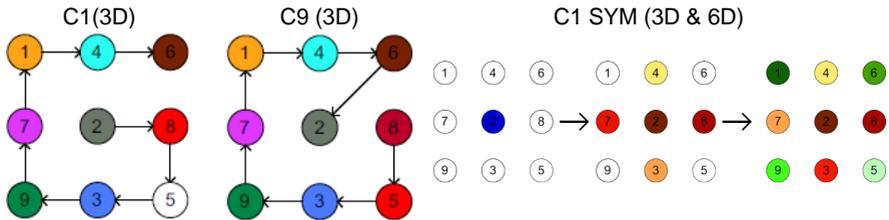


Abbildung 1: Installationsreihenfolgen

Bei den C1-Versuchen wurde der Zentrumspfahl als Erstes installiert, während dies im Falle des C9-Versuchs der letzte Pfahl war. Darüber hinaus wurde die Reihenfolge C1 SYM untersucht, wobei hier zuerst der Zentrumspfahl, dann die vier Randpfähle und zuletzt die vier Eckpfähle installiert wurden.

3 Versuchsbeschreibung und -durchführung

Die Versuche wurden in einer am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart neu entwickelten *Calibration Chamber* durchgeführt. Die *Calibration Chamber* ermöglicht es, den vertikalen Spannungszustand zu steuern und somit das Pfahlgruppentragverhalten in einem in-situ herrschendem Spannungsniveau zu untersuchen. Ein 9er-Pfahlgruppenversuch gliedert sich in folgende Schritte:

- Einbau des Versuchssandes (*Berliner Sand*) in mitteldichter Lagerung inkl. Erddrucksensoren und Messtöpfe
- Aufbau der *Calibration Chamber*
- Vorspannen der *Calibration Chamber* mit einer vertikalen Oberflächenlast von 200 kN/m²
- Durchführen von dynamischen Drucksondierungen vor der Pfahlinstallation zur indirekten Erfassung der initialen Lagerungsdichte des Versuchsbodens
- Installation der neun Gruppenpfähle (davon drei Modellpfähle mit DMS-Messebenen zur Erfassung von Mantelreibung und Spitzendruck) via Schlagrammung (mit 22,5 Nm pro Schlag) mithilfe eines am IGS entwickelten Modellmäklers
- Vorbereiten der Pfahlgruppenprobelastung: Aufbau der Pfahlkopfplatte, Messtechnik und des Widerlagers

- Durchführung einer Pfahlgruppenprobelastung gem. EA-PFÄHLE (2012) mit einer Prüflast von $P_P = 50 \text{ kN}$
- Rückbau der Pfahlkopfplatte und Messtechnik
- Durchführen von dynamischen Drucksondierungen innerhalb und außerhalb der Pfahlgruppe zur Identifizierung von Verdichtungseffekten
- Rückbau der *Calibration Chamber* und Sandausbau

Tabelle 1: Übersicht Versuchsbedingungen

Achsabstand	3-D	3-D	3-D	6-D
Vertikalspannung	200 kN/m ²	200 kN/m ²	200 kN/m ²	200 kN/m ²
Reihenfolge	C1	C9	C1 SYM	C1 SYM
Lagerungsdichte	0,35	0,35	0,34	0,34

4 Versuche

4.1 Messgrößen und Auswertung

Die Lagerungsdichte D dient der Kontrolle der Homogenität des Sandeinbaus: gleiche Bedingungen bei allen Versuchen sorgen für eine gute Vergleichbarkeit. Hierzu werden eine „global“ ermittelte und eine „lokal“ ermittelte Lagerungsdichte herangezogen: Die lokalen Lagerungsdichten werden anhand von vier Messtöpfen gemessen, die sich in den Viertelpunkten des im Grundriss quadratischen Versuchsbehälters befinden. Die globale Lagerungsdichte wird über die Gesamtmasse sowie über das Gesamtvolumen des Sandes innerhalb des Versuchsbehälters ermittelt.

Die Ergebnisse der Installation werden anhand von Rammdiagrammen dargestellt. Aus der Probelastung ergibt sich für jeden Pfahl eine Widerstands-Setzungslinie, die mit der Widerstands-Setzungslinie des unbeeinflussten Einzelpfahls verglichen wird.

Um das Tragverhalten der gesamten Pfahlgruppe beurteilen zu können, wird die Widerstands-Setzungslinie infolge der gesamten Pfahlgruppenbelastung herangezogen. Diese wird ebenfalls mit der Widerstands-Setzungslinie von neun unbeeinflussten Einzelpfählen verglichen. Zur Beurteilung der Effektivität der Pfahlgruppe wird der Gruppenfaktor herangezogen: Hierzu wird das Verhältnis aus dem Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe sowie dem Widerstand eines Einzelpfahls, der mit Gesamtzahl an Gruppenpfählen multipliziert wurde, gebildet.

Die Gruppeneffektivität wird in zwei Grenzzuständen betrachtet: Dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) sowie dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS). Zusätzlich wird die während der Probelastung gemessene Mantelreibung sowie der Spitzendruck der instrumentierten Messpfähle in gesonderten Widerstands-Setzungslinien aufgetragen.

Die durch die Sondierung gemessenen Eindringwiderstände werden in gesonderten Sondierdiagrammen dargestellt.

4.2 Versuchsergebnisse

4.2.1 Installation

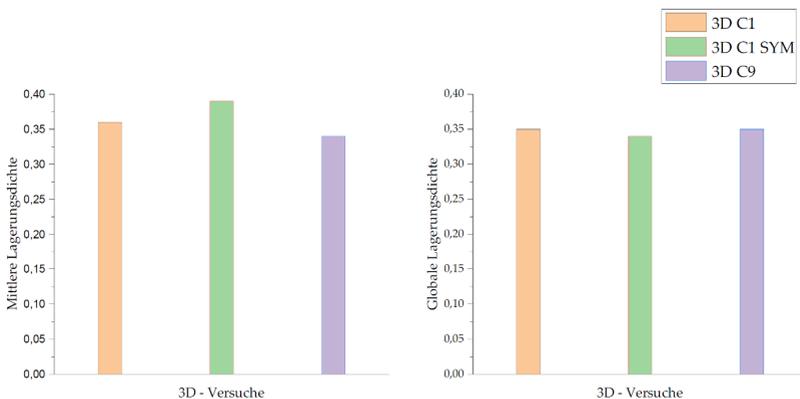


Abbildung 2: Aus den Messtöpfen ermittelte mittlere Lagerungsdichten [-] sowie global ermittelte Lagerungsdichten [-] der 3D-Versuche

In Abbildung 2 sind die mittleren als auch die globalen Lagerungsdichten der drei 3D-Versuche miteinander verglichen. Bei allen 3D-Versuchen lag per Definition eine mitteldichte Lagerung des Sandes vor, was eine optimale Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse gewährleistet.

Abbildung 3 zeigt die benötigten Rammenergiesummen der Zentrumsfähle aus den 3D-Versuchen. Die Energiesummen der Zentrumsfähle aus den C1-Versuchen weisen lediglich eine prozentuale Abweichung von 10 % auf. Der Zentrumsfähle aus dem C9-Versuch hingegen weist eine signifikant höhere benötigte Energiesumme bei der Installation auf, die die Energiesummen der beiden Zentrumsfähle aus den C1-Versuchen im Schnitt um das 2,2-Fache übersteigt. Dies deutet auf eine erhöhte Verdichtung im Zentrum der

Pfahlgruppe hin und es zeigt sich somit eine Auswirkung der Einflussbereiche der bereits installierten Pfähle.

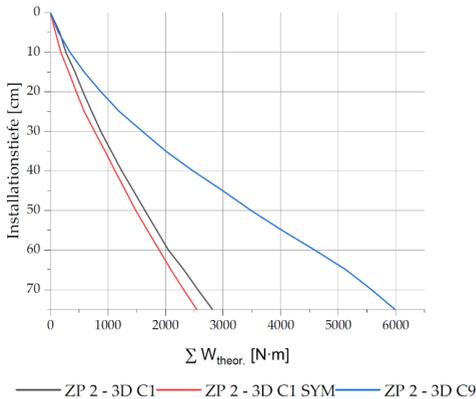


Abbildung 3: Rammenergiesummen der Zentrumspfähle (ZP2) [Nm]

4.2.2 Probelastung

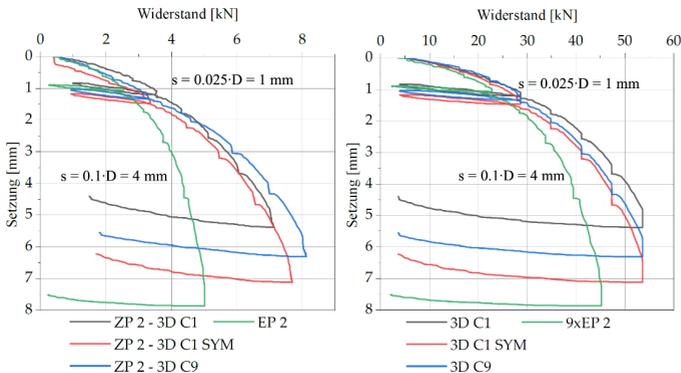


Abbildung 4: WSL der Zentrumspfähle (links) und WSL der Pfahlgruppen mit 3D Pfahlachsabstand (rechts)

Es konnte festgestellt werden, dass der signifikante Unterschied zwischen den Installationsenergien keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Zentrumspfähle hat (vgl. Abbildung 4 links). So weist der Zentrumspfahl aus dem 3D C9-Versuch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) lediglich eine um 0,4 kN erhöhte Tragfähigkeit auf.

Die Widerstands-Setzungslinien (WSL) der Pfahlgruppen in Abbildung 4 (rechts) demonstrieren, dass jede Pfahlgruppe ein positives Gruppentragverhalten aufweist. Des Weiteren wird ersichtlich, dass die Pfahlgruppe aus dem 3D C1-Versuch im ULS die höchste Tragfähigkeit aufweist. Die deutlich erhöhte Installationsenergie des Zentrumpfahls aus dem 3D C9-Versuch hat demnach keine entscheidende Auswirkung auf das Tragverhalten der gesamten Pfahlgruppe.

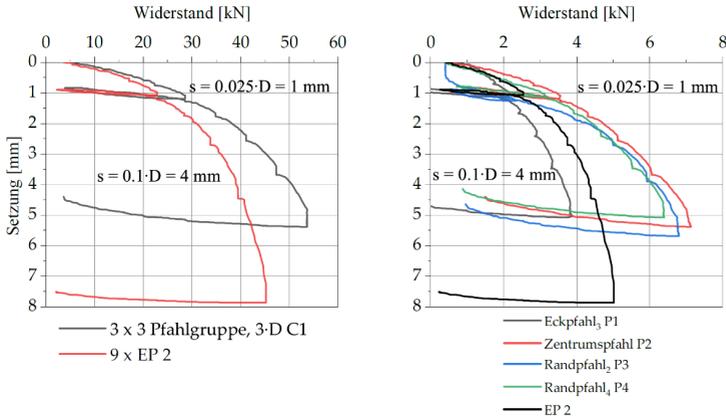


Abbildung 5: WSL des Versuchs 3D C1

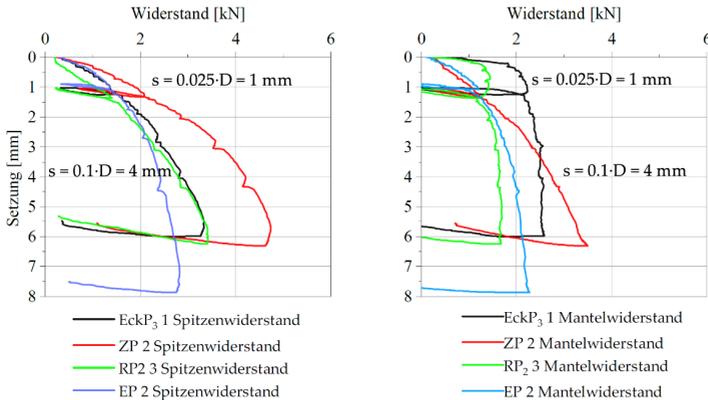


Abbildung 6: Spitzen- und Mantelwiderstände Versuch 3D C9

Die Widerstands-Setzungslinien des Versuches 3D C1 sind in Abbildung 5 sowohl für die gesamte Pfahlgruppe als auch für die einzelnen Gruppenpfähle dargestellt. Im Vergleich mit den anderen getesteten Pfahlgruppen wies der 3D C1-Versuch im Grenzzustand der

Tragfähigkeit die höchste Gruppentragfähigkeit auf. In Bezug auf das Tragverhalten der Gruppenpfähle sowie der gesamten Pfahlgruppe lässt sich eine positive Effektivität > 1 feststellen. Auffällig sind zudem die deutlich höheren Tragfähigkeiten der Randpfähle sowie des Zentrumspfahls.

In Abbildung 6 sind die Spitzen- und Mantelwiderstände der Gruppenpfähle (Eck-, Zentrums-, Randpfahl) des Versuchs 3D C9, als auch die des unbeeinflussten Einzelpfahls EP 2 dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass die Gruppenpfähle im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) bei $s = 0,1D$ im Vergleich zum Einzelpfahl durchweg höhere Spitzenwiderstände mobilisieren. Des Weiteren ist zu beobachten, dass bis auf den Randpfahl im Vergleich zum Einzelpfahl im ULS auch eine höhere Mobilisierung des Mantelwiderstands erfolgt. In Gänze betrachtet lassen diese Ergebnisse auch auf positive Spitzen- und Manteleffektivitäten schlussfolgern.

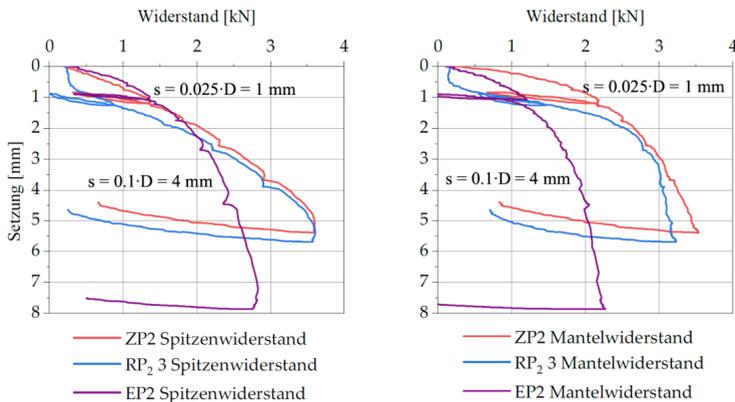


Abbildung 7: Spitzen- und Mantelwiderstände Versuch 3D C1

Abbildung 7 zeigt ebenfalls die Spitzen- und Mantelwiderstände des Versuchs 3D C1 – der Versuch, in welchem die höchste Gruppentragfähigkeit festgestellt wurde. Auch hier zeigt sich, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei einer Setzung von 4 mm, die Spitzen- und Mantelwiderstände der Gruppenpfähle die Widerstände des unbeeinflussten Einzelpfahls deutlich übersteigen.

Tabelle 2: Mantelwiderstände im ULS [kN]

	3-D C1	3-D C9
Zentrumspfohl	3,26	2,80

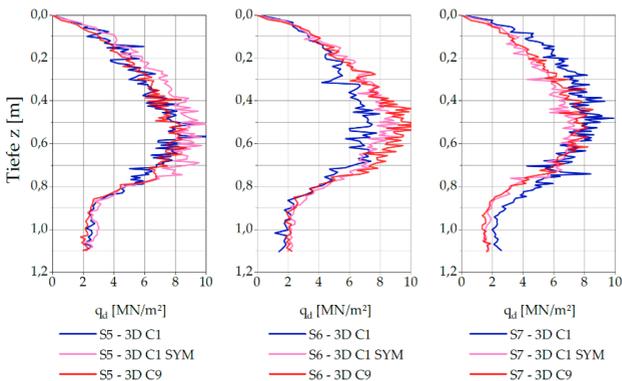
Tabelle 3: Spitzenwiderstände im ULS [kN]

	3-D C1	3-D C9
Zentrumspfohl	3,28	4,20

Tabelle 4: Gruppenfaktoren des C1 und C9 Versuchs

	SLS	ULS
C1	1,22	1,29
C9	1,18	1,20

4.2.3 Sondierungen

**Abbildung 8: Ergebnisse dynamischer Drucksondierungen innerhalb der Pfahlgruppe (3D C1, 3D C1 SYM und 3D C9)**

Die in Abbildung 8 dargestellten Ergebnisse der Drucksondierungen S5, S6 und S7 stammen allesamt aus dem Zentrum der Pfahlgruppe. Da die ermittelten Sondierspitzen drücke bei jedem Versuch nahezu identisch sind, kann der Einfluss der Installationsreihenfolge auf die Verdichtung innerhalb der Pfahlgruppe nahezu ausgeschlossen werden.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen einer Bachelorarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart wurden unterschiedliche Installationsreihenfolgen von 3 x 3 Verdrängungspfahlgruppen in mitteldicht gelagertem Sand untersucht. Für die Reihenfolge C9 (Zentrumspfahl wurde zum Schluss installiert) war zu beobachten, dass die Energiesumme des Zentrumspfahls bei der Installation via Rammung um das 2,2-fache im Vergleich zu den Zentrumspfählen aus beiden C1-Versuchen (Zentrumspfahl wurde zuerst installiert) erhöht war. Bei der Installation des Zentrumspfahls lässt sich somit klar erkennen, dass durch die Installation der umgebenden Gruppenpfähle in der Mitte der Pfahlgruppe ein außerordentlich stark verdichteter Bereich entsteht, der zu einem erhöhten Energieaufwand beim Abteufen des Pfahls führt. Diese verdichteten Bereiche können auch mit Hilfe von dynamischen Drucksondierungen innerhalb der Pfahlgruppe qualitativ und quantitativ nachgewiesen werden.

Betrachtet man nun das Widerstands-Setzungsverhalten der Zentrumspfähle, so zeigt sich zwar bei der Grenzsetzung von $s = 0,1 D$ ein geringfügig höherer Widerstand des Zentrumspfahls der Versuchsreihe C9 im Vergleich zu den anderen C1-Zentrumspfählen, allerdings korrespondiert diese Erhöhung nicht in gleichem Maße mit den benötigten Energiesummen bei der Installation. Alle Zentrumspfähle mobilisieren im Vergleich zu den Gruppenpfählen immer die größten Widerstände.

Übergeordnet zeigt sich, dass unabhängig von der gewählten Installationsreihenfolge, der Gruppenfaktor bei $s = 0,1 D$ für alle 3D-Versuche mindestens 1,20 beträgt. Das bedeutet konkret, dass jeder Gruppenpfahl der getesteten 9er Gruppen im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Vergleich zum unbeeinflussten Einzelpfahl im Mittel mindestens das 1,2-fache an Widerstand mobilisiert.

Literatur

DGGT; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle), 2. Auflage, Ernst & Sohn, 2012.

Garbers, T.; Mitlmeier, F.; Moormann, Ch.; Wardinghus, P.; Zum Gruppentragverhalten von Verdrängungspfählen: Untersuchungen zu Interaktionseffekten bei Installation und axialer Beanspruchung, *Vorträge der 37. Baugrundtagung*, Wiesbaden, S. 181-190, 2022.

Le Kouby, A.; Dupla, J. C.; Canou, J.; Francis, R.; The effects of installation order on the response of a pile group in silica sand, *Soils and Foundations*, 56(2), pp. 174-188, 2016.

Mitlmeier, F.; Moormann, Ch.; Axial behaviour of displacement pile groups in sand based on model tests in a calibration chamber, *Proc. 18th Eur. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE, Lisbon, Portugal*, pp. 664-669, 2024.

Autoren

Vincent Jarde, B.Sc.

vincent.jarde@igs.uni-stuttgart.de

Institut für Geotechnik

Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

www.igs.uni-stuttgart.de

Tel.: 0711 685-62071

Nachhaltige Gründungen mit Fertigbetonpfählen

Dipl.-Ing. Thomas Garbers, AARSLEFF Spezialtiefbau GmbH, Deutschland

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus, Per Aarsleff A/S, Dänemark

Dipl.-Ing. Bahne Jess, AARSLEFF Grundbau GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Um Gebäude standsicher zu gründen, werden in vielen Bereichen Pfahlgründungen benötigt. Die erforderlichen Baustoffe Zement und Stahl sind aufgrund der sehr hohen CO₂-Emission bei der Produktion, bei den Diskussionen über Klimawandel und nachhaltigem Bauen in den Fokus gerückt. Da dies durch die ausführenden Firmen nicht immer direkt beeinflusst werden kann, sucht die AARSLEFF nach Wegen, neben der Materialproduktion, um den CO₂-Footprint zu reduzieren. Im Beitrag werden verschiedene Ansätze und Neuentwicklungen der AARSLEFF vorgestellt, um bei Pfahlgründungen CO₂ bei der Herstellung und der Ausführung zu reduzieren sowie über den Lebenszyklus des Gebäudes auszugleichen. Im Beitrag werden folgende Punkte behandelt:

- Einsatz neuer Betonrezepturen
 - CO₂ reduzierte Zemente
 - reduzierter Zementgehalt
- Entwicklung neuer Pfahlssysteme
 - Fertigbetonschraubpfahl, Centrum Paele Screw Pile
 - Mastfundamentpfahl
- Entwicklung neuer Pfahlquerschnitte
 - Hohlquerschnitt
 - Verbindungen zum Überbau
- Optimierung der Gründungsplanung und Anpassung während der Ausführung
- Geothermische Nutzung und Ausgleich des CO₂-Verbrauches aus der Herstellung

2 CO₂-Emissionen im Spezialtiefbau

Durch das Bestreben den Materialeinsatz möglichst gering zu halten, ist Nachhaltigkeit und damit verbunden die Reduzierung von CO₂-Emissionen in der Bauindustrie und im Spezialtiefbau kein neues Thema. Wirtschaftlichkeit war schon immer ein wichtiger Punkt, um Aufträge zu akquirieren, nur konnte oder wollte man nicht über den Ausstoß von Treibhausgasen sprechen. Wie aus der Abbildung 1 zu erkennen ist, entstehen die größten Anteile des CO₂-Ausstoßes dabei bei der Produktion der verwendeten Baustoffe Zement,

Zuschlagstoffe und Stahl. Somit sind die Einflussmöglichkeiten der Baufirmen begrenzt, um Emissionen zu reduzieren.

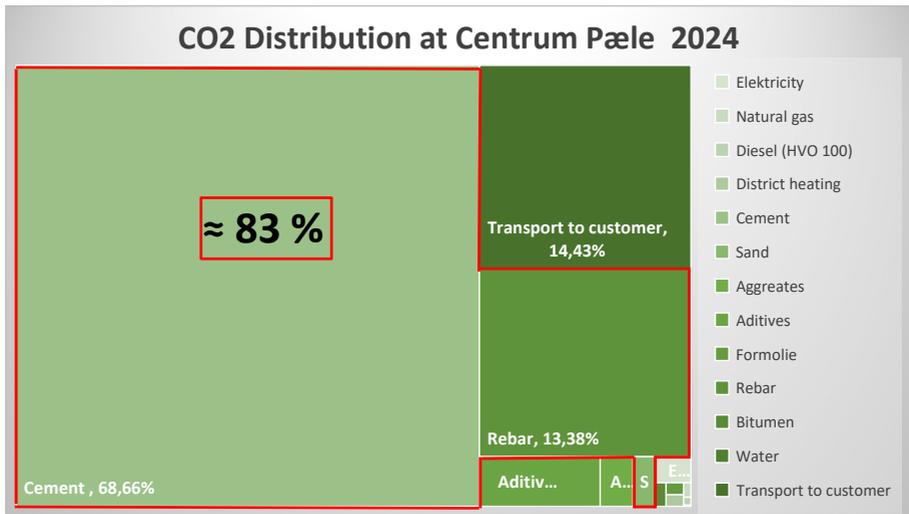


Abbildung 1: Aufteilung der CO₂-Emissionen bei Fertigrammpfählen

Die AARSLEFF stellt neben Ortbetonpfählen seit vielen Jahrzehnten Betonfertigpfähle her. Das bietet den Vorteil Betonrezepturen mit CO₂-emissionsärmeren Zementen CEM II und geringerem Zementgehalt zu entwickeln, ohne die erforderlichen Qualitäten hinsichtlich Festigkeit und Widerstand gegenüber betonaggressiven Böden und Wässern zu reduzieren. Die Centrum Pæle konnte durch die Umstellung die CO₂-Emission 2024 um 11.281.591 kg CO₂-Äquivalente gegenüber 2022 reduzieren. Dies entspricht den CO₂-Emissionen eines Diesel-PKW auf 97 Erdumrundungen.

Um Spezialtiefbaufirmen bei der Reduzierung von CO₂-Emissionen zu unterstützen hat der EFFC ein Merkblatt veröffentlicht (Abbildung 2). Um CO₂-Emissionen unterschiedlicher Systeme ermitteln und vergleichen zu können, wurde zudem der Carbon Calculator entwickelt. Die aktuelle Programmversion (z.Zt. v5.0) kann über die Internetseite des EFFC heruntergeladen werden.

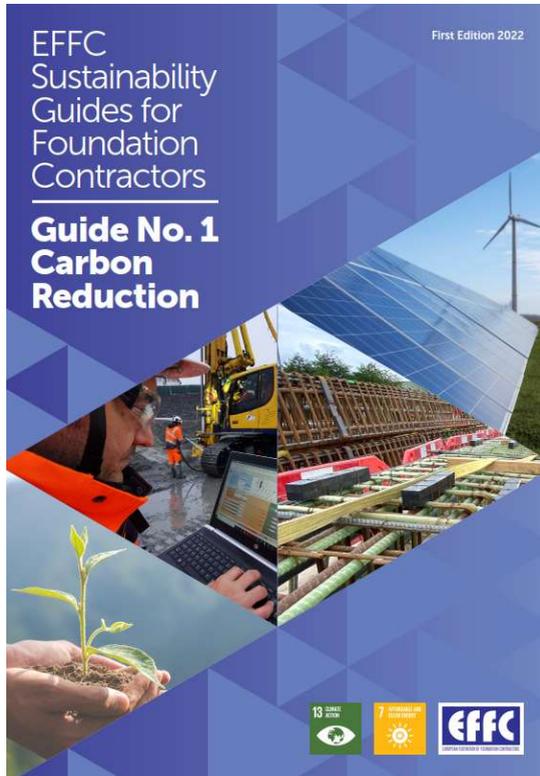


Abbildung 2: Guide No. 1 Carbon Reduction,

3 Entwicklung neuer Pfahlsysteme

3.1 Fertigbetonschraubpfahl CPSP (Centrum Paele Screw Pile)

Als Alternative zu dem bekannten Fertigbetonrammpfahl hat die Centrum Paele einen Fertigbetonschraubpfahl weiterentwickelt (Abbildung 3). Dieser Pfahl hat die Form einer Schraube und wird über ein modifiziertes Kelly-Gestände in den Baugrund erschütterungsfrei eingeschraubt. Dadurch dass der Pfahl ein Hohlquerschnitt ist, werden hier gleichzeitig zwei wichtige Punkte gelöst. Zum einen werden Beton und somit CO₂-Emissionen bei der Herstellung und dem Transport der Pfähle eingespart und zum anderen ermöglicht die besondere Ausbildung des Hohlraums eine gleichmäßige Übertragung des Drehmomentes von der Kelly auf den Pfahlquerschnitt (Abbildung 4).



Abbildung 3: Einbringen CPSP-Pfähle mit Kupplung

Dies schont den Betonquerschnitt beim Einbringen der Pfähle und reduziert Beschädigungen an den Pfählen. Die CPSP-Pfähle werden zurzeit in Längen von 8 m hergestellt. Große Pfahllängen können über die Verbindung einzelner Pfahlteile mit einer patentierten Pfahlkupplung (Abbildung 5) verbunden werden. In Bereichen oberhalb des tragfähigen Baugrundes kann zudem auf die Ausbildung der Wendel verzichtet werden, um Beton einzusparen und die Mantelreibung in diesen Bereichen während des Einbringens aber auch bei negativer Mantelreibung zu reduzieren. Da der Pfahl über die gesamte Länge als Hohlquerschnitt hergestellt wird und auch die Kupplung keine vollflächige Stahlplatte besitzt, können CPSP-Fertigbetonpfähle zudem über die gesamte Länge geothermisch aktiviert werden.

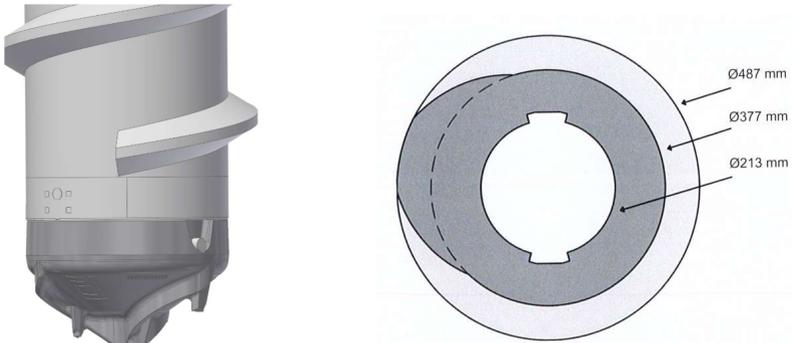


Abbildung 4: Pfahlspitze und Querschnitt

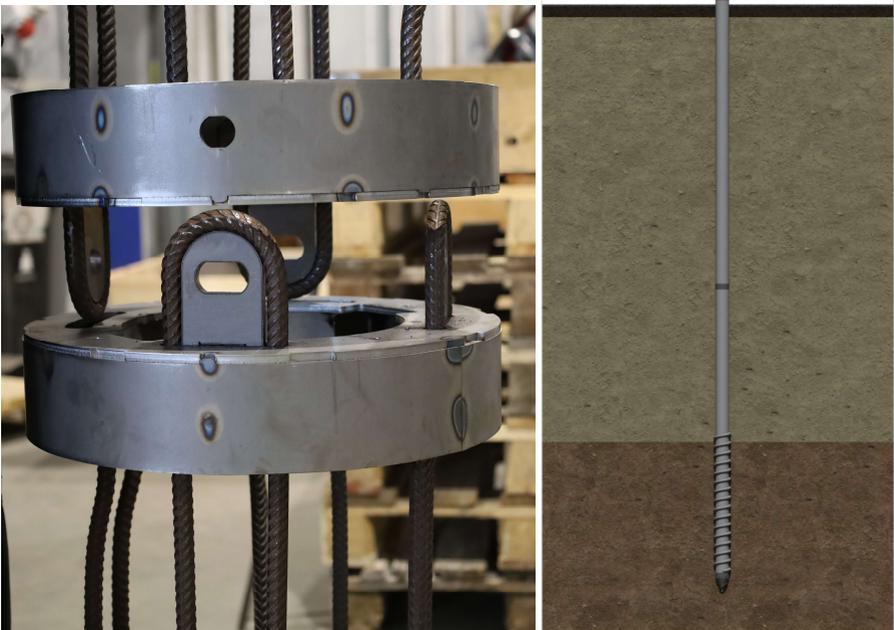


Abbildung 5: Pfahlkupplung CPSP, Ausführung ohne Wendel

- Standardlänge 8 m
- Außendurchmesser $d = 49$ cm
- Innendurchmesser $d = 21$ cm
- Betoneinsparung 26%
- Oberpfähle können ohne Wendel hergestellt werden
- Auf ganzer Länge geothermisch nutzbar

3.2 Mastfundamentpfähle

Seit vielen Jahren wird der Mastfundamentpfahl bereits in den skandinavischen Ländern zur Gründung von Oberleitungsmasten bei den Bahnbetrieben eingesetzt (Abbildung 6 und 7). Durch die besondere Ausbildung des Pfahles und insbesondere des Pfahlkopfes, bietet dieses Pfahlsystem bei der Installation große zeitliche Einsparungen. Dieses ermöglicht deutliche Leistungssteigerungen in den zur Verfügung stehen Arbeitszeiten. Da oftmals in Sperrpausen gearbeitet werden muss, fallen diese Einsparungen besonders wertvoll.



Abbildung 6: Ansicht CPSP-Pfahl



Abbildung 7: Einbringen eines Mastfundamentpfahles

Durch die Kopfausbildung mit einbetonierten Edelstahlbolzen mit Gewinde (Abbildung 8, Abstandsmontage), kann die Montage des Oberleitungsmastes unmittelbar nach Beendigung der Pfahleinbringung starten. Weitere Arbeitsschritte wie ausbetonieren des Querschnittes oder unterfüttern der Fußplatte des Mastes können entfallen.

Weitere Einsatzmöglichkeiten sind beispielsweise die Verwendung als Gründungselement für die Überdachung großer Parkplatzflächen, die dann zukünftig als PV-Anlagen genutzt werden können. Hier können die Mastfundamentpfähle als Systembauteil verwendet werden und somit den erforderlichen Aufwand zur Herstellung der Fundamente deutlich reduzieren. Erste Anwendungen des Verfahrens fanden in den Niederlanden für den Freizeitpark Mojo (Abbildung 9) mit 2750 Pfählen und TESLA (Abbildung 10) mit 100 Pfählen statt.

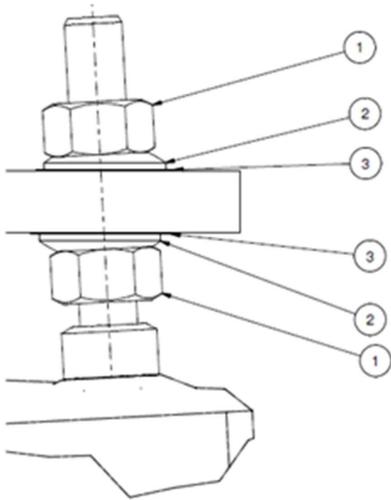


Abbildung 8: Abstandsmontage



Abbildung 9: Solarcarport Freizeitpark Mojo (NL), Stützen mit direktem Anschluss



Abbildung 10: Solarcarport TESLA, Grünheide

Da es in Europa keine Bemessungsnorm für die Bemessung von Edelstahlbolzen mit Gewinde auf Normal- und Querkräften mit Biegung gibt, ist eine aBG durch das DIBt erforderlich, um dieses Pfahlssystem auch in Deutschland einsetzen zu können. Hierzu wurden an der MPA Stuttgart durch Prof. Hofmann Versuche mit dynamischer Belastung durchgeführt (Abbildung 11) und eine Typenstatik erstellt. Die Erteilung der aBG soll in 2025 erfolgen. Für den Einsatz im Bereich der DB ist eine Betriebserprobung geplant. Erste Einbringversuche, mit in Deutschland vorhandenen Rammgeräten, wurden Ende 2024 erfolgreich ausgeführt.



Abbildung 11: Versuchsaufbau Einzel- und Gruppenversuch, MPA Stuttgart

4 Nachhaltigkeit durch Planungsoptimierung

4.1 Planungen für Projekte

Um die Planung von Pfahlgründungen zu optimieren und auf diesem Weg CO₂-Emissionen einzusparen, ist eine gute Baugrunderkundung erforderlich. Nur so können die erhofften Einsparungen durch die Verwendung von Baugrundmodellen (Abbildung 12) realisiert werden. Ohne eine ausreichende Datenbasis kann kein gutes Modell erstellt werden. Neben den Informationen der Baugrunderkundung können zukünftig auch die Informationen der Pfahleinbringung genutzt werden, um das Modell zu validieren und die Pfahlgründung während der Ausführung anzupassen. So lassen sich die erforderlichen Pfahllängen besser abschätzen und die Ausführung optimieren. Durch die eingesetzte Messtechnik beim Einbringen der Pfähle, kann zudem der Einbringprozess besser gesteuert werden, um Beschädigungen an den Pfählen zu reduzieren (Abbildung 12). So können Ersatzmaßnahmen, die aus Überbeanspruchung der Pfähle resultieren, vermieden werden. Ein weiterer wichtiger Punkt ist die bessere Ausnutzung der möglichen Pfahlwiderstände.

Hierfür ist es erforderlich, Pfahlprobelastungen, möglichst schon vor der eigentlichen Ausführung der Bauwerkspfähle, auszuführen. Durch die Ausführung von statischen und dynamischen Probelastungen können die Analysen der dynamischen Belastungen kalibriert werden. So ist es möglich Bauwerkspfähle mit Auffälligkeiten bei der Einbringung hinsichtlich der Tragfähigkeit einfach zu überprüfen.



Abbildung 12: Baugrundmodell und Steuerung der Pfahleinbringung

Dadurch lassen sich die

- erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte reduzieren
- die Bemessungswiderstände erhöhen
- die Anzahl und Längen der Pfähle optimieren
- die Bauzeiten reduzieren
- Einbringenergie reduzieren und eingesetzte Maschinen schonen
- Widerstände ausgeführter Pfähle besser bestimmen

4.2 Optimierung durch Forschungsprojekte

Um die Auswirkungen der Einbringungsmethoden unterschiedlicher Pfahlsysteme in strukturempfindlichen Böden auf die Pfahlwiderstände zu untersuchen, werden im Zuge des, von der Bayerischen Forschungstiftung geförderten, Forschungsprojektes SEBRO durch die TU München Probelastungen an Gründungselementen als Einzel- und Gruppenbelastungen durchgeführt. Die Gruppenversuche werden dabei als

Langzeitversuche mit einer Belastungsdauer von ca. 6 Monaten ausgeführt. Umfangreiche Baugrunderkundungen und Messungen vor und während der Einbringung sowie Belastungen ergänzen das Programm. Ziel ist es den Planenden zukünftig für die unterschiedlichen Bauwerksanforderungen Informationen zur Verfügung zu stellen, um mögliche Gründungssysteme unter Berücksichtigung der folgenden Aspekte für das anstehende Projekt auswählen zu können.

- Einflüsse unterschiedlicher Herstellverfahren auf den Baugrund
- Tragverhalten als Einzel- und Gruppenpfähle / -säulen in Kurz- und Langzeitversuchen
- CO₂-Footprint in Bezug auf die Widerstände



Abbildung 13: SEBRO, Projektpartner, Aufbau Langzeitbelastung

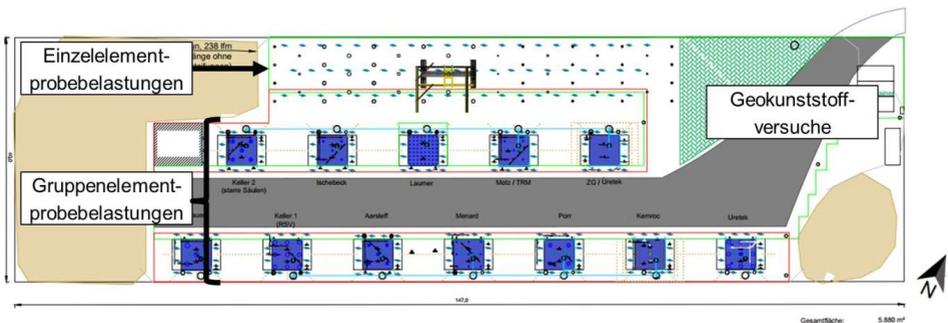


Abbildung 14: SEBRO, Versuchsfield

5 Projekte

5.1 Umrichterstation SuedLink, Brunsbüttel

Für die Umrichterstation SuedLink in Brunsbüttel waren Fertigpfahlrammpfähle mit unterschiedlichen Abmessungen und Bemessungslasten geplant. Um die Grundlagen aus der Entwurfsplanung vor Ausführungsbeginn und Abschluss der Genehmigungsplanungen zu überprüfen, wurden sechs statische Pfahlprobelastungen nach DIN EN 22477-1 ausgeführt. An separat hergestellten Pfählen wurden dynamische Belastungen nach DIN EN ISO 22477-4 ausgeführt, um eine Kalibrierung für die später an Bauwerkspfählen geplanten dynamischen Belastungen zu erhalten. Um die Absetztiefen für die Probepfähle festlegen zu können, wurden in allen Ansatzpunkten Drucksondierungen ausgeführt. Zusätzlich wurden die geplanten Einrammtiefen anhand von Rammanalysen überprüft. Da sich in unmittelbarer Nähe ein bestehendes Umspannwerk befindet, wurden zudem Erschütterungsmessungen beim Einrammen der Probepfähle im Probefeld 1 ausgeführt.

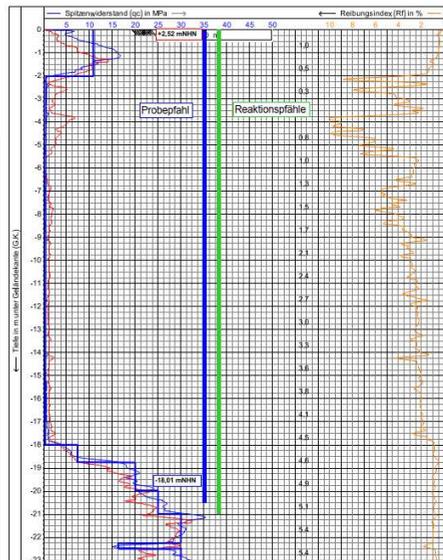


Abbildung 15: Übersicht Baufeld und Drucksondierung

Folgende Ausführungen waren vorgesehen:

- 2062 Fertigbetonrammpfähle 35/35 cm, $R_{c,d} = 1400$ kN, $L = 23$ m
- 298 Fertigbetonrammpfähle 40/40 cm, $R_{c,d} = 1750$ kN, $L = 23$ m
- 28 Fertigbetonrammpfähle 45/45 cm, $R_{c,d} = 2150$ kN, $L = 23$ m
- 6 statische Pfahlprobelastungen
- 6 dynamische Pfahlprobelastungen

Mit den ausgeschriebenen Massen wären folgende CO₂-Äquivalente für die Ausführung der Pfahlgründung angefallen:

- Pfahlproduktion 3.005.464 kg CO₂-Äquivalente
- Einbringen der Pfähle 108.484 kg CO₂-Äquivalente

Die Pfahlprobelastungen bestätigten die, mit den zusätzlich ausgeführten Drucksondierungen und Rammanalysen, festgelegten Absetztiefen. Die Bauwerkspfähle konnten aufgrund der Belastungen mit

- einem Streuungsbeiwert $\xi = 1,0$
- einem Teilsicherheitsbeiwert $Y = 1,1$
- den oberen Erfahrungswerten der EA-Pfähle

geplant werden. Dies führte zu folgenden Reduzierungen der ausgeführten Massen:

- 551 Fertigbetonrammpfähle 30/30 cm, $R_{c,d} = 1100$ kN, $L = 21$ m
- 1398 Fertigbetonrammpfähle 35/35 cm, $R_{c,d} = 1400$ kN, $L = 21$ m
- 442 Fertigbetonrammpfähle 40/40 cm, $R_{c,d} = 1750$ kN, $L = 21$ m

Auch die CO₂-Äquivalente konnten bei der Ausführung reduziert werden:

- Pfahlproduktion 2.661.428 kg CO₂-Äquivalente **-11,4%**
- Einbringen der Pfähle 103.060 kg CO₂-Äquivalente **-5,0%**
- Einsparung entspricht 196.000 km Diesel-PKW, ca. 5 Erdumrundungen

5.2 Seniorenresidenz Bad Schussenried

Für den Neubau der Seniorenresidenz in Bad Schussenried wurden 318 Fertigbetonrammpfähle 30/30 cm mit einer Länge von 19-20 m ausgeführt (Abbildung 16). Davon wurden die 12 m langen Oberpfähle von 315 Pfählen mit Leitungen zur geothermischen Nutzung versehen. Auch mit diesen relativ kurzen Pfählen konnte der erforderliche Energieverbrauch für die Heizung und Warmwassererzeugung der Seniorenresidenz erheblich reduziert werden:

- Erdgas 67.387 kg CO₂-Äquivalente/Jahr
- geothermische Nutzung 14.598 kg CO₂-Äquivalente/Jahr **-78%**

Somit ist der CO₂-Footprint der Pfahlgründung nach 6 Jahren ausgeglichen.



Abbildung 16: Seniorenresidenz Bad Schussenried

6 Ausblick, zukünftige Entwicklungen

6.1 Projekte der AARSLEFF

In den Pfahlwerken wird daran gearbeitet die CO₂-Emissionen der verwendeten Betonrezepturen weiter zu reduzieren. Zudem sollen zukünftig auch bei den Fertigbetonrammpfählen Hohlquerschnitte produziert werden (Abbildung 17). Erste Produktionen und Einbringversuche dazu sind bereits erfolgreich durchgeführt worden.



Abbildung 17: Fertigbetonrammpfahl mit Innenschalung

Eine weitere Entwicklung betrifft die Kupplung, die es zukünftig erlauben soll, Leitungen für die geothermische Nutzung der Pfähle auf der gesamten Pfahlänge einbauen zu können, und somit die Energieentzugsleistung zu erhöhen. Erste Kupplungen wurden in Skandinavien bereits entwickelt (Abbildung 18).

Für die eingesetzten Geräte wird die Verwendung von HVO-Diesel untersucht. Die ersten elektrischen Rammgeräte sind in Betrieb genommen (Abbildung 19).



Abbildung 18: Pfahlkupplung für geothermische Leitungen



Abbildung 19: Elektrische Rammanlage Junttan PMx2e

6.2 Ausblick und Ziele für zukünftige Projekte

Ziel muss es sein, durch eine Stärkung der Baugrunderkundung und die Ausführung von Pfahlprobebelastungen die Möglichkeiten des Baugrundes am Projektstandort besser zu kennen und ausnutzen zu können und den Spielraum der Bemessungsnormen hinsichtlich der Reduzierung von Sicherheiten anwenden zu können. Zudem muss bei Vergaben nicht mehr nur der Preis entscheiden, sondern auch der CO₂-Footprint bewertet und berücksichtigt werden. Wie die o.g. Projekte zeigen, sind große Einsparpotentiale vorhanden, hierfür ist die frühzeitige Einbindung der Spezialtiefbaufirmen wichtig, um partnerschaftlich die wirtschaftlichste und nachhaltigste Lösung zu erarbeiten. Dies erspart bei der Ausführung viele Streitereien, Arbeitskraft und Energie, die besser genutzt werden kann.

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Garbers
AARSLEFF Spezialtiefbau GmbH

thga@aarsleff.de
Tel.: +49-1731873485

Dipl.-Ing. Bahne Jess
AARSLEFF Grundbau GmbH

bjes@aarsleff.de
Tel.: +49-1732490722

Dipl.-Ing. Peter Wardinghus
Per Aarsleff A/S

pwar@aarsleff.com
Tel.: +45-20583082

Individuelle Lösungen und technologische Vielfalt im Spezialtiefbau deutschlandweit.

Als Gruppe mit neun Standorten in ganz Deutschland, über 180 Mitarbeitenden und mehr als 300 Baustellen sind wir Ihr Partner für den Spezialtiefbau. Ob Fertigteilrammpfähle, Bohr-, Verpress oder Verdrängungspfähle, Verpressanker, Hochdruckinjektionen oder Baugrubenverbau – die deutsche AARSLEFF Gruppe bietet individuelle Lösungen für Industrie- und Gewerbebauten, Wohnungsbau, Windkraft-

und andere Umwelttechnische Anlagen sowie Infrastruktur. Langjährige Erfahrung, Planungssicherheit, optimales Schnittstellenmanagement und ein überzeugendes Preis-Leistungsverhältnis sind unsere Stärken. Wir freuen uns darauf, unsere Mehrwerte auch für Ihr nächstes Projekt einzubringen.

www.aarsleff.de

Die AARSLEFF
Gruppe




AARSLEFF

Erkenntnisse zum Tragverhalten von Mikroverpresspfählen und Düsenstrahlpfählen zur Verankerung einer Kaimauer im Hamburger Hafen

Frank Feindt¹, Marc Stapelfeldt², Max Falksohn¹, Elfi Koldrack¹

¹ Hamburg Port Authority AöR, Deutschland

² IGB Ingenieurgesellschaft mbH, Deutschland

1 Einleitung

Häufig werden im Kaimauerbau Mikroverpresspfähle als Rückverankerungselement eingesetzt. Diese sind insbesondere bei Um- oder Ersatzneubauten von Bestandsbauwerken wegen ihres schonenden Einbringverfahrens etabliert. Durch ihren geringen Durchmesser ist ihre Tragfähigkeit jedoch begrenzt. Hieraus resultieren häufig große Lasteintragungslängen von mehr als 12 m. Bei großen Pfahllängen werden die Lasten oft in unterschiedlichen Baugrundsichten eingeleitet. Vor diesem Hintergrund wird für den Ersatzneubau des Steinwerder Kais im Hamburger Hafen, neben Mikropfählen, die Verwendung von Düsenstrahlpfählen zur Rückverankerung untersucht. Diese bieten – bei ebenfalls bestandschonendem Herstellverfahren – durch den größeren Durchmesser des Düsenstrahlkörpers im Vergleich zum Mikroverpresspfahl die Möglichkeit einer kürzeren Lasteinleitungsstrecke innerhalb einer Baugrundsicht, vgl. Abbildung 1.

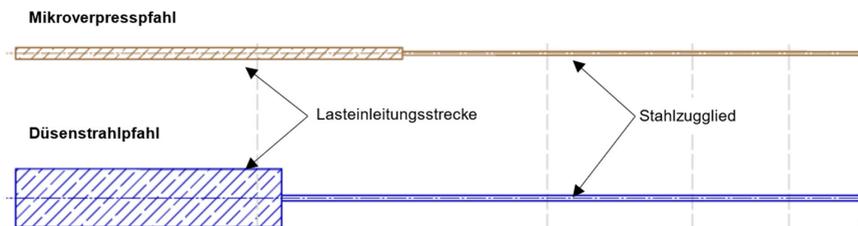


Abbildung 1: Vergleich eines Mikroverpresspfahls mit einem Düsenstrahlpfahl

Trotz der geometrischen Vorteile kamen Düsenstrahlpfähle in der Vergangenheit selten zur Ausführung. Die Firma Philipp Holzmann stellte Ende der 1990er nach eigenen Angaben [5] am Containerterminal III in Bremerhaven geneigte Düsenstrahlpfähle als Rückverankerung

und an der Nordkaje in Kiel Lotpfähle zur Sanierung her. Weitere Düsenstahlpfähle wurden erst im Zuge des Neubaus der Schleuse Brunsbüttel hergestellt, vgl. [3] und [4].

Vor dem Hintergrund dieses begrenzten Erfahrungsschatzes ist bisher auch nicht bekannt, ob neben der Mantelreibung auch ein Widerstand an der Stirnseite des Düsenstrahlkörpers geweckt wird und inwiefern dieser zum Lastabtrag angesetzt werden kann, vgl. [4].

Ähnlich verhält es sich bei der konstruktiven Alternative: Mikroverpresspfähle mit Lasteintragungslängen von mehr als 12 m. Auch hier existiert nur eine sehr begrenzte Datengrundlage zur Beurteilung des Tragverhaltens, vgl. [2].

Vor dem Hintergrund der Notwendigkeit von Rückverankerungssystemen für Designlasten von z. T. über 3 MN im Kaimaierbau wurden Pfahlprobelastungen an kurzen sowie langen Mikroverpresspfählen und an Düsenstrahlpfählen ausgeführt. Mithilfe von Glasfasermessungen während der Probelastungen an den Mikroverpresspfählen mit Lasteintragungslängen von mehr als 12 m und den Düsenstrahlpfählen sollten Erkenntnisse über das Lastabtragsverhalten gewonnen werden. Neben der räumlichen Verteilung der Mantelreibung wurde auch der Lastabtrag über die Stirnseite der Düsenstrahlpfähle untersucht. Mögliche Abhängigkeiten von der für die Mobilisierung des Stirnwiderstandes erforderlichen Pfahlkopferschiebung und vom Pfahldurchmesser können auf der Grundlage der Ergebnisse dieser Probelastungen – und insbesondere mithilfe der faseroptischen Messungen – untersucht werden.

Ziel der Pfahlprobelastungen ist es, das optimale Verankerungssystem für die neue Uferwand mit 765 m Gesamtlänge zu finden. Außerdem sollen neuartige Erkenntnisse über die bodenmechanischen Mechanismen des Lastabtrags der langen Mikroverpresspfähle und der Düsenstrahlpfähle gewonnen werden.

2 Bauvorhaben und Baugrund

2.1 Bestandsbauwerk

Der Steinwerder Kai liegt zentral im Hamburger Hafen und hat eine Gesamtlänge von ca. 1.200 m. Die Kaimauer bildet die südliche Grenze einer Werft im Kuhwerder Hafen. Ein etwa 765 m langes Teilstück der Kaianlage soll durch einen Neubau ersetzt werden, vgl. Abbildung 2. Die Bestandskaianlage verbleibt nach Teilabbruch des Überbaus im Baugrund.



Abbildung 2: Lage des Steinwerder Kai im Hamburger Hafen. Der Ersatzneubau ist rot markiert.

Die Bestandskonstruktion gründet auf alten Kaipfeilern, die bereits Ende des 19. Jahrhunderts errichtet wurden. Die in Abbildung 3 (links) dargestellten Kaipfeiler wurden ab 1912 zu der in Abbildung 3 (rechts) dargestellten Kaianlage ausgebaut. Die ausgebaute Kaianlage ist eine auf Holzpfählen gegründete Schwergewichtskonstruktion. Im landseitig hinteren Drittel verfügt das Bauwerk über eine Holzspundwand (Sickerschürze).

Die bestehende Kaianlage wurde im Jahr 1978 auf gesamter Länge um eine landseitig verlaufende Hochwasserschutzwand ergänzt. Die Hochwasserschutzwand wurde als Wellenspundwand ausgeführt.

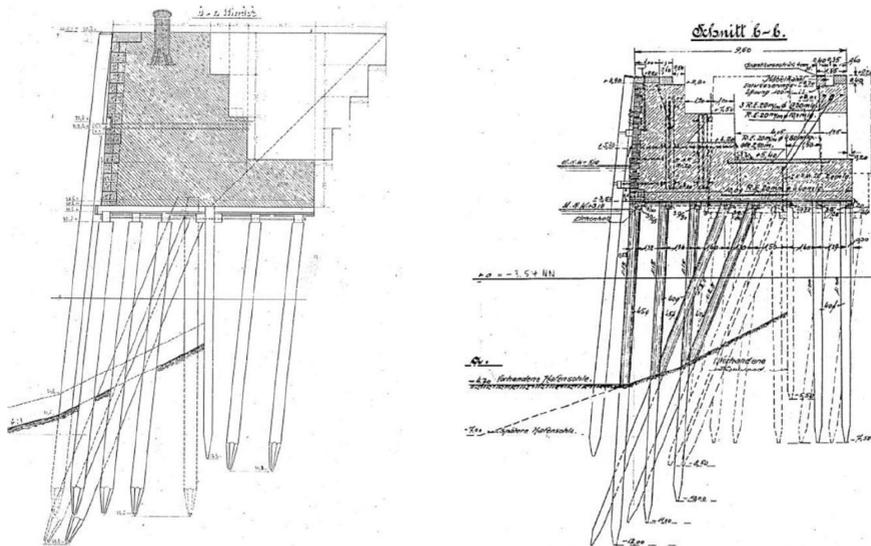


Abbildung 3: Querschnitt Kaianlage Steinwerder Kai bis 1912 (links) und ab 1915 (rechts).

2.2 Ersatzneubau

Der Ersatzneubau umfasst eine rückverankerte, kombinierten Spundwand, sowie zwei Reihen Gründungspfähle unter den Kranbahnbalken und einen Stahlbetonüberbau als Kaiplatte. Der Spalt zwischen Ersatzneubau und Bestandsbauwerk, sowie der überbauten Böschung unterhalb des Bestandsbauwerkes wird mit Sand verfüllt. Ein Ersatzneubau der Hochwasserschutzwand ist nicht vorgesehen. Das in Abbildung 4 dargestellte BIM-Koordinationsmodell zeigt eine integrierte Darstellung des Bestandsbauwerkes, des Ersatzneubaus und Baugrundsichtenmodells.

Die wesentlichen technischen Anforderungen an die Verankerung sind hohe Ankerkräfte von bis zu $A_d = 3,6 \text{ MN}$, die aus dem Geländesprung, dem Wasserüberdruck und den Pollerlasten resultieren. Zudem sind bohrbegleitende Kampfmittelsondierungen erforderlich und Erschütterungen im standsicherheitsgefährdeten Bestandsbauwerk gering zu halten, weshalb rammende Verfahren ausscheiden (z. B. RI-Pfähle). Zudem muss die in Abbildung 4 in hellblau dargestellte Hochwasserschutzwand durchdrungen werden.

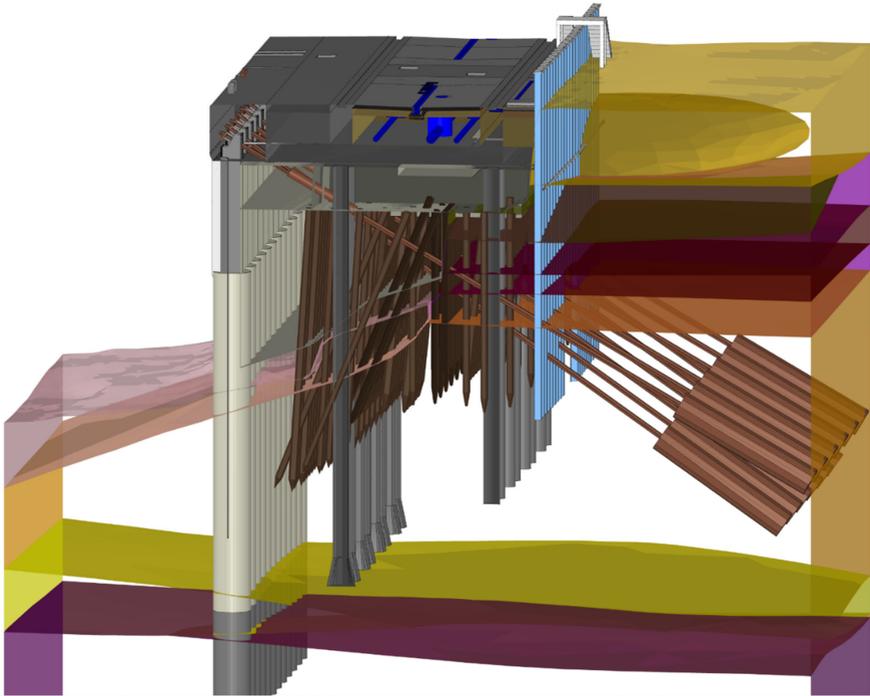


Abbildung 4: BIM-Koordinationsmodell Entwurf (Bestandsmodell, Entwurfsmodell, Baugrundsichtenmodell).

2.3 Probefelder

Für die vorgezogenen Probelastungen an Mikroverpresspfählen wurden zwei Probefelder auf dem Werftgelände eingerichtet. Die Probefelder befinden sich in etwa 30 m nördlich der vorhandenen Kaimauer. Auf dem in Abbildung 5 dargestellten in Längsrichtung des geplanten Ersatzneubaus mittig gelegenen Probefeld wurden sechs Düsenstrahlpfähle und sechs Mikroverpresspfähle getestet. Auf dem in Abbildung 6 dargestellten östlichen Probefeld befanden sich die lotrechte und die acht geneigten Probesäulen, weitere sechs Düsenstrahlpfähle sowie insgesamt zehn Mikroverpresspfähle. Darüber hinaus enthalten die Abbildung 5 und die Abbildung 6 einen Überblick über die dort ausgeführten Baugrundaufschlüsse.

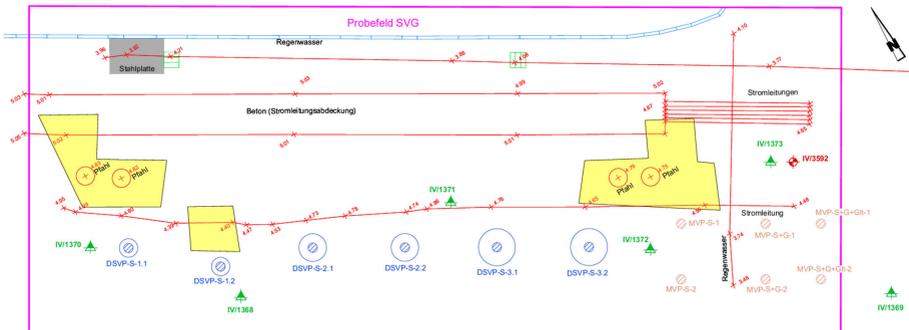


Abbildung 5: Übersicht über das mittig gelegene Probefeld.

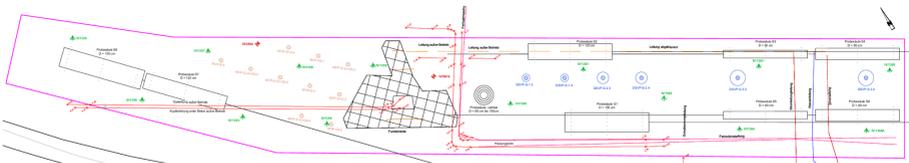


Abbildung 6: Übersicht über das östlich gelegene Probefeld.

2.4 Baugrund

Das heutige Wertfeld wurde in der Mitte des 19. Jahrhunderts auf den natürlichen Marschinseln Kuhwerder, Steinwerder, Gänseweide und Grevenhof gegründet. Die Marschinseln waren durch Nebenarme der Tideelbe voneinander getrennt und wurden regelmäßig überflutet. In der 2. Hälfte des 19. Jahrhunderts wurde der natürliche Uferverlauf der Marschinseln sukzessive begradigt und mit dem Bau des Steinwerder Kais, um die Jahrhundertwende, bauwerkskreuzende Gräben verfüllt.

Abbildung 7 zeigt einen geologischen Schnitt der heutigen Schichtenfolge auf der Landseite der Kaianlage. Unterhalb der nichtbindigen und bindigen Auffüllungen folgen die wenig tragfähigen holozänen Weichschichten aus Klei und Torf. Dies werden zum Teil von Sanden in geringer Mächtigkeit durchzogen oder überlagert. Darunter folgen die tragfähigen holozänen Elbsande und pleistozäne Sande, bereichsweise Kiese und Gerölle. Unterlagernd wurde die Glimmertonformation aus der erdgeschichtlichen Epoche des Obermiozäns erkundet. Im Gegensatz zu den holozänen Weichschichten ist Glimmerton geologisch vorbelastet und weist mit überwiegend halbfester Konsistenz eine hohe Festigkeit auf.

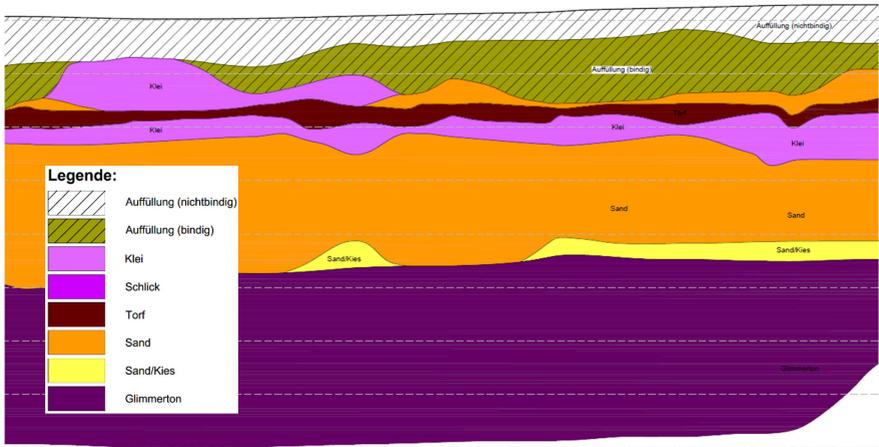


Abbildung 7: Idealisierter landseitiger Baugründlängsschnitt.

Während die generelle Schichtabfolge typisch für den Hamburger Hafen ist und die Sande ein tragfähiger Gründungshorizont sind, stellen die mächtigen Weichschichten aus Klei und Torf (teilweise > 10 m) und die ab etwa –25 m NHN vergleichsweise hoch anstehende Glimmertoneformation mit hoher Festigkeit sowie die überlagernden Geröllschichten besondere Anforderungen an den Ersatzneubau dar.

Die Sande und Sand-Kies-Gemische in beiden Probefeldern zeigten bei Drucksondierungen (CPT) mittlere Spitzenwiderstände von 19 MN/m² bis 21 MN/m² in der Gründungsebene der Mikroverpresspfähle und mittlere Spitzenwiderstände von 17 MN/m² bis 19 MN/m² im Bereich der Düsenstrahlpfähle.

Die Glimmertoneproben des ersten Probefeldes weisen im einaxialen Druckversuch mittlere undrainierte Scherfestigkeiten von 346,5 kN/m² auf. Dies entspricht in etwa dem Mittelwert der Versuchsergebnisse für den Ersatzneubau der Kaianlage von 364,3 kN/m². Die Glimmertoneproben des zweiten Probefeldes weisen undrainierte Scherfestigkeiten von 258,0 kN/m² und 339,1 kN/m² auf.

Die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche wurden im Zuge der Baugrunderkundung für den Ersatzneubau der Kaianlage durch UU-Triaxialversuche bestätigt.

Bei der Probepfahlherstellung zeigten sich beim Bohren der Mikroverpresspfähle eine lokal abweichende Schichtgrenze beim Glimmertone, die anschließend durch zwei ergänzende

Trockenbohrungen bestätigt wurde. Die sonst recht flach abfallende Oberfläche des Glimmertons (s. Abbildung 7) ist hier vermutlich durch glaziofluviatile Erosion verändert. Diese Rinnenstruktur hat steile Flanken. Die Auswirkungen auf die späteren Probelastungen sind jedoch relativ gering, da nur 5 von 16 Probepfählen in diesem Bereich lagen, s. Abschnitt 5.1.1.

3 Düsenstrahlpfähle

Der Düsenstrahlpfahl besteht aus einem Tragglied und einem Düsenstrahlkörper. Die Bauwerkslasten werden über den Verbund des Tragglieds mit dem Düsenstrahlkörper in diesen eingeleitet. Als Zugglieder können glatter oder gerippter Ankerstahl, Ankerstahl mit Gewinde und Ankerstahl mit aufgeschweißter Wendel eingesetzt werden, vgl. [5].

Abbildung 8 (links) zeigt die Herstellung eines geeigneten Düsenstrahlkörpers für einen Düsenstrahlpfahl. Der in Abbildung 8 (rechts) exemplarisch gezeigte Düsenstrahlkörper wird unter Berücksichtigung der DIN EN 12716 [1] unterhalb der Endteufe einer verrohrten Bohrung hergestellt. Das zum Abteufen der Bohrung genutzte Innengestänge wird hierfür ausgebaut. Das Außengestänge (Verrohrung) verbleibt während der Herstellung im Baugrund.



Abbildung 8: Herstellung eines geeigneten Düsenstrahlkörpers am Steinwerder Kai (links) und geborgene Düsenstrahlkörper am Container Terminal III Bremerhaven (rechts) [5].

Nach dem Einbau des Düsenstrahlgestänges in die Verrohrung erfolgt das Aufschneiden des Baugrundes unter Hochdruck ($> 25 \text{ MPa}$) mit einer Suspension mit einem w/z -Wert $\geq 0,8$. Die hierbei entstehende Mischung aus Bodenpartikeln, Bindemittel und

Wasser bildet den späteren Düsenstrahlkörper. Nach dem initialen Aufschneiden kann der Kern des Düsenstrahlkörpers durch eine Suspension mit einem w/z-Wert $< 0,5$ ausgetauscht werden. Das Ziel dieses Suspensionstauschens ist eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Düsenstrahlkörpers. Anschließend wird das Tragglied mit einem Hebegerät aufgenommen, in die Verrohrung eingefädelt und in der vorgesehenen Tiefe in den noch flüssigen Düsenstrahlkörper eingebaut. Nach dem Ziehen des Außengestänges ist die Herstellung abgeschlossen.

Bei einem Bauwerkspfahl verbleibt die Zementsuspension im Bohrloch. Bei Probepfählen kann das Bohrloch freigespült werden.

Aus dem Düsenvorgang entsteht keine zylindrische Säule mit glatter Oberfläche, sondern ein Körper mit gewissen Einbuchtungen und Auskragungen, s. Abbildung 8 (rechts). Diese unregelmäßige Geometrie resultiert aus den Baugrundeigenschaften, z.B. einer kleinräumig variierenden Lagerungsdichte und Kornfraktion [4].

4 Untersuchungskonzept

4.1 Zweck der Probelastung

Die Durchführung der Probelastungen diene primär der Ermittlung der Mantelreibung der Düsenstrahlpfähle und der Mikroverpresspfähle unter standortpezifischen Randbedingungen, die repräsentativ für den Bereich des Hamburger Hafens sind.

Es sollen generelle Erkenntnisse zum Lastabtragungsverhalten von Düsenstrahlpfählen gewonnen werden, da bisher nur eine geringe Datengrundlage vorliegt.

Bei den Mikroverpresspfählen soll ergänzend zur Ermittlung der Mantelreibung die schichtübergreifende Krafteinleitung sowie das Lastabtragsverhalten bei Lasteinleitungslängen > 12 m untersucht werden.

4.2 Mikroverpresspfähle

4.2.1 Herstellung der Probepfähle

Die Arbeiten zur Herstellung der Mikroverpresspfähle auf den Probefeldern wurden mit einem Bohrgerät vom Typ Klemm KR 806-3G durchgeführt. Die Bohrarbeiten wurden von den

Arbeitsebenen aus durchgeführt. Die Bohrungen erfolgten mit einem Bohrerrohrdurchmesser von 244,5 mm im Überlagerungsbohrverfahren (Duplex-Verfahren). Der Boden wurde mittels Innenspülung durch das Außengestänge gefördert.

Im Zuge der Bohrarbeiten wurde anhand des Bohrgutes festgestellt, dass weniger Glimmerton gefördert wurde und dieser erst in größerer Tiefe angetroffen wurde, als auf der Grundlage, der zum Zeitpunkt der Pfahlherstellung bekannten Ergebnisse von Baugrundaufschlüssen zu erwarten war. Wie Abschnitt 2.2 zu entnehmen ist, bestätigten die nachträglich ausgeführten Trockenbohrungen eine signifikante Neigung der OK des Glimmertons (Rinnenstruktur).

Die nicht für den Lastabtrag anzusetzende Strecke des Stahlzuggliedes wurde mit einem Kunststoffrohr (KG-Rohr) ummantelt, um die Kraftübertragung in den umliegenden Boden zu minimieren. Zudem wurde eine Spülleitung mit einer Öffnung ca. 1 m oberhalb der OK der Lasteinleitungsstrecke montiert. Nach Abschluss der Primärverpressung wurde der Bereich oberhalb der Lasteinleitungsstrecke mit Wasser freigespült. Anschließend wurde das Bohrloch mit einer Bentonit-Suspension mit einem geringen Zusatz an Zement verfüllt. Dieses Verfüllmaterial weist bodenähnliche mechanische Eigenschaften auf. Bei keinem der 16 für die Probelastungen vorgesehenen Mikroverpresspfähle wurde eine Nachinjektion ausgeführt.

4.2.2 Messtechnische Ausstattung der Probepfähle

Die 18 m langen Probepfähle MVP-S+G+Glt-5 und MVP-S+G+Glt-6 wurden mit faseroptischen Sensoren zur Dehnungsmessung ausgestattet. Die übrigen Pfähle wurden messtechnisch nicht ausgestattet.

4.2.3 Durchführung der Probelastungen

Wie [6] entnommen werden kann, wurden die Mikroverpresspfähle als „System B“ gemäß EA-Pfähle [2] in mindestens 8 Zyklen auf Zug belastet. Als Widerlager diente eine flachgegründete Traverse. Die maximale Prüflast betrug $P_P = 2.600$ kN. Die Zeitspanne zwischen Herstellung und Prüfung der 16 Mikropfähle reicht von 28 bis 62 Tagen. Im Mittel betrug die Standzeit etwa 45 Tage.

4.3 Düsenstrahlpfähle

4.3.1 Herstellung und Untersuchung der Probesäulen

Auf dem Probefeld wurde zunächst eine 8 m lange senkrechte Probesäule im Sand hergestellt. Für jeweils 2 m lange Abschnitte der Säule waren Zieldurchmesser von 60 cm, 90 cm, 120 cm und 150 cm vorgesehen (s. Abbildung 9).

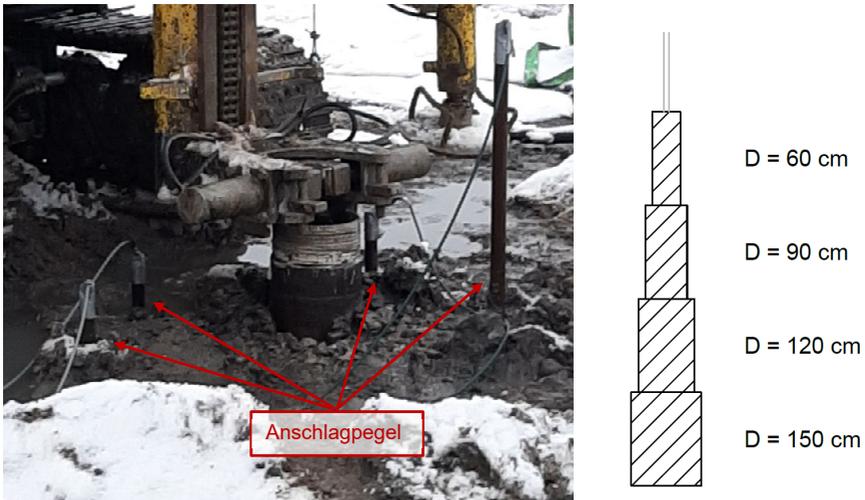


Abbildung 9: Position der Anschlagpegel im Umfeld der vertikalen Probesäule (links) und Aufbau der vertikalen Probesäulen (rechts).

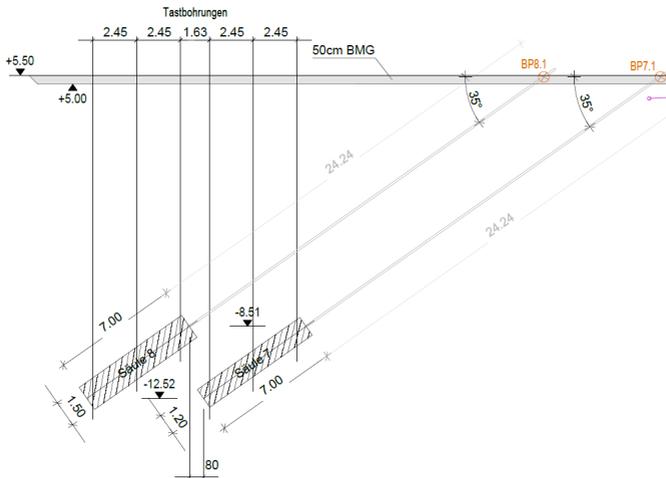
Die Reichweite des Düsenstrahls und damit das Erreichen des Zieldurchmessers wurde mit vier zuvor eingebrachten Anschlagpegeln in Echtzeit gemessen. Die Anschlagpegel sind in Abbildung 9 dargestellt. Die Herstellparameter sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Den Messergebnissen ist zu entnehmen, dass die Zieldurchmesser in den hier anstehenden Sanden mit den in Tabelle 1 aufgelisteten Herstellparametern bei einem Düsendruck von 400 bar und einem Düsendurchmesser von 5,5 mm erreicht werden konnten.

Tabelle 1: Herstellparameter der vertikalen Probesäule

Ziel-Durchmesser (cm)	Düsvorgang (-)	w/z-Wert (-)	Ziehen (cm/Min.)	Rotation (U/Min.)
60	1	2,5	30	15
60	2	0,8	20	10
90	1	2,5	20	10
90	2	0,8	20	10
120	1	2,5	20	10
120	2	0,8	10	10
150	1	2,5	10	10
150	2	0,8	10	5

Anschließend wurden im Probefeld 8 um 35° zur Horizontalen geneigte, 7 m lange Probesäulen mit modifizierten Parametern im Sand hergestellt. Für jeweils 2 Säulen waren Zieldurchmesser von 60 cm, 90 cm, 120 cm und 150 cm vorgesehen. Die geneigten Probesäulen sind in Abbildung 10 dargestellt.

**Abbildung 10: Darstellung ausgewählter, geneigten Probesäulen**

Die Herstellparameter der ebenfalls mit ein Düsendruck von 400 bar und einem Düsendurchmesser von 5,5 mm hergestellten Säulen sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Die Rotationsgeschwindigkeit beim Jetten der Säulen eines Zieldurchmessers von 120 cm wurde auf

der Grundlage der Messungen mithilfe der Anschlagpegel an der senkrechten Probesäule von 10 U/Min. auf 5 U/Min. reduziert.

Tabelle 2: Herstellparameter der geeigneten Probesäulen.

Ziel-Durchmesser (cm)	Säulen (-)	Düsvorgang	w/z-Wert (-)	Ziehen (cm/Min.)	Rotation (U/Min.)
60	S3, S5	1	2,5	30	15
		2	0,8	20	10
90	S4, S6	1	2,5	20	10
		2	0,8	20	10
120	S2, S7	1	2,5	20	10
		2	0,8	10	5
150	S1, S8	1	2,5	10	10
		2	0,8	10	5

Zur Überprüfung der tatsächlichen Durchmesser der Probesäulen und zur Untersuchung der Festigkeit der Düsenstrahlkörper wurden, wie Abbildung 10 entnommen werden kann, drei lotrechte Tast- und Kernbohrungen je Probesäule durchgeführt. Anhand der so gewonnenen Bohrkern wurde der Durchmesser der Probesäulen ermittelt. Die Ergebnisse der Bohrkernvermessung sind in Abbildung 11 dargestellt.

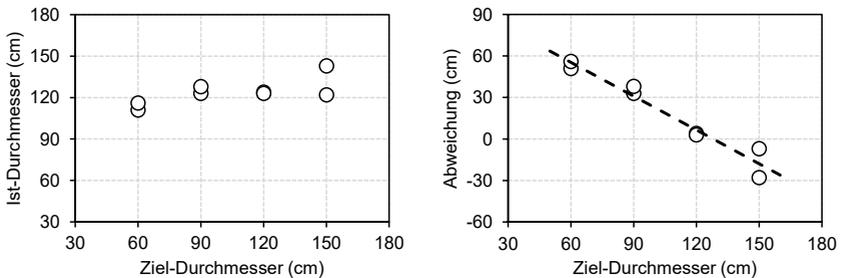


Abbildung 11: Ergebnisse der Untersuchung des Säulendurchmessers.

Der Abbildung 11 ist zu entnehmen, dass die Streuung der Ist-Durchmesser bei bis zu 120 cm Ziel-Durchmesser gering ist. Weiterhin ist zu erkennen, dass nur der Ziel-Durchmesser von 120 cm ohne nennenswerte Abweichung erreicht wurde. Die geringeren Ziel-Durchmesser wurden mit kleiner werdendem Durchmesser zunehmend deutlich

überschritten. Bei größeren Ziel-Durchmessern als 120 cm wurden die Ist-Durchmesser unterschritten.

Aus den Bohrkernen wurden außerdem jeweils 2 Proben zur Bestimmung der Druckfestigkeit entnommen. Die insgesamt 16 Proben wurden so entnommen, dass aus allen Bereichen der Düsenstrahlkörper gleichmäßig viele Proben untersucht wurden. Im Mittel wurde eine Zylinderdruckfestigkeit von 32,3 N/mm² ermittelt. Lokal liegt die gemessene Zylinderdruckfestigkeit bis zu 10% höher oder 16% niedriger.

4.3.2 Festlegung der Herstellparameter

Auf der Grundlage der in Abschnitt 4.3.1 erläuterten Ergebnisse wurden die in Tabelle 3 zusammengefassten Herstellparameter für Probepfähle festgelegt. Probepfähle mit einem Ziel-Durchmesser von 150 cm wurden nicht ausgeführt.

Tabelle 3: Herstellparameter für die Probepfähle.

Ziel-Durchmesser (cm)	Düsvorgang (-)	w/z-Wert (-)	Ziehen (cm/Min.)	Rotation (U/Min.)
60	1	2,5	-	-
	2	0,8	20	10
90	1	2,5	40	20
	2	0,8	20	10
120	1	2,5	20	10
	2	0,8	10	5

Die Probepfähle mit einem Ziel-Durchmesser von 60 cm wurden in einem Durchgang ohne vorheriges Aufschneiden hergestellt, um den Ist-Durchmesser zu reduzieren. Gleichzeitig wurde hierdurch die Herstdauer und der Materialeinsatz reduziert. Außerdem wurden die Zieh- und Rotationsgeschwindigkeit für einen Ziel-Durchmesser von 90 cm erhöht, um den Ist-Durchmesser zu reduzieren. Die Herstdauer reduziert sich hierdurch ebenfalls.

4.3.3 Herstellung der Probepfähle

Die Düsenstrahlpfähle auf den zwei Probefeldern wurden mit einem Bohrgerät vom Typ Klemm KR 806-3G durchgeführt. Für die Herstellung der Düsenstrahlkörper unterhalb der

Bohrung wurde ein API-Jetgestänge eingesetzt. Die 12 Düsenstrahlpfähle mit jeweils 6 m langen Düskörpern wurden zwischen dem 05.02.2024 und dem 15.02.2024 hergestellt.

Die Bohrarbeiten wurden von den Arbeitsebenen aus durchgeführt. Die Bohrungen erfolgten mit einem Bohrrohrdurchmesser von 244,5 mm im Überlagerungsbohrverfahren (Duplex-Verfahren). Der Boden wurde mittels Innenspülung durch das Außengestänge gefördert. Im Zuge der Bohrarbeiten wurden keine Besonderheiten festgestellt.

Die Düsenstrahlarbeiten wurden durch das zuvor hergestellte Bohrloch mit Düsendurchmesser von 5,5 mm und einem Düsendruck von 400 bar ausgeführt. Im Zuge der Düsenstrahlarbeiten wurden keine Besonderheiten (keine abweichende Schichtgrenzen) festgestellt.

Die nicht für den Lastabtrag anzusetzende Strecke des Stahlzugliedes wurde mit einem Kunststoffrohr (KG-Rohr) ummantelt, um die Kraftübertragung in den umliegenden Boden zu minimieren. Weiterhin wurde eine Spülleitung mit einer Öffnung ca. 1 m oberhalb der OK der Lasteinleitungsstrecke, d. h. etwas oberhalb der OK der Wendel, montiert. Im Anschluss an die Pfahlherstellung wurde der Bereich oberhalb der Lasteinleitungsstrecke mit Wasser freigespült. Anschließend wurde das Bohrloch verfüllt. Bei den Pfählen mit Wendel ist davon auszugehen, dass der obere Meter überwiegend von Zementstein umschlossen ist.

Die Stahlzugglieder mit der Stahlgüte ASDO 500 wurden in zwei unterschiedlichen Varianten verbaut. Abbildung 12 zeigt Stahlzugglieder mit Wendel (rechts, links) und mit Rippung (mittig).



Abbildung 12: Stahlzugglieder in Stahlgüte ASDO 500 mit Wendel (rechts, links) und mit Rippung (mittig) zur Kraftübertragung.

4.3.4 Messtechnische Ausstattung der Probepfähle

Alle Düsenstrahlpfähle wurden mit faseroptischen Sensoren zur Dehnungsmessung ausgestattet. Die Glasfaserkabel sind in den in Abbildung 12 zu erkennenden graufarbig verklebten Längsnuten montiert.

4.3.5 Durchführung der Probelastungen

Wie [6] entnommen werden kann, wurden die Düsenstrahlpfähle als „System B“ gemäß EA-Pfähle [2] in mindestens 8 Zyklen auf Zug belastet. Als Widerlager diente eine flachgegründete Traverse. Die maximale Prüflast betrug zunächst $P_P = 3.600$ kN. Diese wurde im Zuge der Versuchsdurchführung um 10% auf $P_P = 3.960$ kN erhöht. Die Zeitspanne zwischen Herstellung und Prüfung der 16 Düsenstrahlpfähle reicht von 23 bis 30 Tagen. Im Mittel betrug die Standzeit etwa 27 Tage.

5 Ergebnisse der Probelastungen

5.1 Mikroverpresspfähle

5.1.1 Geotechnische Einordnung der Messergebnisse

Zunächst ist der Einfluss der unebenen Oberkante des Glimmertons im Bereich des Mikroverpresspfahltestfeldes auf dem Probefeld Ost zu untersuchen. Die Grundlage hierfür sind die in Abschnitt 2.2 beschriebenen Baugrundaufschlüsse. Die Angaben zur Baugrundsichtung in den Herstellprotokollen werden ebenfalls berücksichtigt. Im Vergleich zu Trockenbohrungen und Drucksondierungen ist die Bestimmung der Schichtgrenzen beim Spülbohrverfahren jedoch wesentlich ungenauer. Aufgrund des kleinräumigen Aufschlussrasters mit Trockenbohrungen und Drucksondierungen von etwa 10 m werden die Ergebnisse dieser Aufschlüsse als maßgebend beurteilt.

Tabelle 4 kann entnommen werden, dass die Mikroverpresspfähle MVP-S+G+Glt-3 und MVP-Glt-1 nicht in die geplanten Schichten einbinden. Darüber hinaus binden die schichtübergreifend angeordneten Lasteinleitungsstrecken der Mikroverpresspfähle in situ überwiegend weniger weit in den Glimmerton ein, als es die Planung vorsah. Diese Randbedingungen werden bei der Auswertung der Ergebnisse berücksichtigt.

Tabelle 4: Übersicht der Abweichungen zwischen den der Planung zugrunde liegenden und in situ angetroffenen Baugrundverhältnissen im Bereich der Lasteinleitungsstrecken.

Pfahl	OK Glimmerton (m NHN)		Lasteinleitungsstrecke (m NHN)		Baugrundschiebung	
	Planung	in situ	OK	UK	Planung	in situ
MVP-S+G+Glt-3	-19,0	-25,3	-16,0	-24,0	S+G+Glt	S+G
MVP-S+G+Glt-4	-19,0	-22,1	-16,0	-24,0	S+G+Glt	S+G+Glt
MVP-S+G+Glt-5	-19,0	-25,9	-11,5	-29,5	S+G+Glt	S+G+Glt
MVP-S+G+Glt-6	-19,0	-27,6	-11,5	-29,5	S+G+Glt	S+G+Glt
MVP-Glt-1	-19,0	-26,6	-21,5	-29,5	Glt	S+G+Glt

Die nachfolgende Tabelle 5 zeigt einen Überblick wesentlicher Kennwerte des Baugrundes und der gehaltenen Laststufen.

Tabelle 5: Übersicht über die Messergebnisse der Pfahlprobelastungen an Mikroverpresspfählen.

Pfahl	$q_{c,mitt}$ (MN/m ²)	$c_{u,mitt}$ (MN/m ²)	Laststufe (%)	k_s (mm)	$R_{t,m}$ (kN)	D (cm)	L_E (m)	$q_{s,m}$ (kN/m ²)
MVP-S-1	19,0	-	90	0,28	2.340	25	8	372
MVP-S-2	19,0	-	90	0,23	2.340	25	8	372
MVP-S-3	21,0	-	80	0,51	2.080	25	8	331
MVP-S-4	21,0	-	90	0,51	2.340	25	8	372
MVP-S+G-1	19,0	-	90	0,57	2.340	25	8	372
MVP-S+G-2	19,0	-	90	0,23	2.340	25	8	372
MVP-S+G-3	21,0	-	90	0,45	2.340	25	8	372
MVP-S+G-4	21,0	-	100	0,88	2.600	25	8	414
MVP-S+G+Glt-1	19,0	350	90	0,40	2.340	25	8	372
MVP-S+G+Glt-2	19,0	350	100	0,64	2.600	25	8	414
MVP-S+G+Glt-3	21,0	350	100	0,96	2.600	25	8	414
MVP-S+G+Glt-4	21,0	350	100	2,00	2.600	25	8	414
MVP-S+G+Glt-5	21,0	350	100	1,10	2.600	25	18	184
MVP-S+G+Glt-6	21,0	350	100	0,24	2.600	25	18	184
MVP-Glt-1	21,0	350	100	0,80	2.600	25	8	414
MVP-Glt-2	21,0	350	100	0,80	2.600	25	8	414

Das Kriechmaß der hier genannten Laststufen ist $k_S \leq 2$ mm und liegt damit unterhalb der Empfehlung der EA-Pfähle von $k_S \approx 2$ mm. Somit können die in Tabelle 5 genannten gemessenen Pfahlwiderstände $R_{t,m}$ bzw. die ermittelte Mantelreibung $q_{s,m}$ der Ableitung der charakteristischen Pfahlwiderstände zugrunde gelegt werden.

5.1.2 Ermittlung der schichtbezogenen Mantelreibung

Auf der Grundlage der in Tabelle 5 zusammengestellten Daten konnten schichtbezogene Werte der Mantelreibung abgeleitet werden. Dies erfolgte zum einen anhand der Pfähle, deren Lasteinleitungsstrecken in einer Schicht lagen und zum anderen durch Differenzbildung bei den Pfählen, deren Lasteinleitungsstrecken schichtübergreifend angeordnet waren. Eine Zusammenfassung der so ermittelten schichtbezogenen Mantelreibung ist in Tabelle 6 und Tabelle 7 zusammengefasst.

Tabelle 6: Ermittlung der schichtbezogenen Widerstände von Mikroverpresspfählen.

Schicht	$(q_{s,m})_{\text{mitt}}$ (kN/m ²)	$(q_{s,m})_{\text{min}}$ (kN/m ²)	Anzahl n (-)	ξ_1	ξ_2	$(q_{s,k})_{\text{mitt}}$ (kN/m ²)	$(q_{s,k})_{\text{min}}$ (kN/m ²)
S	362	331	4	1,05	1,00	331	330
S+G	389	372	5	1,00	1,00	372	370
S+G+Glt	403	372	4	1,05	1,00	372	370
Glt	414	414	1	1,35	1,35	307	300

Die Tabelle 7 enthält darüber hinaus einen Vergleich der mithilfe der Probelastungen ermittelten charakteristischen Mantelreibung mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle [2]. Um eine Vergleichbarkeit zu schaffen, wurden aus den Messwerten mithilfe der Streuungsfaktoren ξ_1 und ξ_2 charakteristische Werte für die Mantelreibung ermittelt.

Tabelle 7: Vergleich der ermittelten Widerstände mit Erfahrungswerten der EA-Pfähle [2].

Schicht	Baugrundkennwerte		Versuchswerte		Erfahrungswerte		
	q_c (MN/m ²)	c_u (kN/m ²)	$(q_{s,k})_{\text{mitt}}$ (kN/m ²)	$(q_{s,k})_{\text{min}}$ (kN/m ²)	$q_{s,k,\text{min}}$ (kN/m ²)	$q_{s,k,\text{mitt}}$ (kN/m ²)	$q_{s,k,\text{max}}$ (kN/m ²)
S	20	-	331	330	235	266	298
G	> 30	-	372	370	264	293	321
Glt	-	350	307	300	123	125	132

Der Tabelle 7 ist zu entnehmen, dass die versuchstechnisch ermittelten Werte der Mantelreibung deutlich höher liegen als die Maximalwerte (50%-Fraktilwerte) aus der EA-Pfähle [2]. Insbesondere die Mantelreibung im Glimmerton ist signifikant höher als der Erfahrungswert.

5.1.3 Lastabtragsverhalten

Den in Tabelle 5 und Tabelle 6 zusammengestellten Ergebnissen der Zugversuche an Mikroverpresspfählen mit einer Länge der Lasteinleitungsstrecke von 8 m ist zu entnehmen, dass sich das Lastabtragsverhalten von Pfählen mit schichtübergreifend angeordneten Lasteinleitungsstrecken nicht nennenswert von dem von Pfählen mit Lasteinleitungsstrecken in einer Schicht unterscheidet. Zu beachten ist, dass sowohl die mitteldicht und dicht gelagerten Sande als auch der erheblich überkonsolidierte, halb feste bis feste Glimmerton hoch tragfähige Schichten sind. Beide Böden weisen bei Scherbeanspruchung ein dilatantes Verhalten auf. Dementsprechend sind die beiden Böden in Bezug auf das Tragverhalten von Zugpfählen als ähnlich zu charakterisieren.

Der in Abbildung 13 dargestellte Verlauf der Pfahlnormalkraft des Mikroverpresspfahls MVP-S+G+Gl-5 zeigt, dass dessen Mantelreibung über nahezu die gesamte Länge mobilisiert wird. Mit zunehmender Prüflast nimmt die Länge der Strecke, auf der die Mantelreibung mobilisiert wird, schrittweise zu. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die Pfahlnormalkraft nahezu linear abnimmt. Folglich ist die Mantelreibung über die gesamte mobilisierte Strecke konstant.

Es wird darauf hingewiesen, dass die gesamte Strecke der mobilisierten Mantelreibung bei diesem Probepfahl gemäß dem in Abbildung 13 (links) abgebildeten Bohrprofil in den Sanden liegt. Eine ausgeprägte Kiesschicht ist hier nicht vorhanden. Die unteren 3,6 m, die in den Glimmerton einbinden, wurden aufgrund der auf 2.600 kN begrenzten Prüflast nur zu einem geringen Anteil mobilisiert.

Tabelle 8: Übersicht über die Messergebnisse der Pfahlprobelastungen an Düsenstrahlpfählen.

Pfahl	D_z (cm)	DV (-)	w/z (-)	Ziehen (cm/Min)	Rotation (U/Min.)	$q_{c, mitt}$ (MN/m ²)	Laststufe (%)	k_s (mm)	$R_{t,m}$ (kN)
DSVP-S-1.1	60	1	-	-	-	17,0	100	0,24	3.960
DSVP-S-1.2						17,0			
DSVP-S-1.3		2	0,8	20	10	19,0	100	0,32	3.960
DSVP-S-1.4						19,0			
DSVP-S-2.1	90	1	2,5	40	20	17,0	100	0,40	3.960
DSVP-S-2.2						17,0			
DSVP-S-2.3		2	0,8	20	10	19,0	100	0,48	3.960
DSVP-S-2.4						19,0			
DSVP-S-3.1	120	1	2,5	20	10	17,0	100	0,48	3.960
DSVP-S-3.2						17,0			
DSVP-S-3.3		2	0,8	10	5	19,0	100	0,56	3.960
DSVP-S-3.4						19,0			

Tabelle 8 ist zu entnehmen, dass alle Pfähle unabhängig vom Ziel-Durchmesser D_z die maximale Prüflast gehalten haben. Eine höhere Prüflast konnte aufgrund der hier maßgebenden inneren Tragfähigkeit nicht aufgebracht werden.

5.2.2 Lastabtragsverhalten

Die in Abbildung 14 und Abbildung 15 exemplarisch dargestellten Ergebnisse der faseroptischen Messungen zeigen bei beiden Durchmessern eine deutliche Abnahme der Pfahlnormalkraft direkt unterhalb der OK des Düsenstrahlkörpers. Dies deutet auf eine mittragende Wirkung der Stirnfläche hin.

Bei dem in Abbildung 14 dargestellten Pfahl werden auf dem oberen Meter des Düsenstrahlkörpers etwa 1.750 kN in den Baugrund übertragen. Auf den unteren 5 m werden im Mittel rund 412 kN/m in den Baugrund übertragen. Eine Auswertung der Messdaten der vier Düsenstrahlpfähle mit einem Zieldurchmesser von $D_z = 60$ cm ergab, dass ein mittlerer Stirnwiderstand von 1.500 kN und eine mittlerer Mantelwiderstand von 415 kN/m mobilisiert werden konnte. Aufgrund des geringen Kriechmaßes und der dementsprechend moderaten

Hebung der Probepfähle im Bereich von wenigen Zentimetern ist davon auszugehen, dass insbesondere der Stirnwiderstand nicht voll mobilisiert wird.

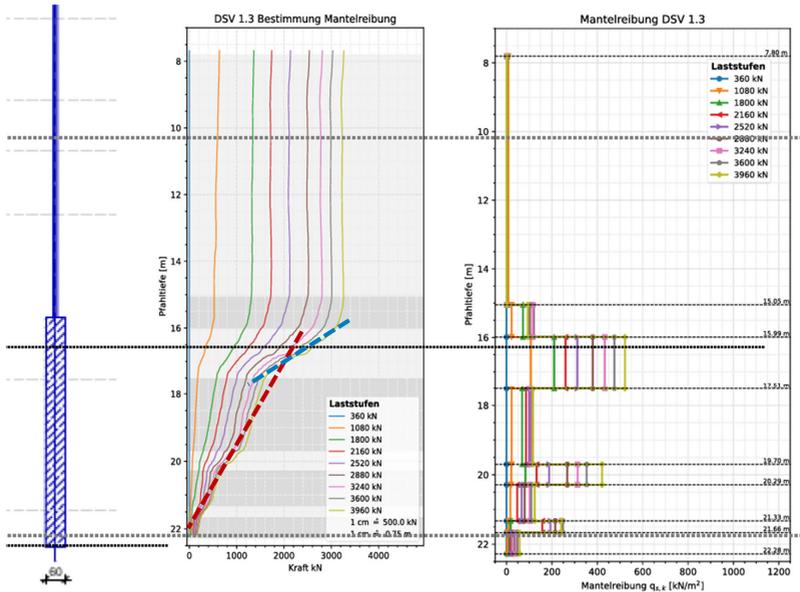


Abbildung 14: Mantelreibung von DSV-P-1.3 mit einem Ziel-Durchmesser von 60 cm.

Dem in Abbildung 15 dargestellten Verlauf der Pfahlnormalkraft eines Düsenstrahlpfahls mit einem Zieldurchmesser von $D_z = 120$ cm ist zu entnehmen, dass aufgrund des größeren Durchmessers des Düsenstrahlkörpers eine deutlich höhere Stirnwiderstandskraft mobilisiert wird. Unterhalb des durch den Stirnwiderstand beeinflussten Bereichs liegen die Kurven der Pfahlnormalkraft in Abbildung 15 deutlich enger zusammen als in Abbildung 14. Daraus ist zu schließen, dass die mobilisierte Mantelreibung bei dem Pfahl mit einem Zieldurchmesser von $D_z = 120$ cm deutlich geringer ist.

Es wird darauf hingewiesen, dass die in Abbildung 14 und Abbildung 15 jeweils rechts dargestellte Mantelreibung mithilfe des Zieldurchmessers ermittelt wurde. Die – wie in Abschnitt 4.3.1 beschrieben – vom Zieldurchmessers deutlich abweichenden Ist-Durchmesser wurden nicht berücksichtigt. Dementsprechend sind die in Abbildung 14 und Abbildung 15

jeweils rechts dargestellten Kurven lediglich als qualitative Verläufe der Mantelreibung zu verstehen.

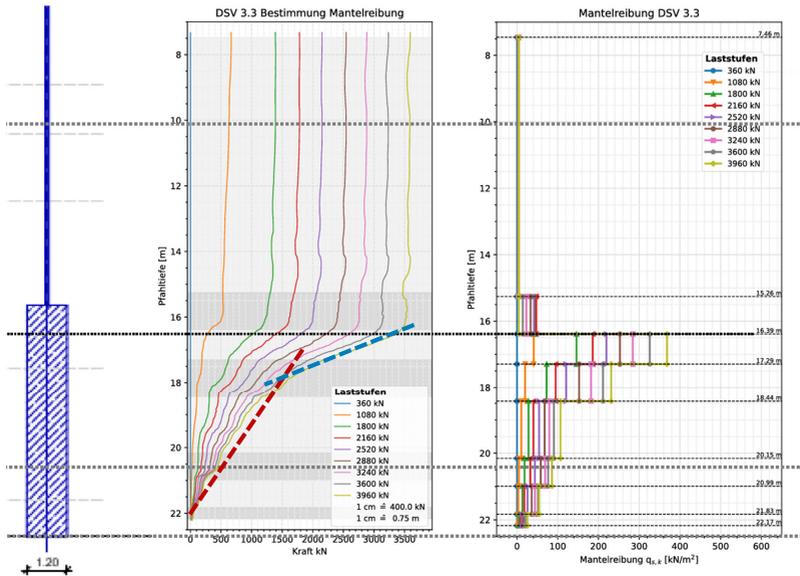


Abbildung 15: Mantelreibung von DSVP-S-3.3 mit einem Ziel-Durchmesser von 120 cm.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen konnten dazu genutzt werden, das optimale Verankerungssystem für die neue Uferwand mit 765 m Gesamtlänge zu finden. Darüber hinaus sind neuartige Erkenntnisse über die bodenmechanischen Mechanismen des Lastabtrags der schichtübergreifenden Mikroverpresspfähle und jener mit Lasteinleitungslängen > 12 m gewonnen worden. Im Einzelnen zeigen die hier ausgewerteten Daten:

- Die gemessenen Pfahlwiderstände sowie die daraus ableitbaren charakteristischen Widerstände liegen deutlich oberhalb der Erfahrungswerte.
- Ein schichtübergreifender Lastabtrag von Mikroverpresspfählen ist ohne Auswirkungen auf das Verformungsverhalten in den hier gegebenen Baugrundverhältnissen möglich.

- Auch bei Lasteinleitungslängen > 12 m zeigt sich eine gleichmäßige Mobilisierung der Mantelreibung über nahezu der gesamten Pfahlänge. Eine von oben nach unten abnehmende Mantelreibung wurde nicht festgestellt.

Auch in Bezug auf die Düsenstrahlpfähle konnten mithilfe der Probelastungen neue Erkenntnisse gewonnen werden. Dies wurde insbesondere durch den Einsatz von faseroptischen Sensoren ermöglicht. Im Einzelnen zeigen die hier ausgewerteten Daten:

- Die Festigkeit des Düsenstrahlkörpers lag mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $32,3 \text{ N/mm}^2$ deutlich oberhalb der üblicherweise anzusetzenden 10 N/mm^2 .
- Es können sowohl Zugglieder mit aufgeschweißter Wendel als auch mit Rippung eingesetzt werden. Ein Einfluss auf das Tragverhalten konnte nicht festgestellt werden.
- Die Mobilisierung des Stirnwiderstandes konnte messtechnisch nachgewiesen werden. Dies ist bei der Dimensionierung von Pfählen mit abweichenden Düsenstrahlkörperlängen zu berücksichtigen. Ansonsten wird der Widerstand bei größeren Düsenstrahlkörperlängen als denen der Probepfähle überschätzt.

Die Ergebnisse der vorgezogenen Pfahlprobelastungen wurden für die Planung des Ersatzneubaus des Steinwerder Kais genutzt. Im Einzelnen wurde Folgendes aus den Ergebnissen der Probelastungen für die Baumaßnahme abgeleitet:

- Auf Grundlage der Probelastungen und den projektspezifischen Randbedingungen wurden die Düsenstrahlpfähle für die Rückverankerung des Ersatzneubaus ausgewählt.
- Die Mikroverpresspfähle wurden zur Lagestabilisierung des teilabgebrochenen Bestandsüberbaus eingesetzt.
- Die Ergebnisse der Probelastung der Düsenstrahlpfähle wurden genutzt, um eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung zu ermöglichen
- Auf Grundlage der Versuche zur Bestimmung des Ist-Durchmessers konnte das Herstellverfahren für die Bauwerkspfähle optimiert werden.

Danksagung

Unser Dank gilt den Firmen Hochtief und PORR Spezialtiefbau für die hervorragende Zusammenarbeit bei der Pfahlherstellung und Probelastung. Außerdem danken wir der Firma SENSICAL für die messtechnische Begleitung und den wertvollen Austausch zu den Messergebnissen.

Literatur

- [1] *DIN EN 12716:2019-03, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Düsenstrahlverfahren; Deutsche Fassung*
- [2] *DGGT (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“; EA-Pfähle, 2. Auflage, Ernst & Sohn*
- [3] *Kunth F., J. Ackermann J., A. Beutel-Scholz (2014): Vorgezogene Pfahlprobelastungen an Düsenstrahlpfählen zum Bau der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel. 33. Baugrundtagung, Tagungsband, DGGT.*
- [4] *Pohl, M., J. Abratis und G. Peschken (2021): Ein technisches Unikat – Rückverankerung mit Düsenstrahlpfählen bei der 5. Schleusenkammer Brunsbüttel. Bautechnik, Volume 99, Issue 5, Seite 377 bis 383, Ernst & Sohn*
- [5] *Produktdatenblatt „Philipp Holzmann-Pfahl“ (unbekannt), Verfasser: Philipp Holzmann AG, Direktion Nord, Niederlassung Hamburg Tiefbau*
- [6] *Feindt, F. M. Stapelfeldt, M. Falksohn, E. Koldrack (2024): Düsenstrahlpfähle zur Verankerung einer Uferwand im Hamburger Hafen. Messen in der Geotechnik 2024, Fachseminar: 22./23. Februar 2024, Herausgeber: J. Stahlmann, Verlag: Instituts für Geomechanik und Geotechnik der Technischen Universität Braunschweig*

Autoren

Frank Feindt, Dipl.-Ing.

frank.feindt@hpa.hamburg.de

Marc Stapelfeldt, Dr.-Ing.

m.stapelfeldt@igb-ingenieure.de

Max Falksohn, M.Sc.

max.falksohn@hpa.hamburg.de

Elfi Koldrack, Dip.-Ing.

elfi.koldrack@hpa.hamburg.de

Hamburg Port Authority AöR

Chief Quality Office

www.hamburg-port-authority.de

Neuer Wandrahm 4, 20457 Hamburg

Tel.: 040 42847 0

IGB Ingenieurgesellschaft mbH

www.igb-ingenieure.de

Steindamm 96, D-20099 Hamburg

Tel.: 040 22 70 00 80



Komplettanbieter für geotechnische Produkte
Full range supplier of geotechnical products



A comparison of long-term axial capacities of impact- and vibratory-driven open-ended piles in dense sand: Experience from the Cuxhaven test area

Majid Goodarzi^{1,2}, Alexander Busch¹, Akash Verma³, Pooyan Ghasemi⁴, Stefan Kreiter²,

Tobias Mörz⁵, Volker Herwig⁴, Artur Czarniecki⁴

1 COWI A/S, Hamburg, Germany

2 MARUM - Zentrum für Marine Umweltwissenschaften der Universität Bremen

3 Skyborn Renewables offshore solutions GmbH, Bremen, Germany

4 RWE Renewables GmbH, Hamburg, Deutschland

5 Geo-Soil Invest, Bremen, Deutschland

1 Introduction

Wind turbines harness an abundant natural resource—wind—to generate electrical power. Offshore wind farms have significantly increased efficiency due to higher wind intensity and the feasibility of deploying larger turbines. However, these advancements come with higher installation costs and technical challenges in harsh marine environments. Notably, foundation costs for turbines rise dramatically with water depth, accounting for approximately 36% of total costs at depths of 40-50 meters compared to 20% in shallower waters (Swart and Coppens, 2009). Optimizing turbine foundations and installation methods thus holds immense potential for cost reduction.

Offshore turbines are predominantly installed on open-ended monopiles using impact driving, which generates high sound pressure during hammer pulses. This noise adversely affects marine mammals, limiting pile driving to certain times of the year or necessitating costly sound mitigation measures (e.g., Nehls and Rose, 2016). Additionally, the intense stress caused by impact driving can compromise pile material integrity, especially as turbine and foundation sizes increase. Vibratory pile driving has emerged as a promising alternative, offering reduced noise, potentially lower material fatigue, faster installation, and greater flexibility in installation process.

Despite these advantages, studies have reported significant reductions in the axial capacity of vibrated piles—ranging from 20% to 42% compared to impact-driven piles (Mosher, 1990;

Fischer and Stein, 2013). This reduction is attributed to diminished pile shaft capacity, but insufficient data and variability in testing conditions have hindered the development of standardized reduction factors. Furthermore, the long-term setup effect, where pile capacity increases over time, complicates the comparison between installation methods. Previous studies suggest that differences in initial capacity may diminish with time (Lim and Lehane, 2014), but this has yet to be verified for large-diameter offshore piles.

To address these gaps, this study analyses data from two joint industry projects involving six 4.3 m diameter piles installed in dense sand at a nearshore test site in Cuxhaven, Germany. Three piles were installed via vibratory driving, and three with impact driving. Axial pile capacities were measured immediately after installation and after two weeks on impact-driven piles, and approximately 1,000 days on all piles. The study aims to answer whether differences in axial capacity between vibratory and impact-driven piles persist after 1,000 days and to establish the setup rate for large-diameter piles in dense sand.

2 Case Study

2.1 Site condition and pile tests

The lack of well-documented studies and design standards for large-diameter monopiles installed via vibratory driving has hindered its industrial adoption. To address this, the VIBRO-Project, initiated in 2014 by a consortium led by RWE Renewables (former Innogy) and supported by the Carbon Trust, conducted large-scale pile testing at an onshore site in Cuxhaven, Germany. Six open-ended steel piles, each 21 meters long with a diameter of 4.3 meters and embedded to 18.5 meters below ground level, were installed as three pairs using impact and vibratory driving methods. The primary aim was to compare the lateral bearing capacity of the two methods, achieved through lateral load testing. Axial capacity was also assessed using dynamic load tests (DLTs) on the impact-driven piles. In 2017, as part of the VIBRO Re-Strike project, further DLTs were conducted to evaluate the long-term axial capacity of both pile types, more than two years after installation.

The test site, located approximately 7 km south of Cuxhaven, is situated within a sand pit on the Cuxhaven-Bremerhaven moraine ridge. The ground primarily comprises dense to very dense sands of glacial-fluvial origin, interrupted by two till layers at depths of around 4.5 m and 18 m below ground level. The water table lies just beneath the uppermost till layer

at a depth of 5–6 m. These sedimentary conditions closely resemble the offshore North Sea seabed, making the site an excellent analogy for offshore foundation testing.

Comprehensive geotechnical data, including CPT profiles and laboratory tests, were collected and analysed for each pile location. The CPTs, conducted in a hexagonal pattern around each pile, provided detailed insights into the soil conditions, with averaged profiles developed to represent each location. These data, along with published research (Goodarzi and Ossig, 2019; Achmus and Schmoor, 2020; Al-Sammarraie and Kreiter, 2022), confirmed the suitability of the site for replicating offshore conditions.

2.2 Dynamic pile load test

In 2014, axial capacity tests were conducted exclusively on the three impact-driven piles to preserve the vibratory-driven piles for lateral load testing. High-Strain Dynamic Load Tests were performed using an IHC-1200 hydraulic hammer, with two acceleration sensors and four strain gauges (DMS) mounted 2 meters below the pile top. To mitigate potential eccentricities, the sensors were installed in pairs on opposite sides of the inner pile surface. For the 2017 tests, additional measures were implemented to prevent material failure in the stick-up section during lateral load testing. This section was reinforced with concrete, and the sensors were positioned farther from the pile head to minimize interference from the reinforced section on recorded shock wave signals. This required slight soil excavation around the pile, resulting in minor differences in embedment depths between the 2014 and 2017 tests. These variations should be accounted for when analysing and comparing test results. Figures 1 illustrate the sensor placement in cross- and longitudinal sections.

The commercial package CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) which is a software for signal marching analysis (Rausche, Moses and Goble, 1972; Rausche, Goble and Likins Jr, 1985; Pile Dynamics Inc., 2006), was used for the back analysis of the DLTs.

3 Results

After analyzing the DLT results through CAPWAP back calculation, the pile capacity was determined. Although the separation of toe and shaft capacity in DLT is not highly accurate and might change if a different engineer analyzes the results, the total pile capacity is generally accurate enough (Rausche et al., 1985). The two impact-driven piles, P3 and P6, consistently show much higher capacities of 40.88 MN and 43.4 MN, respectively, compared

to the vibratory-driven piles, P4 and P5, which have capacities of 18 MN and 15 MN, respectively. Figure 2 provides the detailed results of the DLT.

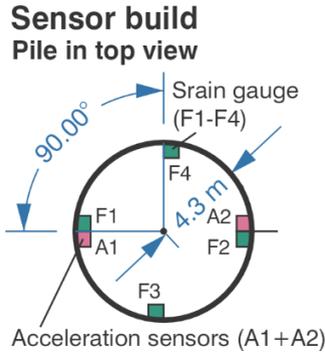


Figure 1: Position of the strain gauge and accelerometers on pile surface.

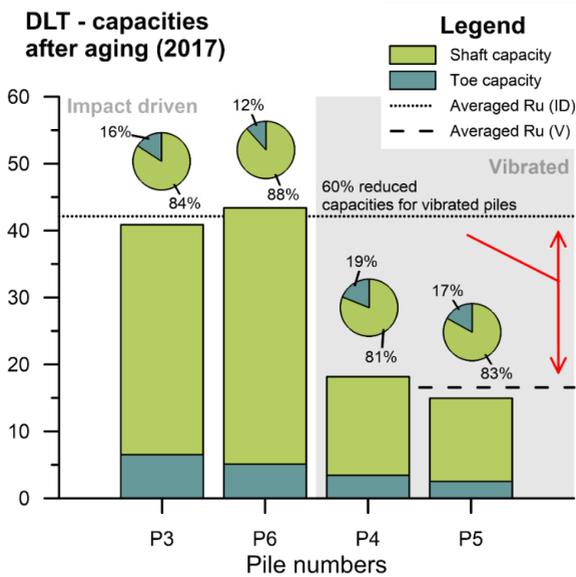


Figure 2: CAPWAP capacities subdivided in shaft and base for impact and vibratory driven piles.

In order to better understand the obtained capacities and eliminate the location-specific effects due to small variations in CPT profiles, the results were normalized using the UWA-

05 CPT-based axial capacity method. Figure 3 provides the normalized results. It can be observed that the long-term axial capacity of the impact-driven piles is much higher than that of the vibratory-driven piles. This observation contradicts the conclusion presented by Lim and Lehane (2014), which suggests that the installation effect should eventually be balanced by the setup (aging) effect. Additionally, the measured capacities of the impact-driven piles are higher than the predicted values based on the UWA-05 method (Lehane, B. M., Schneider, 2005). This discrepancy may be due to the fact that design methods are generally developed using pile tests conducted 10 to 100 days after installation, while the values here represent a much longer aging time of around 1,000 days. This extended period could lead to a noticeable setup effect. However, it should be noted that these piles were not subjected to any loading after the lateral load test, which might have helped with the setup effect. This situation differs from an offshore pile under continuous cyclic loading.

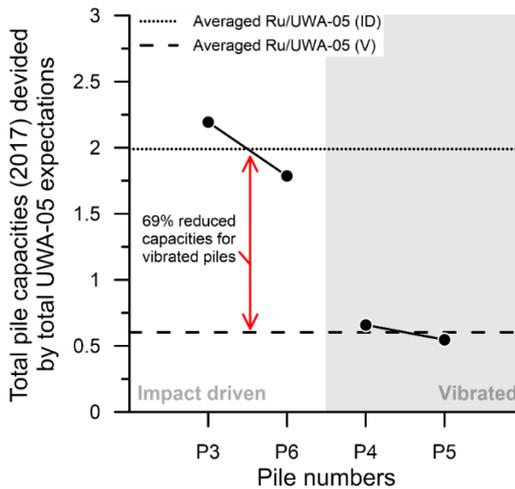


Figure 3: CAPWAP capacities subdivided in shaft and base for impact and vibratory driven piles.

Figure 4 also presented the distribution of unit shaft resistance obtained from back analysis of the DLT against the values from CPT-based UWA-05 method. Regardless of low accuracy in the obtained distribution of resistance in DLT, the results can provide an insight on how the installation affect the shaft resistance. It can be seen that the shaft resistance of impact driven piles follows the same trend as CPT profile and consequently UWA-05

method. This is of course expected as UWA-05 data base was around impact driven piles. However, such trend could not produce the results of DLT on vibratory driven piles and a more uniform distribution was better matching the signal matching process. This can imply that the vibratory installation significantly disturbs the soil in the vicinity if the pile.

Figure 5 provide the reduction observed in axial capacity in this paper and lateral stiffness of the pile during the lateral loading test in 2014 reported in Achmus et al. (2020). Comparing these observations, it can be concluded that similar reduction, but slightly less, in the lateral stiffness can be seen between the two pair of impact and vibratory driven piles. Clearly lateral stiffness mobilizes larger soil volume around the pile in comparison to axial loading which is limited to soil-pile interface. The full load-displacement curve from lateral loading shows that the lateral pile capacity, which is affected by even larger volume of soil around the pile (several diameter), is not affected by the installation.

4 Summary

This study investigates the long-term axial capacities of impact- and vibratory-driven open-ended piles in dense sand, based on full-scale tests at the Cuxhaven site in Germany. To assess whether the long-term capacity would get affected by installation method, six large-diameter piles (4.3 m diameter) were tested, with axial capacities after 1,000 days. The soil condition of the test site is dominantly dense to very dense over-consolidated quartz sand.

The results show that impact-driven piles retained significantly higher axial capacities, with values of 40.88–43.4 MN, compared to 15–18 MN for vibratory-driven piles, even after 1,000 days. While previous research suggested that setup effects could equalize capacity differences over time, this study contradicts that assumption. CAPWAP analysis indicates that vibratory driving disturbs the surrounding soil, leading to a more uniform and lower shaft resistance profile.

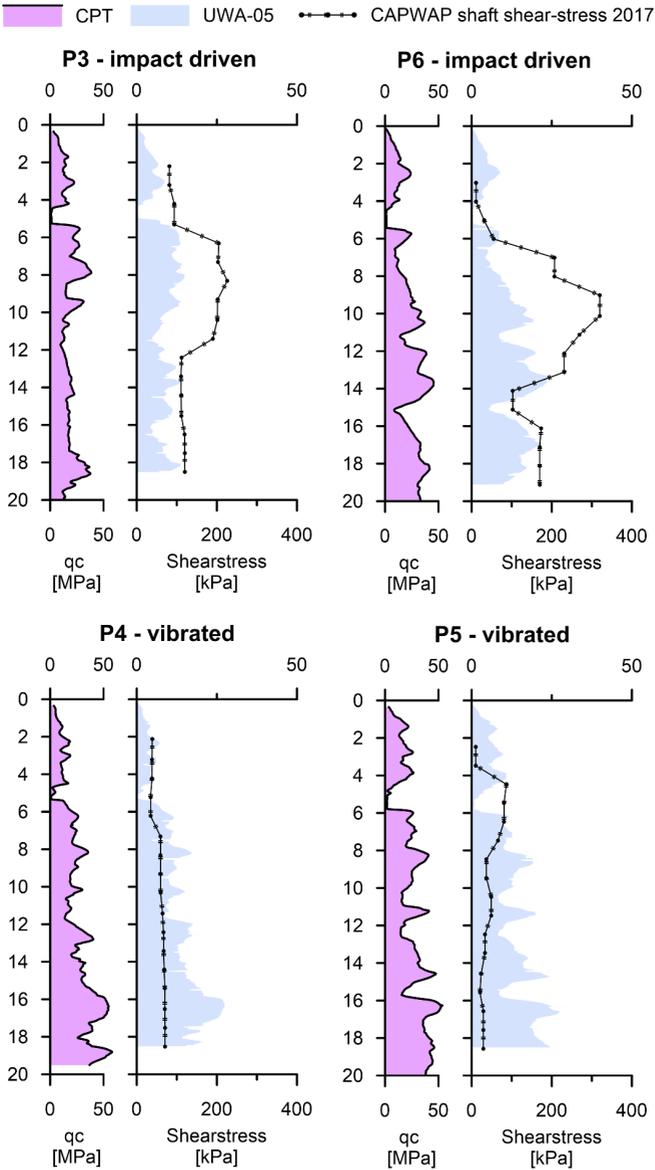


Figure 4: Unit shaft resistance distribution obtained from CAPWAP analysis against the UWA-05 method.

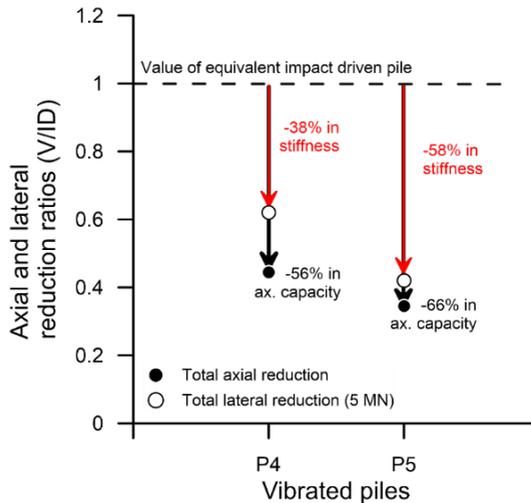


Figure 5: Reduction in axial capacity from DLTs and the stiffness of load-displacement curve from lateral loading test for vibratory driven piles in comparison to their equivalent impact driven ones.

Literatur

Achmus, M.; Schmoor, K.A.; Hewig, V.; Matlock, B.; Lateral bearing behaviour of vibro- and impact-driven large-diameter piles in dense sand, *geotechnik*, 43(3), S. 147–159, 2020. doi: 10.1002/gete.202000006.

Al-Sammarraie, D.; Kreiter, S., Moerz, T.; et al., VCPT: An in-situ soil investigation method to validate vibratory pile-soil interaction models, Cone Penetration Testing, 2022. Doi: 10.1201/9781003308829-118

Fischer, J.; Stein, Ph.; A comparison between impact driven and vibratory driven steel piles in the German North Sea, *Proceedings Conference on Maritime Energy (COME), Hamburg*, S. 21–22, 2013.

Goodarzi, M.; Ossig, B., et al.; Axial capacity of impact-driven monopiles: the case study at Cuxhaven, Germany, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Pfahlsymposium*, 2019.

Lehane, B. M., Schneider, J. A. and Xu, X.; The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand, *Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005 - Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, S. 683–689, 2005. doi: [10.1201/noe0415390637.ch76](https://doi.org/10.1201/noe0415390637.ch76).

Lim, J. K.; Lehane, B. M.; Characterisation of the effects of time on the shaft friction of displacement piles in sand, *Géotechnique*, 64(6), S. 476–485, 2014. doi: [10.1680/geot.13.P.220](https://doi.org/10.1680/geot.13.P.220).

Mosher, R. L.; Axial Capacity of Vibratory-Driven Piles versus Impact-Driven Piles, *Modern geotechnical methods: instrumentation and vibratory hammers*, 1, S. 128–135, 1990.

Nehls, G.; Rose, A.; Diederichs, A.; et al.; Noise Mitigation During Pile Driving Efficiently Reduces Disturbance of Marine Mammals, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, S. 755–762, 2016. doi: [10.1007/978-1-4939-2981-8_92](https://doi.org/10.1007/978-1-4939-2981-8_92).

Pile Dynamics Inc.; CAPWAP Manual, *Cleveland, Ohio, USA*, 2006.

Rausche, F.; Nagy, M.; Likins, G.; Mastering the art of pile testing, *Proceedings of the Eighth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, S. 19–32, 2008.

Rausche, F.; Goble, G. G.; Likins Jr, G. E.; Dynamic determination of pile capacity, *Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, 111(3), S. 367–383, 1985.

Rausche, F.; Moses, F.; Goble, G. G.; Soil resistance predictions from pile dynamics, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, 98(9), S. 917–937, 1972.

Swart, R. J.; Copperns, C.; Gordjin, H.; et al.; Europe's onshore and offshore wind energy potential: An assessment of environmental and economic constraints, 2009. doi: <https://doi.org/10.2800/11373>.

Autoren

Majid Goodarzi, Ph.D.

mdgi@cowi.com

Alexander Busch, Ph.D.

aebc@cowi.com

Akash Verma, M.Sc.

a.verma@skybornrenewables.com

Pooyan Ghasemi, Ph.D

pooyan.ghasemi@rwe.com

Dynamische Probebelastung

Offshore · Rammbarkeit · Monitoring · Supervision

Onshore · Prüfungen von Pfählen aller Art

Insbesondere auch Großbohrpfähle mit sehr schweren Fallmassen

2. Meinung – Signal Matching

Zertifiziert – PDCA (Pile Driving Contractors Association)

Integritätsprüfung von Pfählen

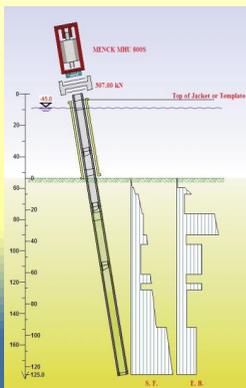
PIT - Hammerschlag

CSL - Ultraschall

TIP - Temperatur

Repräsentant von Pile Dynamics, Inc.

Rammbarkeit



Monitoring



Dynam. Probebelastung



4-Kanal CSL-Gerät



Überwachung und Prognose von Erschütterungen



Die GSP mbH ist Mitglied im GuD-Firmenverbund.

Pfahlprobelastungen in schwierigem Baugrund – Brückenneubau im Zuge des Lückenschlusses der BAB A14 bei Stendal

Teil 1: Projektvorstellung und Ausführungsplanung

Dr.-Ing. Gerd Festag (BuG Baugrunduntersuchung Naumburg GmbH), Robert Zech, M.Sc. (Züblin Spezialtiefbau GmbH), Dr.-Ing. Steven Georgi (BuG Baugrunduntersuchung Naumburg GmbH), Dipl.-Ing. (FH) Christian Perl, M.Sc. (Züblin Spezialtiefbau GmbH)

1 Projekt, Baugrund und Motivation

1.1 Projekt

Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Ost plant im Zuge des Neubaus der BAB 14, VKE 1.5 den Neubau der Brücke über die Uchte. Der Bauwerksstandort liegt im Landkreis Stendal, westlich der Ortslage Döbbelin. Die insgesamt etwa 310 m lange Brücke dient der Querung einer geologischen Muldenstruktur mit sehr mächtigen, gering tragfähigen Böden. Die Errichtung konventioneller Straßendämme ist in der Muldenstruktur aus Standsicherheitsgründen nicht möglich oder zumindest wirtschaftlich nicht darstellbar. Der Planung der Pfahlprobelastung liegt ein 7-feldriger Verbundbau zugrunde mit Einzelstützweiten der Felder von jeweils ca. 40 – 50 m. Aus dieser Stützweite resultieren entsprechend hohe Pfeilerlasten, die an den 8 Bauwerksachsen mit Bohrpfählen in den tragfähigen Untergrund abgetragen werden sollen. Nach derzeitigem Planungsstand ergeben sich max. Pfahllasten von ca. 5 MN.

1.2 Geologie

Für das Bauwerk liegt ein umfangreicher Geotechnischer Bericht nach EC 7 der R. Porsche Geoconsult, Dessau-Roßlau vor, in dem auch die Erkenntnisse aus vorangegangenen Untersuchungs- / Erkundungskampagnen durch die R. Porsche Geoconsult, und die EIBS GmbH, Dresden berücksichtigt sind.

Demnach sind die Baugrundverhältnisse in Bauwerkslängs- und -querrichtung als stark inhomogen und durch eine im tieferen Untergrund angelegte Beckenstruktur geprägt anzusehen. Die Beckenstruktur (ehem. See) ist dabei mit Beckenschluffen, Sanden und

organogenen Böden gefüllt. Im Detail stellt sich der Baugrund entlang der Brückenachse wie folgt dar:

Nördlicher und südlicher Bereich:

- Im Baubereich steht bis ca. $t = 4 - 5$ m u. GOF eine Wechsellagerung eng gestufter Sande mit gering tragfähigen und stark setzungswirksamen Böden in Form von Wiesenkalk, Torfen und Mudden an.
- Unterhalb von 5 m u. GOF folgen ausreichend tragfähige Böden in Form eines halbfesten Geschiebemergels.

Zentraler Bereich:

- Unterhalb organischer Weichböden (Torfe, Wiesenkalk etc.) und mitteldicht gelagerter Talsande, deren Basis bis 5 – 15 m u. GOF liegt, folgen bis max. 27 m u. GOF gering tragfähige und stark setzungswirksame Böden in Form Mudden. Die Mudden wurden in der letzten Warmzeit vor etwa 125.000 Jahren abgelagert. Die Mudden werden durch mäßig tragfähige ebenfalls setzungswirksame Beckenschluffe und -tone unterlagert, deren Basis bei max. 46 m u. GOF liegt.

Im Zuge einer Risikobewertung wurden für folgende Risiken für die Bauwerksgründung über Pfähle in der vorliegenden Geologie gesehen.

Die zum Lastabtrag (mit) vorgesehene Baugrundsicht Geschiebemergel enthält erfahrungsgemäß Steine und Blöcke. Diese stellen mögliche Hindernisse beim Abteufen von Bohrungen dar. Woraus sich ein Risiko zumindest für Verzögerungen der Gründungsarbeiten und Zusatzaufwendungen ergeben kann. Das Risiko ist direkt abhängig von der Gesamtlänge der Bohrpfähle, so dass eine möglichst geringe Anzahl bzw. eine möglichst geringe Bohrlänge im Geschiebemergel anzustreben ist.

In den organischen und weichen Schichten besteht das Risiko, dass die Betonsäule beim Betonieren in die geringtragfähigen Schichten abfließt und sich kein regulärer Pfahlkörper ausbildet. Dies betrifft insbesondere die Schichten Torf, Mudde und Kalkmudde und damit insbesondere den zentralen Bauwerksbereich. Um diesem Risiko zu begegnen, wurde der Einsatz von geeigneten Hüllrohren in Erwägung gezogen, um ein unkontrolliertes Ausweichen des Frischbetons in die organischen / organogenen / weichen-breiigen bindigen Böden zu unterbinden.

Ein entsprechendes Risiko wurde aber auch für die in größerer Tiefe anstehenden teilweise weichen Beckenschluffe gesehen. Diese Schicht weist nach den Erkundungsergebnissen eine weiche Konsistenz auf und die Ergebnisse der Drucksondierungen mit z.T. einem Spitzendruck um die 2,5 MN/m² und einer Mantelreibung in der Größenordnung von nur um die 50 kN/m² weisen auf eine geringe Scherfestigkeit hin. Aufgrund der Tiefenlage des Beckenschluffs von ca. 15 m bis zu ca. 45 m ist beim Betonieren des Pfahls teilweise mit einem erheblichen Flüssigkeitsdruck aus der frischen Betonsäule zu rechnen, dem nur eine vergleichsweise geringe Scherfestigkeit gegenübersteht. Mit zunehmender Tiefe nimmt jedoch nach den Drucksondierungen der Mantelreibungswiderstand zu und damit das Risiko ab, so dass im tieferen Bereich des Beckenschluffs kein entsprechendes Risiko mehr gesehen wurde.

Nach dem Geotechnischen Bericht sind die Sekundär- und Kriechsetzungen der organischen / organogenen Böden im Bauwerksbereich nicht abgeschlossen. Zudem reagieren diese Böden sehr sensibel auf zukünftige Spannungsänderungen (z. B. aus Geländeprofilierungen). Um einer zunächst nicht auszuschließenden negativen Mantelreibung entgegen zu wirken, sollten die Hülsen / Rohre im Bereich der Weichschichten im Baugrund verbleiben um die anzusetzende negative Mantelreibung abzumindern. Mit der Pfahlprobelastung sollte daher ein Wert für eine mögliche anzusetzende negative Mantelreibung ermittelt werden.

1.3 Hydrgeologie

Die Grundwasserverhältnisse sind im gesamten Baubereich als „bautechnisch ungünstig“ zu beschreiben. Es ist dauerhaft mit Grundwasserflurabständen $t < 2$ m u. GOF zu rechnen. Im Bauwerksbereich ist eine Stockwerksgliederung der Grundwasserleiter beschrieben. Der obere Grundwasserleiter (Talsande) ist durch die gering wasserdurchlässigen Beckentone hydraulisch vom unteren Grundwasserleiter (elster- und saalekaltzeitliche Sande und Kiese) getrennt. In beiden Grundwasserleitern ist mit gespanntem Grundwasser zu rechnen. Das Grundwasser im unteren Grundwasserleiter ist dabei zumindest zeitweise artesisch gespannt. Die hydrostatische Druckhöhe kann dabei bei ca. 1 m oberhalb des natürlichen Geländes liegen. Der Baubereich liegt zudem im ausgewiesenen Überschwemmungsgebiet der Uchte.

1.4 Motivation der Pfahlprobelastung

Da keine vergleichbaren Prüfergebnisse und Erfahrungen mit dem Baugrund am Standort vorlagen, wurden statische Pfahlprobelastungen als notwendig angesehen. Da die Herstellung von Reaktionspfählen im hier anstehenden gering tragfähigen Baugrund risikoreich und kostenintensiv gewesen wäre, wurde zur Lastaufbringung das Verfahren mit einbetonierten Lastzellen vorgesehen.

Die Pfahlprobelastung wurde mit folgender Zielsetzung konzipiert:

1. Bestimmung des standortbezogenen Last-Setzungsverhaltens (Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstand) für die Bodenschichten Mudde, Schmelzwassersande, Geschiebemergel, Beckenschluffe und Schmelzwasserkiese;
2. Ableitung gesicherter Pfahlwiderstandswerte zur Bemessung der Bohrpfähle für die Entwurfs- und Ausführungsplanung;
3. Prüfung der Größe einer möglichen negativen Mantelreibung in der Mudde;
4. Prüfung der Machbarkeit und Optimierung der Herstellungstechnologie der Bohrpfahlgründung;
5. Wirksamkeit der Hülsenrohre zur Reduktion der (negativen) Mantelreibung und zur Minimierung des Herstellungsrisikos.

Zum Erreichen dieser Ziele wurden insgesamt 3 Pfahlprobelastungen geplant. Mit Pfahl Nr. 1 sollte insbesondere die Pfahltragfähigkeit in dem saalekaltzeitlichem Geschiebemergel in den Außenbereichen der Brücke (Widerlagerbereich) mit einer Länge von 20 m untersucht werden. Mit den beiden Pfählen Nr. 2 und Nr. 3 sollte insbesondere die Machbarkeit der Pfahlherstellung in den Weichschichten im zentralen Bauwerksbereich sowie der Ansatz für eine negative Mantelreibung und die Tragfähigkeit des unterlagernden Schichtpakets aus Beckenschluss, saalekaltzeitlichem Schmelzwassersanden und elsterkaltzeitliche Schmelzwasserkiese untersucht werden. Dabei sollte einer der beiden Pfähle mit einem einfachen Stahlrohr im Bereich der Weichschichten ausgerüstet werden, um den Einfluss auf die Herstellbarkeit und die aktivierbare (negative) Mantelreibung zu untersuchen. Der andere der beiden Pfähle wurde ohne Stahlhülsenrohr geplant. Diese beiden Pfähle wurden mit Längen von 45 m und 50,5 m geplant. Da die aus Erfahrungswerten abgeschätzten Pfahlwiderstände i.d.R. als eher konservative Widerstände anzusehen sind und der Grundzustand der Pfahltragfähigkeit ermittelt werden

sollte, wurde für die Belastungseinrichtung der 2- bis 3-fache Wert der Widerstände nach Erfahrungswerten als Zielgröße festgelegt. Aufgrund der sich ergebenden hohen Prüfkrafteschied, zumindest für die langen Pfähle, eine konventionelle Pfahlbelastung über den Pfahlkopf aus und es wurde eine Belastung über im Pfahl eingebaute Lastzellen in zwei Ebenen (Multi-Level-Test) vorgesehen.

Als Pfahldurchmesser für die Probepfähle wurde ein Durchmesser von 1,2 m gewählt. Damit ist, entsprechend den Empfehlungen der EA-Pfähle [DGGT, 2012], eine gute Übertragbarkeit der Messergebnisse auf Pfähle bis zu 2 m ohne weiteres möglich. Der Pfahldurchmesser ist jedoch groß genug, um hinreichend leistungsfähige Lastzellen in den Querschnitt einbauen zu können.

2 Ausführungsplanung

2.1 Allgemeine Baustellensituation

Der geplante Bauwerksstandort liegt einige hundert Meter entfernt von der nächstgelegenen Bundesstraße B188 an einer für die Baumaßnahmen der BAB 14 angelegten Baustraße mit Wendeschleife. Das geplante Baufeld lag dabei vollständig auf unbefestigter Ackerfläche und musste im Zuge der vorbereitenden Baustellenmaßnahmen aufwendig befestigt und für den späteren Einsatz mit Großbohrgerät (LB44) vorbereitet werden. Dazu wurden rund 3.000 m² Schotter-Arbeitsebene, inklusive Geogitter, lagenweise zu insgesamt mindestens 1,2 m Aufbaustärke eingebaut – und nach Beendigung der Maßnahme vollständig zurückgebaut. Sämtliche Versorgung auf dem Baufeld musste ebenfalls antransportiert und auf den Arbeitsebenen vorgehalten werden, da weder Baustrom- noch Wasserversorgung auf dem Acker vorhanden waren. Das rund 150 m lange Baufeld unterteilte sich in zwei wesentliche Pfahlherstellungsbereiche, mit dem Pfahl 1 an der südlichen Ausdehnung und dem Standort von Pfahl 2 + 3, sowie sämtlicher sonstiger Baustelleneinrichtungsf lächen an dem nördlichen Hammerkopf des Baufelds (vgl. Abbildung 1). Die gut 90 m lange Verbindungsfläche zwischen den beiden Baufeldenden wurde als Lager- und Vorbereitungsfläche für die umfangreiche Pfahlinstrumentierung sowie erforderlicher Korbstöße und Gerätestandorte genutzt.

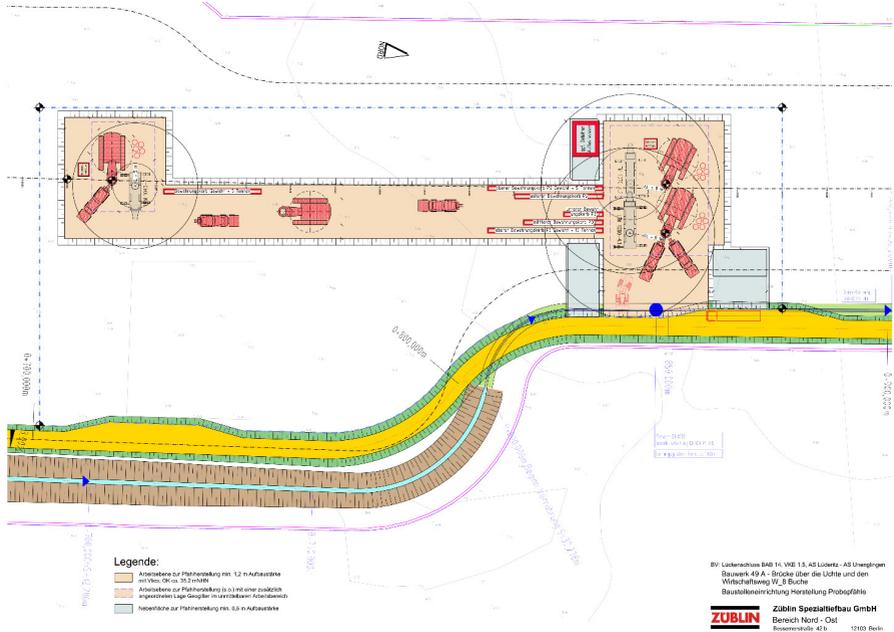


Abbildung 1: Baufeld und Probestfahlstandorte gemäß Baustelleneinrichtungsplan

2.2 Ergänzende Baugrundaufschlüsse

Ergänzend zu dem der Ausschreibung bereits vorliegenden Geotechnischen Bericht der R. Porsche Geoconsult, Dessau-Roßlau wurden weitere baubegleitende geotechnische Untersuchungen vorgesehen. Die Ansatzpunkte von zusätzlichen Erkundungsarbeiten liegen dabei hauptsächlich im Bereich der herzustellenden Probestpfähle 1 bis 3 und sollten insbesondere die Lage der Druckzellen für die Ausführungsplanung konkretisieren bzw. gegenüber der Entwurfsplanung bestätigen. Diese waren daher vorlaufend zu der Pfahlherstellung auf der noch unbefestigten Ackerfläche auszuführen. Gefordert waren Aufschlüsse durch Linerbohrungen mit mind. 100 mm im Durchmesser sowie Drucksondierungen CPTU über die geplante Probestpfahlänge. Die gewonnenen Bohrkernliner waren im Nachgang durch gemeinsame Ansprache mit dem geotechnischen Gutachter aufzunehmen und fotografisch zu dokumentieren.

Die Aufnahme der zusätzlichen Baugrunduntersuchungen bestätigte im Falle von Pfahl 1 die nach geotechnischem Gutachten geplante Lage der Instrumentierung des Probepfahls. Minimale Abweichungen bei den Schichtgrenzen des Pfahl 2 konnten auf Grund technischer Randbedingungen zur konstruktiven Ausbildung, Instrumentierung sowie Herstellung des Pfahlfußes nicht berücksichtigt werden. Aus der Bohrung für Pfahl 3 wurden Anpassungen im Korbdesign auf Grund neuer Erkenntnisse zu Schichtgrenzen aus den zusätzlichen Baugrundaufschlüssen erforderlich. Durch die am Pfahlfuß erkundete abweichende Baugrundsicht wurde eine Verschiebung der oberen Zellebene in Richtung der in-situ Schichtgrenzen im Korbdesign vorgenommen, was Einfluss auf die Herstellung der gestückelten Bewehrungskörbe mit Vorinstrumentierung ab Werk hatte. Dazu bedurfte es ausreichender Vorlaufzeit zur Anpassung der Ausführungsplanung sowie entsprechender Umsetzung der Änderungen im Werk und auf dem Baufeld.

2.3 Korbdesign

Die für die Pfahlprobelastung vorgesehene Anzahl an messtechnischen Instrumentierungen sowie der Einbau der hydraulischen Lastzellen, im Falle von Pfahl 2 und 3 in jeweils zwei Ebenen (Multi-Level-Test), bei Pfahl 1 in einer Ebene (Single-Level-Test), stellte eine außerordentliche Besonderheit dar und damit auch erhöhte Anforderungen an die Ausführungs- und Werkplanung. Neben den im Bewehrungskorb konstruktiv einzubindenden Lastzellebenen war die Führung von unzähligen Messkabeln und Hydraulikschläuchen durch die Lastzellebenen über mehrere gestoßene Korbsegmente zu gewährleisten, die auch den Pressenhub der Druckzellen, während der Stufen der Pfahlprobelastung, Rechnung trugen. Die gewählten Druckzellen stellten gemäß den Anforderungen an die Probelastung eine Lastzellenkraft von ca. 8-10 MN in jede Richtung bei 230 mm Pressenhub dar. Zusätzlich zu der statisch erforderlichen Korbbewehrung wurden weitere Flachstahlringe zur Aussteifung der Körbe angeordnet, um das sichere Handling der instrumentierten Bewehrungskörbe auf dem Baufeld zu ermöglichen. Um die Besonderheiten in der Ausführungsplanung und Pfahlherstellung zu verdeutlichen soll hier kurz auf die Messtechnik eingegangen sowie auf Teil 2: Bidirektionale statische Probelastungen - Durchführung und messtechnische Begleitung zur Tragfähigkeitsermittlung und Qualitätssicherung [SCHALLERT et al., 2025] verwiesen werden.

Beginnend am Pfahlfuß war folgende Messtechnik zur Auswertung der Pfahlprobebelastung in das Korbdesign zu integrieren:

- Pfahlfußdose: Messung Spitzendruck
- Faseroptische Dehnungsmessung über die gesamte Pfahlänge: Messung der Pfahlverformung
- Faseroptische Temperaturmessung über die gesamte Pfahlänge: Thermische Integritätsprüfung
- Stahl-Leerrohre über die gesamte Pfahlänge: Ultraschall-Integritätsprüfung mittels Cross-Hole Messung
- Extensiomter zwischen Zellhorizonten: Messung der Verschiebung des Pfahlsegments
- Schwingsaiten-Wegaufnehmer innerhalb des Zellhorizontes: Messung der Öffnungsweite der hydraulischen Druckzellen
- Dehnungsmesser als Sister Bars: Messung der Pfahlverformung (Stauchung)
- sowie darüberhinausgehende Wegaufnehmer am Pfahlkopf: Messung der Pfahlkopfverschiebung

Auf Grund Transportlängenbegrenzung ab Werk zum Baufeld wurden die Bewehrungskörbe für die Probepfähle 2 und 3 in drei Segmente je Pfahl unterteilt. Jeweils zwei der drei Korbsegmente wurden dann auf dem Baufeld horizontal gestoßen. Die erforderliche Anzahl der Segmente bedingt sich dabei an der Anordnung der Zellhorizonte in jedem Probepfahl, da die hydraulischen Druckzellen bereits ab Werk in den Bewehrungskorb integriert werden mussten. Die Lastzelle bestand dabei aus jeweils zwei horizontal nebeneinander angeordneten Druckzellen sowie einer jeweils darüber und darunter umlaufend verschweißten massiven Stahlplatte als Lastplatte, zur Einleitung der Zellenkräfte in den Probepfahl. Die Anordnung der Lastzellen sowie der Bestückung der Messtechnik sind in Abbildung 2 exemplarisch für den Pfahl 2 dargestellt.

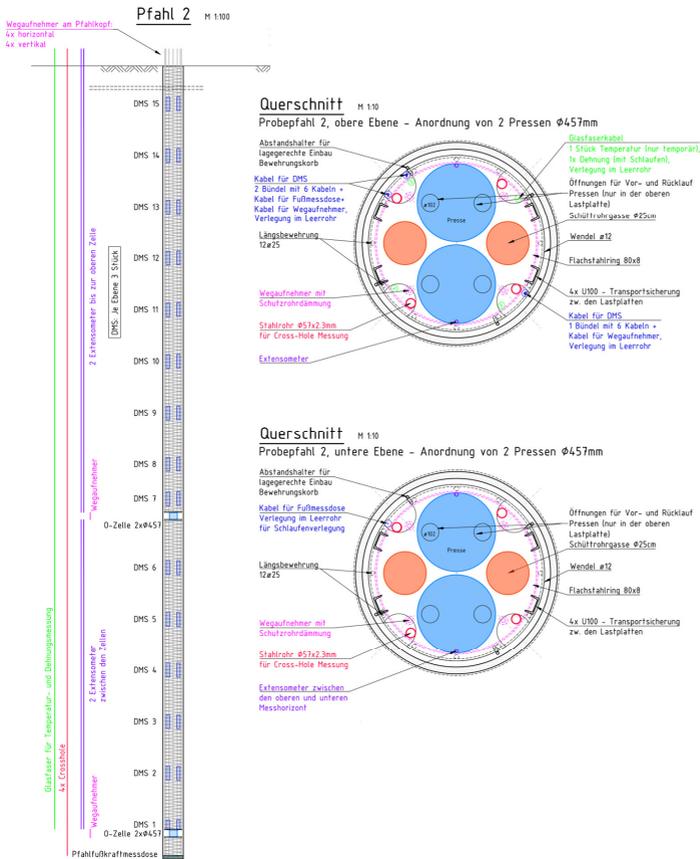


Abbildung 2: Auszug Übersichtsplan Messtechnik, hier Probepfahl 2

Eine Besonderheit des Pfahl 3, im Vergleich zu Pfahl 1 und 2, war die Entkopplung der Mantelreibung im Bereich der Weichsichten. Das vorzusehende Stahl-Hülsenrohe hatte eine Gesamtlänge von 24 m und musste am Pfahl 3 bauseits gekoppelt werden. Dieser Vorgang war erst nach durchgeführtem Korbstoß der oberen beiden Pfahlsegmente möglich. Dies erforderte hohe Anforderungen an Arbeitsvorbereitung und Einsatzplanung auf dem Baufeld.

3 Probepfahlherstellung

3.1 Besonderheiten in der Ausführung

Die (Haupt-)Ausführung für das beschriebene Vorhaben zur Pfahlprobebelastung fand in den Monaten Januar bis März 2024 unter teils widrigen Wetterbedingungen statt. Erhebliche Erschwernis kam durch Kälte und anhaltende Nässe sowie zeitweilige Unterbrechung durch Sturm hinzu. Nicht zuletzt durch die großen Korblängen der vollständig mit Messtechnik und hydraulischen Lastzellen instrumentierten Körbe, im Fall von Pfahl 3 zusätzlich mit 24 m Hülsenrohr, erforderte dies besondere Sorgfaltspflicht um Messtechnik, Mensch und Maschine nicht zu gefährden.

Ab Werk wurden die Bewehrungskorbsegmente mit den hydraulischen Lastzellen, umläufig auf die Lastplatten in den Bewehrungskorb verschweißt, sowie teilweise bereits vorinstrumentierten Cross-Hole-Rohren und Extensiometer auf die Baustelle geliefert. Sämtliche verbleibende Instrumentierung der Messtechnik musste vor Ort auf dem Baufeld durchgeführt werden. Dies wurde durch eine intensive und partnerschaftliche Zusammenarbeit mit den Firmen GSP mbH und GRL Engineers Inc., sowie Sensical GmbH und GEO-Inspector Bruns Kuhn Ingenieure GbR unter der Regie der Züblin Spezialtiefbau GmbH realisiert.

Die Instrumentierung und Installation des Probepfahls Nr. 1 war mit 22 m Gesamtlänge ohne bauseitigen Korbstoß vergleichsweise einfach in der Durchführung. Die Pfahlbohrungen wurden alle verrohrt und nach Bohrfortschritt mit erforderlicher Wasserauflast ausgeführt. Erheblich komplexer wurde die Instrumentierung der Messtechnik durch das Stoßen der deutlich längeren Korbsegmente an den Pfählen 2 und 3, da hier erst beim Ablassen der Bewehrung die Messtechnik zwischen oberem und unterem Korbteil verbunden werden bzw. an das obere Korbteil angebracht werden konnte. An Pfahl 3 wurde dies zusätzlich durch den planmäßigen Einsatz des 24 m langen Stahl-Hülsenrohrs kompliziert. Da sämtliche Messtechnik sich im Inneren des Hülsenrohrs befand, musste der Installationsprozess der Messtechnik und der Prozess Einbringen des Bewehrungskorbs in das Stahl-Hülsenrohr genaustens aufeinander abgestimmt und mit dem Team vor Ort koordiniert werden.

4 Fazit

Trotz der besonderen geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten, insbesondere in den gering tragfähigen, außerordentlich mächtigen Muddenablagerungen, konnten die drei Probepfähle, mit der entsprechenden Vorbereitung und Sorgfalt in der Ausführung, technisch einwandfrei hergestellt werden. Die Einzigartigkeit des Projekts durch die neuartigen, individuellen Anforderungen an Kombination aus verfahrensbedingt anspruchsvollen Großbohrpfählen und der aufwendigen Instrumentierung mit sensibler Messtechnik über die gesamte Pfahllänge stellte die Ausführung vor eine spannende Herausforderung. Während des Korbeinbaus war ein Team von bis zu 10 Personen direkt am Pfahl mit der Installation tätig, was ausschließlich durch eine gute örtliche Kommunikation, Planung und Vorbereitung der Maßnahme möglich wurde. Wir danken an dieser Stelle den beteiligten Firmen für Ihre tatkräftige Unterstützung sowie der eingebrachten fachlichen Expertise und bedanken uns ebenso bei unserem Auftraggeber der Autobahn GmbH des Bundes für den gemeinsam erwirkten erfolgreichen Abschluss des Projekts zur Pfahlprobebelastung und die freundliche Genehmigung der Berichterstattung. Zu den Ergebnissen der erfolgreich durchgeführten Pfahlprobebelastungen berichten SCHALLTERT et al. [2025] im Rahmen dieser Veröffentlichung.

Literatur

DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.; Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle), 2. ergänzte und erweiterte Auflage, Hrsg. Arbeitskreis 2.1 „Pfähle“ der DGGT, Verlag Ernst & Sohn Berlin, 2012.

Schallert, M.; Künzel, A.; Bruns, B.; Kuhn, C.; Sinnreich, J.; Festag, G.: Pfahlprobelastungen in schwierigem Baugrund – Brückenneubau im Zuge des Lückenschlusses der BAB A14 bei Stendal: Teil 2: Bidirektionale statische Probelastungen - Durchführung und messtechnische Begleitung zur Tragfähigkeitsermittlung und Qualitätssicherung, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2025.*

Autoren

Dr.-Ing. Gerd Festag	info@baugrunduntersuchung-naumburg.de
Dr.-Ing. Steven Georgi	info@baugrunduntersuchung-naumburg.de
BuG Baugrunduntersuchung Naumburg GmbH	www.baugrunduntersuchung-naumburg.de
Wilhelm-Franke-Straße 11, 06618 Naumburg	Tel.: 03445 / 762-0

Robert Zech, M.Sc.	robert.zech@zueblin.de
Dipl.-Ing. (FH) Christian Perl, M.Sc.	christian.perl@zueblin.de
Züblin Spezialtiefbau GmbH	www.zueblin-spezialtiefbau.de
Bessemerstraße 42b, 12103 Berlin	Tel. 030 / 789599-11

- 
- Konzepterstellung
 - Ausführung
 - Auswertung
 - Visualisierung
 - Interpretation

GEO-Inspector

Bockshornweg 1b
D-38114 Braunschweig
info@geo-inspector.com
www.geo-inspector.com

**Ihr zuverlässiger Partner für
geotechnische Messungen aller Art**



SENSICAL

understanding infrastructure

Wir bringen Licht ins Dunkel
Lückenlose faseroptische
Messungen in der Geotechnik

Großbohrpfähle

Mikropfähle

Rammpfähle

Verpressanker

Ingenieurbauwerke

www.sensical.de

Pfahlprobelastungen in schwierigem Baugrund – Brückenneubau im Zuge des Lückenschlusses der BAB A14 bei Stendal

Teil 2: Bidirektionale statische Probelastungen - Durchführung und messtechnische Begleitung zur Tragfähigkeitsermittlung und Qualitätssicherung

Dr.-Ing. Matthias Schallert (GSP mbH Mannheim),
Dr.-Ing. Andreas Künzel (Sensical GmbH Berlin),
Dr.-Ing. Benedikt Bruns, Dipl.-Ing. Christian Kuhn
(GEO-Inspector Bruns Kuhn Ingenieure GbR Braunschweig),
Jon Sinnreich P.E. (GRL Engineers Inc., Sarasota, Florida, USA),
Dr.-Ing. Gerd Festag (BuG Baugrunduntersuchung Naumburg GmbH)

1 Durchführung

Bei der bidirektionalen statischen Probelastung dienen die Pfahlabschnitte ober- und unterhalb der Lastzellen als Widerlager. Die Belastung wird zeitgleich in zwei Richtungen axial aufgebracht. Maßgeblicher Vorteil dieser Versuchsdurchführung ist der Verzicht auf Reaktionspfähle oder -anker, wodurch eine zeit- und kosteneffiziente Methode zur Verfügung steht, wenn sehr hohe Prüflasten aufgebracht werden müssen. Zur Gewinnung differenzierter Aussagen zur Mantelreibung über die Pfahlänge sowie des Spitzendrucks wurden ortsverteilt und hochauflösend messende faseroptische Dehnungssensoren, Druckmessdosen am Pfahlfuß und induktive Wegaufnehmer am Pfahlkopf eingebaut. Ergänzend kam eine Instrumentierung mit Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmern in anhand des Bodenprofils definierten Messebenen an den festgestellten Schichtgrenzen hinzu. Im Ergebnis des Versuchs kann eine äquivalente Widerstands-Setzungs-Linie für den Pfahlkopf konstruiert werden. Dieser prinzipielle Ablauf ist in Abbildung 1 grafisch dargestellt.

Die bi-direktionalen statisch axialen Probelastungen an den drei von der Züblin Spezialtiefbau GmbH hergestellten Probepfählen wurden von der GSP mbH gemeinsam mit GRL Engineers Inc. (einem langjährigen Partner bei vielen internationalen Projekten) bei

diesem Projekt in Form von Lieferung und Installation der Lastzellen und Wegaufnehmer sowie Versuchssteuerung und -auswertung durchgeführt.

Der kürzere Pfahl Nr. 1 wurde als Single-Level-Test (1 Lastzellenebene) und die längeren Pfähle Nr. 2 und 3 als Multi-Level-Tests (2 Lastzellenebenen je Pfahl) konzipiert [FESTAG et al., 2025].

Die Installation, Messung und Auswertung der Dehnungen je Pfahl über die gesamte Pfahlhöhe wurde von der Sensical GmbH mit faseroptischen Dehnungssensoren durchgeführt. Zum Vergleich wurden von der GEO-Inspector Bruns Kuhn Ingenieure GbR konventionelle Dehnungssensoren in mehreren Messebenen entlang des Pfahlschafts angeordnet und in das Messsystem von GRL/GSP zur synchronen Datenerfassung integriert. Zusätzlich wurde von GEO-Inspector je Pfahl eine Pfahlfußkraftmessdose installiert und die Messwerte während der Versuche erfasst.

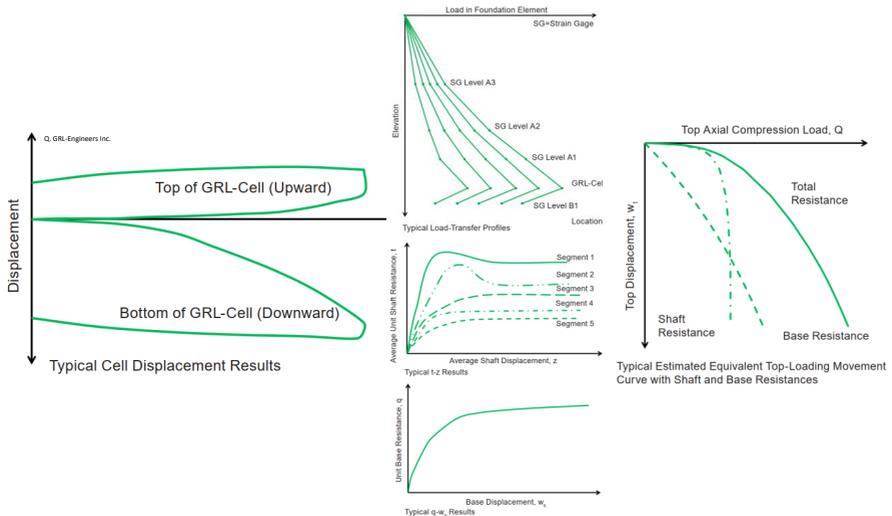


Abbildung 1: Prinzip der bidirektionalen statische Probelastung [GRL]:

Links: Last-Verschiebungs-Verhalten in Lastzellenebene,

Mitte: Dehnungsverteilung (oben), Mantelwiderstand (Mitte), Fußwiderstand (unten),

Rechts: Äquivalentes Last-Verschiebungs-Verhalten für Pfahlkopf

2 Belastungs- und Messtechnik

Zur Lastaufbringung kamen GRL-Lastzellen - GRL-Cell - zur Anwendung [SCHALLERT et al. 2024, MORGANO et al. 2021, KOMURKA & FELLIN, 2019, www.grlengineers.com]. Die Lastzelle (LTA Load Test Assembly) besteht bei Pfahl 1 aus einem Hydraulikzylinder, der zwischen 50 mm dicken Lastplatten positioniert ist (Abbildung 3 links). Die Pfähle 2 und 3 sind je Lastzellenebene mit 2 Hydraulikzylindern ausgestattet, die simultan betrieben wurden. Die verwendeten Pressen waren an die vorgegebene Zielgröße der Belastung, das 2-3 fache der nach Erfahrungswerten erwarteten Widerstände [FESTAG et al., 2025], mit einer Lastzellenkraft von ca. 8-10 MN in jede Richtung bei 230 mm Hub optimal angepasst. Das verwendete hydraulische System wurde mit Wasserfüllung und Luftdruck betrieben.

Die umfangreiche Messtechnik, die in den Probepfählen eingebaut wurde, ist in Teil 1 zusammengefasst [FESTAG et al. 2025].

Die vertikalen Verschiebungen der jeweils oberen und unteren Lastplatten zueinander wurden mit Schwingsaiten-Wegaufnehmern an vier Positionen je Lastzellenebene erfasst (Abbildung 3 links) und somit auch die Parallelität der Lastplatten kontrolliert. Die Abbildungen 3 und 4 zeigen Eindrücke von der Instrumentierung der Bewehrungskörbe mit den Lastzellen und der Messtechnik sowie von der Pfahlinstallation auf der Baustelle.

In jedem der Pfähle wurden über die gesamte Pfahllänge 4 faseroptische Dehnungssensoren (FOS) und in jedem Messquerschnitt 3 Schwingsaitensensoren (VWG) angeordnet (Abbildung). Position und Nummerierung orientieren sich an der Nummerierung (1-4) der Cross-Hole-Rohre (CSL).

Die Versuche sollten in zwei Be- und Entlastungszyklen für die einzelne (Pfahl 1) und die jeweils untere Lastzellenebene (Pfähle 2 und 3) durchgeführt werden. Jede Laststufe war mindestens 30 Minuten bis zu maximal 2 Stunden aufrecht zu erhalten, bis die festgelegten Kriechkriterien erfüllt waren. Während der Versuchsdurchführung wurde der ursprüngliche Belastungsplan auf Basis der erzielten Ergebnisse und in Anlehnung an [ASTM D8169] angepasst.

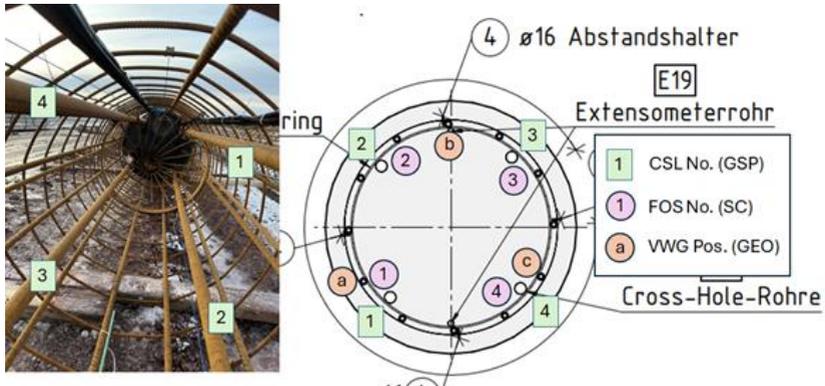


Abbildung 2: Anordnung der Sensoren im Pfahlquerschnitt

Bei Pfahl 1 wurde im 2. Belastungszyklus bis zu ca. 8 MN belastet, bei der die axialen Verformungen deutlich bis zum maximal möglichen Pressenhub anstiegen und damit der untere Pfahlabschnitt zum Versagen gebracht wurde, so dass der Versuch erfolgreich beendet werden konnte.

Beim den Multi-Level-Tests an Pfahl 2 und 3 wurde in der ersten Stufe 1 die untere Zellenebene belastet, während die obere geschlossen gehalten wurde, um den unteren Pfahlabschnitt zum Versagen zu bringen. Im Anschluss wurde die oberen Zellenebene belastet. Dabei wurde die untere Zellenebene zunächst geöffnet (zur Ermittlung der Mantelreibung des mittleren Pfahlsegments) und im weiteren Verlauf geschlossen (zur Ermittlung der Mantelreibung des oberen Pfahlsegments). Nach Versuchsende wurde ein weiterer Belastungszyklus des mittleren Pfahlsegments durchgeführt, um die tatsächliche Dehnsteifigkeit des Pfahls durch diesen speziellen in-situ-Versuch abzuschätzen. Dafür wurden beide Zellenebenen belastet.



Abbildung 3: GRL-Cell Einbau im Korb und Kabelmanagement

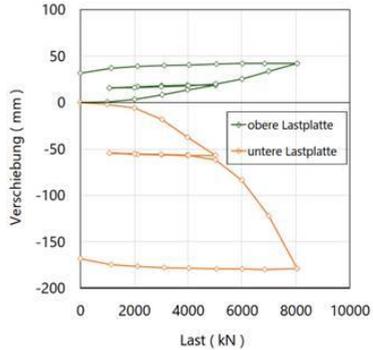
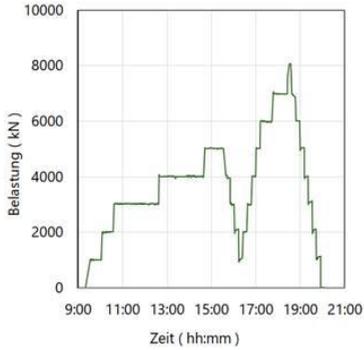


Abbildung 4: Installation Bewehrungskorb mit Lastzellen und Messtechnik, Korbeinbau auf der Baustelle

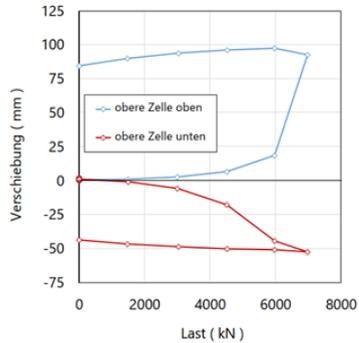
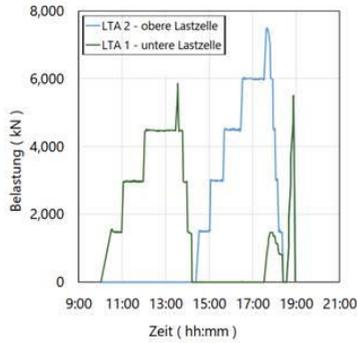
Die während der Be- und Entlastungsphasen aufgetretenen axialen Pfahlverformungen wurden mit Extensometerstangen gemessen. Je Pfahlsegment (mittlerer Abschnitt zwischen den Lastzellenebenen und oberer Abschnitt über der oberen Lastzelle) wurde 2 Stück der Extensometer auf gegenüberliegenden Seiten am Bewehrungskorb fixiert.

Die horizontalen Verschiebungen des Pfahlkopfs wurden mit zwei automatischen Digitalnivellieren mit Barcode-Skalierung gemessen. Die Skalierung wurde an der Oberseite des Bewehrungskorbes 90° zueinander versetzt, die Nivelliere in ausreichend großem Abstand zum Pfahl positioniert.

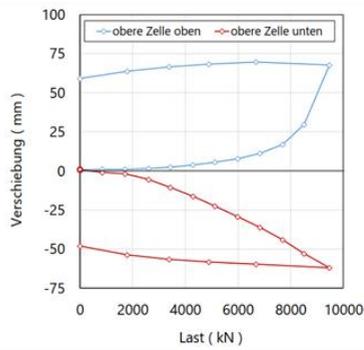
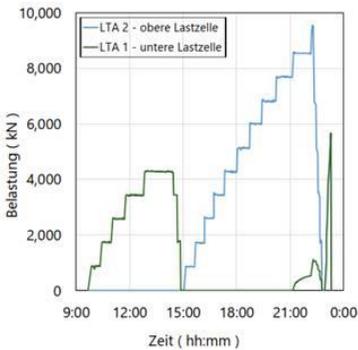
In den folgenden Diagrammen sind für alle 3 Probepfähle das Be- und Entlastungsregime sowie exemplarisch Last-Verformungs-Linien einzelner Lastzellenebenen gezeigt.



Pfahl 1



Pfahl 2



Pfahl 3

Abbildung 5: Belastungs-Zeit-Verläufe und Last-Verschiebungsverläufe in Zellenebene: oben - Pfahl 1, Mitte - Pfahl 2 und unten - Pfahl 3

Abbildung 5 oben-links zeigt die bei Pfahl 1 aufgebrachte Last über die Zeit und oben-rechts die lastabhängige Verschiebung der Zellenebene. Abbildung 5 mitte-links zeigt die bei Pfahl

2 aufgebrachte Last über die Zeit und mitte-rechts die lastabhängige Verschiebung der oberen Zellenebene. Abbildung 5 unten-links zeigt die bei Pfahl 3 aufgebrachte Last über die Zeit und unten-rechts die lastabhängige Verschiebung der oberen Zellenebene.

3 Qualitätssicherung

Neben Temperaturmessungen mit optischen Fasern zur Bewertung der Pfahlintegrität (Thermische Integritätsprüfung [PISCSALKO et al. 2016, ASTM-D7949, MOORMANN 2020]) durch GEO-Inspector Bruns Kuhn Ingenieure GbR (s. unten) wurden Ultraschall-Integritätsprüfungen nach EA-Pfähle [DGGT 2012, MOORMANN 2020] von der GSP mbH durchgeführt. Mit beiden Methoden stehen für Großbohrpfähle und insbesondere wie in diesem Projekt bei Pfählen mit eingebauten Lastzellen effektive Möglichkeiten der Qualitätskontrolle zur Verfügung. Die Low-Strain-Integritätsprüfung ist i. d. R. in solchen Fällen nicht geeignet.

Der Bewehrungskorb aller 3 Testpfähle war mit 4 Stahlrohren (5,5 cm Durchmesser) für die Ultraschallmessung ausgestattet. Die Messrohre wurden am Korb befestigt und die Rohrstücke mit Muffen gestoßen. Die Lage der Muffen wurde protokolliert. Der Pfahlbeton war zum Testzeitpunkt zwischen 33 und 48 Tage alt.

Für die Prüfung wurde der „Cross-Hole-Analyzer“ Modell Champ Q4 von Pile Dynamics Inc. und für die Auswertung die zugehörige Software CHA-W eingesetzt. Das Messgerät wurde mit 4 Sender- und Empfängersonden betrieben, die in den Messrohren auf gleicher Höhe abgelassen und heraufgezogen wurden. Die Höhenkontrolle erfolgte mit einer Tiefenmess-einrichtung je Ultraschallsonde. Höhendifferenzen der Sonden können so erkannt und korrigiert werden. Das Messgerät mit integriertem Messverstärker ermöglicht die Aufbereitung, digitale Speicherung und Visualisierung der Signale während der Messung in Echtzeit.

Abbildung 6 zeigt einen Eindruck von der Durchführung der Messungen an einem der Probepfähle mit 4 Sonden und Tiefenmeseinrichtungen. Der vertikale Messpunktstand wurde bei allen Pfählen auf 5 cm und bei einer Wiederholungsmessung je Pfahl auf 2,5 cm eingestellt.

Abbildung 7 zeigt beispielhaft ein Ergebnis von 3 der 6 Messtrecken von Pfahl 1. Die Messergebnisse wurden nach EA-Pfähle Abschnitt 12.3 (DGGT 2012 und MOORMANN 2020) ausgewertet und bewertet. Darüber hinaus wurden die Neuerungen des Kapitels 12

berücksichtigt, die in der 3. Auflage der EA-Pfähle veröffentlicht werden sollen und in der aktuellen Arbeitsfassung zur Verfügung standen.

Eine lokale um mehr als 20% größere Laufzeit der Ultraschallwelle im Vergleich zum Referenzwert wird mit Bezug auf EA-Pfähle als Anomalie auf der entsprechenden Messstrecke bezeichnet. Der Referenzwert wird als mittlere Laufzeit je Messstrecke im homogenen Beton im Nahbereich ober- und unterhalb jeder vermuteten Anomalie bestimmt.

Alle Ringmessungen zwischen den Messrohren 1-2, 2-3, 3-4 und 4-1 zeigten homogenen Beton (gleiche Laufzeit der Ultraschallwelle) auf der gesamten Pfahlänge. In den Kreuzmessungen (Diagonalen) zwischen den Messrohren 1-3 und 2-4 entsprechen die in Abbildung 7 Mitte und rechts erkennbaren Bereiche, in denen niedrige Ankunftszeiten gemessen wurden, der Position der Lastzellenebene als „künstliche“ Anomalie im Pfahl. In den übrigen Pfahlabschnitten wurden keine Anomalien festgestellt. Der Pfahl konnte in Bewertungsklasse A1 eingestuft werden. Analog verhielt es sich mit den Ergebnissen der 2 weiteren Testpfähle mit jeweils 2 Lastzellenebenen.



Abbildung 6: Ultraschall-Integritätsprüfung am Probestpfahl

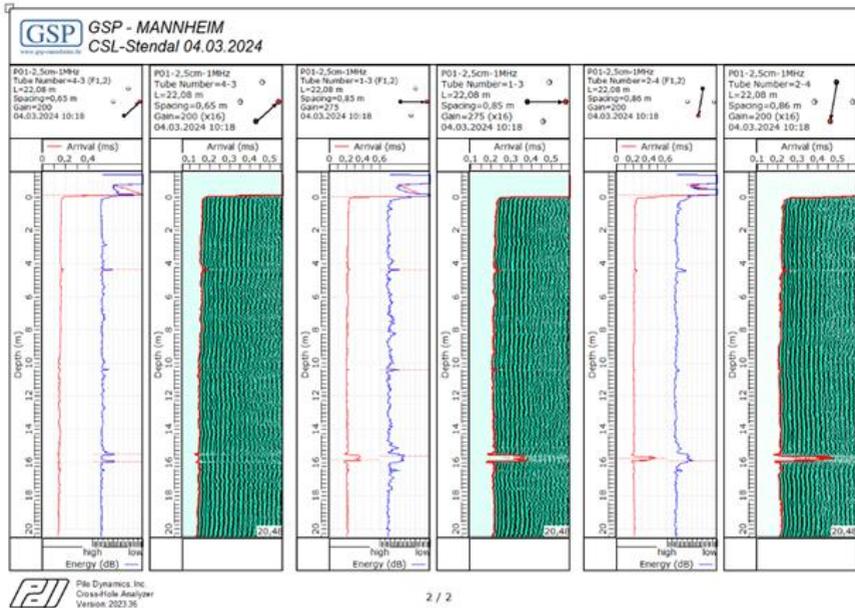


Abbildung 7: exemplarisch Ergebnis der Ultraschall-Integritätsprüfung am Probepfahl 1

Das Verfahren der Thermischen Integritätsprüfung bietet sich bei vorliegender Aufgabenstellung aufgrund der im Pfahl angeordneten Belastungszellen zur Bewertung der Pfahlintegrität an. Dies erfolgt durch die Ermittlung der zeitabhängigen Temperaturverteilung während der Erhitzung des Betons infolge Hydratation entlang des Pfahlschaftes. Nach Moormann (2020) sind bei Anwendung des Verfahrens je 30 cm Pfahldurchmesser eine Messlinie anzuordnen. Folglich ergeben sich vier Messlinien, die um 90° zueinander versetzt an den Längsseiten der Bewehrungskörbe angeordnet wurden.

Die Temperaturermittlung erfolgte mittels faseroptischer Messungen nach der Raman-Methode mit einem Messpunktabstand von 25 cm. Die Messungen wurden unmittelbar nach Beendigung der Betonage der Pfähle mit einem Messintervall von 30 Minuten gestartet und je nach Pfahl zwischen 6 bis 19 Tagen durchgeführt. Folgende Abbildung 8 zeigt die Temperaturentwicklung über die Zeit an jedem Messpunkt der vier Messfasern vom Probepfahl 1.

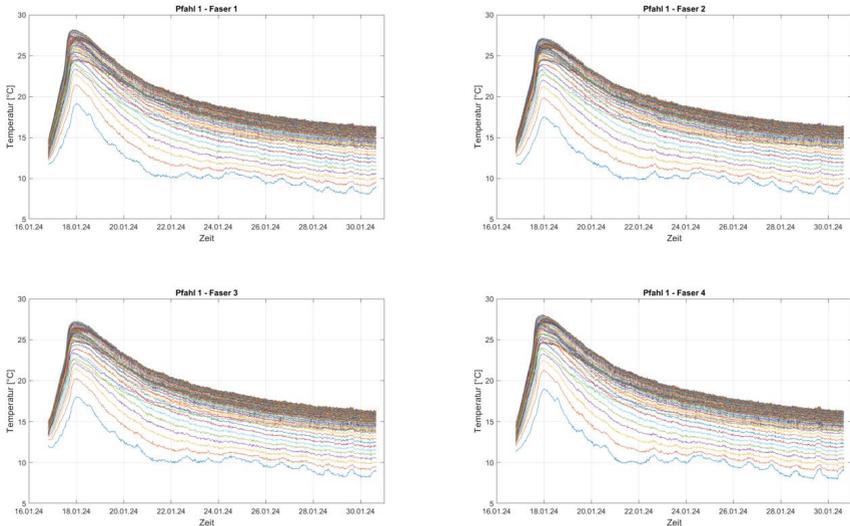


Abbildung 8: exemplarisches Ergebnis der Temperaturentwicklung beim Probepfahl 1

Zur Bewertung der Pfahlintegrität wird aus diesen Messergebnissen der Peakwert der Temperaturentwicklung herangezogen und entsprechend Moormann (2020) ausgewertet. Demnach sollen die Messungen mindestens zum Zeitpunkt der höchsten Temperatur im Beton durchgeführt werden, wenn der Temperaturunterschied zum umgebenden Boden am größten ist. Zur Beurteilung der Pfahlintegrität werden die Messergebnisse Beurteilungsklassen A1 bis A3 und B zugeordnet (Tabelle 1). Diese beinhalten die Beurteilungsgröße ΔT in Prozent, die der Temperaturdifferenz bezogen auf einen Referenzwert, der dem Mittelwert aller gemessenen Temperaturen in gleicher Höhenlage, entspricht.

Die Formulierungen zur Abgrenzung der TIP-Bewertungsklassen nach Tabelle 1 sind aktuell Gegenstand der Überarbeitung in der entsprechenden Arbeitsgruppe des AK 2.1 der DGGT und erscheinen in der 3. Auflage der EA-Pfähle in modifizierter Form.

Tabelle 1: Beurteilungsklassen nach Moormann (2020)

Beurteilungs- -klasse	Erläuterung	Beurteilungsgröße
A1	<u>gleichmäßiger Temperaturverlauf:</u> keine qualitätsrelevanten Auffälligkeiten	$\Delta T \leq 6 \%$
A2	<u>lokal verringerte Temperaturen:</u> Anomalien können in ihrem Ausmaß als nicht relevant eingestuft werden	$6 \% < \Delta T < 12 \%$
A3	<u>signifikante Unterschreitungen der Referenztemperatur:</u> Anomalien können nach positivem Ergebnis einer eingehenden Prüfung von Unterlagen (Planung, Bemessung, Herstellung und Bauüberwachung) in ihrem Ausmaß als nicht relevant eingestuft werden	$\Delta T > 6 \%$
B	<u>verringerte Temperaturen weisen auf eine erhebliche Beeinträchtigung der Pfahlbeschaffenheit hin:</u> signifikante Unterschreitungen der Referenztemperatur über einen größeren Pfahlabschnitt > 25 cm vorhanden. Es muss von einer wesentlichen Beeinträchtigung der Pfahlbeschaffenheit ausgegangen werden. Es sollten weitere Prüfungen (z.B. PIT) zur Bewertung herangezogen werden.	$\Delta T > 12 \%$

Wird eine gleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt und die Pfahlänge gemessen, deutet dies auf eine gleichmäßige Umschließung der Sensoren mit homogen zusammengesetztem Beton hin. Werden lokal unterschiedliche Temperaturen gemessen, so weist dies auf thermische Anomalien hin. Grund für thermische Anomalien können neben Inhomogenitäten im Beton Variationen im Pfahldurchmesser, exzentrischer Korbeinbau, Bodenausgangstemperatur, variierende thermische Bodenparameter infolge Schichtung (Wärmeleitfähigkeit und -kapazität), Grundwasserstand und Grundwasserströmung sein.

Abbildung 9 zeigt den thermischen Zustand im Pfahl zum Zeitpunkt der ermittelten Peak-Temperatur. Links sind die Temperaturverläufe der Fasern über die Pfahlänge aufgetragen sowie der resultierende Mittelwert. Die horizontalen Linien markieren darin die Position der Lastzelle (OK und UK Zelle) sowie den erkundeten Baugrundaufbau. Diese Darstellung plausibilisiert die Messungen und verschafft einen generellen Überblick über die Temperaturunterschiede über den Umfang und die Pfahlänge. Erfahrungsgemäß ist die Absoluttemperatur am Pfahlkopf (Außentemperatur) und Pfahlfuss (Druckmessdose)

aufgrund der größeren Oberfläche geringer. Ebenso ist ein Temperaturabfall im Bereich der Lastzelle aufgrund des geringeren Betonvolumens zu erkennen.

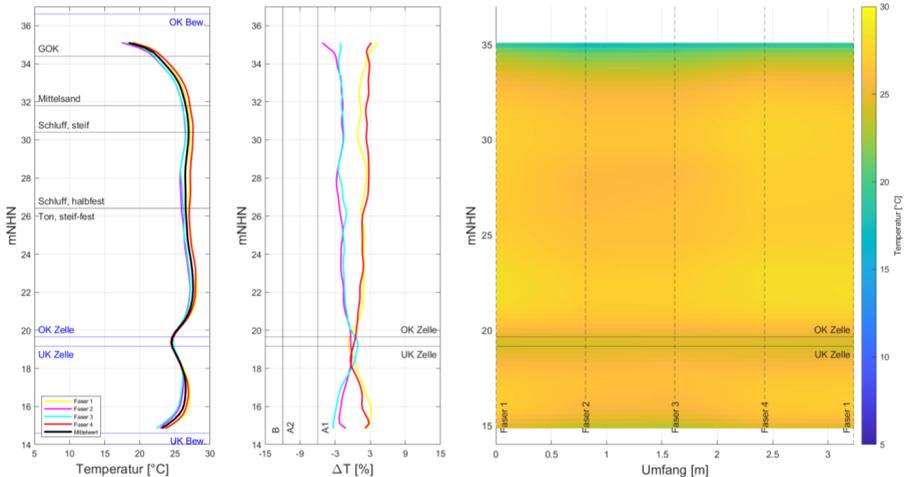


Abbildung 9: Bewertung der thermischen Integrität des Probepfahl 1 beim Peakwert

Im mittleren Diagramm ist für jede Faser und Messposition die Differenz zum Mittelwert dargestellt und auf die Referenztemperatur bezogen. Anhand dieser Darstellung erfolgt die Einteilung in die oben aufgeführten Beurteilungsklassen. Es sind keine relevanten Anomalien oder Fehlstellen hinsichtlich der Pfahlintegrität ersichtlich, da die 6 % Grenze nicht überschritten wird. Die Betondeckung entlang der Fasern kann als annähernd gleichmäßig angenommen werden. Somit wurde dieser Pfahl entsprechend der vorgenannten Kriterien der Beurteilungsklasse A1 zugeordnet. Ein ähnliches Ergebnis hat sich bei den beiden anderen Pfähle ergeben, sodass auch diese mit A1 beurteilt wurden.

Der Kontourplot rechts zeigt den in eine Ebene abgerollten Pfahlumfang. Darin sind die zwischen den Fasern extrapolierten Temperaturen entsprechend der angegebenen Farbskala hinterlegt. Diese Darstellung veranschaulicht die thermische Korrelation der Fasern und visualisiert Bereiche erhöhter und geringerer Absoluttemperaturen.

Insgesamt deckt sich das Ergebnis der thermischen Integritätsmessungen mit denen der Cross-Hole Messungen. Beide stellen wertvolle Informationen zur weiteren Auswertung der Probebelastungen sowie für die Planung der Bauwerkspfähle zur Verfügung.

4 Tragfähigkeitsermittlung

4.1 Auswertung Messergebnisse

Die hochauflösende faseroptische Dehnungsmessung ist als Messverfahren in der Baumesstechnik noch neu, gleichwohl kann sie aufgrund einer Vielzahl erfolgreicher Einsätze als etabliert angesehen werden. Entsprechend wurde in der jüngeren Vergangenheit an verschiedenen Stellen darüber berichtet, auch in der Reihe „Pfahlsymposium“ und „Messen in der Geotechnik“. Für eine Beschreibung der Grundlagen der faseroptischen Dehnungsmessung sei daher auf weitere Beiträge genannter Reihen verwiesen.

Nach durchgeführten Messungen liegt zunächst ein hochaufgelöstes (Messpunktabstand $dx = 1$ cm) Dehnungssignal vor, welches in die Ergebnisgrößen Kraft und abgeleitete Größen) umgerechnet werden muss.

Der Kraftverlauf längs des Pfahls wird aus dem Dehnungssignal der faseroptischen Sensoren entlang der Pfahlkoordinate x mit der elastischen Beziehung

$$F(x) = \epsilon(x) \cdot EA$$

berechnet. Als Näherung wird für den Pfahl dabei ein konstanter Querschnitt A und ein konstanter E-Modul E sowie linear-elastisches Verhalten des Pfahls angenommen.

Durch abschnittsweises Ableiten der Pfahl-Normalkraft über die Pfahlkoordinate x wird die Mantelreibung $q_{s,i}$ bestimmt. Der Pfahlspitzendruck wird nach o.g. elastischer Beziehung mit dem an der Pfahlspitze gemessenen Dehnungswert berechnet: $q_b = \frac{F}{A} = \epsilon \cdot E$.

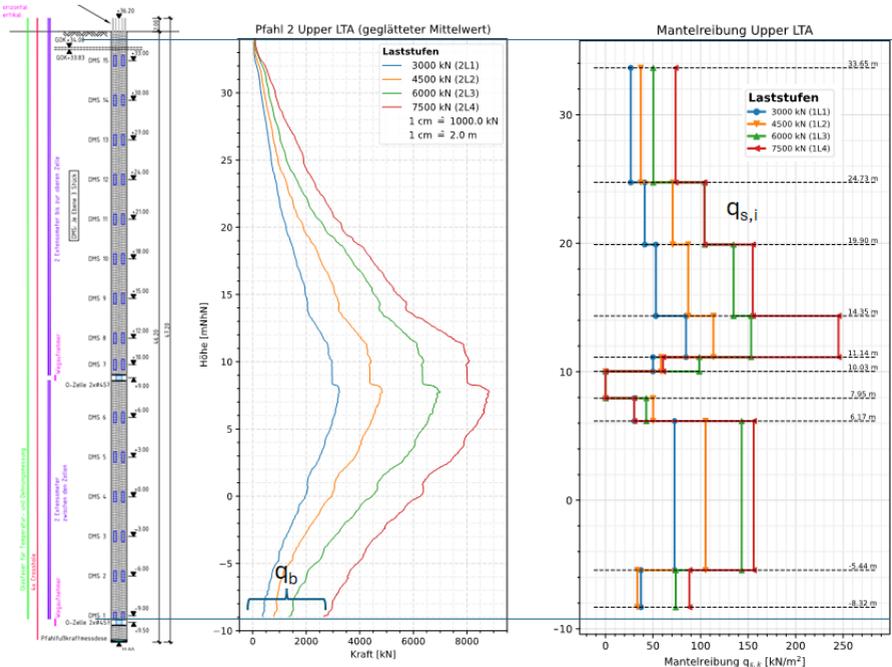


Abbildung 10: Ermittlung von Mantelreibung $q_{s,i}$ (i = Schichtindex) und Spitzendruck q_b aus dem aus Dehnung bestimmten Kraftverlauf, exemplarisch für Pfahl 2

Die Inspektion der Dehnungsdaten (Abbildung 11, links) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der mittels der 4 faseroptischen Dehnungsaufnehmer und der 3 Schwingsaitensensoren pro Messebene bestimmten Dehnungen. Es ist zu erkennen, dass Abweichungen vom Modell des ideal-axialen Belastungszustand auftreten, da die Kurven oberhalb der Lastzelle bei 20,0 m eine Spreizung aufweisen.

Durch den kontinuierlichen Charakter der Dehnungsmessung mit den eingesetzten faseroptischen Sensoren können Schichtgrenzen für die Auswertung der Mantelreibung anhand des gemessenen Kraftverlaufs im Pfahl bestimmt werden. Eine vorherige Planung von Sensorpositionen wie es im Fall punktuell messender Sensoren notwendig ist, erübrigt sich.

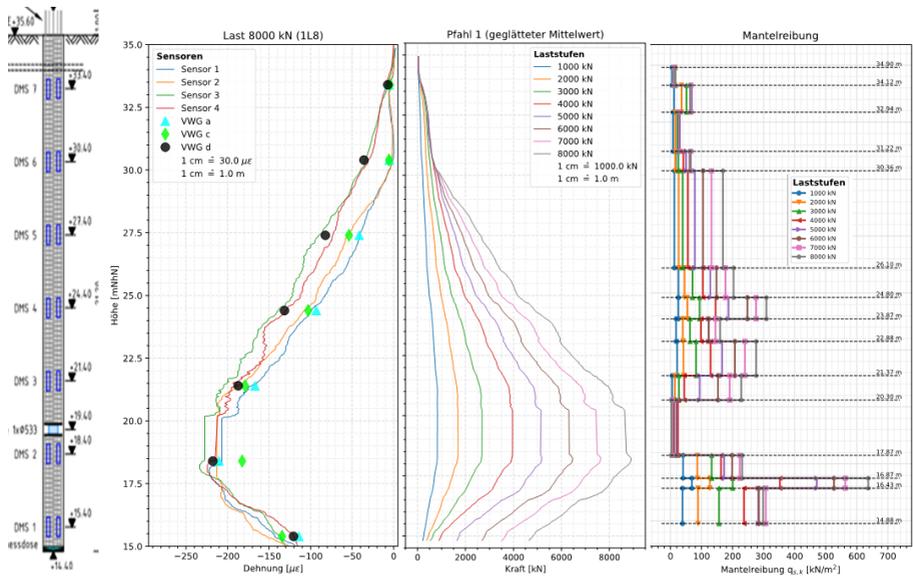


Abbildung 11: Auswertung für Pfahl 1 – links: Dehnungskurven der FOS und VWG für Laststufe 1L8 (8000 kN), Mitte: Kraftsignale auf allen Laststufen, rechts: Mantelreibung

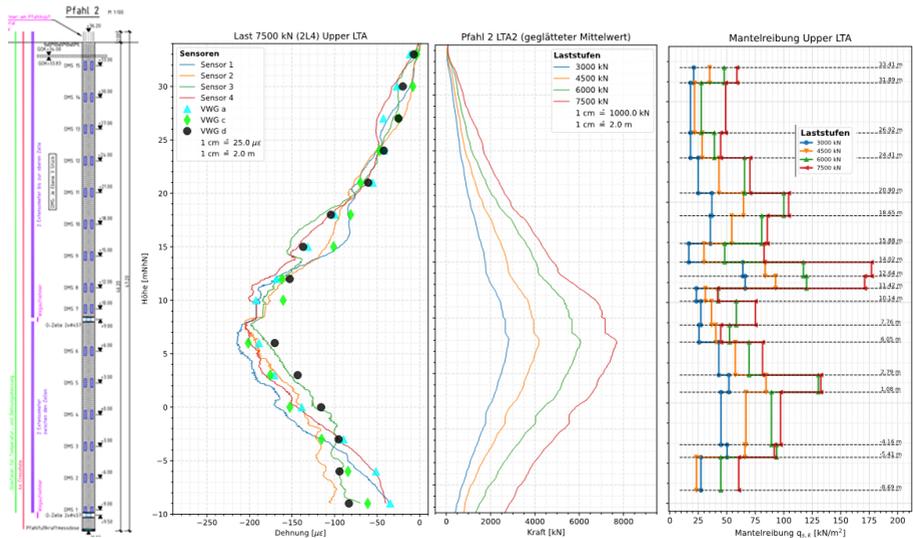


Abbildung 12: Auswertung für Pfahl 2 – Prüfung „upper LTA“

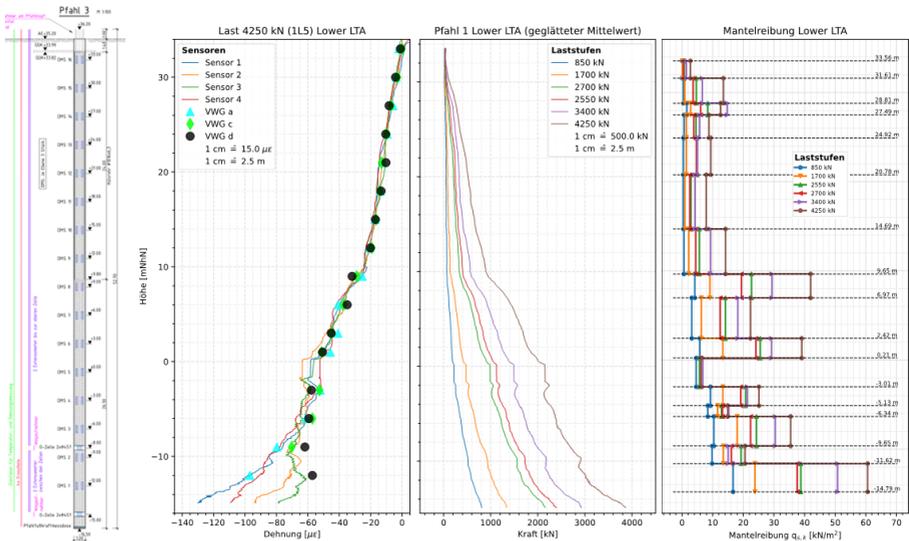


Abbildung 13: Auswertung für Pfahl 3 – Prüfung „lower LTA“

4.2 Ableitung Pfahltragfähigkeit

Durch die faseroptische Messung der Dehnungen entlang des Pfahls konnte die Mantelreibung am Pfahl mit hoher Auflösung ermittelt und den in der standortspezifischen Baugrunderkundung (Kernbohrung und Drucksondierung an jedem Pfahlstandort) festgestellten Schichtenfolge zugeordnet werden. Die Mantelreibung wurde für jede Schicht als Mittelwert in den jeweiligen Schichteinheiten gebildet. Als maximal mögliche Mantelreibung wurde dabei überwiegend die Mantelreibung in der jeweils letzten Laststufe berücksichtigt. Da die letzte Laststufe zum Teil aufgrund der schnell eingetretenen, erheblichen Verformungen vorzeitig abgebrochen werden musste, weisen auch die Werte der Mantelreibung zum Teil eine nicht hinreichende Beobachtungszeit auf. In diesen Fällen wurde die Mantelreibung aus der vorletzten Laststufe ermittelt. Die maximale Pfahlhebung betrug am Pfahl 1 am Pfahlkopf 4,0 cm. Am Pfahl 2 wurde eine maximale Hebung des Pfahlkopfes von 9,1 cm und eine maximale Setzung des Pfahlfußes von 5,2 cm gemessen. Am Pfahl 3 betrug die maximale Hebung am Pfahlkopf 6,7 cm und die maximale Setzung am Pfahlfuß 5,9 cm. Nach den EA-Pfähle wird üblicherweise angenommen, dass die Grenzbewegung zur Erreichung der maximalen Pfahlmantelreibung nicht mehr als 3 cm beträgt. Die Kurven zur Aktivierung der Mantelreibung, in denen die Mantelreibung über der

Verschiebung des jeweiligen Pfahlsegments aufgetragen ist, zeigen in der Regel eine bei geringen Verformungen schnell ansteigende Mantelreibung, die bei hoher Verformung einem Grenzwert zustrebt. Überwiegend wird der Grenzwert der Mantelreibung bei unter 3 cm erreicht. In einigen Messergebnissen aus dem Beckenschluff und aus dem Schmelzwassersand sind etwas höhere Verformung zur Erreichung der maximalen Mantelreibung aufgetreten. Beispielhaft sind in Abbildung 14 die ermittelten Mantelreibungs-Verschiebungs-Kurven für den Pfahl Nr. 3 dargestellt.

Zur Bestimmung des Pfahlspitzenwiderstands wurden die Setzungen des Pfahlfußes und die Kraftmessung in der Pfahlfußdose ausgewertet. Als Grenztragfähigkeit des Pfahlfußes wird, analog zu den üblichen Ansätzen der EA-Pfähle, der Pfahlfußwiderstand bei einer Setzung des Pfahlfußes von $0,1 \times D_s$ (D_s = Pfahldurchmesser) angesetzt. Die ermittelte Aktivierungskurve für den Pfahlfußwiderstand ist in Abbildung 14 dargestellt.

Im Vergleich der Ergebnisse der Probepfähle Nr. 2 und Nr. 3 im oberen Bereich, in dem der Pfahl Nr. 3 mit einer Stahlhülse ausgestattet, der Pfahl Nr. 2 jedoch nicht, ist festzustellen, dass die Hülse keinen maßgeblichen Einfluss auf die Mantelreibung hat. Bei allen 3 Pfählen konnte sowohl die Grenztragfähigkeit der Mantelreibung als auch des Pfahlfußes erreicht werden. Die aus den Messwerten abgeleiteten schichtbezogenen Mantelreibungswerte und Pfahlfußwiderstände wurden entsprechend DIN EN 1997-1 / DIN 1054 unter Berücksichtigung von Streuungsfaktoren in charakteristische Widerstände umgewandelt.

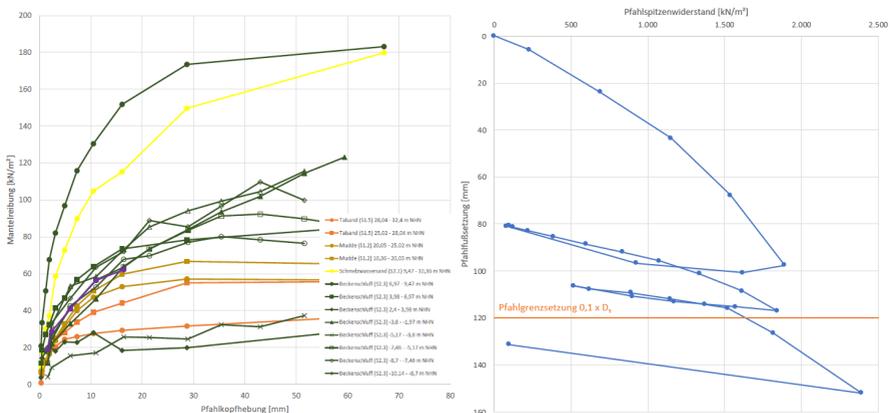


Abbildung 14: Aktivierungskurven der Mantelreibung für unterschiedliche Schichteinheiten (links) und des Pfahlfußwiderstands im Geschiebemergel (Elster) am Pfahl Nr. 3

Mit den Pfahlprobelastungen konnten für die meisten Schichteinheiten die vom Baugrundgutachter aus Erfahrungswerten abgeschätzten charakteristischen Pfahlkennwerte bestätigt werden, ohne dass signifikant höhere Werte nachgewiesen werden konnten. Allerdings konnte für den saalekaltzeitlichen Geschiebemergel eine deutlich höhere Mantelreibung und ein höherer Pfahlspitzenwiderstand nachgewiesen werden.

Bemerkenswert ist auch die in den Pfahlprobelastungen nachgewiesene hohe Mantelreibung in der organischen Mudde. Aus den Messergebnissen lässt sich eine Mantelreibung von $q_s = 60 \text{ kN/m}^2$ ableiten, was eher einem steifen bindigen Boden entspricht, als einem hoch setzungsempfindlichen Baugrund. Dennoch handelt es sich um Schichten mit einer geringen Tragfähigkeit. Bei der Herstellung der Probepfähle Nr. 2 und Nr. 3 war sowohl in der Mudde als auch im Beckenschluff zu beobachten, dass die Pfahlverrohrung ein so hohes Eigengewicht aufweist, dass die Rohre allein aus Eigengewicht im Boden zu versinken drohten. Die Verrohrung wurde daher mit einer auf der Arbeitsebene aufgelagerten Rohrklemme gehalten.

Der am Pfahl Nr. 2 im Schmelzwassersand/-kies ermittelte Pfahlspitzenwiderstand ist für einen eiszeitlich vorbelasteten Kies als gering anzusehen. In der benachbarten Erkundungsbohrung zum Pfahl Nr. 3 wurde der Schmelzwassersand/-kies in nur sehr geringer Mächtigkeit angetroffen. Der Schmelzwassersand/-kies wird dort von tertiären Böden unterlagert, die als geringer tragfähig anzusehen sind. Daher ist zu vermuten, dass der Spitzenwiderstand im Schmelzwasser-sand/-kies vom vermutlich darunter lagernden Tertiär beeinflusst ist. Die aus den drei Pfahlprobelastungen abgeleiteten charakteristischen Pfahlkennwerte sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Tabelle 2: Abgeleitete, charakteristische Pfahlkennwerte

Schicht	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]		
		$s/D_s =$ 0,02	$s/D_s =$ 0,03	$s/D_s =$ $s_g = 0,10$
Mudde	40 neg. $q_{s,k} = -60$			
Talsand	40 neg. $q_{s,k} = -50$			
Schmelzwassersand (Saale)	140			
Geschiebemergel, steif - halbfest (Saale)	110			
Geschiebemergel, halbfest - fest (Saale)	180	340	510	1.700
Beckenschluff	60			
Schmelzwassersand/-kies (Elster)	, -	520	780	2.600
Geschiebemergel (Elster)	40	690	970	1.400

4.3 Wirksamkeit der Hülssenrohre zur Minimierung des Herstellungsrisikos und zur Reduktion der (negativen) Mantelreibung

Die Risikoanalyse hatte ergeben, dass in den organischen und weichen Schichten das Risiko, dass die Betonsäule beim Betonieren in die geringtragfähigen Schichten abfließt und sich kein regulärer Pfahlkörper ausbildet, besteht. Zur Minimierung der Herstellungsrisiken wurde daher als wesentlicher Bestandteil der geplanten Probepfahlherstellung die Überprüfung der Herstellbarkeit der Pfähle mit und ohne Hülse betrachtet. Hierzu wurden die beiden nahe beieinander geplanten Pfähle Nr. 2 (ohne Hülssenrohr) und Nr. 3 (mit Hülssenrohr) herangezogen. Das Hülssenrohr in Pfahl Nr. 3 wurde bis zur UK der Schicht „Mudde“ in 24 m u. GOF geführt. Der Einbau des Hüllrohres in den Probepfahl war mit hohem Aufwand verbunden. Die Integritätsprüfungen (Ultraschall- und Temperaturmessungen mit faseroptischen Sensoren) zeigten weder für den Pfahl mit Hüllrohr, noch für den Pfahl ohne Hüllrohr irgendwelche nennenswerten Abweichungen in der Geometrie des Pfahlquerschnitts. Folglich ist der Einbau eines Hüllrohres im Bereich der Weichschicht zur Sicherstellung der Pfahlintegrität bzw. zur Herstellung einer definierten Querschnittsgeometrie hier nicht erforderlich.

Ein weiteres Ziel war es, mit den Messungen und den Ableitungen der Mantelreibungswiderstände Rückschlüsse auf die Größe einer möglichen Reduktion der (negativen) Mantelreibung durch den Einbau des Hülssenrohres im Bereich der Weichschichten zu ermöglichen. Durch die eingebauten Lastzellen wurde das obere Pfahlsegment in den Weichschichten nach oben gedrückt, was von der Bewegungsrichtung der Aktivierung einer negativen Mantelreibung entspricht (Boden bewegt sich relativ zum Pfahl nach unten). Eine signifikante Reduktion der Mantelreibung durch den Einbau des Stahlhüllrohres konnte nicht beobachtet werden (vgl. Abbildung 15). Ein einfaches Stahlrohr ist insoweit, zumindest im vorliegenden Baugrund, zur Reduktion der negativen Mantelreibung nicht geeignet.

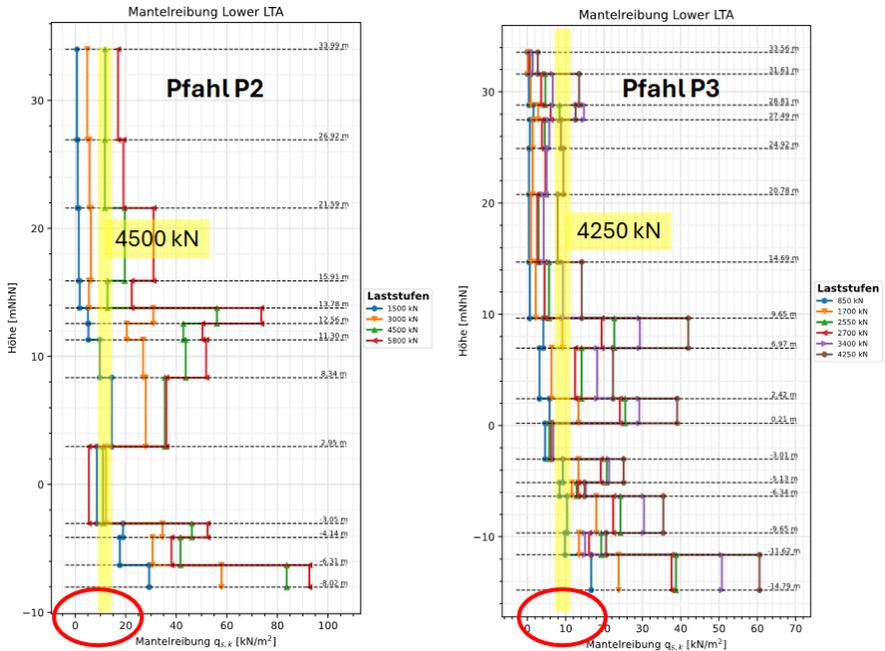


Abbildung 15: Vergleich der Versuche bei Pfahl 2 und Pfahl 3 in Hinsicht auf die mobilisierte Mantelreibung im Bereich des Hülsrohres bei Pfahl 3 – Vergleich auf Laststufe ca. 4500 kN. Mobilisierte Mantelreibung in beiden Fällen jeweils ca. 10 kN/m² (gelb markiert).

4.4 Fazit

Durch die Ermittlung der Pfahlkennwerte durch statische Pfahlprobelastungen konnte die Pfahlbemessung im darauffolgenden Planungsprozess signifikant optimiert werden. Es haben sich dabei sowohl Reduzierungen im erforderlichen Pfahldurchmesser, als auch in der Pfahllänge ergeben. So konnten beispielhaft an einer der zentralen Achsen, an der auch die Probelastungen an den Pfählen Nr. 2 und 3 durchgeführt wurden, die Pfahlängen für den statischen Entwurf gegenüber der bisherigen Vorzugsvariante von 46 m deutlich auf 35 m reduziert werden. Zusätzlich konnte mit dieser Pfahllänge der Pfahldurchmesser von 2,0 m auf 1,5 m reduziert werden, was die hohe Wirtschaftlichkeit der Probelastungen unterstreicht.

Mit den Pfahlprobelastungen konnte die Herstellbarkeit langer Bohrpfähle in mächtigen Weichschichten auch ohne Hüllrohr nachgewiesen werden.

Die anspruchsvolle Aufgabe der Belastungsdurchführung sowie der messtechnischen Begleitung konnte mit dem an diesem Projekt beteiligten Konsortium demnach sehr erfolgreich gelöst werden. Verluste an messtechnischen Komponenten oder Defekte an einzelnen Lastzellen waren nicht zu verzeichnen. Dies wurde durch eine optimale Planung der Installation und der Abläufe sowie die dabei perfekte Zusammenarbeit aller Beteiligten möglich, besten Dank.

Wir bedanken uns bei der Autobahn GmbH des Bundes für das konstruktive Zusammenwirken im Projekt und die freundliche Genehmigung der Berichterstattung.

Literatur

ASTM D7949-14: Standard Test Methods for Thermal Integrity Profiling of Concrete Deep Foundations, *ASTM International (2014)*, www.astm.org.

ASTM D6760-16: Standard Test Methods for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing, *ASTM International (2016)*, www.astm.org.

ASTM D8169-18: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Bi-Directional Static Axial Compressive Load, *ASTM International (2018)*, www.astm.org.

DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle), 2. ergänzte und erweiterte Auflage, Hrsg. Arbeitskreis 2.1 „Pfähle“ der DGGT, Verlag Ernst & Sohn Berlin, 2012.

Festag, G.; Zech, R.; Georgi, S.; Perl, C.: Pfahlprobelastungen in schwierigem Baugrund – Brückenneubau im Zuge des Lückenschlusses der BAB A14 bei Stendal: Teil 1: Projektvorstellung und Ausführungsplanung, *Pfahl-Symposium, Mitteilungen des Instituts für Geomechanik und Geotechnik, Technische Universität Braunschweig, 2025*.

Franz, S.; Künzel, A.; Bruns, B.: Innovative Messtechnik bei der Hangsicherung Heuberg (A44): *Pfahlsymposium 2023*.

Komurka, V.E.; Fellin, M.: Design and Construction Benefits of Performing a Bi-Directional Test on a Drilled Shaft in Sand, Gravel, and Cobble Deposits, *DFI 44th Annual Conference on Deep Foundations (2019)*.

Moormann, C.: Jahresbericht 2019 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik 97 Heft 2 (2020) Ernst & Sohn Verlag, Berlin*.

Morgano, M.; Sharp, M.; White, B.: Advances in Drilled Shaft Testing Techniques, IFCEE-International Foundations Congress and Equipment Expo 2021, Dallas, TX; 2021.

Piscsalko, G.; Likins, G.; Mullins, G.: Drilled Shaft Acceptance Criteria Based Upon Thermal Integrity, *DFI 41st Annual Conference on Deep Foundations, New York, NY, pp 1-10, (October 2016)*.

Schallert, M.; Stahlhut, O.; Kirsch, F.: Effiziente Prüfmethode zur Tragfähigkeitsermittlung und Qualitätssicherung hochbelasteter Großbohrpfähle, *Advances in Geotechnical Engineering, Vorträge zum 18. Hans Lorenz Symposium am 12.09.2024, TU Berlin, 2024*.

Autoren

Dr.-Ing. Matthias Schallert ms@gsp-mannheim.de
 GSP – Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen
 und dynamische Prüfmethode mbH www.gsp-mannheim.de
 Steubenstraße 46, 68163 Mannheim Tel.: +49 (0) 621 331361

Dr.-Ing. Andreas Künzel kuenzel@sensical.de
 Sensical GmbH www.sensical.de
 IGZ Adlershof Tel.: +49 (0)30 54908150
 Rudower Chaussee 29, 12489 Berlin

Dr.-Ing. Benedikt Bruns b.bruns@geo-inspector.com
 Dipl.-Ing. Christian Kuhn c.kuhn@geo-inspector.com
 GEO-Inspector – Bruns Kuhn Ingenieure GbR www.geo-inspector.com
 Bockshornweg 1b, 38114 Braunschweig +49 (0) 177 745 754 1

Jon Sinnreich, P.E. JSinnreich@grlengineers.com
 GRL Engineers, Inc.
 30725 Aurora Road
 Cleveland, Ohio 44139, USA www.GRLengineers.com

Dr.-Ing. Gerd Festag info@baugrunduntersuchung-naumburg.de
 BuG Baugrunduntersuchung Naumburg GmbH www.baugrunduntersuchung-naumburg.de
 Wilhelm-Franke-Straße 11, 06618 Naumburg Tel.: 03445 / 762-0

Messtechnik für Qualitätssicherung von Tiefgründungen Neue Entwicklungen von Pile Dynamic, Inc. (PDI)



Pile Driving Analyzer® (PDA)

Der PDA ist das weltweit am meisten angewendete Messsystem für Dynamische Probebelastungen und das Monitoring der Rammung einer Mehrzahl von Pfählen pro Tag zur Bewertung der Tragfähigkeit und Qualitätskontrolle bei der Rammung.



Thermal Integrity Profiler (TIP™)

Der Thermal Integrity Profiler (TIP™) nutzt die durch das Aushärten des Zements erzeugte Wärme, um die Qualität innerhalb und um den Bewehrungskorb des Bohrpfahls herum zu beurteilen.



Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE®)

Der Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE®) liefert eine visuelle Darstellung der Vertikalität von Bohrpfählen mittels Ultraschallsignalen. SHAPE® beschreibt die dreidimensionale Form von Bohrpfählen und anderen ausgehobenen Tiefgründungselementen (z.B. Schlitzwandlamellen) präzise.



Shaft Quantitative Inspection Device (SQUID™)

Das Shaft Quantitative Inspection Device System ist eine neue Technologie zur quantitativen Bewertung der Qualität der Bohrlochsohle eines Bohrpfahls. Es wird sowohl die Dicke von weichen Ablagerungen auf der Sohle gemessen, die die tragenden Schichten überlagern, als auch Kraft und Verschiebung in numerischer und grafischer Form dargestellt.

Untersuchungen des Lastabtrags langer Verpresskörper unter Zugbelastung mittels hochauflösender faseroptischer Sensorik

Philipp Stein, Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg

Andreas Künzel, Sensical GmbH, Berlin

1 Motivation

Für die geplante Grundinstandsetzung des Wehres Geesthacht ist eine Auftriebssicherung der Sohle mittels Mikropfählen vorgesehen. Für eine optimierte Planung wurden im Vorfeld der Maßnahme Prüfungen an verschiedenen Rückverankerungselementen ausgeführt, darunter drei Gewis mit einer Gesamtlänge von 42 m und einer begrenzten Kräfteintragslänge von 15 m. Diese Anker wurden messtechnisch instrumentiert, um den Lastabtrag während der Prüfungen genauer untersuchen zu können. Abbildung 1-1 zeigt eine Drohnenaufnahme des Probefeldes während der Herstellung der Anker mit dem Wehr im Hintergrund bei einem hohen Wasserstand der Elbe.

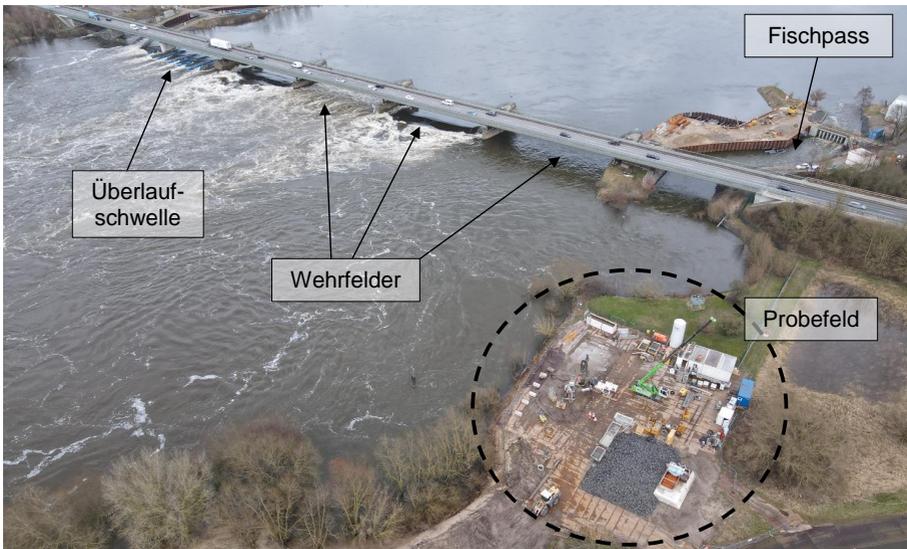


Abbildung 1-1: Drohnenaufnahme von Wehr und Probefeld (Foto: Stefan Lühr)

2 Beschreibung des Probefeldes

2.1 Baugrund

Im Bereich des Wehres stehen unter der Gewässersohle Mittel- und Grobsande sowie Kiese mit Steinen in mitteldichter bis dichter Lagerung an. Darunter folgt ein heterogen zusammengesetzter Übergangsbereich aus Sand, Kies und Steinen in vorwiegend dichter Lagerung sowie Braunkohleschluff von steifer bis halbfester Konsistenz. Darunter folgt eine vergleichsweise homogene Schicht schwach schluffiger Feinsande in sehr dichter Lagerung. Im Bereich des Probefeldes wird der beschriebene Baugrundaufbau von einer Auffüllung überlagert.

2.2 Probeanker

Zur Auftriebssicherung der zu erneuernden Wehrsohle sind Mikropfähle (DIN EN 14199) vorgesehen. Aufgrund der Zielsetzung des Probefeldes wurden Verpressanker (DIN EN 1537) ausgeführt, an denen Untersuchungsprüfungen (DIN EN ISO 22477-5) durchgeführt wurden. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse der Untersuchungsprüfungen auf Mikropfähle ist möglich, sofern die Geometrien und Herstellparameter beachtet werden. Insgesamt wurden 18 Probeanker mit verschiedenen Kraffteintragungslängen, Bohrdurchmessern, Zuggliedern und Ankerneigungen ausgeführt. In diesem Beitrag werden die im folgenden beschriebenen Anker vom Typ A behandelt.

Die Verpresskörper der Anker vom Typ A wurden schichtübergreifend im Übergangsbereich und in den Feinsanden angeordnet, da dies auch der Lage im späteren Bauwerk entsprechen sollte. Abbildung 2-1 zeigt eine Übersicht der Anordnung der Probeanker im Baugrund.

Die Bohrungen wurden im Überlagerungsbohrverfahren mit Innenspülung mit einem Bohrdurchmesser von 210 mm abgeteuft. Als Zugglieder kamen Gewindestäbe aus hochfestem Bewehrungsstahl S 670/800, Durchmesser 75 mm, zum Einsatz, um hohe Prüflasten (hier: zul. $P_P = 2800$ kN) zu ermöglichen. Die Anker wurden im Bereich der planmäßigen Lasteinleitung in den Baugrund primär-verpresst. Zur Begrenzung der Lasteinleitung in den Baugrund wurden ca. 2 m oberhalb der Verankerungslänge des Zugglieds L_{tb} Spüllanzeln angeordnet. Im Bereich der freien Stahllänge L_{tf} wurden die Zugglieder zum Reibungsschluss in einem PE-Rohr geführt.

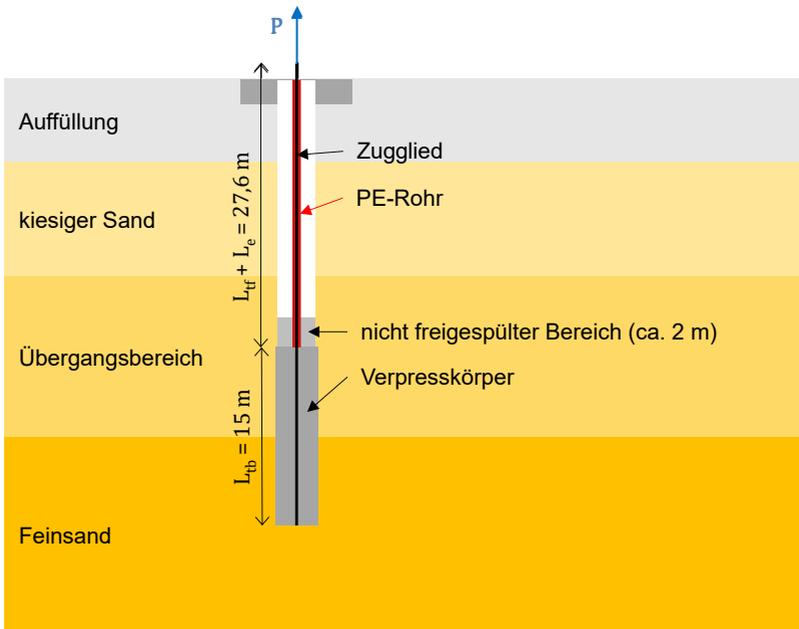
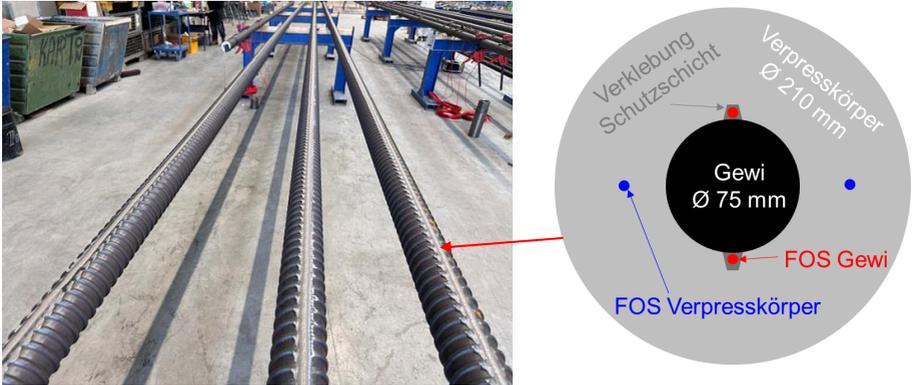


Abbildung 2-1: Anordnung der Probeanker Typ A im Baugrund

2.3 Messtechnik

Ergänzend zur Prüftechnik am Pfahlkopf (Kraft- und Wegmessung) wurden alle Pfähle mit jeweils 2 faseroptischen Sensoren entlang des Gewi-Zugglieds sowie im Verpresskörper ausgerüstet, die im Umfang auf jeweils 0° und 180° angeordnet sind (Abbildung 2-2, rechts). Die Instrumentierung der Zugglieder erfolgte dabei bereits im Herstellerwerk, indem die faseroptischen Sensorkabel mittels Verklebung und Abdeck-/Schutzschicht am vorbereiteten Gewi-Stab appliziert wurden (Abbildung 2-2, links).

Ergänzt wurde die Instrumentierung der Anker durch Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmer (vibrating wire gauges, VWG), die punktuell in definierten Tiefenlagen ebenfalls sowohl auf dem Zugglied als auch im Verpresskörper angeordnet wurden und als Referenz-Messsystem zur Verifikation der faseroptisch gewonnenen Dehnungssignale dienen.



**Abbildung 2-2: Instrumentierte Tragglieder im Herstellerwerk (links)
schematischer Querschnitt Verpresskörper mit faseroptischen Sensoren (rechts)**

Instrumentierung und Einbausituation zeigt Abbildung 2-3. Es wird deutlich, dass im Querschnitt von Ankern bzw. Mikropfählen grundsätzlich nur sehr begrenzter Raum für die Integration messtechnischer Ausrüstung zur Verfügung steht. Genannten geometrischen Zwangsbedingungen sowie dem spezifischen Herstellvorgang kann jedoch mit robusten faseroptischen Sensoren gut Rechnung getragen werden. Empfindlichkeit und Präzision entsprechen der "klassischer" (bau-) messtechnischer Verfahren wie Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmern oder Dehnmessstreifen.

Das hochauflösende Dehnungssignal entlang des faseroptischen Sensors wird durch die Analyse der optischen Rückstreuung in der Glasfaser gewonnen. Durch die Faser hindurchgeleitetes Licht unterliegt an jeder Stelle Rückstreuereffekten. Da Glas ein amorphes Material ist, variieren entlang der Glasfaser die Molekularstruktur, die Dichte sowie zufällige im Glas eingeschlossene Störungen. Entsprechend variiert die Intensität des entlang der Sensorfaser zurückgestreuten Lichts. Auf den ersten Blick ist das gesamte aufgezeichnete Rückstreusignal über die Länge der Messfaser aus zufälligen Rückstreuereffekten zusammengesetzt. Diese Intensitätskurve ist jedoch für jede Sensorfaser einzigartig, zeitlich stabil und kann als sogenannter "Fingerabdruck" der Messfaser aufgefasst werden. Jede aufgebrachte Verformung der Sensorfaser führt zu einer messbaren Deformation des "Fingerabdrucks". Im Messgerät wird aus der Korrelation eines Rückstreu-Signals mit einer Referenzmessung die entsprechende Dehnungsänderung für jeden einzelnen Messpunkt

entlang des Glasfaserkabels bestimmt. Weitere Details zu dieser Technologie sind beispielsweise in [KUENZEL, 2016] und [SAMIEC 2011] erläutert.

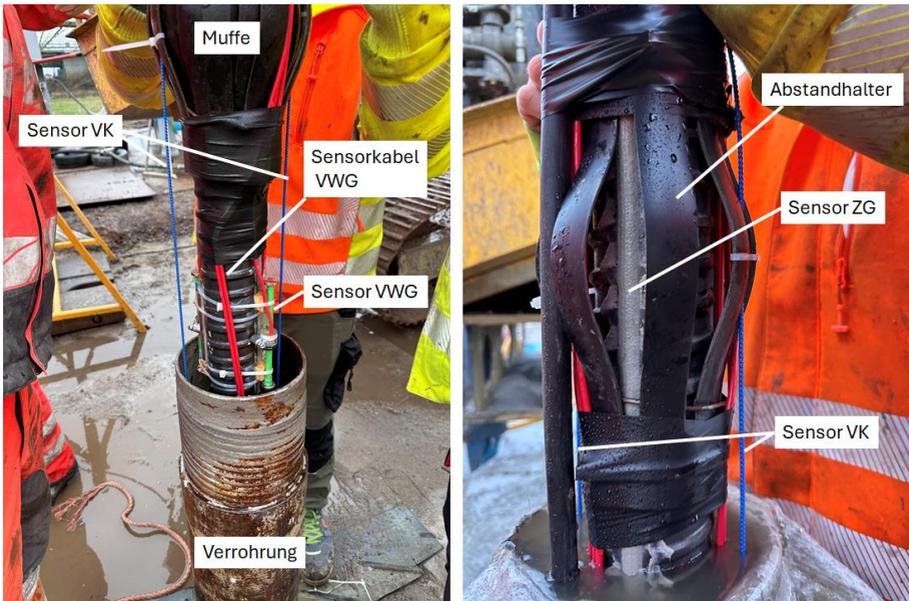


Abbildung 2-3: Einbau der Anker mit Instrumentierung, Sensoren im Verpresskörper (VK), Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmer (VWG), Zugglied (ZG) und Einbaudetails

Verwendet wurde ein robustes Sensorkabel, bei dem die Glasfaser in einer Metallkapillare verklebt verläuft, die – im Fall der Sensoren im Verpresskörper – wiederum durch einen Mantel von extrudiertem Kunststoff vor mechanischer Beschädigung geschützt wird. Der Mantel besitzt herstellungsseitig bereits eine Prägung, die den Verbund zum umgebenden Betonmaterial sicherstellt. Die Nachgiebigkeit des Verbunds im gesamten Sensoraufbau aus Mantel, Kapillare und Messfaser gewährleistet auch die Beständigkeit des Sensorkabels beim Auftreten von Rissen im umgebenden Beton.

Die beschriebene faseroptische Sensorik wurde in den letzten Jahren konsequent von einer experimentellen Technologie, eingesetzt im Labor und bei wissenschaftlichen Feldversuchen, zu einem Standardwerkzeug im Feld geotechnischen Monitorings und geotechnischer Prüfungen weiterentwickelt und etabliert. Im Rahmen der Tagungsreihen

"Messen in der Geotechnik" und "Pfahlsymposium" sind in den letzten Jahren eine Reihe von Projekten vorgestellt worden.

2.4 Ankerprüfungen

Die Ankerprüfungen wurden als Untersuchungsprüfungen nach DIN EN ISO 22477-5 vom ausführenden Unternehmen durchgeführt und von einer anerkannten Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle (PÜZ-Stelle) begleitet. Parallel wurden die Dehnungen über die gesamte Ankerlänge mittels der oben beschriebenen Messtechnik erfasst. Alle Anker wurden nach einer Erstprüfung zwei Folgeprüfungen im Abstand von drei bis acht Monaten unterzogen, um mögliche zeitliche Effekte zu untersuchen.

Die Belastung der Probeanker erfolgte ausgehend von einer Vorlast P_a in sieben Lastzyklen schrittweise bis zur Prüflast P_P . Bei der maximalen Last eines jeden Lastzyklus wurde die Last über eine bestimmte Beobachtungszeit konstant gehalten. Anschließend erfolgte eine schrittweise Entlastung auf die Vorlast. In Tabelle 1 sind die Lastzyklen mit den zugehörigen maximalen Lasten und Mindestbeobachtungszeiten aufgeführt und in Abbildung 2-4 ist beispielhaft der Ablauf einer Ankerprüfung graphisch dargestellt. Bei den Ankerprüfungen wurden teilweise die Beobachtungszeiten verlängert oder am Ende der Prüfung bestimmte Laststufen wiederholt angefahren.

Tabelle 1: Prüfregime der Untersuchungsprüfungen

Lastzyklus (-)	maximale Last (kN)	Mindestbeobachtungszeit (min)	Bemerkungen
0	195	1	Vorlast P_a
1	735	15	
2	1250	30	
3	1755	60	
4	2010	60	
5	2270	60	
6	2525	60	
7	2800	60	Prüflast P_P

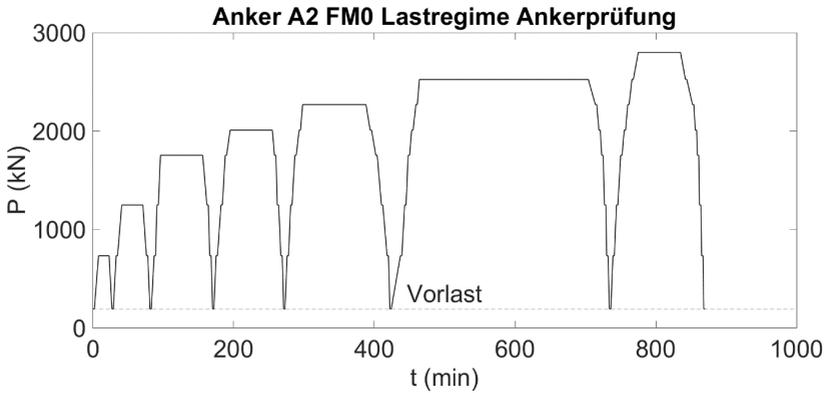


Abbildung 2-4: Lastregime Ankerprüfung (Beispiel Anker A2)

Die Prüfeinrichtung bestehend aus Presse, Kraftmessdose und Traverse mit mechanischer Messuhr wurde auf der für die Prüfung hergestellten Widerlagerplatte aufgestellt (Abbildung 2-5). Der auf dem Widerlager aufgestellte Wegsensor diente ausschließlich der Ermittlung des Kriechmaßes. Zur Bestimmung der elastischen und bleibenden Verschiebungen des Ankerkopfes wurde dieser mittels Tachymeter überwacht. Die Anordnung einer Messuhr auf einem das Widerlager überspannenden Träger erwies sich als nicht zielführend.



Abbildung 2-5: Prüfaufbau

3 Darstellung und Interpretation der Messdaten

3.1 Allgemeines

Während der Ankerprüfungen wurden Dehnungsmessungen mittels der faseroptischen Sensoren zu verschiedenen Zeitpunkten an den vier Messfasern (2x Gewi, 2x Verpresskörper) durchgeführt. Die Messzeitpunkte umfassten nach einer Nullmessung des unbelasteten Ankers die Vorlast, bei jedem Lastzyklus alle Zwischenlaststufen während der Be- und Entlastung sowie auf der jeweils maximalen Laststufe mehrere Messungen während der Beobachtungszeit. Aus dieser Vielzahl von Messungen an verschiedenen Anker werden im Folgenden einige dargestellt. An diesen soll beispielhaft erläutert werden, welche Erkenntnisse aus der Anwendung hochauflösender Dehnungsmessungen bei Ankerprüfungen gezogen werden können und wo deren Grenzen liegen.

3.2 Dehnungen über die Gesamtlänge des Ankers

Die Messung mit faseroptischen Dehnungssensoren liefert ein hochaufgelöstes Dehnungssignal mit einem Messpunktabstand von $dx = 1 \text{ cm}$, somit werden im Fall der vorliegend diskutierten Ankerversuche ca. 4000 Messpunkte pro Sensor realisiert. Gleichwohl lässt sich nicht jeder Messpunkt nutzen, da im Bereich der Muffenstöße im Zugglied systembedingt ein "blinder Fleck" entsteht: In diesen Bereichen müssen die werksseitig am Zugglied applizierten Sensoren über die Muffe hinweg geführt und die einzelnen Faserstrecken der Zugglieder mittels Steckverbindungen gekoppelt werden.

Die durchgängig geführten Sensoren im Verpresskörper liefern verwertbare Messsignale nur in Bereichen, in denen sie im Verbund mit dem Anker bzw. dem Baugrund sind. Folglich sind die Messsignale im Bereich der freien Länge ohne mechanische Bedeutung. Exemplarisch sind die gewonnenen Messsignale und der schematische Aufbau von Zugglied und Verpresskörper in Abbildung 3-1 dargestellt.

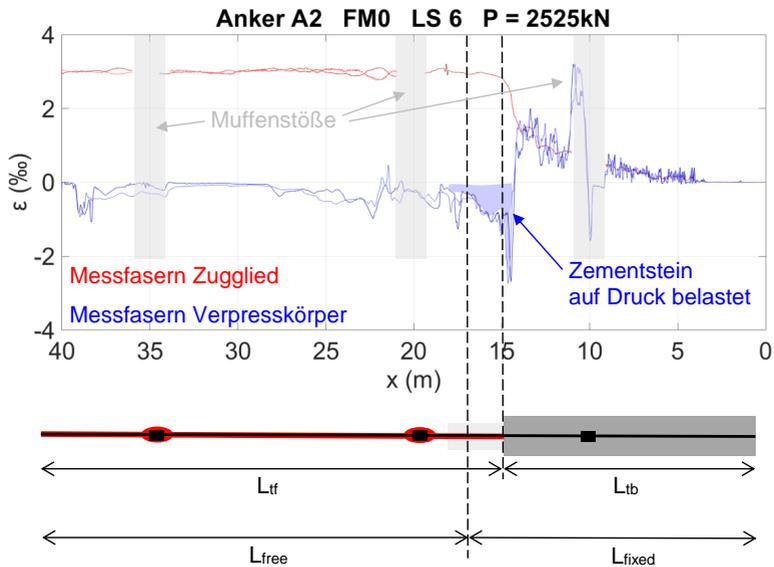


Abbildung 3-1: Gemessene Dehnungen über die Ankerlänge

Die Wirksamkeit der Schubentkopplung des Zugglieds vom Baugrund entlang der freien Länge wird anhand des Verlaufs der Dehnung beurteilt: Ist das Dehnungssignal wie hier konstant (und somit keine Kraftänderung vorhanden), ist die Entkopplung voll wirksam. Ein vom luftseitigen Ende der Verpressstrecke her steigender Verlauf der Dehnung erlaubt die genaue Bestimmung des Reibungsverlustes in der freien Länge.

Bei den hier untersuchten Ankern ist zu beachten, dass die Zugglieder im Bereich der freien Stahllänge L_{tf} zum Reibungsschluss in einem PE-Rohr geführt wurden. Dies funktionierte augenscheinlich sehr gut.

Ca. 2 m oberhalb der Verankerungslänge L_{tib} waren zur Sicherstellung der freien Ankerlänge L_{free} Spüllanzen angeordnet. Im Bereich zwischen L_{tib} und L_{free} befindet sich somit ein Bereich mit Zementstein von nicht definierbarer Güte. Wie aus den Messignalen im Verpresskörper (blau) ersichtlich wird, ist dieser Bereich des Zementsteins gestaucht und steht demnach unter Druckbeanspruchung. Nähere Betrachtungen zur Bedeutung dieses Bereichs für den Lastabtrag folgen in Abschnitt 3.3.

Auf dem Zugglied gemessene Dehnungssignale lassen sich in Signale der Kraft im Tragglied umrechnen, indem die Elastizitätsbeziehung

$$F(x) = EA \varepsilon(x)$$

mit der Längssteifigkeit EA des Ankerquerschnitts genutzt wird. Innerhalb der freien Länge kann die genannte Beziehung als *weitgehend gültig* (für den Grund der Relativierung wird auf die Diskussion der Messergebnisse in Abschnitt 3.5 verwiesen) angesehen werden und EA wird nur durch die entsprechenden Material- und Querschnittseigenschaften des Zugglieds gebildet.

Im Verpresskörper setzt sich die Querschnitts-Längssteifigkeit im Prinzip durch die entsprechenden Komponenten des Zugglied- sowie des Verpresskörper-Querschnitts zusammen. Gleichwohl dominiert in den belasteten Bereichen des Verpresskörpers ein stark gerissener Zustand im Verpresskörper, dem somit hier kein Steifigkeitsbeitrag zugeschrieben werden kann. In Bereichen mit geringer (Mikro-)Rissbildung sollte der Steifigkeitsbeitrag des Verpresskörpers jedoch mindestens prinzipiell berücksichtigt werden, obgleich dieser aufgrund nur grob abschätzbarer Querschnittsfläche und Zug-Bruchdehnung des Mörtels nur schwer zu quantifizieren ist. An dieser Stelle sei auf die Diskussion der Messergebnisse in Abschnitt 3.4 verwiesen.

3.3 Lastabtrag am luftseitigen Ende des Verpresskörpers

Abbildung 3-2 zeigt die nach o.g. Beziehung ermittelte Kraft im Zugglied (rot) sowie die Dehnung im Zementstein (blau) im Bereich des Verpresskörpers am Beispiel des Ankers A2 bei der höchsten Laststufe (2800 kN). Die Skalierung von Kraft und Dehnung wurde im Verhältnis der Dehnsteifigkeit EA des Zugglieds gewählt, sodass gleiche Dehnungen von Zugglied und Zementstein leicht zu erkennen sind. Somit wird deutlich, dass sich das Zugglied bis zum Punkt gleicher Dehnungen bei $x \approx 14$ m freigerissen hat.

Durch bereichsweise Bestimmung der Abnahme der Zugkraft im Gewi über die Ankerlänge lässt sich der Lastabtrag im Zugglied bestimmen. Auffällig ist ein hoher Lastabtrag von ca. 1000 kN/m im Bereich des luftseitigen Ende des Verpresskörpers ($x \approx 14..15$ m). Es ist zu beachten, dass dieser hohe Lastabtrag zunächst vom Zugglied auf den Verpresskörper stattfindet.

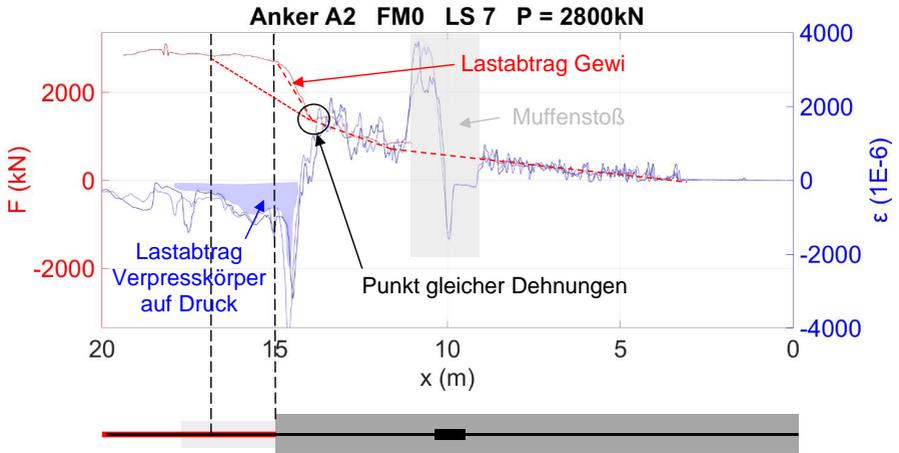


Abbildung 3-2: Lastabtrag im Bereich des Verpresskörpers

Zur Bestimmung des Lastabtrags in den Baugrund muss der auf Druck beanspruchte Bereich des Zementsteins oberhalb der Verankerungslänge des Zugglieds L_{tb} mitberücksichtigt werden. Abbildung 3-3 zeigt schematisch den Lastabtrag vom Zugglied auf den Verpresskörper sowie vom Verpresskörper in den Baugrund.

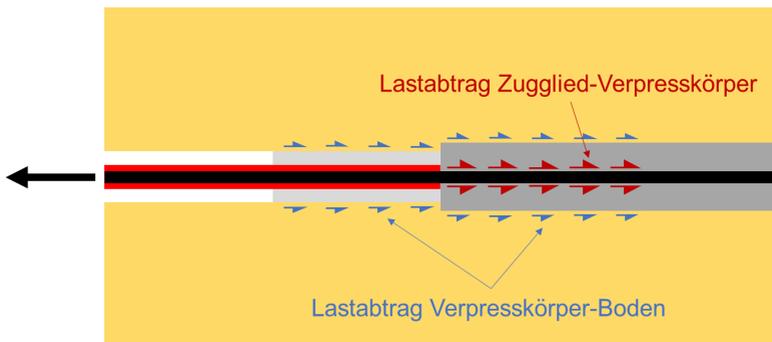


Abbildung 3-3: schematische Darstellung des Lastabtrags im vorderen Bereich des Verpresskörpers

Ein Lastabtrag vom Zugglied in den umgebenden Zementstein findet auch im freigerissenen Bereich über Reibverbund statt. Der Lastabtrag vom Verpresskörper in den umgebenden Boden findet über eine größere Länge auch im Bereich oberhalb der planmäßigen

Verpressstrecke, d.h. im nicht-freigespülten Bereich, nach dem Prinzip eines Druckrohrankers statt. Die Ausdehnung des Zementsteins im nicht-freigespülten Bereich ist jedoch nicht genau bekannt, sodass hier Annahmen getroffen bzw. die gemessenen Dehnungen im Zementstein hinzugezogen werden müssen.

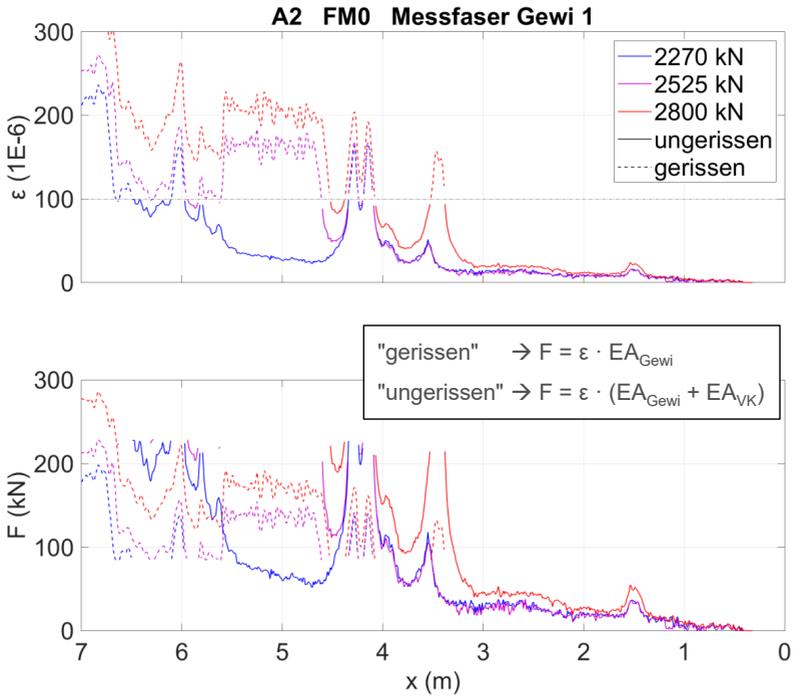
Unter Zugrundelegung einer Ausdehnung des Zementsteins und damit des Lastabtrags in den Baugrund bis zur Lage der Spüllanzen bei $x \approx 17$ m ist im vorderen Bereich des Verpresskörpers bis zum Punkt gleicher Dehnungen mit einem Lastabtrag von ca. 410 kN/m auszugehen. Dies passt recht gut zu dem im weiteren Verlauf bis zum Muffenstoß bestimmten Lastabtrag von ca. 325 kN/m.

3.4 Lastabtrag am Fuß des Verpresskörpers

Im hinteren Bereich des Verpresskörpers ($x \approx 0 \dots 3$ m) sind in Abbildung 3-2 bei der dort verwendeten Skalierung keine Kräfte im Zugglied bzw. Dehnungen im Zementstein zu erkennen. Abbildung 3-4 zeigt zur genaueren Untersuchung des Lastabtrags im hinteren Teil des Verpresskörpers ($x = 0 \dots 7$ m) die gemessenen Dehnungen (oben) sowie die daraus berechneten Kräfte (unten) für die letzten drei Laststufen gemessen am Zugglied.

Im Dehnungssignal fällt auf, dass es örtlich begrenzt zu Zu- bzw. Abnahmen der Dehnung kommt. Nimmt man eine gleichbleibende Steifigkeit des Querschnitts an, so widerspricht diese Beobachtung der grundsätzlichen Mechanik des Lastabtrags im Anker. Demnach kann die Kraft im Anker (und somit die Dehnung) in Richtung des Ankerendes stets nur abnehmen. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass gerissener und ungerissener Querschnitt unterschiedliche Querschnittssteifigkeiten aufweisen: Im gerissenen Querschnitt wirkt effektiv nur die Steifigkeit des Zugglieds während im ungerissenen Querschnitt auch die Steifigkeit des Verpresskörpers zur Gesamtsteifigkeit beiträgt. Bei welcher Dehnung (Zug-Bruchdehnung) genau der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Verpresskörper stattfindet, lässt sich nicht genau bestimmen. Gleichwohl liefern Bemessungswerte für Betone üblicher Güten hinreichend gute Anhaltswerte: Mit Hilfe der Zugfestigkeit f_{ctm} und des E-Moduls E_{cm} kann näherungsweise die Bruchdehnung ε_{ctm} bestimmt werden (Beispiel für C35/45):

$$\varepsilon_{ctm} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}} = \frac{3,2 \text{ MPa}}{34000 \text{ MPa}} = 9,4 \cdot 10^{-5} \approx 100 \cdot 10^{-6} = 100 \mu\varepsilon$$



**Abbildung 3-4: gemessene Dehnungen und abgeleitete Kräfte
im hinteren Bereich der Verpressstrecke**

In Abbildung 3-4 (unten) ist die genannte Beziehung genutzt worden, um den Verlauf der Kraft im Anker im hinteren Bereich der Verpressstrecke zu berechnen: Für Dehnungen $\varepsilon > 100 \cdot 10^{-6}$ wurde die Dehnsteifigkeit des Zugglieds angesetzt, für Dehnungen $\varepsilon < 100 \cdot 10^{-6}$ die zusammengesetzte Dehnsteifigkeit von Zugglied und Verpresskörper. Der daraus resultierende Kraftverlauf weist eine plausible Form in Hinsicht auf die notwendige Erfüllung der Kräfte-Gleichgewichtsbedingung auf. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Übergang zwischen gerissenem und ungerissenem Zement nicht scharf abgrenzbar ist, sondern sich aus einer Mikrorissbildung unterschiedlicher Orientierung (Schubrisse, Querrisse) entwickelt.

3.5 Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Zugglieds

Bereits im Zuge der ersten Inspektion der Messdaten während der ersten Ankerprüfung fiel auf, dass sich mit zunehmender Zyklenzahl und besonders nach jeweiligem Erreichen der höheren Laststufen eine bleibende Dehnung unter Vorlast einstellt. Außerdem wachsen die Dehnungen auf gleichen (Zwischen-)Laststufen an. Abbildung 3-5 zeigt den beschriebenen Effekt beispielhaft anhand der gemessenen Dehnungen während der Vorlaststufen (195 kN) bei der Erstprüfung von Anker A3: Das Diagramm stellt die am Gewi gemessenen Dehnungen über die Ankerlänge beim Anfahren einer Last von 195 kN zu verschiedenen Zeitpunkten während der Prüfung dar (vgl. Abbildung 2-4). Die blaue, durchgezogene Linie stellt den Ausgangszustand beim erstmaligen Anfahren der Vorlast dar. Die gestrichelten Linien kennzeichnen in farblicher Abfolge von blau über grün, gelb und orange zu rot die Verläufe der bleibenden Dehnungen nach Entlastung von den jeweiligen Laststufen. Diese zeigen eine Hysterese, d.h. die Dehnungen auf der Vorlaststufe nehmen bei steigenden Laststufen zu.

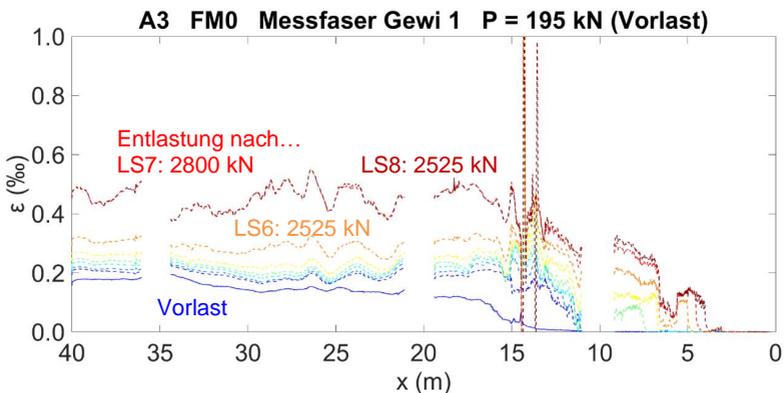


Abbildung 3-5: Dehnungen bei der Entlastung auf Vorlast nach allen Lastzyklen

Auffällig ist das Verhalten nach Entlastung von Laststufe 8 (dunkelrot, 2525 kN): Hier treten keinen zusätzlichen bleibenden Dehnungen gegenüber der vorherigen, höher belasteten Laststufe 7 (rot, 2800 kN) auf. Auch bei den durchgeführten Folgeprüfungen ist dieser Effekt nicht mehr zu beobachten. Da der Effekt in der freien Länge, also unter Ausschluss jeder Interaktion mit dem Baugrund, auftritt, ist die Ursache ausschließlich im Zugglied zu suchen.

Als ursächlich kann eine Nichtlinearität im Materialverhalten (Spannungs-Dehnungs-Beziehung) des Stahls (hier S670/800) angenommen werden. Diese führt bei Erstbelastung zu einer plastischen Verfestigung des Stahls und entsprechender eingepprägter Dehnung. Beim Wiedererreichen gleicher Lasten (bei Folgeprüfungen oder Anker A3, Erstprüfung, Laststufe 8; vgl. Abbildung 3-5) bleibt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung dann unverändert, der Effekt tritt nicht mehr auf.

Die Annahme wird durch von SCHEIBE et al. (2014) experimentell gewonnene Spannungs-Dehnungs-Kurven für den eingesetzten Stahl bestätigt (Abbildung 3-6). Deutlich zu erkennen ist die Abweichung der tatsächlichen Kurve von der angenommenen linearen ideal-elastischen Linie im Bereich der Prüfung tatsächlich angefahrenen Lasten.

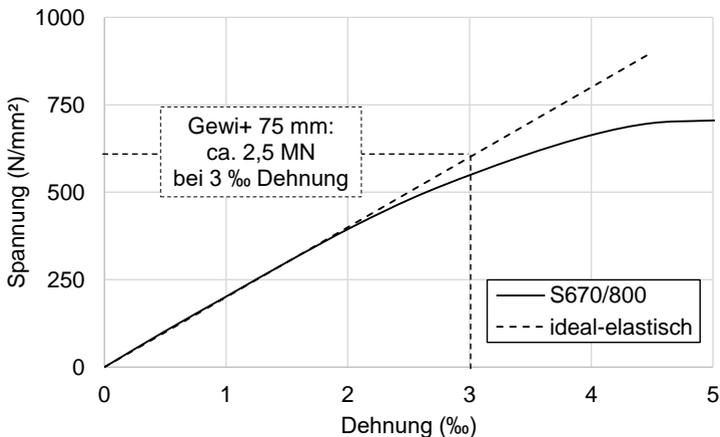


Abbildung 3-6: Arbeitslinie hochfester Bewehrung (aus Scheibe et al., 2014)

Durch die im Rahmen der Ankerprüfung mittels kalibrierter Kraftmessdose bestimmte Last während der gesamten Prüfung lässt sich der tatsächliche Zusammenhang zwischen Kraft und Dehnung im Zugglied bestimmen und für eine korrekte Ermittlung des Lastabtrags (vgl. Abschnitt 3.3) heranziehen.

4 Fazit und Ausblick

Die hier vorgestellten Auswertungen haben gezeigt, dass die hochauflösenden Dehnungsmessungen am Zugglied und im Verpresskörper neue Erkenntnisse über den Lastabtrag von Rückverankerungselementen wie Verpressanker und Mikropfähle

ermöglichen. Insbesondere Dehnungsmessungen am Zugglied und im Verpresskörper lassen Rückschlüsse auf das Zusammenwirken der beiden mechanischen Komponenten zu. Nicht zuletzt weist das faseroptische Messsignal durch den dicht definierten Verlauf eine hohe Plastizität der Darstellung auf, der lokale Effekte unmittelbar sichtbar und bewertbar macht.

U.a. konnte gezeigt werden, dass am luftseitigen Ende einer begrenzten Verpressstrecke ein nicht unwesentlicher Lastabtrag im nicht-freigespülten Bereich oberhalb der planmäßigen Verpressstrecke stattfinden kann. Für die Übertragbarkeit auf spätere Bauwerkspfähle ist diese Erkenntnis bedeutsam. Es wird deutlich, dass der am Gewicht gemessene Lastabtrag sich auf eine größere Länge des Verpresskörpers verteilt.

Die Tatsache, auch im Zugglied bei höheren Laststufen bleibende Dehnungen (und damit bleibende Verschiebungen am Ankerkopf aus Längung des Zugglieds) eingeprägt werden, ist für die Interpretation konventioneller Ankerprüfungen relevant. Üblicherweise wird davon ausgegangen, dass sich das Zugglied bis zur zulässigen Prüflast bei stufenweiser Be- und Entlastung ideal-elastisch verhält. Aufbauend auf dieser Annahme werden am Ankerkopf gemessene bleibende Verschiebungen der Interaktion zwischen Verpresskörper und Baugrund zugeschrieben. Ob diese Annahme für alle Stahlsorten zutrifft und welche Auswirkungen dies auf die Interpretation der Messergebnisse hat, ist zu überprüfen.

Neben den hier vorgestellten Auswertungen sind anhand der hochauflösenden Dehnungsmessungen noch weitere Untersuchungen denkbar. Beispielhaft sei hier auf die Möglichkeit der Integration der Dehnungssignale zur Bestimmung der lokalen Verschiebungen über die gesamte Ankerlänge hingewiesen.

Danksagung

Wir danken den Mitarbeitenden der beteiligten Institutionen für die gute und partnerschaftliche Zusammenarbeit während der Vorbereitung und Durchführung der vorgestellten Ankerprüfungen:

Dem WNA Hannover für die Planung und Durchführung der Baumaßnahme, der Züblin Spezialtiefbau GmbH für die Ausführung der Arbeiten, der Firma Hannack und Partner für die Vermessungsarbeiten und dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der TU Berlin für die Begleitung der Prüfungen.

Literatur

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, 2017): Grundinstandsetzung des Wehr Geesthacht, Geotechnischer Bericht. 24.02.2017

Künzel, A. (2016): Parameteridentifikation auf Basis faseroptisch gemessener quasikontinuierlicher Dehnungssignale. *Berlin, Technische Universität, Dissertation, 2016*

Scheibe, M., Hude, F., Hegger, J., Schoening, J. (2014): Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau – Identifizierung von Anwendungsmöglichkeiten, Entwicklung von Bemessungsgrundlagen und Ermittlung des wirtschaftlichen Einsparpotentials. *Forschungsbericht, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart*

Samiec, D. (2011): Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Auflösung. *Photonik 6/2011*

Autoren

Dr.-Ing. Philipp Stein
Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Geotechnik Nord
Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg

philipp.stein@baw.de
www.baw.de

Dr.-Ing. Andreas Künzel
Sensical GmbH
IGZ Adlershof, Rudower Chaussee 29, 12489 Berlin

kuenzel@sensical.de
www.sensical.de

Möglichkeiten und Grenzen von faseroptischer Messtechnik bei Pfahlüberwachungen

Michael Iten, Frank Fischli und Matthias Bühler
Marmota Engineering AG, Schweiz

1 Einleitung

Für die Pfahlüberwachung sowohl bei der Erstellung als auch während Belastungsversuchen und Bauzeit sowie im Betrieb kommen immer öfter faseroptische Dehnungs- und Temperatursensoren zum Einsatz (Abbildung 1). Dabei wird auf die Vorteile dieser Sensoren gesetzt, welche allgemein als platzsparend, hochauflösend, hochfrequent, lückenlos, automatisch und kostengünstig mit quasi unbeschränkter Anzahl Messpunkten gelten.

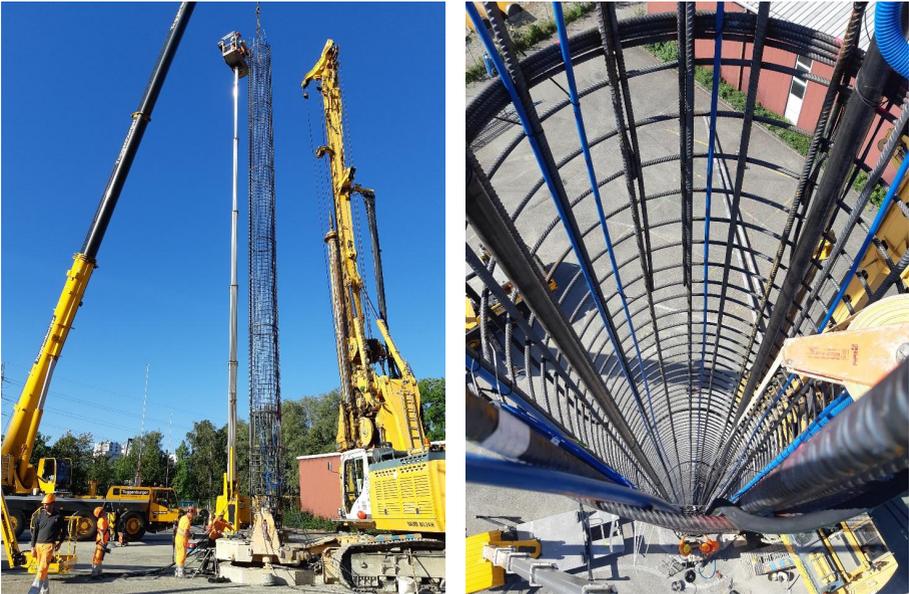


Abbildung 1: Bewehrungskorb für einen Grossbohrpfahl instrumentiert mit verteilten faseroptischen Sensoren zur Bauwerksüberwachung

Ganz so einfach ist der Sachverhalt jedoch nicht, denn unter dem Sammelbegriff faseroptische Sensorik finden sich diverse Technologien, welche sich grundlegend unterscheiden können: Dehnungsmessungen vs. Temperaturmessungen, lückenlose verteilte Sensorik vs. Punktsensoren, Multimode vs. Singlemodefasern, wenige oder kurze Einbaustrecken vs. sehr grosse Infrastrukturüberwachung, ...

Je nach Messanforderung stehen eine oder mehrere dieser faseroptischen Messtechnologien zur Auswahl. Von den dazu genannten Vorteilen kommen je nach Technologie jedoch nur einige zur Geltung. Projektspezifische Randbedingungen wie Bauprogramm, in situ Bedingungen, erwartete Messgeschwindigkeiten/Messdauer sowie Anzahl Sensoren (Messpunkte/Messstrecken) und der Kostenrahmen schränken die Möglichkeiten weiter ein.

Dies erfordert eine klare Übersicht zu den Technologien und praxistauglichen Verfahren respektive Anwendungen, um erfolgreiche faseroptische Pfahlüberwachungsprojekte zu definieren und von weniger erfolgsversprechenden Anwendungen abzusehen.

Dieser Beitrag zeigt unsere praktische Erfahrung aus 15 Jahren kommerzieller, faseroptischer Pfahlüberwachung zu den oben genannten Punkten. Insbesondere soll potenziellen Nutzern damit auch ein Leitfaden bereitgestellt werden, wie solche Monitoring Projekte zu definieren sind und was erwartet werden kann und darf. Dazu werden anonymisierte Daten eines Grossteiles unserer Pfahlprojekte im Zeitraum 2010-2019 verwendet. Dieser Zeitraum wurde bewusst so gewählt, damit keine laufenden Projekte tangiert werden. Abzugrenzen sind die Informationen in diesem Artikel von der aktuellen Forschung und Weiterentwicklung. Darauf wird nicht eingegangen und es wird auch sonst nur punktuell auf allfällige weitere Referenzen verwiesen.

2 Faseroptische Sensorik

2.1 Messen mittels Glasfaser

Eine aus Glas bestehende lange dünne Faser hat die Eigenschaft, dass sie Licht entlang des Kerns der Faser leiten kann (→Lichtwellenleiter). Die Faser weist im Querschnitt einen radial abnehmenden Brechungsindex auf, so dass das Licht an den Trennflächen verschiedener Brechungsindizes nach innen reflektiert wird. Durch diesen Effekt wird das Licht nur im Kern der Faser mit einem Durchmesser von wenigen Mikrometern geführt. In Glasfasernetzen werden solche Lichtwellenleiter zur optischen Datenübertragung über weite

Distanzen verwendet. Man unterteilt die verschiedenen Fasertypen dabei in Singlemode und Multimode. Abbildung 2a zeigt einen typischen Querschnitt einer Singlemode Faser.

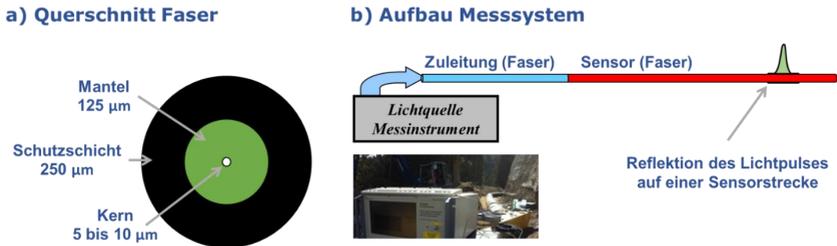


Abbildung 2: a) Querschnitt durch eine Glasfaser und b) Aufbau des Messsystems

Nicht alles Licht erreicht das Ende der Faser. Ein Teil wird an geringfügigen Anomalien im Kabel reflektiert und reist wieder zurück zum Ausgangspunkt. Die Stärke der Reflektion sowie allfällige Frequenzänderungen sind abhängig vom Zustand der Faser am Reflektionsort. Wird zum Beispiel die Faser an einem Ort gedehnt, ändert sich dort die Reflektion im Gegensatz zum Rest der Faser. Wenn man nun einen Lichtpuls in eine Faser schickt und dann die Reflektion über die Zeit aufzeichnet, erfährt man von jedem Teilabschnitt der Faser, welcher Zustand dort momentan herrscht. Abbildung 2b zeigt bildlich den Aufbau eines faseroptischen Messsystems mit Lichtquelle/Messgerät, einer Zuleitungsfaser sowie dem Sensor / der Sensorfaser. Der Sensor soll jeweils an der Stelle am Objekt so angebracht sein, dass die Dehnung- und/oder Temperatur am Objekt möglichst originalgetreu auf den Kern der Glasfaser übertragen wird.

Die meisten faseroptischen Messtechnologien sind grundsätzlich sensitiv bezüglich Dehnung und Temperatur. Dieser Umstand ist unter dem Begriff thermo-optischer Effekt (TOE) bekannt. Um nur die Temperatur zu messen, wird die Faser so ummantelt, dass sie auch bei Dehnungsbeanspruchung der Aussenhülle im Kern dehnungsfrei bleibt (Temperatursensoren). Sollen an einem Objekt, welches Temperatur- und Dehnungsänderungen ausgesetzt ist, nur die Dehnungen gemessen werden, dann muss der gemessene Wert um den induzierten thermo-optischen Effekt kompensiert werden.

2.2 Übersicht faseroptischer Messtechnologien

Heutzutage sind diverse Technologien und Messsysteme erhältlich, welche die Temperatur und/oder Dehnung einer Glasfaser bestimmen können. Die prominentesten Technologien sind die Faser-Bragg-Gitter (FBG), die Brillouin Technologien, wie Brillouin Optical Time Domain Analysis (BOTDA) und Brillouin Optical Frequency Domain Analysis (BOFDA), sowie die Rayleigh und Raman basierten Messmethoden [GLISIC & INAUDI, 2007, SAMIEC, 2011, NOETHER & VAN DER MARK, 2019, ITEN, 2011]. Je nach gewählter Technologie werden dabei Einzelsensoren, aneinander-gereihte Einzelsensoren oder verteilte Sensoren ausgelesen (Abbildung 3).

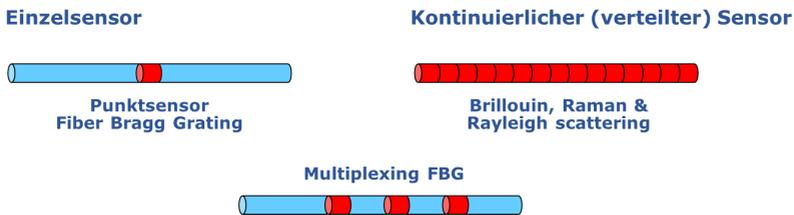


Abbildung 3: Faseroptische Messmethoden lassen sich in Einzelsensoren, aneinander-gereihte Einzelsensoren (Multiplexing) und verteilte Sensoren unterteilen

Als grobe Orientierung sind die Spezifikationen der verschiedenen Technologien in Tabelle 1 gegenübergestellt. Es ist zu beachten, dass es sich bei den aufgelisteten Größen um Bestwerte handelt, welche i. d. R. in einer minimal ummantelten Faser unter Laborbedingungen erreicht werden. Für das Gesamtsystem, bestehend aus Messgerät, Sensor und dessen Fixierung an der Struktur, liegen die erreichten Genauigkeiten tiefer. Alle Technologien basieren auf Glasfasern, deren maximale Dehnung (vor dem Bruch) auf 1% bis 3% beschränkt ist. Bei Standardkabeln sollte des Weiteren der Temperaturbereich von -40° bis $+120^{\circ}$ nicht verlassen werden. Spezielle Fasern für einen grösseren Dehnungs- resp. Temperaturbereich sind verfügbar. Auch lassen sich die maximale Anzahl Sensoren teilweise noch erweitern (z.B. bei Rayleigh Extended Mode). Zu den Möglichkeiten mit verteilter Akustikmessung (Distributed Acoustic Sensing / DAS) wird an dieser Stelle nicht eingegangen.

Tabelle 1: Spezifikationen der faseroptischen Messtechnologien

Technologie	Max. Anzahl Sensoren (pro Kanal) ¹	Messauflösung Typische Sensorlänge ²	Auflösung Dehnung / Temperatur	Genauigkeit Dehnung / Temperatur	Messfrequenz
FBG	25	5 – 10 mm	0.1 $\mu\epsilon$ 0.01° C	0.8 $\mu\epsilon$ 0.1° C	Bis zu 5 kHz
Brillouin	60'000	0.5 - 1 m	2 $\mu\epsilon$ 0.1° C	< 2 $\mu\epsilon$ < 0.1° C	Messung dauert einige Minuten
Rayleigh	7'000	10 mm	1 $\mu\epsilon$ (OBR) 0.1 $\mu\epsilon$ (ODIS) 0.1° C (OBR) 0.1° C (ODIS)	$\pm 1 \mu\epsilon$	Bis zu 250 Hz
Raman	20'000	0.5 m	0.01° C	-	Messung dauert wenige Minuten

1) bei typischen Sensorlängen resp. Wellenlängenbereichen

2) Spatial Resolution / Messauflösung, nicht zu verwechseln mit Abtastintervall / (Distance) Sampling Interval (siehe auch 2.4 unten)

2.3 Einzelsensoren

Als Einzelsensoren werden hauptsächlich die Faser-Bragg-Gitter (FBG) eingesetzt. Ein Bragg-Gitter ist ein optischer Frequenzfilter, welcher in den Kern von Lichtwellenleitern eingeschrieben wird. Beim Durchgang von Licht durch den Frequenzfilter kommt es bei der eingeschriebenen Wellenlänge zur Interferenz. Durch eine Temperatur- und/oder Dehnungsänderung am FBG ändert sich auch deren reflektierte Wellenlänge. Die FBG-Sensoren lassen sich gut aneinanderreihen entlang einer Faser (Multiplexing), damit können Messketten von bis zu 25 Sensoren auf einem Messkanal gemessen werden.

2.4 Verteilte Sensoren

Die verteilte Sensorik, basierend auf Brillouin, Rayleigh oder Raman Rückstreuung, erlaubt die kontinuierliche Messung von Temperatur und/oder Dehnung entlang einer bis zu 60 km langen Glasfaser. Je nach Technologie kann dabei für jeden Millimeter- bis Meter-Abschnitt ein Messwert bestimmt werden. Das heisst, mit einem Messgerät und einer einzigen Faser

können zeitgleich Tausende von Messstrecken (analog Einzelsensoren) erfasst werden. Es können Standardfasern aus dem Telekombereich verwendet werden, die Fasern müssen aber anders ummantelt werden. Denn erstens müssen sie die harschen Baustellenbedingungen überstehen und zweitens müssen diese, für Dehnungsanwendungen, so eingepackt werden, dass jegliche Dehnung, welche auf dem Mantel aufgebracht wird, auch sicher den Kern der Faser erreicht. Diverse Technologien basierend auf einer «natürlichen» Rückstreuung entlang der Fasern erlauben die Messung von Temperatur und Dehnung. Im Gegensatz zu FBG-Sensoren ist es dabei nicht notwendig, die Faser (mittels Gitter) zu verändern.

Bei verteilten Sensoren ist auf die Unterscheidung von Spatial Resolution (Messauflösung / räumliche Auflösung) und (Distance) Sampling Interval (Abtastintervall) zu achten. Die Messauflösung beschreibt die (minimale) Sensorlänge, also die Distanz, über welche die durchschnittliche Dehnung oder Temperatur gemessen wird. Das Abtastintervall beschreibt in welcher (minimaler) Distanz die Punkte zu liegen kommen, für welche jeweils eine mittlere Dehnung herausgegeben werden kann. Das Abtastintervall ist normalerweise um einiges kleiner als die räumliche Auflösung und dies kann zu Verwirrung führen. Denn auch bei einem kleinen Abtastintervall lassen sich keine Dehnungsänderungen feststellen, welche nicht auch minimal innerhalb der räumlichen Auflösung liegen. Wenn also eine Messauflösung von einer bestimmten Länge vorgeschrieben ist, kann dies nicht mit einem kleineren Abtastintervall gelöst werden.

2.5 Wichtigste Unterscheidungsmerkmale für den Anwender und Nutzer

Unter dem Sammelbegriff faseroptische Sensorik finden sich die oben genannten sowie weiterer Technologien, welche sich grundlegend unterscheiden können. Für den Anwender und Nutzer ist es daher von Vorteil, die wichtigsten Unterscheidungsmerkmale zu kennen und diese differenziert zu betrachten. Allzu oft werden diese vermischt und falsche Erwartungen geschürt, sei es betreffend mögliche Anwendungen aber insbesondere auch betreffend erwartete Vorteile (siehe 2.6):

Sensorart: Punktsensoren und verteilte Messungen sind grundsätzlich zu unterscheiden.

Messparameter: Je nach Technologie können Dehnungen und Temperaturen oder nur Temperaturen gemessen werden. Bei Dehnungsmessungen muss beachtet werden, dass diese bei Temperaturänderungen zu kompensieren sind.

Messpunkte, Messauflösung und Sensorlänge: Bei verteilten Messungen sind die verschiedenen räumlichen Auflösungen (Messauflösung, Spatial Resolution) sowie die maximalen Längen der jeweiligen Technologie zu beachten. Bei Punktmessungen ergibt sich eine maximale Anzahl Sensoren pro Messgerätekanal.

Messdauer: Die Dauer einer einzelnen Messung kann zwischen Sekundenbruchteilen und mehreren Minuten dauern.

Sensortypen: Installationsseitig kommen verschiedene faseroptische (Sensor-) Kabel in Frage, welche sich nach Fasertyp (Singlemode oder Multimode) und Mantelaufbau (nur Faser - bare fiber, Faser lose in Mantel - loose tube und Faser fest verbunden mit Mantel -tight buffered) unterscheiden.

Budget und Projektgrösse: Generell ist auch zu bemerken, dass die Kosten der Messgeräte für verteilte Messungen ein Vielfaches der FBG-Messgeräte betragen und deshalb für wenige Messpunkte / kurze Einbaustrecken / lange Messdauern ein anderer Ansatz in Frage kommt als für eine sehr grosse Infrastrukturüberwachung.

2.6 Vorteile und Grenzen

Allgemein werden die Vorteile faseroptischer Sensoren als platzsparend, hochauflösend, hochfrequent, lückenlos, automatisch und kostengünstig mit quasi unbeschränkter Anzahl Messpunkten angepriesen:

- Bis anhin unerreichte Anzahl an Messspunkten entlang eines einzelnen Kabels – kontinuierlich oder multiplexed
- Lückenlose Überwachung (kontinuierlich und längsverteilt / distributed)
- Minimierte und vereinfachte Verkabelung mehrerer Sensoren
- Hohe Auflösung und Genauigkeit
- Keine Beeinflussung der Sensorkabel durch äussere elektromagnetische Felder und keine elektrischen Felder durch die Sensorik
- Sicherer Einsatz in explosionsgefährdeten oder chemisch aggressiven und korrosiven Medien
- Geringe Kosten der Sensoren

Demgegenüber stehen gewisse Herausforderungen:

- Spezialistenwissen und Spezialausrüstung notwendig für die Instrumentierung und die Messungen

- Schutz der feinen Glasfasern vor rauen Umgebungsbedingungen
- Fixierung auf Strukturen und Dehnungsübertrag auf Faserkern
- Temperaturkompensation (thermo-optische Einflüsse der Messtechnologie)
- Hohe Kosten der Messgeräte

Diese pauschal genannten Vorteile widerspiegeln selten die Bedingungen in einem Projekt mit einer ausgewählten Technologie und führen zu Vorurteilen und überhöhten Erwartungen. Für ein kleines Projekt nützt es nicht viel, wenn die geringen Sensorkosten mit einigen EUR pro Meter beziffert werden, ein Messgerät für die permanente Überwachung einiger kurzer Sensorstrecken in der Anschaffung dann aber 100'000 EUR beträgt.

In Tabelle 2 werden deshalb die Vorteile und Grenzen nachfolgend auf die gebräuchlichsten Technologien für die Pfahlüberwachung hinuntergebrochen.

Tabelle 2: Vorteile und Grenzen der faseroptischen Messtechnologien

	FBG Punktsensor	Brillouin Verteilter Sensor BOTDA/BOFDA	Rayleigh Verteilter Sensor OBR	Raman Verteilter Sensor
Messparameter	Temperatur & Dehnung	Temperatur & Dehnung	Temperatur & Dehnung	Temperatur
Einzelensorlänge	mm ... m	dm ... m	mm ... cm	dm ... m
Vorteile	Hochfrequente Messungen möglich	Viele Messpunkte & lange Strecken	Viele Messpunkte	Viele Messpunkte & lange Strecken
	Sehr variable Einzelensorlänge	Lückenlos: Problemstellen müssen nicht im Voraus bekannt sein		
	Kosten Messgerät tief	Sensoren ab Rolle erlauben hohe Flexibilität für Projektanpassungen und kurze Lieferfristen		
	Auch für kleinere Projekte mit permanenten Messungen geeignet	Kosten Sensoren mittel	Kosten Sensoren mittel	Kosten Sensoren tief
Grenzen	Praxistauglichkeit hoch	Praxistauglichkeit hoch	Praxistauglichkeit mittel	Praxistauglichkeit hoch
	Relativ wenige Messpunkte	Beschränkte räumliche Auflösung	Beschränkte Messlänge	Beschränkte räumliche Auflösung
	Problemstellen müssen bekannt sein, um Messpunkte richtig zu positionieren	Dauer einer Messung (Minuten)	Dauer einer Messung (mehrere Sekunden)	Dauer einer Messung (Minuten)
	Sensor muss mit Wellenlänge, Verpackung, Distanzen vorproduziert werden (limitierte Flexibilität für Projektanpassungen und Zeit)		Verlust Referenz bei Kabelbeschädigung	
	Kosten Sensoren hoch	Kosten Messgerät hoch	Kosten Messgerät sehr hoch	Kosten Messgerät mittel

Generell lässt sich feststellen, dass bei herausfordernden Spezialtiefbau-Projekten lückenlose Messungen einen grossen Mehrwert bieten – sofern die Projektbeteiligten daraus eine Strategie zur Optimierung von Kosten oder Bauabläufen (Zeit), oder aber eine zusätzliche Sicherheit ableiten können. Klar ist, dass dieser Mehrwert die höheren Kosten für die faseroptischen Messungen übertreffen muss. Bei grösseren Bauvorhaben im innerstädtischen Bereich, bei Infrastrukturbauten sowie bei vielen Spezialtiefbauvorhaben ist dies der Fall. Insbesondere bei Pfahlversuchen lässt sich ein Budget für die zusätzliche faseroptische Instrumentierung gut begründen, sind doch die Zusatzkosten im Vergleich zu den gesamten Versuchskosten vertretbar, der Mehrwert durch die lückenlosen Messresultate dafür gross. Als weitere Grenze muss anerkannt werden, dass nicht alle in der Forschung erreichten Parameter sich auch in ein praktisches Projekt umsetzen lassen. Deshalb ist es für die effiziente praktische Anwendung von Vorteil, wenn man sich auf die bewährten Anwendungen fokussiert.

3 Einsatzmöglichkeiten bei Pfählen

Seit einer ersten Pfahlinstrumentierung zur Bauwerksüberwachung im Jahr 2010 (Poyabrücke Fribourg, Schweiz) haben die Autoren in den letzten 15 Jahren über 500 Pfähle mit faseroptischen Sensoren ausgestattet und überwacht. Keine andere geotechnische Überwachungsaufgabe wurde und wird so häufig und beständig nachgefragt. Deshalb gehen wir davon aus, dass die Hauptanwendung der faseroptischen Sensorik in der Geotechnik momentan wohl die Pfahlüberwachung ist.

Zum Beispiel lassen sich mit einem einzigen verteilten Sensor lückenlos die Dehnungen entlang des Pfahls messen. Damit kann während eines Pfahlversuchs die Dehnung und damit auch die Lastabtragung über die Tiefe sehr viel detaillierter als mit herkömmlichen Methoden aufgezeichnet werden. Auch der Verkabelungsaufwand ist dabei viel geringer, braucht es doch nur ein einzelnes faseroptisches Sensorkabel und nicht eine Vielzahl von Kabeln, welche die Einzelsensoren erschliessen.

Nebst diesen ganz regulären statischen Pfahlbelastungsversuchen gibt es auch immer wieder spezielle Projekte, welche an die Grenzen des Möglichen gehen: Z.B. wurden für ein Hochhausprojekt in Dubai Schlitzwandelemente (Barrettes) bis über 90 m tief instrumentiert und mit Osterbergzellen auf 360 MN belastet. Oder für Windkraftprojekte wurden in Frankreich, Deutschland, Taiwan und Grossbritannien, Versuchspfähle mit bis zu 3m

Durchmesser mit FBG Punktsensoren ausgestattet. Sogar die Dehnungen während dem Einhämmern dieser Pfähle in den Boden konnten dann mit einer Ausleserate von 5 kHz problemlos aufgezeichnet werden.

Im Folgenden wird ein Überblick zu den durch uns getätigten Pfahlinstrumentierungen für den Zeitraum 2010-2019 gegeben. Diese zeitliche Abgrenzung wurde bewusst so gewählt, damit keine laufenden Projekte tangiert werden. Dies erlaubt uns die grösstmögliche Offenheit. Dennoch werden wir im Rahmen von diesem Artikel nicht detailliert auf Projekte, Bauherren, Lokalitäten etc. eingehen, da es hier um einen allgemeinen Überblick zu faseroptischen Möglichkeiten und Grenzen handeln soll.

3.1 Statische Pfahlbelastungsversuche

Bei Pfahlbelastungsversuchen wird ein Pfahl stufenweise belastet und es werden die Dehnungsänderungen über die Tiefe je Laststufe aufgezeichnet.

Versuchsart: Die Versuche können als Zugversuche und Druckversuche am Pfahlkopf oder durch den Einbau bidirektionaler Pressen (auch als Osterbergzellen bekannt) in einer bestimmten Tiefe durchgeführt werden. Des Weiteren sind auch horizontale Belastungen möglich.

Messtechnologie: Die Aufzeichnungen können mit verteilter Sensorik (Brillouin, Rayleigh) oder auch mit FBG Punktsensoren durchgeführt werden.

Pfahltyp: Als Pfähle kommen in Frage: Mikropfähle, Grossbohrpfähle (Durchmesser >30cm), Barrettes (rechteckige Schlitzwandelemente zur Tiefgründung) sowie Monopfähle.

Ein Grossteil möglicher Kombinationen aus den obengenannten Versuchsanordnungen, Pfahltypen sowie Aufzeichnungsmethoden wurden durch die Autoren zwischen 2014 und 2019 durchgeführt. Tabelle 3 gibt eine Übersicht über die genannten Pfahlversuche inklusive Pfahllängen und verwendeter Messtechnologie zur Veranschaulichung sinnvoller Kombinationen. Weitere Beispiele finden sich in der Literatur, z.B. berichten [KINDLER ET AL., 2017] über die erste faseroptisch überwachte Pfahlprobelastung an einem Grossbohrpfahl in Deutschland oder [BERSAN ET AL., 2018] über eine Pfahlinstrumentierung in Italien. Es würde den Rahmen dieses Beitrags jedoch sprengen, auf alle bekannten faseroptisch instrumentierten Pfahlbelastungsversuche einzugehen, deshalb wird in diesem Beitrag auf die Erfahrung in eigenen Projekten zurückgegriffen. Im Folgenden werden einige der durchgeführten, faseroptisch instrumentierten Pfahlbelastungsversuche aufgezeigt.

Tabelle 3: Anzahl und maximale Pfahl­längen ausgewählter Pfahlversuche

Anzahl Pfahlversuche / Pfähle und Pfahl­längen		Pfahltyp und Zeitraum			
		Mikropfahl (2015 - 2019)	Grossbohrpfahl (2014 - 2019)	Barrettes (2016 - 2019)	Monopfahl (2014 - 2019)
Versuchsart Kopfbelastung (Druck)	Brillouin (Meterauflösung)	15 Stk. / 10m	7 Stk. / 20m		
	Rayleigh (Centimeterauflösung)	22 Stk. / 19m	1 Stk. / 60m		
	FBG (Punktsensor)				44 Stk. / 25m
	Stand der Technik ab 2020*	Rayleigh	Brillouin & Rayleigh		FBG
Kopfbelastung (Zug)	Brillouin (Meterauflösung)		3 Stk. / 43m		
	Rayleigh (Centimeterauflösung)	22 Stk. / 30m			
	FBG (Punktsensor)	9 Stk. / 17m			23 Stk. / 25m
	Stand der Technik ab 2020*	Rayleigh	Brillouin & Rayleigh		FBG
Bidirektional	Brillouin (Meterauflösung)		5 Stk. / 37m	3 Stk. / 90m	
	Rayleigh (Centimeterauflösung)		4 Stk. / 35m		
	FBG (Punktsensor)				7 Stk. / 13m
	Stand der Technik ab 2020*		Hauptsächl. Rayleigh	Brillouin & Rayleigh	FBG
Horizontal / Lateral	Brillouin (Meterauflösung)		3 Stk. / 20m		
	Rayleigh (Centimeterauflösung)				
	FBG (Punktsensor)				14 Stk. / 25m
	Stand der Technik ab 2020*		Hauptsächl. Rayleigh		FBG

* bei unseren Projekten in den vergangenen 5 Jahren hauptsächlich eingesetzte Technologie

3.1.1 Mikropfähle und kurze Grossbohrpfähle

Mikropfähle auf Druck werden oft als einzementierte ROR-Profile erstellt, für solche auf Zug werden typischerweise GEWI-Stangen verwendet (Abbildung 4 links). Die Versuchslast wird dabei hauptsächlich am Kopf aufgebracht (Abbildung 4 rechts).



Abbildung 4: Instrumentierung Zugpfahl mit faseroptischem Dehnungssensor (links), Mikropfahlbelastungsversuch (rechts)

Bei diesen Pfahltypen ist es besonders angezeigt mit einer hohen Messauflösung im Zentimeterbereich zu messen. Durch die relativ kurzen Längen und die meist modulare Einbauweise, ereignen sich auf kürzester Strecke und wiederholt grosse Dehnungsänderungen, beispielsweise an den Stössen. Mit schlechterer Messauflösung (z.B. Brillouin Technologien) können diese Effekte im Allgemeinen nicht oder nur ansatzweise erkannt werden. Die Interpretation von Versuchsdaten kann dadurch erheblich erschwert bis verunmöglicht werden. Die Abbildung 5 links zeigt Beispieldaten eines Druckversuches, wo die Verschraubungen der ROR Profile und die damit einhergehenden, erhöhten Stauchungen dank hohen Messauflösung klar ersichtlich sind und ggf. in der Auswertung berücksichtigt werden können.

Wichtig ist abzuklären, welche Verformungsverhalten primär gemessen werden sollen: die Dehnung im Stahl oder Verpresskörper. Solange der innere Tragwiderstand nicht erreicht ist und sich keine Relativverschiebungen zwischen dem Verpresskörper und dem Stahl einstellen, sind die Dehnungen in den beiden Medien im Allgemeinen gleich. Im Versagenszustand oder bei Erreichen des inneren Tragwiderstandes bereits auf Teilstrecken, kann nur noch die Verformung eines Mediums überwacht werden. Je nach Art der Instrumentierung können so wertvolle Informationen zum Rissverhalten oder der Art des Versagensmechanismus (Erreichen innerer/äusserer Tragwiderstand über Pfahltiefe) abgeleitet werden. Abbildung 5 rechts zeigt Versuchsdaten bei verschiedenen Laststufen, wobei sehr schön ersichtlich ist, wie sich die Tragwirkung mit zunehmender Last über die Tiefe ändert und wo die Last primär abgetragen wird.

Eher selten kamen in der Vergangenheit auch FBG Punktsensoren zum Einsatz, wie im Beispiel Abbildung 6, in welchem mit zwei Punktsensoren (einer im Bereich Pfahlkopf, einer im Bereich Pfahlfuss) verifiziert wurde, dass die Gesamtlast über Mantelreibung abgetragen wird.

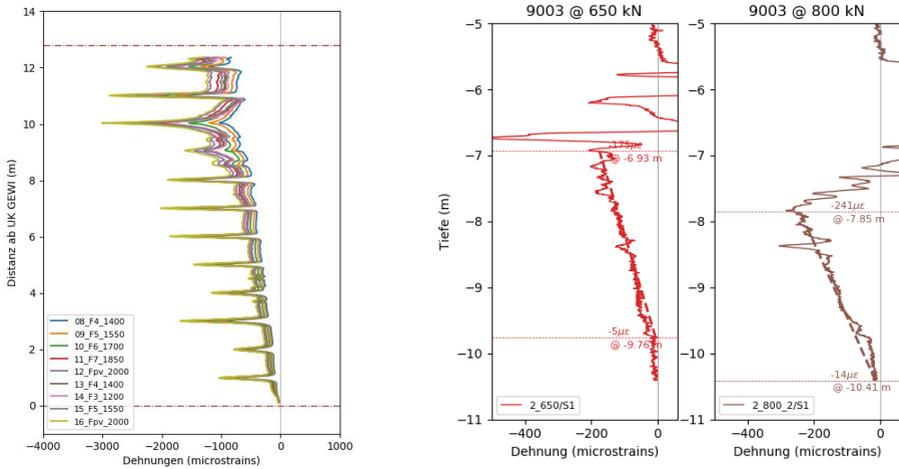


Abbildung 5: Versuchsdaten von Druckversuchen an Mikropfählen mit hoher Messauflösung: erhöhte Stauchungen bei ROR Verschraubungen (links) und Änderung des Tragverhaltens über Pfahltiefe und zunehmenden Laststufen (rechts)

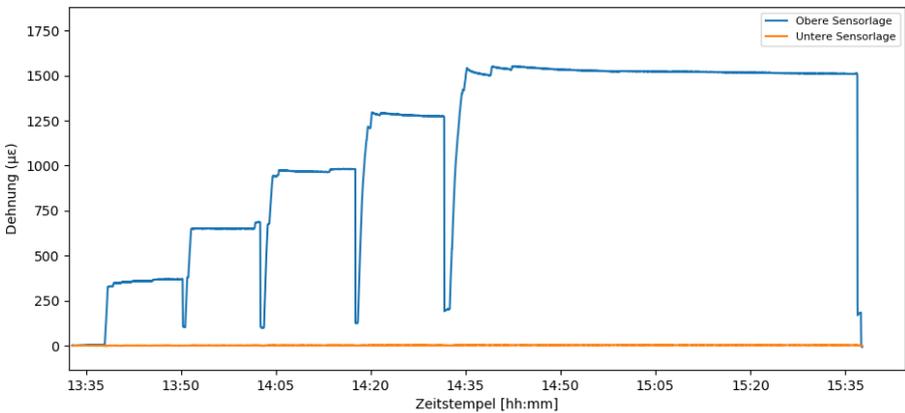


Abbildung 6: Messergebnisse von Mikropfahlbelastungsversuchen, aufgezeichnet mit FBG Punktsensoren nahe Pfahlkopf und Pfahlfuß

3.1.2 Lange Grossbohrpfähle und Barrettes

Eher selten werden lange Grossbohrpfähle am Kopf belastet, da die dafür aufzubringende Last sehr gross werden kann. Des Öfteren kommen deshalb bidirektionale Lastaufbringungen zur Anwendung (Abbildung 7). Hier kann die faseroptische Sensorik mit ihrer simplen Verkabelung punkten, denn alle Sensorkabel müssen durch die Presse(n) innerhalb des Pfahles führen.



Abbildung 7: Möglichkeiten zur Lastaufbringung bei Pfahlbelastungsversuchen (links Last auf Pfahlkopf, rechts bidirektional)

Idealerweise wird auch hier die hochaufgelöste Rayleigh Messmethode angewendet, insbesondere wenn eine Pressenlage sehr nahe dem Pfahlfuss ist und mit einer Meterauflösung nur schwer interpretierbare Resultate zwischen Pfahlfuss und unterster Pressenlage erreichbar sind. Abbildung 8 zeigt ein direkter Vergleich von unterschiedlichen Messauflösungen und dem daraus resultierende höhere Detaillierungsgrad und der Möglichkeit der Dehnungsmessung unterhalb der tieferen Pressenlage. Je nach Pfahldimension ist es aufgrund der maximalen Sensorlänge für Rayleigh Messungen jedoch nicht möglich, auch mit mehreren Kanälen den gesamten Pfahl zu vermessen. Bei solch grossen Längen ist die hohe Ortsauflösung jedoch eher zweitrangig, sind doch die Hauptinformationen zum Lastabtrag gut herausles- und interpretierbar.

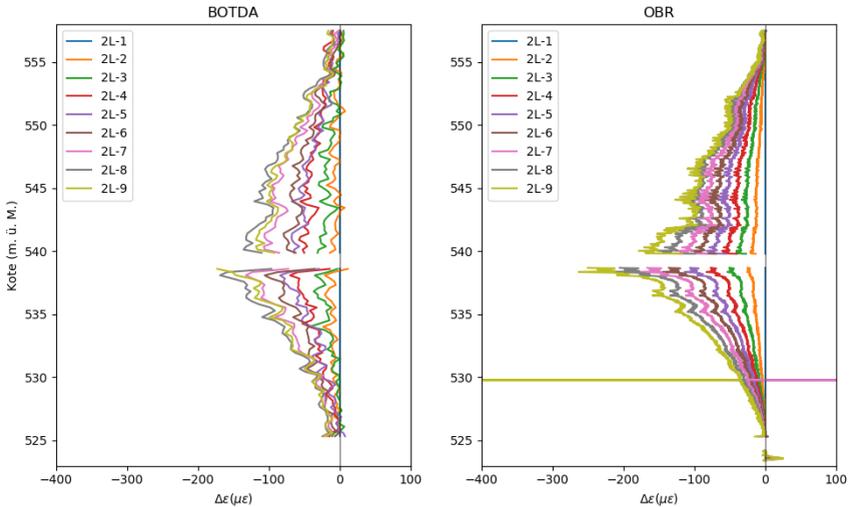


Abbildung 8: Messresultate eines bidirektionalen Pfahlbelastungsversuchs mit zwei Pressenlagen, aufgezeichnet mit Brillouin (links) und Rayleigh Zentimeterauflösung (rechts)

3.1.3 Monopfähle

Massive Stahlmonopfähle kommen hauptsächlich für Windkraftfundationen zum Einsatz. Neben Zug- und Druckprüfungen spielen auch horizontale Lasten eine grosse Rolle (siehe 3.1.4 zu horizontalen Versuchen). Im Gegensatz zu Betonpfählen, in welchen Querschnittsabweichungen (Imperfektionen im Querschnitt, Ausbuchtungen oder Einschnürungen), lokal unterschiedliche Betonqualitäten und Risse zu starken Dehnungsänderungen über kurze Distanzen führen können, sind die durch die Lasten erzeugten Dehnungen in einem homogenen Stahlpfahl einfacher zu interpolieren. Deshalb genügen eine beschränkte Anzahl von Punktsensoren im Abstand von Dezimetern bis Metern. Dagegen sind zeitlich hochaufgelöste Dehnungsmessungen von grossem Interesse, sind doch insbesondere bei Windlasten schnell ändernde Belastungen und Vibrationen an der Tagesordnung.

FBG Punktsensoren erlauben hier eine Anordnung von 10 bis 25 Dehnungssensoren je Sensorstrang (Messkanal) über die Tiefe. Im Querschnitt können dann bis zu 16 Sensorstränge (üblicherweise weniger, zwischen 2 und 4, z.B. alle 90°) mit einer Ausleserate von

bis zu 5 kHz aufgezeichnet werden. Abbildung 9 zeigt die minimal-invasive Instrumentierung von Monopfählen, in der eine 0.9 mm Durchmesser Faser in eine nur wenige Millimeter breite Nut eingeklebt wird. Als Beispiel zeigt Abbildung 10 Auszüge aus [BUCKLEY ET AL. 2020], welche die Messdaten eines durch die Autoren instrumentierten Monopfhahl Projekts zeigen.



Abbildung 9: Instrumentierung von Monopfählen mit FBG Sensoren

3.1.4 Horizontale Pfahlbelastung

Bei horizontalen Versuchen werden die Dehnungsänderungen auf zwei gegenüberliegenden Seiten, idealerweise in Achse der Lastaufbringung, aufgezeichnet. Abbildung 11 zeigt zwei Beispiele zur horizontalen Versuchslastaufbringung. In Abbildung 12 sind die Resultate von verteilten faseroptischen Brillouin Messungen während eines Belastungsversuches an einem Grossbohrpfahl dargestellt. Die horizontale Belastung von Pfählen hat vor allem bei Offshore-Fundationen von Windkraftanlagen eine grosse Bedeutung, insbesondere, da im Hinblick auf die Ermüdungsproblematik horizontale Einwirkungen oftmals die grösseren Belastungen darstellen. Neben der inneren Tragsicherheit und den Schnittkräften, ist hier auch die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk von grossem Interesse. Abbildung 13 zeigt die Rückrechnung von Schnittkräften anhand von, durch die Autoren erhobenen, faseroptischen FBG-Dehnungsdaten in einem Monopfhahl.

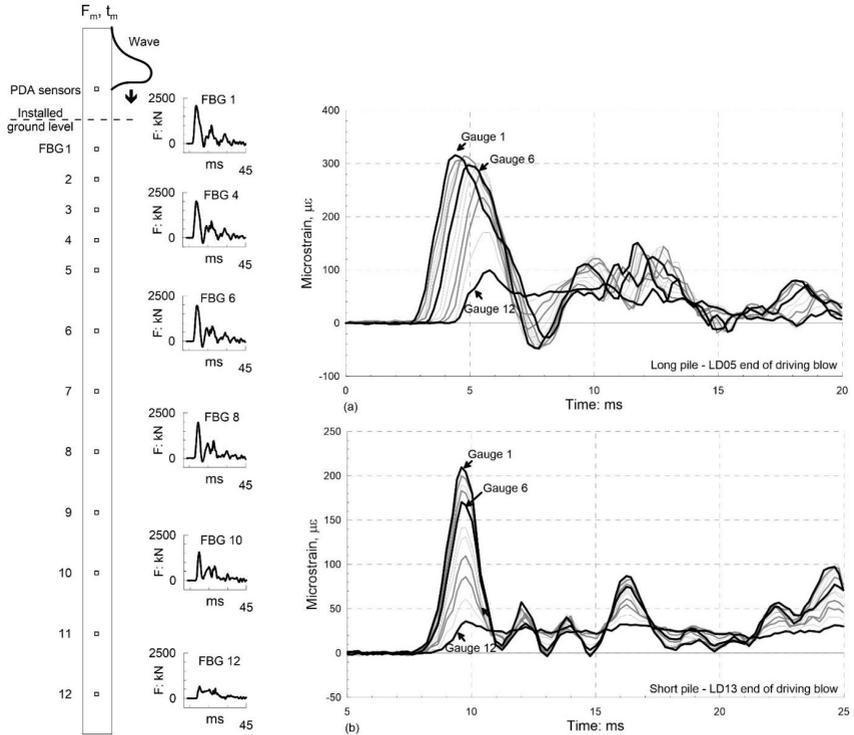


Abbildung 10: Zeitlich hochaufgelöste faseroptische Dehnungsmessungen während dem Einhämmern eines Monopiles [BUCKLEY ET AL. 2020]



Abbildung 11: Möglichkeiten zur horizontalen Versuchslastaufbringung bei Grossbohrpfählen (links) und Monopfählen (rechts)

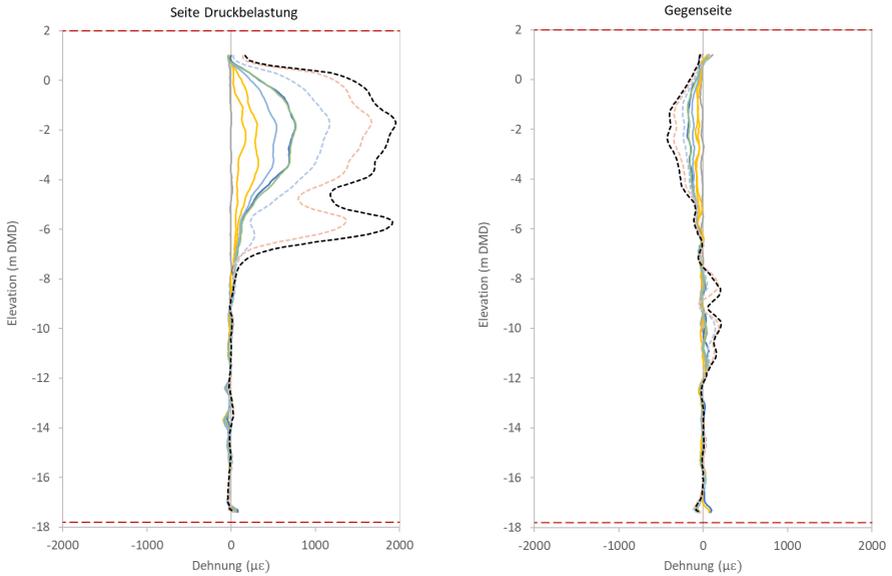


Abbildung 12: Messresultate von zwei im Querschnitt gegenüberliegenden verteilten faser-optischen Dehnungssensoren während eines horizontalen Belastungsversuches an einem Grossbohrpfahl

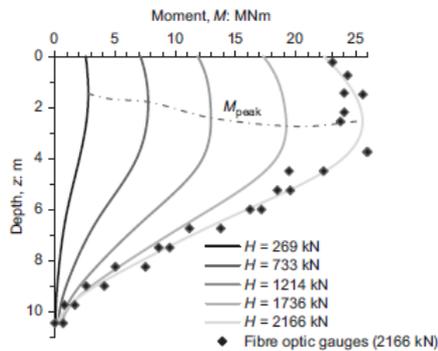


Abbildung 13: Interpretation der FBG-Messresultate eines horizontalen Belastungsversuches an einem Monopfahl [BYRNE ET AL. 2019]

3.2 Bauwerksüberwachung

Analog der Instrumentierung von Pfahlbelastungsversuchen können Pfähle auch zur Bauwerksüberwachung mit faseroptischen Sensoren instrumentiert werden.

Dabei können z.B. die Pfahlstauchungen während dem Baufortschritt (zunehmende Last auf dem Pfahl) aufgezeichnet werden und mit den Modellrechnungen verglichen werden. Insbesondere kann dies von Interesse sein, wenn vom Modell abweichende Verhalten festgestellt werden, welche aufgrund von Tragwirkung (KPP), Laständerungen oder Bodenverhalten sowie Ausführung (Annahmen zu Pfahldurchmesser und Pfahlmaterial) eintreten.

Tabelle 4 zeigt eine Auswahl instrumentierter Pfahlfundationen zur Bauwerksüberwachung. Oftmals werden die Sensorkabel vom Pfahlkopf weg zu einem zentralen Ausleseort geführt. Dies würde auch eine permanente Überwachung ermöglichen, ist jedoch meistens nicht notwendig, da die zusätzlichen Lasten durch den Baufortschritt langsam ansteigen. Die Aufzeichnungen werden aufgrund der Projektgrößen hauptsächlich mit verteilter Sensorik (Brillouin) durchgeführt werden. Da Sensorbeschädigungen bei der Bauwerksüberwachung aufgrund externer Einflussfaktoren (Beschädigung durch Bauarbeiten, Unachtsamkeiten, Desinteresse, Projektanpassungen, sehr harsche Bedingungen vor Ort – siehe Abbildung 14) leider sehr oft vorkommen, musste bei einigen Sensoren auf die BOTDR Technologie umgestellt werden. Diese ist um ca. eine Größenordnung weniger genau, erfordert aber nur Zugang zu einem Ende (keine Schlaufenkonfiguration für die Messung notwendig).

Zusätzlich ist auch die Instrumentierung der Bodenplatte (Querschnitte) möglich, um das Verhalten einer kombinierten Pfahl-Plattengründung besser zu verstehen.

Tabelle 4: Anzahl und Dimensionen instrumentierter Pfahlfundationen zur Bauwerksüberwachung

Projekt	Anzahl Grossbohrpfähle / Barrettes	Max. Pfahllänge [m]	Anzahl Sensorstränge im Querschnitt	Total verbaute Kabellängen [m]	Messtechnologie
Pfahldeformationen mit zunehmender Last (Bau Hochhaus) / Lastabtrag in KPP	16	28	2	4800	Brillouin
	6	23	4	1200	Brillouin
	8	20	4	1400	Brillouin & Rayleigh
	5	27	4	1400	Brillouin & Rayleigh
	3	25	2	250	Brillouin
Barrettes Deformation mit zunehmender Last (Hangstabilität) / Lastabtrag	14	26	4	2900	Brillouin
Pfahldeformationen mit zunehmender Last (Bau Brückenpfeiler) / Lastabtrag	1	10	2	30	Brillouin

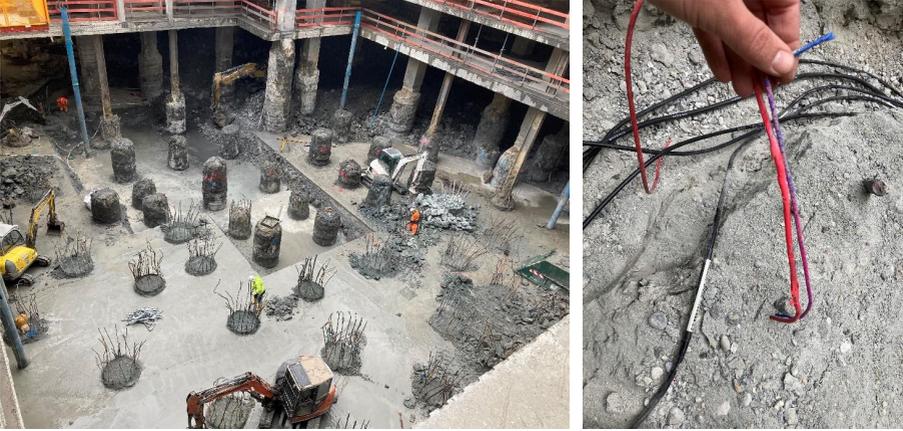


Abbildung 14: Bedingungen wie sie bei der Pfahlüberwachung während einer Bauwerkherstellung des Öftern vorkommen. Sensorbeschädigungen sind da nicht auszuschliessen

3.3 Pfahlintegrität

Schliesslich kann die faseroptische Messtechnologie im Bereich von Bauwerkspfählen auch zur Qualitätskontrolle eingesetzt werden.

In Anlehnung an das Thermal Integrity Profiling (TIP™) werden dabei mehrere Temperatursensorkabel gleichmässig verteilt über den Querschnitt des Pfahls eingebaut (bspw. 4 Kabel, d.h. 1 Kabel alle 90°). Die Temperaturmessung erfolgt anschliessend während der Wärmeentwicklung durch das Abbinden des Betons (Hydratation) typischerweise über 48 Stunden. Allfällige Anomalien im gemessenen Temperaturprofil weisen dabei auf Ausführungsprobleme wie (asymmetrische) Einschnürungen, exzentrische Lage des Bewehrungskorbes oder Kiesnester hin, welche die Pfahlintegrität beeinträchtigen können [MULLINS, 2010]. Die Erfahrung aus diversen Projekten zur Pfahlintegritätsprüfung (Tabelle 5) zeigt, dass neben der relevanten Bewehrungsüberdeckung viele weitere Einflussfaktoren die Temperaturentwicklung beeinflussen: Thermische Eigenschaften der anstehenden Bodenschichten, Grundwasser(-strömungen) sowie die chemische und physikalische Betonzusammensetzung. Die Berücksichtigung dieser Einflüsse ist allgemein nicht trivial. Ein detailliertes und sauber geführtes Protokoll eines ausreichend etappierten Betonierprozesses ist in diesen

Fällen von noch grösserer Bedeutung für eine sinnvolle Auswertung. Auf diesen Umstand wird auch in der Literatur immer wieder hingewiesen [bspw. KINDLER UND LÜBBEN, 2024].

Abbildung 15 zeigt die Messresultate eines einzelnen faseroptischen Temperatursensors während dem Abbinden des Betons in einem Grossbohrpfahl. Die abgeleitete Pfahlgeometrie aus solchen faseroptischen Temperaturmessungen ist dann in Abbildung 16 in Anlehnung an das Thermal Integrity Profiling aufgezeigt.

Im Rahmen einer thermischen Ausführungskontrolle kann die faseroptische Sensorik auch bei der Erstellung von Pfahlfundamenten von Offshore-Windkraftanlagen eingesetzt werden. Bei einer erst kürzlich entwickelten Technologie, bei welcher die Erstellung von Monopfählen im felsigen Untergrund mittels Bohrung erfolgt, ist die Verfüllung des resultierenden Ringspaltes eine der primären Herausforderungen. Hier kann in gewisser Analogie zu TIP™ mittels Temperaturmessung auf den Pegelstand des eingepumpten Zements geschlossen werden. Hierzu wurde zuletzt erfolgreich die faseroptische Temperaturmessung mittels FBG-Sensoren eingesetzt.

Wie in Tabelle 5 zu sehen ist, wurden relativ wenige klassische Integritätsprüfungen mit faseroptischer Sensorik bis 2019 durchgeführt. Dies hat sich auch seit 2020 nicht gross verändert. Grössere Aufmerksamkeit erlangten jedoch Spezialanwendungen zur thermischen Ausführungskontrolle, hier wurden in den letzten Jahren über 5000 Pfahlmeter instrumentiert und überwacht.

Tabelle 5: Anzahl und Dimensionen instrumentierter Pfahlfundamenten zur Integritätsprüfung

Thermal Integrity Messungen: Anzahl Pfähle / Gesamtpfahllänge / Sensorlayout

Technologie	Pfahltyp und Zeitraum	
	Mikropfahl (2015 - 2019)	Grossbohrpfahl (2014 - 2019)
Brillouin (Meterauflösung)		1 Stk. / 60m
Rayleigh (Centimeterauflösung)	5 Stk. / 46m	
Raman (Dezimeterauflösung)		20 Stk. / 605m
Stand der Technik ab 2020	Rayleigh & Raman	Raman

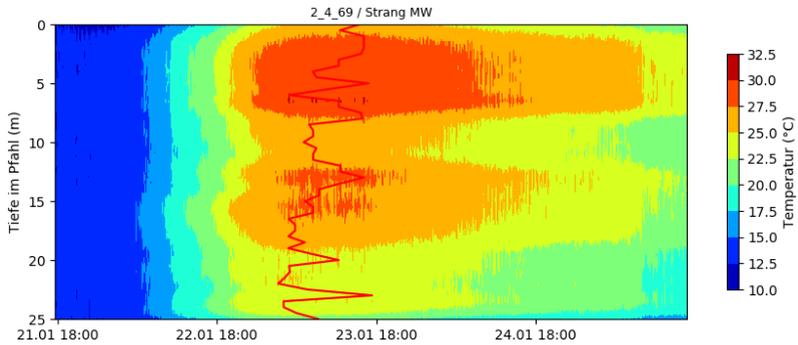


Abbildung 15: Messresultate eines einzelnen faseroptischen Temperatursensors während dem Abbinden des Betons in einem Grossbohrpfahl

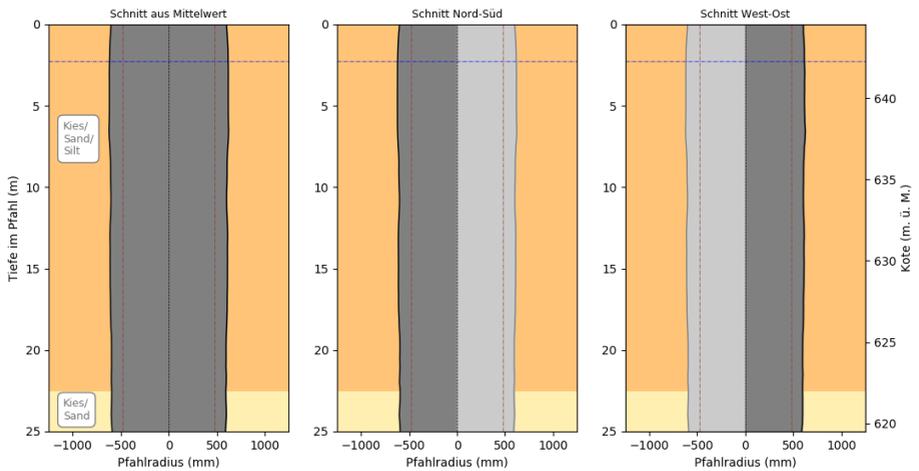


Abbildung 16: Abgeleitete Pfahlgeometrie aus den faseroptischen Temperaturmessungen in Anlehnung an das Thermal Integrity Profiling

4 Schlussfolgerungen

4.1 Bewährte Einsatzmöglichkeiten und Grenzen

4.1.1 Pfahlbelastungsversuche

Alle Arten von faseroptisch instrumentierten Pfahlbelastungsversuchen haben sich sehr bewährt (siehe Tabelle 3). Die Instrumentierung ist relativ einfach und platzsparend, die Aufzeichnungen während der Versuche laufen automatisch und die Kosten für die teuren Messgeräte sind aufgrund der relativ kurzen Versuchsdauern moderat. Demgegenüber erhält die AuftraggeberIn eine detaillierte, lückenlose Datenmenge, was mit anderen Methoden nicht möglich ist und die Interpretation und das Verständnis qualitativ enorm verbessert. Damit können unter Umständen die Anzahl Pfähle sowie die Pfahldimensionen reduziert werden, was sich direkt auf die Bauwerkskosten und einen nachhaltigen Materialeinsatz auswirken kann.

Wo immer möglich, sollte bei Mikropfählen, Grossbohrpfählen und Barrettes mit hochauflöser Rayleigh Technologie gemessen werden. Damit können auch Einflüsse detektiert werden, welche bei einer kleineren Messauflösung nicht sichtbar sind, aber einen Einfluss auf die Pfahllasten haben können, wie z.B. Variationen im Pfahldurchmesser (Ausbuchtungen oder Einschnürungen), E-Modul (Betonqualität), Risse sowie einen detaillierten Lastabtrag. Insbesondere an Systemgrenzen (Pfahlkopf, Pfahlfuss, bidirektionale Pressen) liefert eine Rayleigh-Messung gut interpretierbare Resultate, während mit Meterauflösung gemessene Dehnungsdaten zu oft in diesen Bereichen nicht mehr brauchbar sind. Unserer Meinung nach sollten deshalb Messungen mit Brillouin-Technologien bei Pfählen und Barrettes nur bei zwingenden Gründen, wie z.B. bei zu grosser instrumentierender Länge, durchgeführt werden. Alleinige Kostengründe oder die reduzierte Verfügbarkeit eines Rayleigh Messgeräts bedürfen einer gründlichen Überlegung.

Nebst den gebräuchlichen Pfahlbelastungsversuchen zur Dimensionierung können faseroptisch instrumentierte Pfähle auch zu Weiterentwicklungen und Unternehmervarianten beitragen. Zum Beispiel haben [WESTERMANN ET AL. 2022] aus Messdaten von durch die Autoren instrumentierte Pfähle den Lastabtrag von zwei verschiedenen Verfahren evaluiert (Abbildung 17).

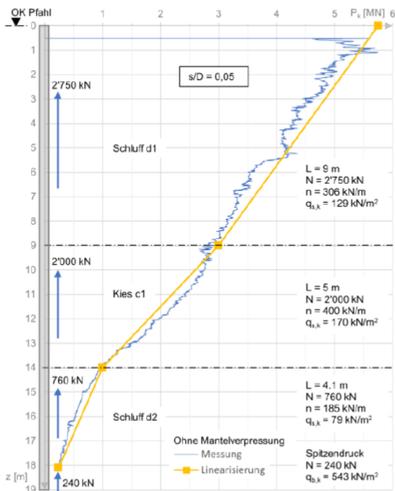


Abbildung 8-1: Normalkraftverlauf Versuchspfahl S-2 auf Basis der faseroptischen Dehnungsmessungen.

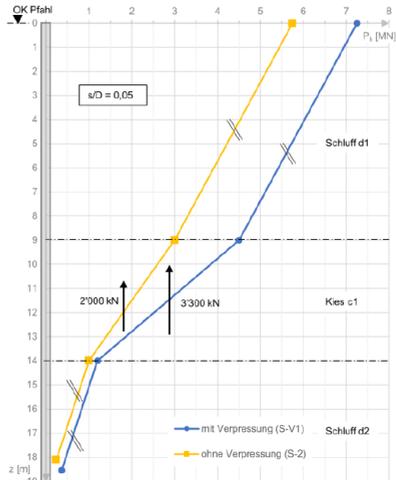


Abbildung 8-2: Vergleich Normalkraftverläufe der Versuchspfähle S-2 ohne Mantelverpressung und S-V1 mit Mantelverpressung.

Abbildung 17: Faseroptisch gemessene Pfahlstauchungen (blau, links) und Vergleich der Normalkraft in zwei verschiedenen Pfahltypen (rechts), nach [WESTERMANN ET AL. 2022]

Bei Monopfählen haben sich, aufgrund der minimal-invasiven Instrumentierung (der Stahlquerschnitt wird nur minimal um einige Quadratzentimeter vermindert) und der hohen Ausleserate, die FBG Punktsensoren bewährt. Die Instrumentierung erfolgt dabei meistens am Produktionsort der Monopfähle. Bei einer sorgfältigen Instrumentierung überleben die fragilen Sensoren auch gut die harschen Bedingungen beim Transport und Einhämmern der Monopfähle.

Grosses Augenmerk bei allen Pfählen gilt dem Sensorschutz und der Sensorfixierung. Besonders bei Mikropfählen muss die Sensorfixierung dem beabsichtigten Messauftrag entsprechen (Messen der Stahldehnungen oder der Betondeformationen). Dies erfordert Erfahrung und ein sehr sorgfältiges Vorgehen, ansonsten wird eine Interpretation der Messdaten sehr herausfordernd. Kürzlich wurden die Autoren gebeten, Mikropfahlversuche welche durch einen anderen Dienstleister mit Brillouintechologien durchgeführt wurden, nochmals mit Rayleighmessungen zu wiederholen. Dies soll veranschaulichen, dass

insbesondere bei Mikropfählen nicht jede faseroptische Technologie mit jedem Einbauverfahren kompatibel ist.

4.1.2 Bauwerksüberwachung

Bei der Bauwerksüberwachung ist die Situation etwas komplizierter. Die Herausforderungen bei der Instrumentierung analog den Versuchspfählen und auch die Messungen und deren Resultate wurden unter 4.1.1 bereits diskutiert und bieten auch für die Bauwerksüberwachung bewährte Einsatzmöglichkeiten.

Leider mussten aber in fast allen Bauwerksüberwachungsprojekten grössere Rückschläge hingenommen werden. Hauptsächlich ging es dabei um Sensorbeschädigungen aufgrund von externer Einflussfaktoren (Beschädigung durch Bauarbeiten, Unachtsamkeiten, Desinteresse, Projektanpassungen, sehr harsche Bedingungen vor Ort). Auch bei grossem Aufwand zum Sensorschutz (Stahlrohre, Sensibilisierung möglichst vieler Projektbeteiligten, Markierungen und Warnhinweise) ist es normalerweise fast unmöglich, Beschädigungen zu verhindern. Erstens zählen die überwachten Objekte zu den grösseren und komplexeren Bauwerken, deshalb wurde ja auch eine umfassende faseroptische Bauwerksüberwachung initiiert. Das heisst aber auch, dass sich unzählige Projektbeteiligte auf der Baustelle tummeln, und es werden nie alle wissen wie mit den Sensorkabeln umzugehen ist. Und Beschädigungen werden leider nur selten gemeldet. Zweitens ist die beauftragte faseroptische Überwachungsfirma normalerweise kaum in das Projekt eingebunden, sondern hat einen Installationsauftrag über eine relative kurze Zeit und wird dann später zu einzelnen Messeinsätzen einberufen, welche teilweise Monate auseinanderliegen. Dazwischen ändern sich Projektverantwortliche, Baugrubenkoten, Grundrisse, Grundwasserspiegel, Zugänge etc. Das heisst, es kann passieren, dass der Messtechniker vor Ort kommt und nicht mal mehr die Sensoranschlüsse vorfindet, weil diese einfach zugeschüttet oder einbetoniert wurden.

Für die Bauwerksüberwachung gibt es deshalb noch ein grosses Optimierungspotenzial. Dazu muss aber auch bauseits mehr Priorität und Budget vorgesehen werden, denn mit kleineren Zeitabständen zwischen den Einzelmessungen oder bei einer regelmässigen Beteiligung an den Bausitzungen können die Messtechnikfirmen aktiv für den Sensorschutz sensibilisieren und Lösungen umsetzen.

Allgemein werden periodische Messungen mit möglichst einfacher Verkabelung (so nahe am Pfahlkopf wie möglich) vorgeschlagen. Idealerweise basierend auf Rayleigh Technologie in Kombination mit einer Brillouin Nullmessung (Rayleigh lässt sich nach einer Sensorbeschädigung nicht mehr mit vorangängigen Messungen korrelieren, auf die Brillouin Nullmessung kann auch später wieder zurückgegriffen werden).

4.1.3 TIP

Die Durchführung von Integritätskontrollen in Anlehnung an das Thermal Integrity Profiling mittels faseroptischer Sensorik, bietet allgemein die bekannten Vorteile: Hohe Auflösung bei gleichzeitig einfacher Instrumentierung mit geringem Platzbedarf. Die längere Messdauer als bei Pfahlbelastungsversuchen erfordert eine bessere Planung damit der Betrieb der Baustelle nicht eingeschränkt wird. Damit zufriedenstellende Messresultate erzielt werden können, müssen verschiedene Punkte beachtet werden. Einerseits ist ein sauberes und lückenloses Protokoll des Betonierprozesses erforderlich. Dieser muss zudem ausreichend etappiert sein, um quantitative Aussagen zur Pfahlgeometrie zu ermöglichen. Dies macht das Erstellen eines Bohrpfahles etwas aufwändiger. Andererseits ist die Dateninterpretation durch die verschiedenen Einflüsse auf die Temperaturentwicklung allgemein kompliziert. Dies setzt Erfahrung und Fachwissen voraus.

Aufgrund der Kosten im Zusammenhang mit dem Messgerät, der sorgfältigen Protokollierung während der Erstellung sowie der aufwändigen Analyse der unterschiedlichen Einflussfaktoren auf die Temperaturentwicklung, empfiehlt sich das faseroptische Thermal Integrity Profiling allgemein nur bei speziellen Projektanforderungen. Bei solchen kann, wie z.B. bei der unter 3.3. beschriebenen thermischen Ausführungskontrolle, aber auf vielfältige Vorteile der Faseroptik zurückgegriffen werden. Zu den Herausforderungen im maritimen Umfeld zählen unter anderem: Dichtigkeit, Korrosion, Datenübertragung unter Wasser sowie, minimaler Platz- und Energiebedarf.

Für die faseroptische TIP-Methode empfiehlt sich die Raman-Technologie. Die räumliche Auflösung ist normalerweise ausreichend. Die Messung der absoluten Temperaturen (anstelle von Temperaturdifferenzen wie bei Brillouin und Rayleigh) erlaubt einen Vergleich verschiedener Pfähle untereinander. Bei Monopfählen sind aufgrund ihres minimalen Platzbedarfs und ihrer etwas höheren Robustheit allgemein FBG-Sensoren zu bevorzugen.

4.2 Empfehlungen für Planer und Auftraggeber

Mit einem faseroptischen Pfahlüberwachungskonzept kann projektseitig ein nachhaltiges Optimierungspotenzial angezapft werden. Damit es aber nicht nur beim Potenzial bleibt, sondern die Messresultate sich auch interpretieren und umsetzen lassen, wird eindringlich empfohlen, auf die folgenden Punkte zu achten:

- Bewährte Einsatzmöglichkeiten und Kombinationen auswählen, keine Projektdefinition allein aufgrund von Messgerätespezifikationen.
- Rücksprache mit faseroptischen Messspezialisten zur Projektdefinition (für Pfahlversuche sich ähnliche Versuchsdaten zeigen lassen, um zu verstehen, was erwartet werden darf; für Bauwerksinstrumentierung besser ein kleines Beratungsbudget vorsehen, um das Projekt optimal auszuarbeiten).
- Zusatzaufwand für beschädigte Sensorkabel ist einzukalkulieren. Bei Pfahlversuchen konnte einer Sensorfunktionalität von gut über 90% bis Versuchsabschluss erreicht werden, bei Bauwerksinstrumentierungen gab es Projekte, wo diese gegen Ende unter 50% zu liegen kam.
- Allgemeine Erläuterungen zu Ausschreibungstexten für verteilte faseroptische Messungen in der Geotechnik finden sich in [KINDLER ET AL. 2018]. Als erster Anhaltspunkt werden diese empfohlen, jedoch werden die folgenden Änderungen und Präzisierungen vorgeschlagen:
 - Ausschreibung soll unbedingt Messtechnologie spezifizieren (Brillouin oder Rayleigh). Ansonsten ist nicht auszuschliessen, dass qualitativ ungenügende Messresultate abgeliefert werden mit dem Argument, dass das Abtastintervall (Sampling Interval) der Messauflösung (Spatial Resolution) entspreche. Insbesondere da eine Brillouin-Messung einiges kostengünstiger kalkuliert werden kann und daher ein Mitbewerber dazu tendieren könnte, dies so anzubieten, um den Auftrag zu erhalten (diese Situation hat sich in jüngster Vergangenheit so bereits ereignet).
 - Sensorkabelspezifizierung/Konfektionierung: Nicht notwendig, darauf einzugehen, denn dem Messspezialisten soll hier freigelassen werden, mit welcher Hardware und Konfiguration er misst, solange er die oben spezifizierte Messtechnologie damit anwenden kann. Anzahl Pfahlmeter, Anzahl Sensorstränge

im Pfahlquerschnitt sowie die Distanz vom Pfahlkopf zur Ausleseposition genügen.

- Sensorkabelmontage: Nebst Anzahl Stunden, Kleinmaterial und Kontrollmessung (OTDR) soll auch noch die Mobilisation pro Einsatz spezifiziert werden. Viele Projekte liegen weitab der Sitze der Messtechnikfirmen und die Aufwendungen für Mobilisationen sind erheblich.
- Positionen für Messungen und Messbericht können so belassen werden.
- Allenfalls sind noch Positionen einzuplanen für Projektvorbereitung. Oftmals werden die Messfirmen erheblich in die Planung einbezogen, was den Ablauf für alle Beteiligten vereinfachen kann = Kosten sparen. Dazu fallen jedoch einige Planungs- und Dokumentierungsstunden bei der Messfirma an und es wird Expertenwissen weitergegeben.
- Allenfalls sind noch Positionen einzuplanen für eine erweiterte Messauswertung. Zum Teil lässt sich noch einiges mehr aus den Messdaten herausinterpretieren, auch hier sind die Messfirmen der richtige Ansprechpartner, haben sie doch Erfahrung in Bezug auf solche Messdaten.

5 Danksagung

Die Autoren danken allen Auftraggebern, Baufirmen, Partnern und Ingenieuren, mit welchen wir in den vergangenen 15 Jahren auf über 150 faseroptischen Überwachungsprojekten in 14 Ländern auf 3 Kontinenten zusammenarbeiten durften.

Literatur

- Bersan, S.; Bergamo, O.; Palmieri, L.; Schenato, L.; Simonini, P.;** Distributed strain measurements in a CFA pile using high spatial resolution fibre optic sensors, Engineering Structures, 2018
- Buckley, R.; McAdam, R.; Byrne, B.; Doherty, J.; Jardine, R.; Kontoe, S.; Randolph, M.;** Optimization of Impact Pile Driving Using Optical Fiber Bragg-Grating Measurements, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2020
- Byrne, B.; McAdam, R.; Burd, H.; Beuckelaers, W.; Gavin, K.; Houlsby, G.; Igoe, D.; Jardine, R.; Martin, C.; Muir Wood, A.; Potts, D.; Gretlund, J.; Taborda, D.; Zdravkovic, L.;** Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden, Geotechnique, 2019
- Glisic, B.; Inaudi, D.;** Fibre Optic Methods for Structural Health Monitoring, John Wiley & Sons Ltd, 2007
- Iten, M.;** Novel applications of distributed fiber-optic sensing in geotechnical engineering, PhD Thesis Nr. 19632, ETH Zürich, 2011
- Kindler, A.; Schaller, M.; Gloetzi, J.; Grosswig, S.;** Statische Pfahlprobelastung unter Verwendung faseroptischer Dehnungsmessungen mit sehr hoher Ortsauflösung, Pfahl-Symposium TU Braunschweig, 2017
- Kindler, A.; Grosswig, S.; Pfeiffer, T.;** Distributed Strain Sensing in der Geotechnik – Teil 2: Ausschreibungstexte für ortsverteilte faseroptische Messungen in der Geotechnik, Bautechnik 95, 2018
- Kindler, A.; Lübben, J.;** Beitrag zur Durchmesserbestimmung an Pfählen auf der Grundlage des Thermal Integrity Profiling, Bautechnik 101, 2024
- Mullins, G.;** Thermal Integrity Profiling of Drilled Shafts, The Journal of the Deep Foundations Institute, Vol. 4, No. 2, 2010
- Noether, N.; von der Mark, S.;** Distributed Brillouin Sensing for Geotechnical Infrastructure: Capabilities and Challenges, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 50 No. 2, 2019
- Samiec, D.;** Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Orstauflösung, Optische Messtechnik, Photonik 6, 2011

Westermann, K.; Grasso, P.; Pitteloud, L.; Vier statische Pfahlversuche mit und ohne Mantelverpressung in der Schweiz, 37. Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 2022

Autoren

Michael Iten, Dr.-Ing. Bauingenieur ETH

michael.iten@marmota.com

Frank Fischli, M.Sc. Bauingenieur ETH

frank.fischli@marmota.com

Matthias Bühler, M.Sc. Bauingenieur ETH

matthias.buehler@marmota.com

Marmota Engineering AG

www.marmota.com

Technoparkstrasse 1, 8005 Zürich, Schweiz

Tel.: +41 44 515 91 50



Grossbohrpfähle



Bohrlöcher



Mikropfähle



Windenergie / Monopfähle

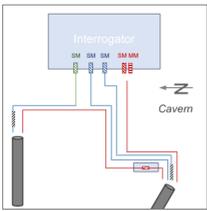


Tunnels / Stollen

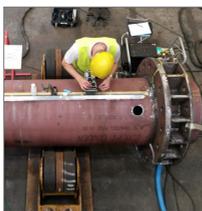


Bidirektionale Pfahlversuche

IHR PARTNER FÜR FUNKTIONIERENDE FASEROPTISCHE MESSSYSTEME



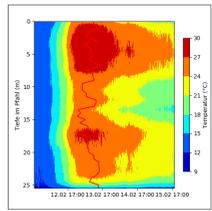
Planung



Instrumentierung



Messungen



Auswertung

“ALS SYSTEM INTEGRATOR BIETEN WIR MONITORING LÖSUNGEN FÜR ALLE ARTEN VON BAUWERKEN UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER AM BESTEN GEEIGNETEN FASEROPTISCHEN MESSTECHNOLOGIE”

Marmota Engineering AG
www.marmota.com



Sanierung Kaimauer Neumühlen – Die tiefste Kaimauer Hamburgs

Julia Baues M.Sc., Dr.-Ing. Jens Pontow

INGENIEURBÜRO DR. BINNEWIES Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg

1 Allgemeines

Die Kaimauer Neumühlen befindet sich im Hamburger Stadtteil Ottensen. Sie sichert den Geländesprung zwischen der Promenadenfläche entlang der Hamburger „Perlenkette“ zwischen Övelgönne und Altonaer Fischmarkt sowie der tideoffenen Unterelbe.

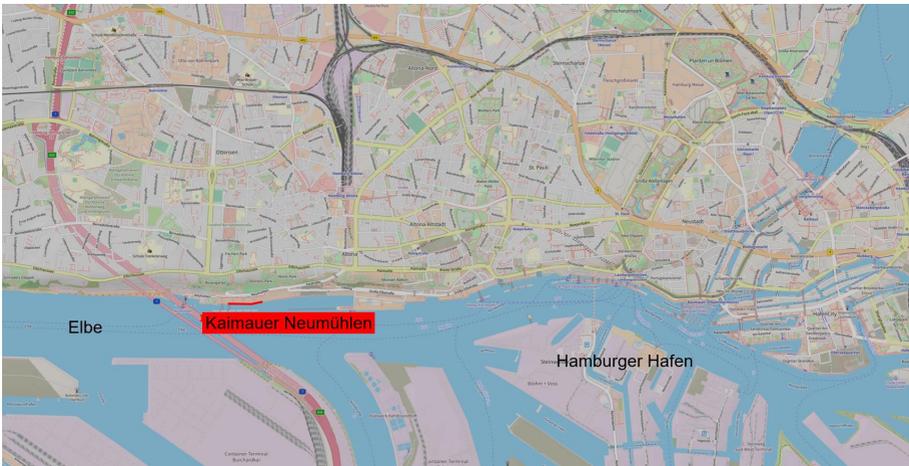


Abbildung 1: Zur Lage der Kaimauer Neumühlen

An der Kaimauer sind im Jahr 2017 Schäden in Form von erheblichen Versackungen und Spundwandverformungen aufgetreten. In daraufhin durchgeführten statischen Berechnungen konnte für die Kaimauer eine ausreichende Standsicherheit nach aktuellem Stand der Technik nicht nachgewiesen werden, so dass Notsicherungsmaßnahmen und eine Sanierung in Form eines Ersatzneubaus erforderlich wurden. Aufbauend auf den Ergebnissen einer Variantenstudie soll die Kaimauer mittels einer vorgesetzten kombinierten Rohrspundwand mit Stahlbetonholm und Rückverankerung aus Mikroverpresspfählen saniert werden.

2 Bauherr

Die Baumaßnahme ist ein Vorhaben der Freien und Hansestadt Hamburg (FHH), das vom Landesbetrieb Immobilienmanagement und Grundvermögen (LIG), vertreten durch die ReGe Hamburg Projekt-Realisierungsgesellschaft mbH, durchgeführt wird.

3 Bestand

3.1 Allgemeines

Der Kaimauerbereich mit den im Jahr 2017 aufgetretenen Schäden gehört zum Westkai in Neumühlen. Er liegt östlich der Zugangsbrücke zur Schlepperstation Neumühlen und erstreckt sich über die Kaimauerabschnitte 1 und 2, von denen der erste im Jahr 1983 und der zweite im Jahr 1983, jeweils aufbauend auf einer historischen Kaikonstruktion, errichtet wurde. Der Kaimauerabschnitt 1 befindet sich auf dem ehemaligen Grundstück eines Umschlagplatzes für Kohle und andere Schüttgüter. Nach dessen Stilllegung und im Zuge der Verlegung der Schlepperstation wurden im Jahr 1983 Teile der Kaikonstruktion durch eine Spundwandvorsetze ergänzt und die oben bereits erwähnte Zugangsbrücke zu den Pontons der Schlepperstation gebaut. Zwischen 1998 und 2002 wurde auf dem Gelände des stillgelegten Umschlagplatzes ein Polderbauwerk mit Bürogebäuden, die Hamburger „Perlenkette“, errichtet und der Kaimauerabschnitt westlich der Zugangsbrücke zur Schlepperstation saniert.

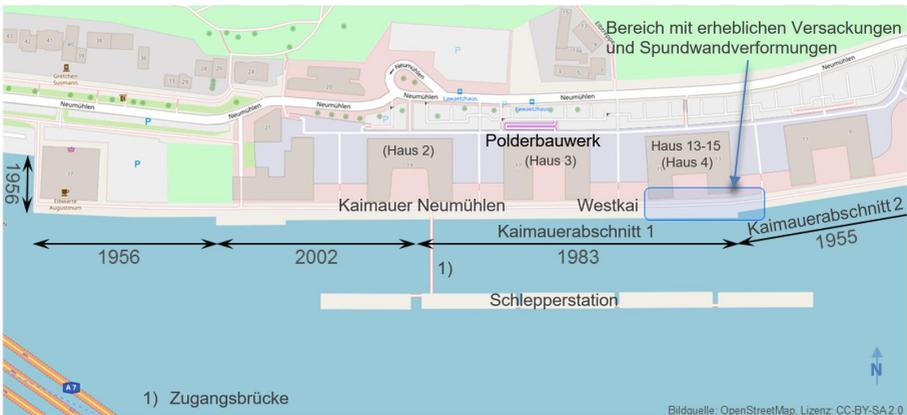


Abbildung 2: Kaimauerabschnitte – Lage und Zeitpunkt der Herstellung

Das Polderbauwerk schließt wasserseitig mit einer geneigten Stahlbetonkonstruktion, auf der abschnittsweise Treppenanlagen und Böschungen mit Deckwerken aus verklammerten Wasserbausteine angeordnet sind, ab. Im Bereich der aufgetretenen größten Versackungen und Spundwandverformungen beträgt der Abstand zwischen der Poldergrenze und dem Kaimauerkante in etwa 20 m. Das dazwischenliegende Gelände wurde mit einer Oberflächenneigung von ca. 3 % in Richtung Unterelbe hergestellt. Die Geländeoberkante im Bereich des Kaimauerkopfes liegt bei +4,30 m NHN.

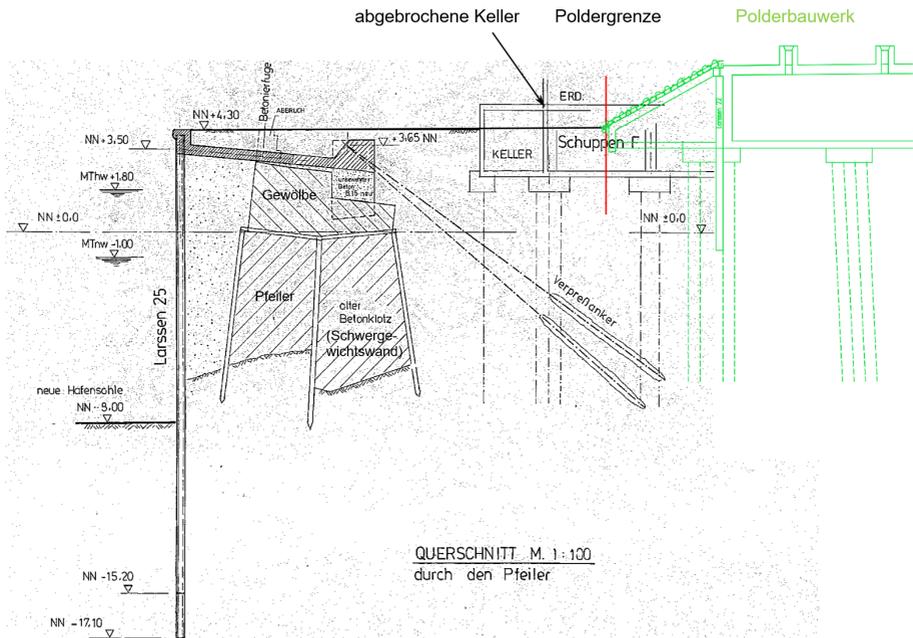


Abbildung 3: Kaimauerabschnitt 1 (ab 1983) – Querschnitt mit ehemaligem Schuppen und dem 2002 fertiggestellten Polderbauwerk

3.2 Kaimauerabschnitt 1

Der Kaimauerabschnitt 1 erstreckt sich von der Zugangsbrücke im westlichen Teil der Schlepperstation bis zum Versprung der Kaimauer im östlichen Teil der Schlepperstation. Die Kaimauerkonstruktion besteht aus dem historischen Teil von 1876/78 sowie einer 1983 errichteten Vorsetze. Der historische Teil besteht aus einer Schwergewichtswand mit wasserseitigen Pfeilern und Gewölben. Diesem ist eine Spundwand Larssen 25 vorgesetzt, die im Bereich des Spundwandkopfes durch eine Stahlbetonplatte horizontal gehalten wird. Die Stahlbetonplatte lagert landseitig auf der Schwergewichtswand auf. An dieser Stelle ist die Konstruktion durch je sechs etwa 20 m lange Verpressanker gehalten. Die Lagerkräfte am Spundwandkopf werden mittels angeschweißter Zuganker in die Stahlbetonplatte und von dieser in die Verpressanker weitergeleitet. Der Kaimauerabschnitt 1 ist in seiner Längsrichtung in mehrere Blöcke unterteilt, wobei die größten der im Jahr 2017 festgestellten Schäden in den Blöcken 5 bis 7 aufgetreten sind.

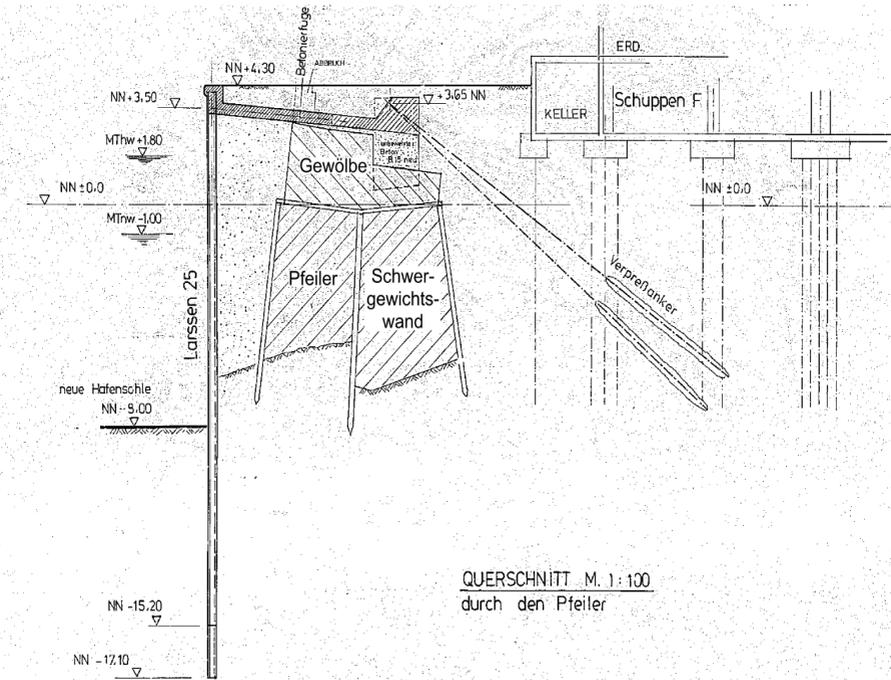


Abbildung 4: Kaimauerabschnitt 1 (ab 1983) – Querschnitt

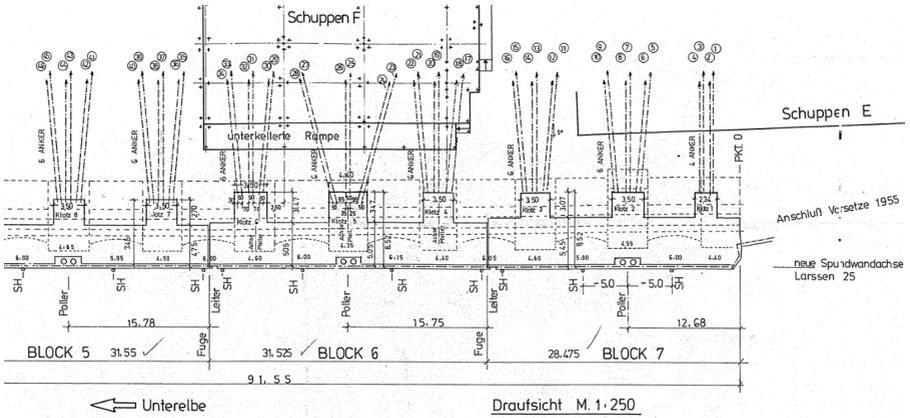


Abbildung 5: Kaimauerabschnitt 1 (ab 1983), Blöcke 5 bis 7 – Draufsicht

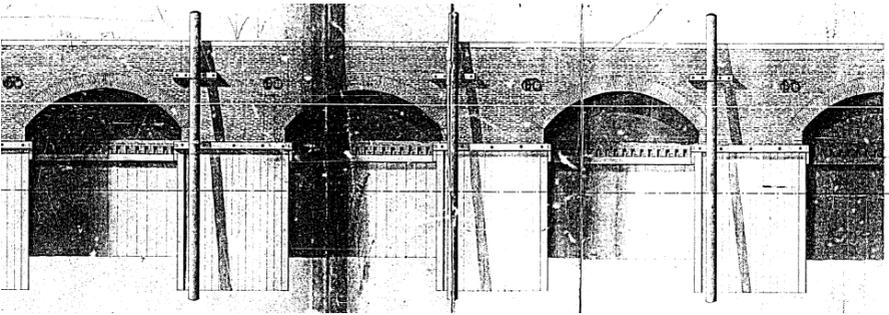


Abbildung 6: Kaimauerabschnitt 1 (1876/78 – 1983) – Ansicht der Gewölbe Wasserseite

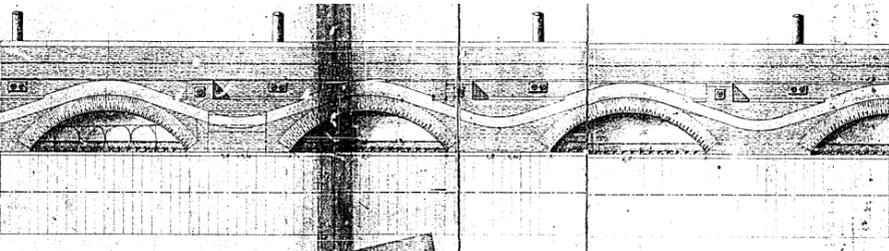
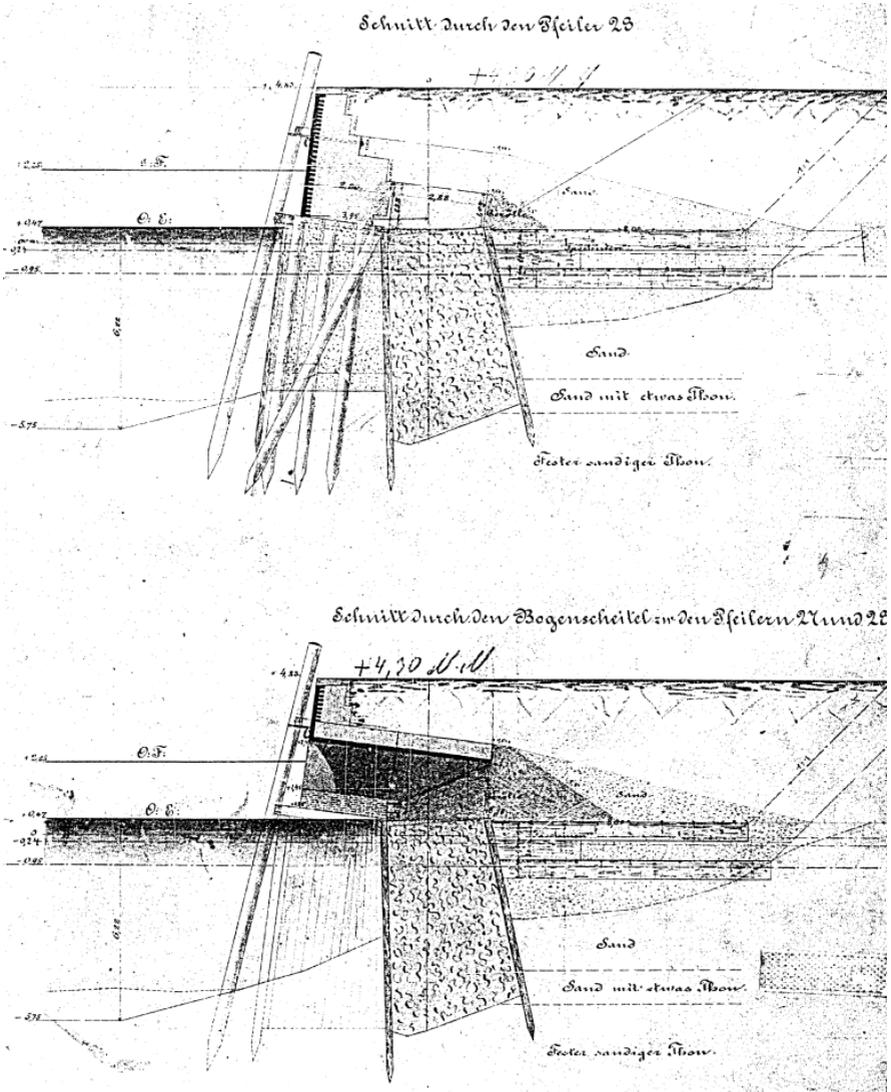


Abbildung 7: Kaimauerabschnitt 1 (1876/78 – 1983) – Ansicht der Gewölbe Landseite



**Abbildung 8: Kaimauerabschnitt 1 (1876/78 – 1983) –
Schnitt durch den Pfeiler (oben) und Schnitt durch das Gewölbe (unten)**

Der historische Teil der Kaikonstruktion wurde 1876 als reine Schwergewichtswand erbaut und erstreckt sich über die Länge der 1983 und 2002 sanierten Bereiche. Die Schwergewichtswand begann sich jedoch kurze Zeit nach Erbauung seitlich zu bewegen und drohte zu kippen. Um dem entgegenzuwirken, wurde die Schwergewichtswand zunächst ballastiert und dann 1878 schließlich durch wasserseitig vorgesetzte Pfeiler mit einem Achsabstand von rund 10 m verstärkt. Die Pfeiler bestehen aus grobem Ziegelsplittbeton und sind jeweils durch Holzspundwände umschlossen. Zwischen den Pfeilern und der Schwergewichtswand besteht keine schubfeste Verbindung. Die Zwischenräume zwischen den Pfeilern wurden durch gemauerte Rundbögen bzw. Gewölbe überbrückt. Die Hinterkante der Gewölbe reicht bis an die landseitige Hinterkante der Schwergewichtswand.

Aus den Bestandsunterlagen wird ersichtlich, dass nach dem Verstärken der Kaikonstruktion im Jahre 1878 die Zunahme der Verformungen zwar deutlich abgenommen hat, aber nie ganz zum Erliegen gekommen ist. Aufgrund neuerlicher Versackungen und weiterer Verformungen der Kaikonstruktion wurde 1983 der Kaimauerabschnitt 1 durch eine Spundwandvorsetze ergänzt. Der Zwischenraum zwischen der Spundwandvorsetze und der alten Konstruktion wurde mit Sand verfüllt. Die Spundwand ist am oberen Ende durch einen Stahlbetonholm und eine Stahlbetonplatte horizontal gehalten. Die Platte liegt auf den historischen Gewölben auf, im landseitigen Bereich nur im Bereich jeweils zwischen den Gewölben. Zwischen Gewölbe und Platte ist eine Ausgleichsschicht betoniert, deren Reibung durch Bitumenbahnen und Folie reduziert werden sollte. Am landseitigen Ende ist die Platte durch Verpressanker horizontal gehalten. Um die Gewölbe nicht zusätzlich zu belasten, beschränken sich die Angriffspunkte der Anker auf die Bereiche zwischen den Gewölben. Die vertikalen Anteile der Umlenkkkräfte am landseitigen Ende der Stahlbetonplatte, die sich aus dem Winkel zwischen den Ankern und der Platte ergeben, müssen von der Schwergewichtswand aufgenommen und abgetragen werden. Der Bestand wurde in der statischen Berechnung, die der Sanierung im Jahr 1983 zugrunde liegt, als voll tragfähig angesetzt.

3.3 Kaimauerabschnitt 2

Der Kaimauerabschnitt 2 schließt östlich an den Kaimauerabschnitt 1 an und besteht ebenfalls aus mehreren Blöcken. Die nachfolgende Beschreibung des Kaimauerabschnittes 2 beschränkt sich auf den im Jahr 2017 von Schäden betroffenen ersten, den westlichen Block. Im angrenzenden zweiten Block wurde aufgrund eines Kriegsschadens eine andere Kaikonstruktion gewählt. Im Bereich dieser Konstruktion sind keine Verformungen oder Versackungen aufgetreten.

Der Kaimauerabschnitt 2 besteht im ersten Block aus einer auf Holzpfählen gegründeten historischen Konstruktion mit einer Spundwandvorsetze Larssen II (Baujahr unbekannt). Diese Konstruktion wurde 1955 wasserseitig durch eine Spundwand KN IV und landseitig durch eine Abschirmplatte ergänzt. Die Abschirmplatte besteht aus Plattenbalken und ist landseitig auf Stahlpfählen gegründet. Wasserseitig liegt die Platte auf der historischen Konstruktion auf. Spundwand und Abschirmplatte sind durch Anker miteinander verbunden. Der Hohlraum unter der Abschirmplatte wurde an den Übergängen zu den anschließenden Kaikonstruktionen durch Abschlusswände geschlossen. Zwischen der alten und der neuen Spundwand wurde der Zwischenraum mit Sand verfüllt. Im Bereich zwischen $-0,35$ m NHN und $-3,20$ m NHN sind in der neuen (wasserseitigen) Spundwand Sickerschlitze vorhanden. Dahinter wurde im Zwischenraum ein Filterkorb installiert. Die Querschnitte der Konstruktion sind in den folgenden Abbildungen dargestellt.

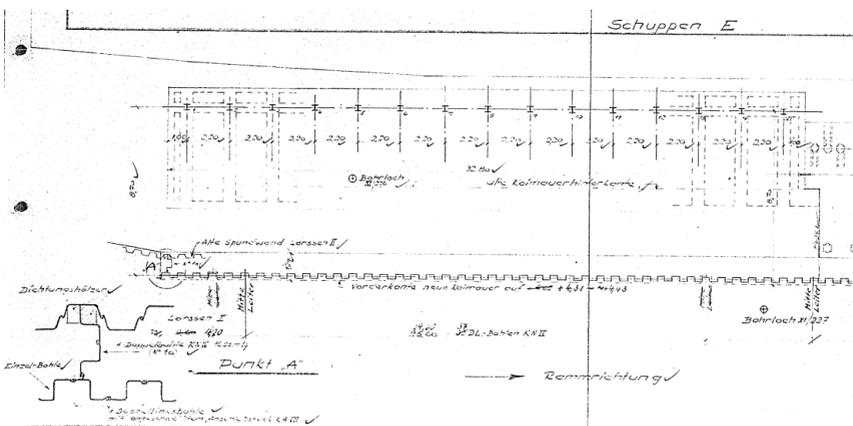


Abbildung 9: Kaimauerabschnitt 2 – Draufsicht Rammpfan Block 1 (1955)

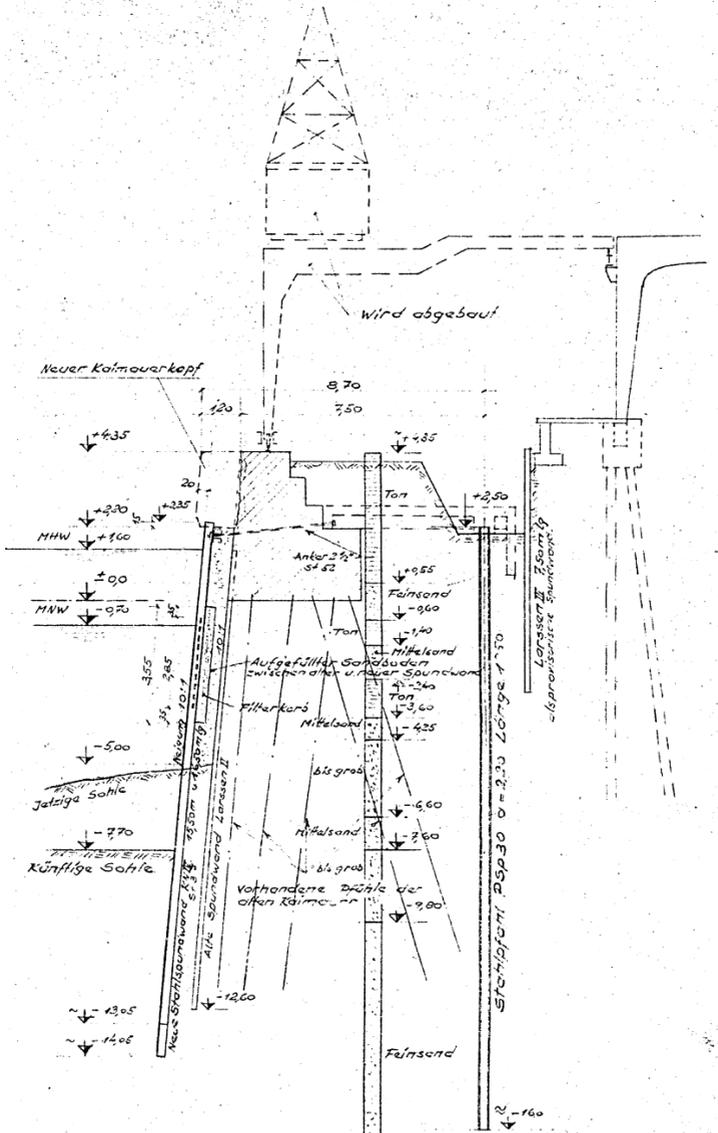


Abbildung 10: Kaimauerabschnitt 2 – Querschnitt gemäß Rammplan (1955)

3.4 Schadensbild, -ursachen, Defizitanalyse und Sofortmaßnahmen

3.5 Schadensbild

Die im Jahr 2017 festgestellten Versackungen und Spundwandverformungen sind, wie die nachfolgende Abbildung verdeutlicht, im Wesentlichen im Bereich des Übergangs zwischen den Kaimauerabschnitten 1 und 2 aufgetreten.

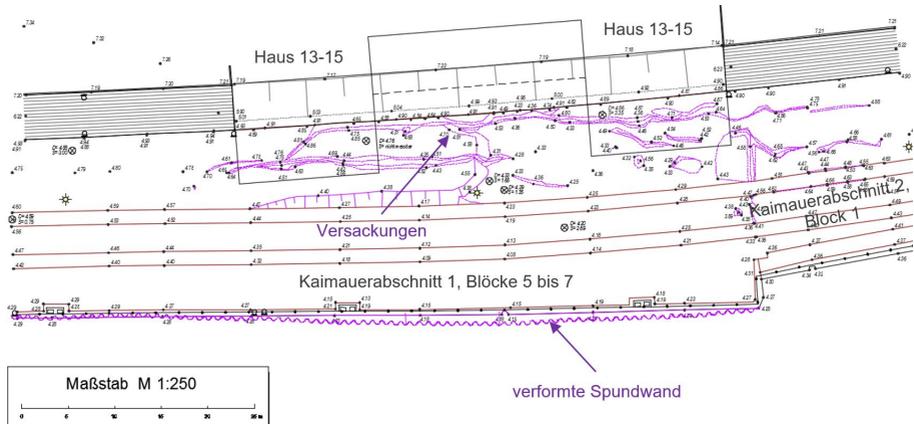


Abbildung 11: Kaimauerabschnitte 1 und 2 – Versackungen und Spundwandverformungen

Große Spundwandverformungen sind hauptsächlich westlich des Versprungs bzw. Übergangs zwischen den Kaimauerabschnitten 1 und 2 und dort auf einer Länge von rund 60 m aufgetreten. Eine am 26.01.2018 von der HPA durchgeführte Echolotvermessung hat aufgezeigt, dass sich zu diesem Zeitpunkt bereits Spundwandverformungen von bis zu 1,50 m in Richtung Wasser eingestellt hatten. Eine weitere Messung kurz vor Baubeginn hat eine maximale Verformung von ca. 1,70 m Richtung Wasser ergeben. Diese lag rund 28 m westlich des Kaimauerversprungs und bei -5,5 m NHN. Die sichtbaren Verformungen liegen im Bereich der Blöcke 6 und 7 des Kaimauerabschnittes 1. An den Blockfugen sowie am Übergang zwischen beiden Kaimauerabschnitten sind deutliche Risse im Kaiholm erkennbar.

Legende:

- Kaikonstruktion
- Polderbauwerk (Haus 13-15)
- Schuppen F (abgebrochen)
- Verformungen

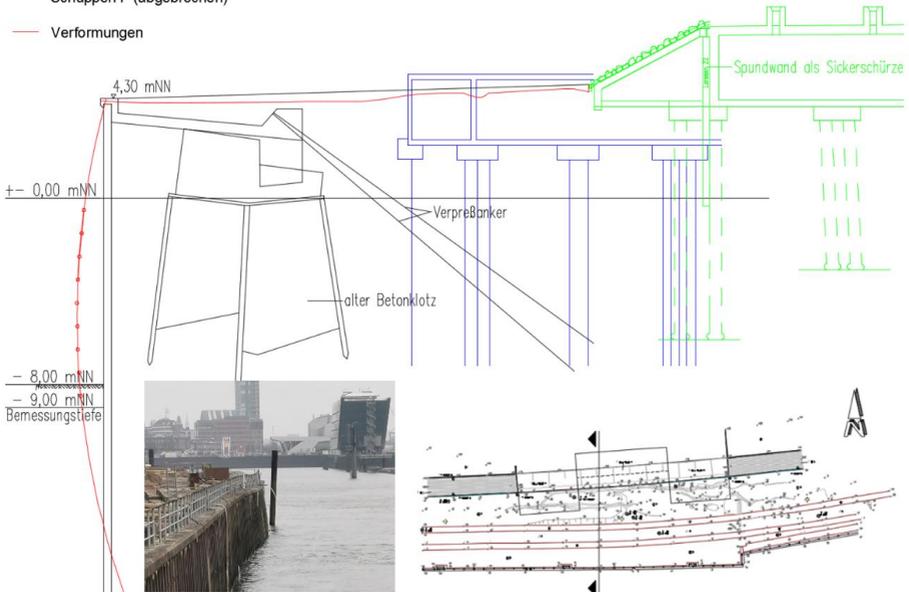


Abbildung 12: Kaimauerabschnitt 1 – Verformungen der Kaimauer und des angrenzenden Geländes

3.6 Schadensursachen

3.6.1 Bemessungsgrundlagen Bestand

Aus den Bestandsunterlagen geht hervor, dass die für die Bemessung des Kaimauerabschnittes 1 angenommenen Bodenprofile deutlich von den aktuell ermittelten Bodenprofilen abweichen. Dies betrifft sowohl die Schichtung als auch die Bodenkennwerte und Bemessungswasserstände. Insbesondere sind dem damaligen Baugrundgutachten zufolge deutlich ungünstigere Werte für den Reibungswinkel anzusetzen. Für den Kaimauerabschnitt 2 zeigen die in den Bestandsplänen angegebenen Bodenprofile jedoch eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der aktuellen Baugrunderkundungen.

Zur Überprüfung der Bemessungswasserstände wurde der landseitige Grundwasserstand mittels Pegelschreiber aufgezeichnet. Aus den Messergebnissen wird ersichtlich, dass sich infolge des Hangwassers und der dichtenden Wirkung der Kaikonstruktionen landseitig wesentlich größere Wasserüberdrücke auf die Spundwände aufbauen können als in der Bestandsstatik angesetzt.

3.6.2 Kolkbildung

Den vorliegenden Peilplänen zufolge haben sich im Laufe der Zeit wasserseitig des Kaimauerabschnittes 1 statisch relevante Übertiefen eingestellt. Das Maximum der Übertiefen lag im Frühjahr 2017 im Bereich der Blockfuge zwischen den Blöcken 6 und 7 des Kaimauerabschnittes 1 und ca. 2,2 m unter Solltiefe. Für den Kaimauerabschnitt 2 sind Übertiefen nur am Übergang zum Kaimauerabschnitt 1 festgestellt worden.

3.6.3 Im Baugrund verbliebene Bauwerksreste

Im Baugrund verbliebene Bauwerksreste aus früheren Bebauungen konnten als Ursache für die im Jahr 2017 festgestellten Versackungen und Spundwandverformungen ausgeschlossen werden. Nach derzeitigem Kenntnisstand stellen tiefgegründete Teile ehemaliger Gebäude lediglich eine Verformungsbehinderung für den versackenden Boden dar.

3.6.4 Monitoring der Verformungen

Die Messergebnisse eines durchgeführten Monitorings der Verformungen weisen nur im Bereich der Blöcke 6 und 7 des Kaimauerabschnittes 1 sowie in Block 1 des Kaimauerabschnittes 2 auf eine Zunahme der Verformungen hin. Dabei nehmen die Verschiebungen des Blockes 1 des Kaimauerabschnittes 2 zum Kaimauerversprung hin zu.

3.6.5 Schadensmechanismus

Als mögliche Ursachen der aufgetretenen Versackungen und Spundwandverformungen kommen verschiedene Szenarien in Betracht. Als wahrscheinlichste Ursache sind die Übertiefen vor der Spundwand zu nennen: Aufgrund des Wegfalls von Teilen des Erdwiderlagers sowie des wesentlich größeren Wasserüberdrucks kam es demnach zu einer Überlastung der Spundwand im Kaimauerabschnitt 1. Dadurch hat sich dort der Raum zwischen Spundwand und historischer Kai konstruktion vergrößert und die darin enthaltene Auffüllung hat sich gesetzt. Es ist möglich, dass sich daraufhin die historische Kai konstruktion in Richtung Wasser verschoben oder verdreht hat. Infolgedessen haben sich im Bereich landseitig der Spundwandverformungen flächige Versackungen gebildet. An den Stellen, an denen tiefgegründete Teile ehemaliger Gebäude im Boden verblieben sind, haben sich aufgrund der Verformungsbehinderung Verwerfungen gebildet.

Auch die Versackungen und Spundwandverformungen östlich des Kaimauerversprungs können anhand der großen Verformungen des Kaimauerabschnittes 1 erklärt werden. Da dort die Tragfähigkeit der Konstruktion gemindert ist, werden die einwirkenden Erddrücke teilweise auf die angrenzenden Bereiche bzw. Blöcke umgelagert. Block 7 hat zudem als Besonderheit gegenüber den anderen Blöcken, dass dort nur vier anstatt sechs Schräganker eingebaut sind. Da dieser Block sowohl über den Kaiholm als auch über die Spundwand mit Block 1 des Kaimauerabschnittes 2 verbunden ist, kommt es am Kaimauerversprung zu Mitnahmeverformungen. Diese Verformungen können ein Öffnen vorhandener Fugen in der Abschirmkonstruktion verursacht haben, in deren Folge Bodentransport in den Hohlraum unter der Abschirmplatte des Kaimauerabschnittes 1 möglich geworden ist.

3.7 Maßnahmen und Defizitanalyse

3.7.1 Sofortmaßnahme Kolkverfüllung

Die Übertiefen wurden im Rahmen einer Sofortmaßnahme im Jahr 2018 auf Solltiefe verfüllt. Die restlichen Kolke werden nachlaufend verfüllt.

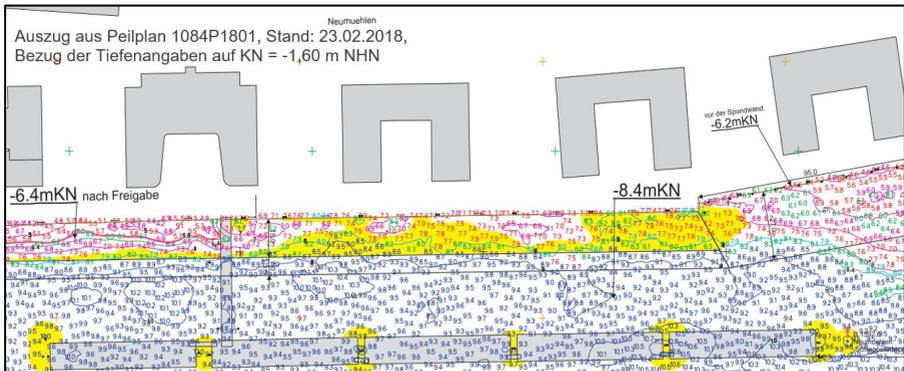


Abbildung 13: Auszug aus Peilplan – Übertiefen (gelb)

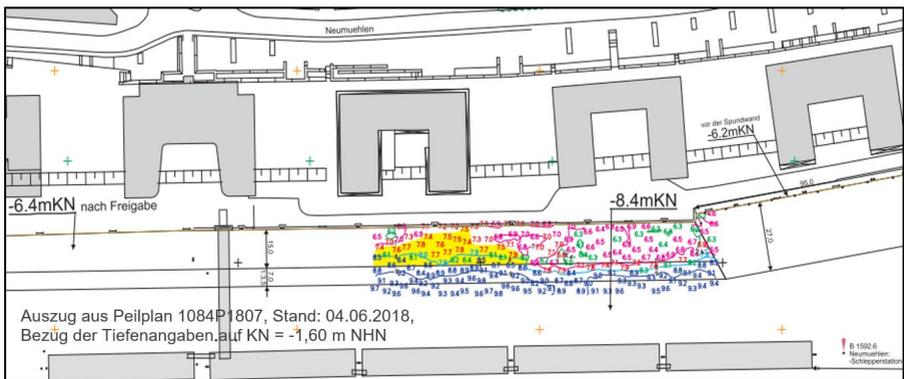


Abbildung 14: Auszug aus Peilplan (Nachpeilung) – Übertiefen (gelb)

3.7.2 Defizitanalyse

In den nach der Feststellung der oben beschriebenen Schäden durchgeführten statischen Berechnungen konnte für die Kaimauer – für den damaligen Ist-Zustand und den Zustand nach dem Verfüllen der Kolke – eine hinreichende Standsicherheit nicht nachgewiesen werden. Somit war eine Sanierung in Form eines Ersatzneubaus erforderlich geworden.

3.7.3 Weitere Maßnahmen

Zur Gewährleistung der Standsicherheit der Kaimauer während der Planungsphase wurden, wie in der nachfolgenden Abbildung dargestellt, im Kaimauerabschnitt 1, Bereich Haus 13-15, eine Kolkverfüllung durchgeführt und eine Notsicherungsberme eingebaut.

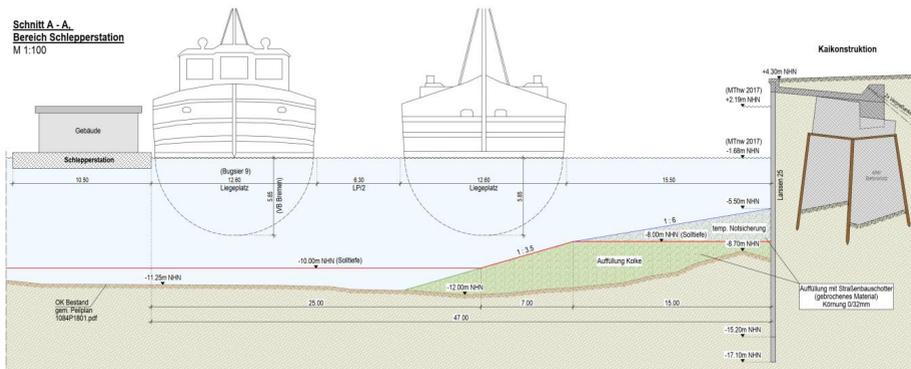


Abbildung 15: Kaimauerabschnitt 1, Bereich Haus 13-15 – Kolkverfüllung (grün) und Notsicherungsberme (blau)

4 Planung des Ersatzneubaus

4.1 Allgemeines

Die bestehende Kaimauer wird durch einen Ersatzneubau saniert. Der Ersatzneubau besteht aus einer vorgesetzten kombinierten Rohrspundwand mit Stahlbetonholm und einer Rückverankerung aus geneigten Mikroverpresspfählen. Das Vorbaumaß beträgt ca. 4 m. Die Gewässersohle wird in den planfestgestellten Zustand wiederhergestellt.

Für die Bemessung der Kaimauer wird eine rechnerische „Ausbaureserve“ für eine durchgängige Hafensohle auf -10,00 m NHN und einer Berechnungstiefe von -11,00 m NHN angesetzt. Eine Vertiefung der Hafensohle im Bermenbereich von -8,00 m NHN auf -10,00 m NHN ist derzeit nicht vorgesehen. Die als Notsicherung eingebaute Vorschüttung wird lediglich auf den planfestgestellten Zustand zurückgebaut. Für eine langfristige Nutzung des Schlepperbetriebes kann eine Abbaggerung der Berme von -8,00 m NHH auf -10,00 m NHN erfolgen, um den Anforderungen der Schlepper, u.a. nach Kieffreiheit, gerecht zu werden. Eine Sohlsicherung wird dann erforderlich.

Der Kaimauer vorgelagert ist die Schlepperstation, eine Pontonanlage, die auch als Anlegestelle für Feuerlöschboote genutzt wird. Die Pontons können während der Bauzeit an ihrer aktuellen Lage verbleiben. Die Schlepperstation muss jedoch teilweise verlegt werden, da der Bereich zwischen Pontons und Uferwand als Arbeitsraum benötigt wird und die landseitigen Liegeplätze der Pontonanlage bauzeitlich nicht zur Verfügung stehen.

4.2 Herausforderungen in der Planung

4.2.1 Baugrund

Ab der Berechnungssohle von -11 m NN stehen bis mindestens in eine Tiefe von -22 m NHN mäßig tragfähige Schichten in Form von Beckensand und -schluff an. Diese eignen sich mäßig zum Abtrag von Vertikallasten. Gut tragfähige Schichten in Form von Geschiebemergel und -sand stehen ab -22 m NHN an. Der Horizont gut tragfähiger Bodenschichten sinkt, wie in der nachfolgenden Abbildung dargestellt, im Schadensbereich sowie im westlichen Abschluss bis in eine Tiefe von rd. -30 m NHN ab.

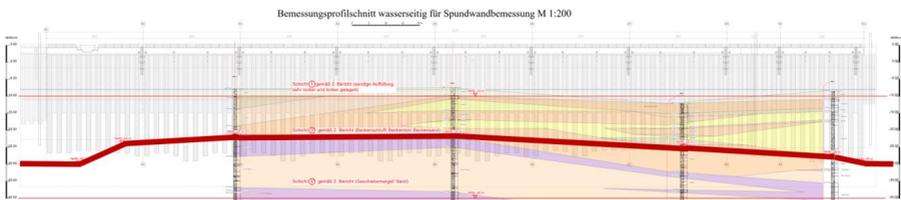


Abbildung 16: Kaimauerabschnitt 1, Bodenprofil wasserseitig – Horizont gut tragfähiger Schichten (rote Linie)

Für den Lastabtrag, insbesondere in vertikaler Richtung, ergeben sich somit ungünstige Randbedingungen. Für einen robusten vertikalen Lastabtrag werden die Tragbohlen sicher in die tragfähigen Schichten abgesetzt. Daraus ergeben sich Tragbohlenlängen bis zu 34 m.

4.2.2 Bemessungswasserstände

Das Hangwasser des steilen Elbhangs nördlich der Polderbebauung und der Straße Neumühlen entwässert in die Elbe. Daraus resultieren erhöhte Bemessungswasserstände gegenüber den üblichen Bemessungswasserständen in Hamburg. Tabelle 1 zeigt einen Vergleich der Bemessungswasserstände.

Tabelle 1: Vergleich Bemessungswasserstände Kaimauer Neumühlen und Hamburg allg.

	Kaimauer Neumühlen			Hamburg nach ZTV-TB (HPA)		
	AW [m NHN]	IW [m NHN]	Δw [m]	AW [m NHN]	IW [m NHN]	Δw [m]
Sunk 1: Normaltide (BS-P)	-2,00	+2,50	4,50	-2,00	+1,00	3,00
Sunk 2: Extremes Niedrigwasser (BS-A)	-4,00	+3,50	7,50	-4,00	+0,00	4,00
Sunk 3a: Ablaufendes Hochwasser (BS-A)	+2,50	+4,30	1,80	+2,50	+4,30	1,80
Sunk 3b: Ablaufendes Hochwasser (BS-A)	-1,00	+4,30	5,30	-1,00	+4,30	5,30

Die vergleichsweise hohen Bemessungswasserstände führen zu relativ großen horizontalen Einwirkungen, großen Biegebeanspruchungen und dementsprechend robusten Trag- und insbesondere Füllbohlen sowie relativ vielen Rückverankerungen.

4.2.3 Nachbarbebauung

Nördlich an die öffentliche Promenade schließen die privaten Bauten Neumühlen 13 bis 19 (Haus 2 bis Haus 4) an. Die Grundstücksgrenze verläuft parallel zur Kaimauer und in einem Abstand von 21 m bis 26 m zu dieser.

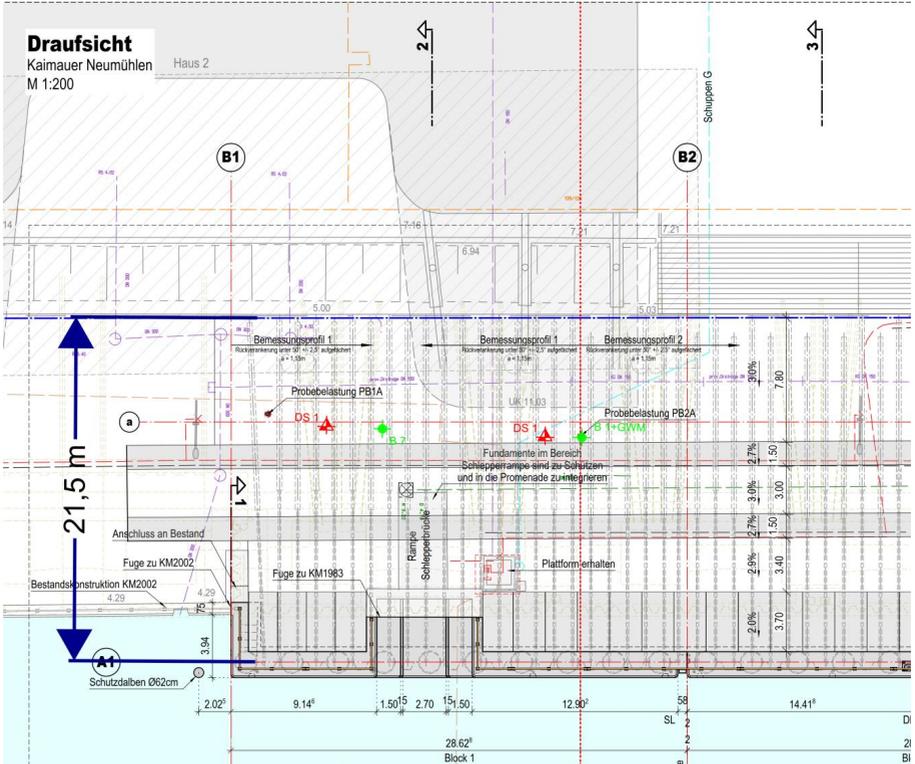


Abbildung 17: Kaimauerabschnitt 1, Draufsicht Block 1 – Abstand zur Grundstücksgrenze

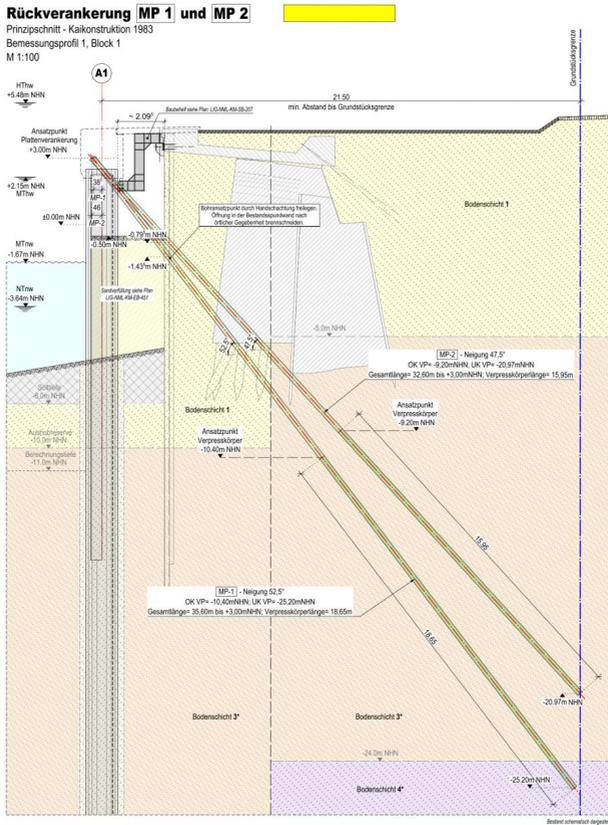


Abbildung 18: Kaimauerabschnitt 1, Schnitt durch Block 1 – Abstand zur Grundstücksgrenze beträgt rd. 21,5m

Die Kombination aus großen Horizontallasten, beengten Verhältnissen (Grundstücksgrenze) und mäßigen Erfahrungswerten für die Mantelreibung der Mikroverpresspfähle führte zu Schwierigkeiten bei der Anordnung und Dimensionierung der Rückverankerungen. Daher waren bereits während der Planungsphase Probelastungen an Mikroverpresspfählen erforderlich.

4.3 Probelastungen Mikroverpresspfähle

Als Erfahrungswert für die Mantelreibung der Mikroverpresspfähle wurde im Baugrundgutachten ein Wert von 110 kN/m^2 angegeben. Im Entwurf wurden die Rückverankerungen mit einem Verpresskörperdurchmesser von 30 cm vordimensioniert.

In Abstimmung mit der ausführenden Firma wurden Probepfähle mit Verpresskörperdurchmessern von 25 cm und 30 cm hergestellt. Als Verpressmörtel in den mäßig tragfähigen Schichten Beckensand und -schluff wurde ein Quellmörtel verwendet. Auf eine Nachverpressung wurde verzichtet.



Abbildung 19: Herstellung von Probepfählen – Mikroverpresspfahlgerät vor Haus 2

Die Ergebnisse der Probelastungen ergeben für einen Verpresskörperdurchmesser von 25 cm eine Mantelreibung von 150 kN/m^2 . Beim Verpresskörperdurchmesser von 30 cm beträgt die Mantelreibung 120 kN/m^2 .

4.4 Geplante Konstruktion

4.4.1 Allgemeines

Die Beanspruchungen der Kaianlage resultieren hauptsächlich aus dem ca. 14,3 m großen Geländesprung und den großen Wasserüberdrücken. Unterhalb der Auffüllungen befindet sich wenig tragfähiger Baugrund aus Beckensanden und -schluffen, die nur bedingt zum Abtrag vom Vertikallasten geeignet sind. Der Kaimauerbestand wird als nicht tragend angesetzt und verbleibt größtenteils im Baugrund.

Zum Schutz der Bestandsbebauung (Hamburger „Perlenkette“) empfiehlt sich ein erschütterungsarmes Einbringverfahren der Spundwand. Zusätzlich werden Erschütterungsmessungen und die Überwachung von Rissbreiten empfohlen. Die Tragbohlen sollen hierbei in vorgebohrte verrohrte Bohrlöcher (Räumungsbohrungen) eingestellt und zur Aktivierung der Mantelreibung sowie der Pfropfenbildung mindestens 1 m nachgerammt werden. In den Trassen der neuen Vorsetze befinden sich hierbei Wasserbausteine, die zur Notsicherung eingebaut wurden. Die Trassen der Füllbohlen werden mit Räumungsbohrungen vorgebohrt. Die Füllbohlen werden dann in die geräumten Trassen eingepresst. Im Bereich der verformten Spundwand, wo die Kolke mit Wasserbausteinen 45/125 in einer Mächtigkeit von bis zu 3 m verfüllt wurden, ist die Trasse auf ca. 60 m mit einem Greifer zu räumen. Die Wasserbausteine werden im Schutze eines Bohrrohres $\varnothing = 2,00$ m mit einem Greifer geräumt. Die Trasse wird so überschneidend bis auf -15,00 m NHN geräumt und mit Sand verfüllt. Anschließend erfolgt hier das verrohrte Einbringen der Tragrohre. Dann werden die Füllbohlen eingebracht. Die Sicherung der bestehenden Kaianlage, vornehmlich des schadhaften Bereichs vor Haus 4, während der Bauphase erfordert die Betrachtung der Bauzwischenzustände, insbesondere die Herstellung der neuen Rückverankerung.

4.4.2 Instandsetzung

Die Instandsetzung des Bereiches der Kaimauer Neumühlen, in dem im Jahr 2017 Schäden aufgetreten sind, umfasst im Wesentlichen die Herstellung einer senkrechten kombinierten Rohrspundwand und eines Stahlbetonholms, in den die Spundwand und die Rückverankerung einbinden. Das Vorbaumaß beträgt ca. 4,00 m. Die Biegebeanspruchung sowie die vertikale Beanspruchung werden durch die kombinierte Rohrspundwand aufgenommen.

Die Unterkante des Stahlbetonholms liegt bei +2,10 m NHN und somit auf Höhe des mittleren Tidehochwassers, sodass ununterbrochenes Arbeiten möglich ist. Die Oberkante

des Holms liegt bei ca. +4,30 m NHN und ist mit 2 % leicht in Richtung Elbe geneigt. Der Stahlbetonüberbau wird in ca. 30 m langen Blöcken hergestellt. Um den vertikalen Lastabtrag sicherzustellen, wird die kombinierte Rohrspundwand im Geschiebemergel/-sand abgesetzt. Hierbei wird von einer Mindesteinbindetiefe von 2 m (1 m Einbohren und 1 m Nachrammen) in die tragfähige Schicht ausgegangen.

Zum Abtrag der horizontalen Lasten aus u. a. Erd- und Wasserüberdruck werden auf Höhe von ca. 2,50 m NHN geneigte Schrägpfähle (Mikroverpresspfähle) in regelmäßigen Abständen angeordnet. Die Schrägpfähle werden hierbei mit unterschiedlichen Neigungen zwischen 45° bis 52,5° gefächert. Im oberen Bereich bis zum Verpresskörper der Rückverankerung sind zusätzliche Schutzrohre vorgesehen. Zur Einbringung der Schrägpfähle ist eine bauzeitliche Kopfhalterung der neuen Uferwand am Bestand sowie eine Teilverfüllung des Zwischenraums vorgesehen.

In den Übergangsbereichen im Osten und Westen wird die Konstruktion mittels Passbohlen orthogonal an den Bestand angeschlossen.

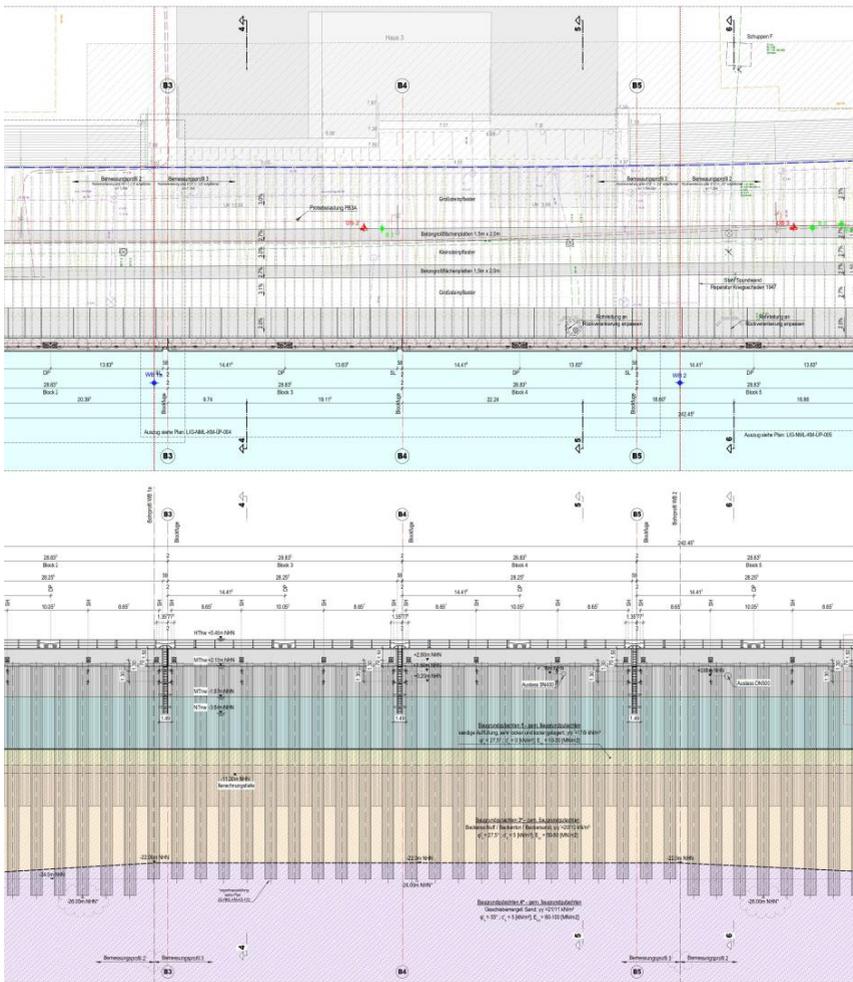


Abbildung 20: Sanierung Kaimauer Neumühlen – Drauf- und Ansicht

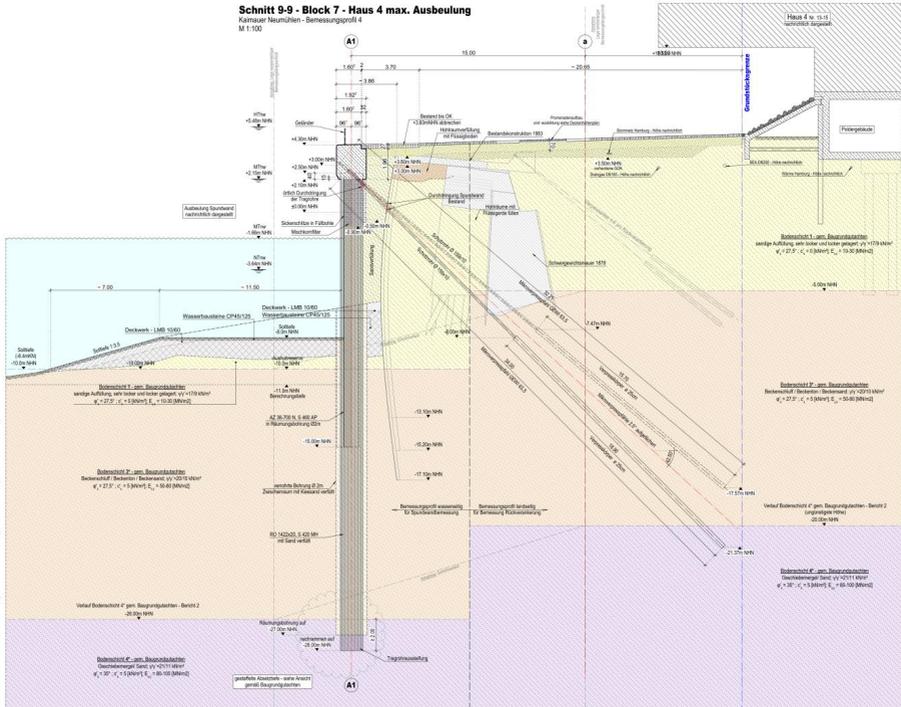


Abbildung 21: Kaimauerabschnitt 1, Block 7 – Schnitt im Bereich der maximalen Spundwandverformung

An der Kaimauer Neumühlen sind je Block ein Doppelpoller, zwölf Schutthalter und eine Steigeleiter vorgesehen. Der Stahlbetonholm erhält einen oberen und unteren Kantenschutz. Auf dem Stahlbetonholm wird, wie im Bestand, ein Geländer mit einem Holm aus Holz angeordnet. Eine Anordnung von Fendern oder Schrammborden ist nicht geplant. Landseitig werden „Schleppplatten“ zwischen Bestandswand und neuer Uferwand angeordnet. Nach Fertigstellung der neuen Uferwand werden der planfestgestellte Zustand der Gewässersohle und die Promenade wie im Bestand wiederhergestellt.

5 Ausführung

Baubeginn für die Sanierung war im Frühjahr 2024. Im Juni wurde die Hubinsel „Simone“, die ca. 76 m lang und 24 m breit ist, eingeschwommen. Die Schlepperstation bleibt während der Baumaßnahme in Betrieb, die wasserseitigen Liegeplätze sind für Schlepper nutzbar.



Abbildung 22: Hubinsel „Simone“

Begonnen wurde mit der Räumung der Trasse der neuen Vorsetze. In den Beckensanden und -schluffen war mit dem Antreffen von mittleren bis großen Steinen zu rechnen, die das spätere Einpressen der Füllbohlen hätten erschweren oder verhindern können. Daher wurden Austauschbohrungen ausgeführt.

Derzeit werden die Tragrohre eingebaut: Die Tragrohre werden per Schute von einem Lagerplatz im Hamburger Hafen zur Baustelle geliefert. Die Fußaussteifung, die gleichzeitig die Pfropfenbildung für die vertikale Tragfähigkeit sicherstellt, wurde werkseitig eingebaut. Der Einbau der Tragrohre erfolgt in folgenden Schritten: Vorbohren mit einem größeren Bohrrohr, Räumen der Bohrung und Einstellen des Tragrohres.



Abbildung 23: Begutachtung der einzubauenden Tragrohre im Hamburger Hafen

Zum Ausführen der Bohrungen befindet sich auf der Hubinsel Bohrgerät des Typs BG 55 samt Verrohrungsmaschine. Die Bohrungen werden im Kellybohrverfahren ausgeführt. Das Bohrrohr mit einem Durchmesser von 2,0 m wird in einem Bohrtisch ausgerichtet und geführt und in Schüssen in die Tiefe gebohrt. Das Bohrgut wird mit einem Bohreimer geborgen und auf Schuten verbracht.



Abbildung 24: Bohrgerät BG 55 (links) und Bohrvorgang im Kellybohrverfahren mit Bohrrohr $\varnothing 200$ cm (rechts)

Die Tragrohre mit einer Länge bis zu 34 m werden vom großen Seilbagger, der sich ebenfalls auf der Hubinsel befindet, angehoben und in das Bohrrohr eingefädelt. Die Ausrichtung der Tragrohre wird von einem Vermesser begleitet. Bis Ende Februar 2025 werden alle Tragrohre eingebaut sein. Mitte Januar haben die Rammarbeiten zum Nachrammen der Tragrohre begonnen. Durch das Nachrammen wird der neu eingebaute Boden im Bereich der Fußauskreuzung verspannt und so die vertikale Tragfähigkeit verbessert. Voraussichtlich ab März wird mit dem Einpressen der Füllbohlen begonnen.

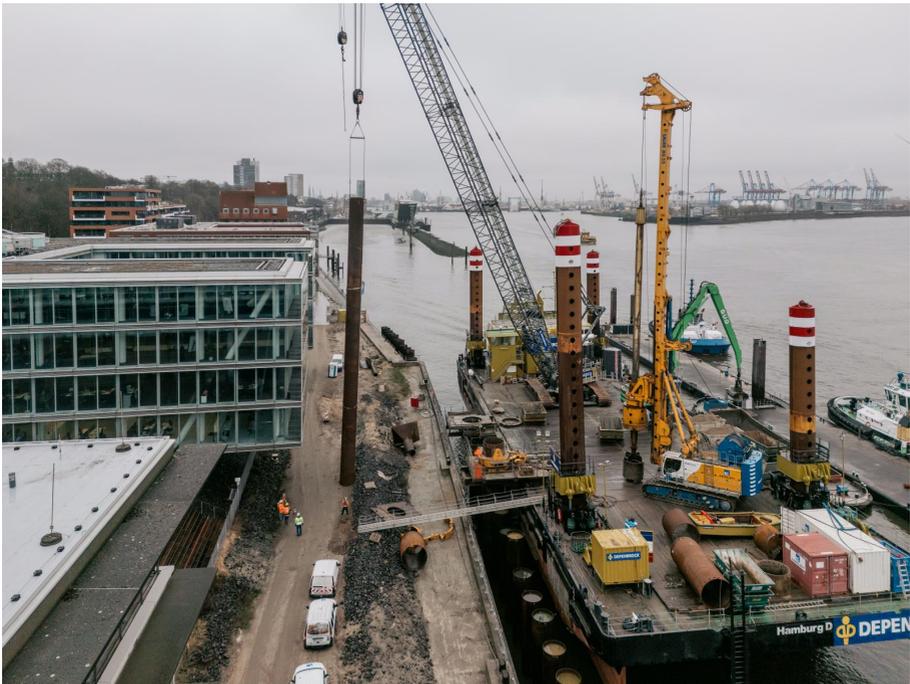


Abbildung 25: Einbau eines Tragrohres

Die Verformung der Kaimauer sowie die Erschütterungen der angrenzenden Hochbauten werden während der gesamten Bauzeit aufgezeichnet und laufend ausgewertet. Bis dato sind keine auffälligen Verformungen oder Schwingungen aufgetreten.



Abbildung 26: Eingebaute Tragrohre (links) und Rammvorgang mit Rammhaube (rechts)

Wir bedanken uns für die sehr gute Zusammenarbeit bei den Projektbeteiligten: dem Bauherrn ReGe, der ausführenden Firma Depenbrock und dem Baugrundsachverständigen Steinfeldt & Partner.

Autoren

Julia Baues, M.Sc.
Dr.-Ing. Jens Pontow

baues@bin.ing
pontow@bin.ing

INGENIEURBÜRO DR. BINNEWIES
Ingenieurgesellschaft mbH
Dammtorstraße 25, 20354 Hamburg

www.bin.ing
Tel.: 040 415 200

Ob kleinste Wege oder
größte Kräfte – wir messen
alles von $\mu\epsilon$ bis MN

GLÖTZL Gesellschaft
für Baumesstechnik mbH

www.gloetzl.de

Soft- und Hardware
alles aus einer Hand

- Umfassende Erfahrung
- Engagierte Betreuung
- Individuelle Entwicklungen
- Nachhaltige Zuverlässigkeit
- Smarte Ergebnisdarstellung
-

 **GLÖTZL**

Untersuchungen zur Pfropfenbildung in bindigen Böden bei offenen Rohrpfählen

Philipp Wiesenthal, Sascha Henke

Helmut-Schmidt-Universität/Universität der Bundeswehr Hamburg

1 Einleitung

Die Tragfähigkeit offener Rohrpfähle wird in bindigen und nichtbindigen Boden davon beeinflusst, ob es während der Installation infolge einer Pfropfenbildung zu einer großen Bodenverdrängung und damit zu einem Spannungsanstieg im Pfahlnahbereich kommt. In sensitiven Böden kann dies zu einer Entfestigung des Bodens führen, weshalb hier ein möglichst schonendes Einbringen der Pfähle erwünscht ist. In der Vergangenheit sind umfangreiche Untersuchungen zur Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden durchgeführt worden, während bindige Böden in dieser Hinsicht bisher größtenteils vernachlässigt wurden. Grundsätzlich spielen sich bei der Installation offener Profile in gering wasserdurchlässigen Böden andere bodenmechanische Mechanismen ab, weshalb die Ergebnisse der Untersuchungen für Sande nicht auf Tone übertragen werden können. Wesentliche Einflussfaktoren neben dem Installationsverfahren sind die Pfahlgeometrie und der Konsolidierungsgrad des Bodens.

In diesem Beitrag wird die Pfropfenbildung in bindigen Böden bei eingedrückten Pfählen über den Fortschritt der Pfahlinstallation untersucht. In Kapitel 2 wird ein Überblick zur Bemessung von offenen Rohrpfählen in bindigen Böden gegeben. Anschließend folgt ein kurzer Überblick zu numerischen Methoden zur Simulation von großen Deformationen in der Geotechnik sowie eine kurze Übersicht zum Kontaktverhalten bei der Installation offener Rohrpfähle. In Kapitel 3 werden numerische Berechnungen mit der gekoppelten Euler-Lagrange-Formulierung (CEL) und einem totalen Spannungsansatz vorgestellt, die die unterschiedlichen Phasen der Pfropfenbildung in bindigen Böden aufzeigen. In Kapitel 4 wird die Bildung von Porenwasserüberdrücken in die CEL-Berechnungen integriert und deren Auswirkung auf die Pfahl-Boden-Interaktion diskutiert. In Kapitel 5 werden ergänzend kürzlich durchgeführte Zentrifugenversuche beschrieben und erste Ergebnisse dargestellt. Der Beitrag schließt in Kapitel 6 mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick.

2 Hintergrund

2.1 Bemessung von offenen Profilen

Für die Bemessung der Pfahltragfähigkeit offener Profile in bindigen Böden existieren auf internationaler Ebene verschiedene Berechnungsansätze, welche die Pfropfenbildung in bindigen Böden unterschiedlich bewerten und bei der Bemessung berücksichtigen. Nachfolgend ist ein Überblick über einige Regelwerke dargestellt und es wird deren Umgang mit offenen Profilen in bindigen Böden beschrieben.

In [EA-Pfähle, 2012] werden Erfahrungswerte für Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung in Abhängigkeit der undränierten Scherfestigkeit bei bindigen Böden genannt, wobei auf eine geringe Datenbasis an Pfahlprobelastungen verwiesen wird, siehe hierzu [KEMPFFERT & BECKER, 2007]. Es werden Widerstände für das 50 %- und das 10 %-Quantil angegeben, sodass eine Abschätzung der Wahrscheinlichkeit und des Risikos von Abweichungen der Pfahlwiderstände möglich ist [EA-Pfähle, 2012]. Bei offenen Profilen oder Hohlkästen wird auf eine mögliche Verspannung des eindringenden Bodens hingewiesen, wodurch eine erhöhte innere Pfahlmantelreibung mobilisiert werden kann. Unabhängig von einer Verspannung wird der in das Profil eindringende Boden als Pfropfen bezeichnet. Bei der Ermittlung der Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten wird vereinfacht der Pfahlspitzendruck auf einen geschlossenen Pfahlfuß angesetzt und der Widerstand über den Modellfaktor in Abhängigkeit des Durchmessers angepasst. Zudem wird darauf hingewiesen, dass die innere Pfahlmantelreibung mit dem Durchmesser und geringerer Lagerungsdichte abnimmt. Eine verringerte Pfropfenbildung ist nach [EA-Pfähle, 2012] bei zu hohen Rammenergien aufgrund eines Durchrutschens des Pfropfens, bei Aufdopplung am Pfahlfuß sowie bei vibrierten und eingedrückten Pfählen zu erwarten, wobei letzter Punkt kritisch zu betrachten ist, da verschiedene Untersuchungen zeigen, dass in gedrückten Pfählen die größte Neigung zur Pfropfenbildung zu erwarten ist, siehe [HENKE, 2013; WIESENTHAL & HENKE, 2024a].

Im Technischen Jahresbericht der EA-Pfähle [MOORMANN & KEMPFFERT, 2014] wird ein angepasstes Berechnungsverfahren für offene Fertigrammpfähle vorgestellt, welches auf [LÜKING, 2010] und [LÜKING & KEMPFFERT, 2012] basiert und eine Harmonisierung der Regelwerke EA-Pfähle und EAU verfolgt [LÜKING & BECKER, 2015]. Die Modellvorstellung für offene gerammte Profile berücksichtigt hierbei aber lediglich nichtbindige Böden. Für bindige Böden wird verwiesen, dass nur eine geringe Datenbasis von

Pfahlprobelastungen vorliegt, auf deren Basis keine abgesicherten Tabellenwerte für Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung angegeben werden können. Lediglich eine Berücksichtigung von in nichtbindigen Schichten eingelagerten bindigen Böden ist möglich. In nichtbindigen Böden wird für offene Rohrpfähle mit einem äußeren Pfahldurchmesser bis 0,5 m eine vollständige Pfrופןbildung angenommen, während für Pfähle mit Durchmesser über 1,5 m eine innere Mantelreibung auf 80 % der Mantelfläche aufgrund von Sackungseffekten angesetzt wird. Für Pfähle mit Durchmessern zwischen 0,5 und 1,5 m wird eine Interpolation über Anpassungsfaktoren vorgenommen.

Das Berechnungsverfahren von [JARDINE et al., 2005] basiert auf Untersuchungen am Imperial College in London in den 1990er Jahren an vier unterschiedlichen Standorten und Bodenvorkommen. In [BOND & JARDINE, 1991], [LEHANE & JARDINE, 1994a] und [LEHANE & JARDINE, 1994b] konnte eine Abhängigkeit der Pfahlmantelreibung von den effektiven Spannungen sowie eine Abnahme mit dem Abstand zur Pfahlspitze festgestellt werden, was für den von den vorgenannten Autoren abgeleiteten Berechnungsansatz kennzeichnend ist. Für den Pfahlspitzendruck q_b wurde nach [JARDINE et al., 2005] ein Ansatz über den Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c sowie eine Differenzierung zwischen dränen und undränen Zuständen gewählt. Eine Korrelation über die undranierte Scherfestigkeit nach dem Ansatz $q_b = N_c S_u$ war erkennbar, beinhaltete jedoch eine große Streuung. [JARDINE et al., 2005] rechtfertigen den relativ einfach gehaltenen Ansatz für den Pfahlspitzendruck damit, dass dieser im Verhältnis zum Pfahlgesamtwiderstand in bindigen Böden mit etwa 20 % nur gering sei. Für offene Pfähle wird nach Ausbildung oder Ausbleiben eines Pfrופן unterschieden, für dessen Abschätzung eine empirische Formel unter Verwendung des inneren Pfahldurchmessers und des Spitzenwiderstands der Drucksonde gegeben ist. Bei Ausbildung eines Pfrופן, wird auch das Rohrinne für den Pfahlspitzendruck herangezogen. Ohne Pfrופןbildung wird das Rohrinne vernachlässigt, eine innere Mantelreibung wird nicht berücksichtigt.

Das Bemessungsverfahren NGI-99 oder auch NGI-05 wurde in [KARLSRUD et al., 2005] vorgestellt. Dabei handelt es sich um ein Verfahren, welches auf der α -Methode basiert. Die äußere Mantelreibung fällt bei geschlossenen Profilen im Gegensatz zu offenen Pfählen aufgrund der größeren Bodenverdrängung etwas größer aus. Der Pfahlspitzendruck wird bei voller Pfrופןbildung so hoch angesetzt wie bei einem geschlossenen Pfahl und ergibt sich aus der undranierten Scherfestigkeit multipliziert mit dem Faktor 9.

Der Spitzendruck wird in [API, 2014] nach demselben Ansatz ermittelt. Für offene Profile gilt, dass die Mantelreibung sowohl innen als auch außen wirkt. Der Pfahlwiderstand setzt sich zusammen aus der äußeren Pfahlmantelreibung, dem Spitzendruck auf der Rohrpfahlaufstandsfläche und dem Widerstand aus innerer Mantelreibung oder dem Spitzendruck auf dem Pfropfen, je nachdem welcher Wert geringer ist. Wenn gezeigt werden kann, dass es zu einer Pfropfenbildung gekommen ist, darf der Spitzendruck über die gesamte Querschnittsfläche angesetzt werden. Dagegen darf dieser, wenn es zu keiner Pfropfenbildung gekommen ist, nur auf die tatsächliche Aufstandsfläche angesetzt werden. Die Unterscheidung, ob es zu einer Pfropfenbildung gekommen ist, soll über statische Gleichgewichtsbildung erfolgen. [API, 2014] weist darauf hin, dass sich unter statischer Last ein Pfropfen ausbilden kann, obwohl während der Installation nachweislich keiner aufgetreten ist. Gewöhnlicherweise ist die Langzeittragfähigkeit größer als direkt nach der Installation, was mit dem Abbau von Porenwasserüberdrücken begründet wird.

In [LEHANE et al., 2022] wird ein Bemessungsverfahren vorgestellt, welches aus einem Industrieverbundprojekt (JIP) hervorgeht. Die Auswertung von Pfahlprobelastungen zeigte, dass die für die Pfahlmantelreibung dominanten Faktoren der korrigierte Spitzenwiderstand der Drucksonde q_t sowie der Längeneffekt ausgedrückt über den Abstand zur Pfahlspitze bezogen auf den Pfahldurchmesser h/D waren. Es wird von einer langsamen Lastaufbringung sowie einem vollständigen Porenwasserüberdruckabbau ausgegangen. Die Gegenüberstellung der berechneten Pfahlwiderstände mit Pfahlprobelastungen aus [LEHANE et al., 2017] zeigt eine gute Übereinstimmung. Zudem sind die Modellvorstellungen konsistent mit Erkenntnissen aus Feldversuchen und numerischen Berechnungen [LEHANE et al., 2022]. Der Pfahlspitzendruck wird für geschlossene und offene Profile für eine Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ über Gl. (1) ermittelt.

$$q_{b,0.1} = (0,2 + 0,6 \cdot A_{re})q_p \quad (1)$$

Darin sind A_{re} das Flächenverhältnis nach Gl. (2) und q_p der gemittelte Wert des korrigierten Spitzenwiderstands der Drucksonde q_t über einen Bereich zwischen Pfahlspitze und $1D$ unterhalb der Pfahlspitze bei geschlossenen und offenen Profilen mit Pfropfenbildung beziehungsweise dem 20-fachen der Wandstärke t unterhalb der Pfahlspitze bei offenen Profilen ohne Pfropfenbildung.

$$A_{re} = 1 - PLR \left(\frac{D_i}{D} \right)^2 \quad (2)$$

$$PLR = \tanh \left(0,3 \left(\frac{D_i}{d_{CPT}} \right)^{0,5} \right) \quad (3)$$

Gl. (3) zur Abschätzung des Pfropfenlängenverhältnisses PLR (Pfropfenlänge bezogen auf Pfahleinbindelänge) geht auf Untersuchungen [LEHANE et al., 2017] zurück.

Die Zusammenstellung zeigt, dass zur Pfropfenbildung in bindigen Böden insbesondere mit Blick auf Installations- und Langzeitwiderstand sowie Pfropfenhöhe offene Fragestellungen vorhanden sind. Für geschlossene Profile erfolgt meist eine Korrelation des Pfahlspitzendrucks über den Spitzenwiderstand der Drucksonde, welche für den Anfangs- und Endzustand mit unterschiedlichen Faktoren beaufschlagt wird. Für offene Profile wird häufig auf einen Einfluss des Verdrängungseffekts auf die äußere Mantelreibung und auf den Spitzendruck verwiesen. Zur Abschätzung einer Pfropfenwirkung wird meist nur der innere Pfahldurchmesser angesetzt, während die Beschaffenheit des Bodens oder das Installationsverfahren nicht berücksichtigt werden. Zudem ist auffällig, dass die meisten Regelwerke nur grobe Empfehlungen geben, die viel Raum für Interpretationen beinhalten.

2.2 Numerische Methoden zur Simulation der Pfahlinstallation

Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Pfahlgründungen finden numerische Methoden vielseitigen Einsatz um bspw. Pfahlprobelastungen, den Rammprozess oder ein quasi-statisches Eindringen von Pfählen zu untersuchen [HENKE et al., 2024]. Die Simulation der Pfahlinstallation ist durch das Auftreten großer Deformationen charakterisiert, welche spezielle numerische Methoden erfordern. Die klassische *Finite-Elemente-Methode* (FEM) scheitert an dieser Aufgabenstellung, da große Verschiebungen zu starken bzw. unzulässigen Verzerrungen der finiten Elemente führen. Üblich angewandte numerische Methoden können unterteilt werden in netzbasierte (beispielsweise FEM), gekoppelte (beispielsweise *Material Point Method*, *gekoppelte Euler-Lagrange-Methode*), netzfreie (beispielsweise *Smoothed Particle Hydrodynamics*) sowie Partikelmethoden, bei denen Bodenkörner als diskrete Partikel abgebildet werden (beispielsweise *Diskrete-Elemente-Methode*) [HENKE, 2023]. Weitere Erläuterungen zu den verschiedenen numerischen Methoden sind beispielsweise in [KONKOL, 2014, 2017; AUGARDE et al., 2021; CHOUHAN & CHAVDA, 2023] enthalten.

Innerhalb der *gekoppelten Euler-Lagrange-Formulierung* (CEL) werden Bauwerksstruktur und Boden in zwei unterschiedliche netzbasierte Körper unterteilt. Typischerweise wird das Bauwerk (Pfahl) mit Lagrange-Elementen modelliert, wie es auch bei der klassischen FEM der Fall ist. Sind Wellenausbreitungen und Dehnungen im Pfahl nicht von Interesse, kann der Pfahl oftmals auch als Starrkörper berücksichtigt werden, um die erforderliche Rechenzeit zu reduzieren. Der Boden wird hingegen mit Euler-Elementen abgebildet. In diesen wird die Lage des Materials festgelegt und über den Rechenfortschritt festgehalten – das Material kann sich durch das Euler-Netz hindurchbewegen, während das Netz ausgehend von der initialen Ausrichtung festgehalten wird. Dies macht die Anwendung für Simulationen mit großen Deformationen geeignet, da Elementverzerrungen weitestgehend vermieden werden. In Bezug auf die Pfahlinstallation wurden bereits verschiedene Simulationen mit der CEL-Methode durchgeführt und deren Anwendbarkeit insbesondere für die Pfahlinstallation demonstriert, siehe beispielsweise [QIU et al., 2011; QIU, 2012; HENKE, 2013; KO et al., 2016; WANG et al., 2020; WEI et al., 2022; QIN et al., 2023; STAUBACH et al., 2023].

2.3 Überlegungen zum Kontaktverhalten

Die Pfahlmantelreibung wird in der Literatur meist über die α -Methode nach [CHANDLER, 1968] mit totalen Spannungen über die Faktorisierung der undrännierten Scherfestigkeit oder die β -Methode nach [BURLAND, 1973] mit effektiven Spannungen über einen Kontaktreibungswinkel berechnet. [JARDINE et al., 2005] kritisieren den totalen Spannungsansatz und verweisen auf am Imperial College durchgeführte Probelastungen. Danach wird die Pfahlmantelreibung nicht durch die initiale undrännierte Scherfestigkeit des Tons bestimmt, sondern kann wie bei Sanden mit einem effektiven Spannungsansatz über das Coulomb'sche Reibungsgesetz ermittelt werden.

Die effektiven Kontaktspannungen sind abhängig von den totalen Spannungen und den Porenwasser(über)drücken. Nach [BOND & JARDINE, 1991] können die Porenwasserdruckänderungen in folgende Anteile aufgeteilt werden:

- Komponente der totalen Spannung $\Delta u_{t,s}$, resultiert aus dem Anstieg der mittleren totalen Spannungen
- Komponente aus Scherung Δu_{sh} , resultiert aus der rohen Scherverzerrung während der Pfahlinstallation

- Zyklische Komponente Δu_{cyc} assoziiert mit Lastzyklen aus Rammung oder Endrücken

Die Zustände an der Pfahlspitze entsprechen laut [BOND & JARDINE, 1991] näherungsweise denen bei triaxialer Kompression. In Tonen mit hohem Überkonsolidierungsgrad (OCR) gilt $\Delta u_{ts} + \Delta u_{sh} \geq 0$ und $\Delta u_{cyc} \approx 0$. Hierbei überwiegt die Komponente der totalen Spannungen, weshalb große positive Porenwasserüberdrücke wirken. Am Pfahlmantel wird mit zunehmendem Abstand von der Pfahlspitze die Komponente der totalen Spannungen geringer. Entsprechend treten bei dilatanten Böden bei hohem h/R (vertikaler Abstand zur Pfahlspitze h bezogen auf den Pfahlradius R) auch durch die Komponente aus Scherung negative Porenwasserdrücke auf [BOND & JARDINE, 1991]. Übertragen auf den inneren Pfahlmantel würde ein Anstieg negativer Porenwasserdrücke zu einer sehr großen Mantelreibung während der Installation und damit zu einer starken Pfropfenbildung führen. Jedoch würde dies mit einem Anstieg vertikaler Spannungen und damit bei undränierten Verhältnissen positiven Porenwasserüberdrücken einhergehen. Wie genau sich Porenwasserüberdrücke innerhalb des Pfahles während seiner Installation ausbilden, ist daher eine wichtige Fragestellung.

Für die Berechnungen mit der CEL steht in Abaqus/Explicit mit dem Algorithmus *general contact* nur eine Option für die Abbildung einer spannungsabhängigen Pfahlmantelreibung zur Verfügung [Dassault Systèmes, 2021]. Hierbei werden jedoch die totalen Kontaktspannungen zwischen Boden und Pfahl betrachtet, was insbesondere bei der Betrachtung bindiger Böden mit Porenwasserüberdrücken eine Limitierung darstellen kann.

3 Numerische Berechnungen mit totalen Spannungen

3.1 Modellaufbau

Zur Untersuchung der Pfropfenbildung während des quasi-statischen Eindrückens werden Berechnungen mit der CEL-Methode durchgeführt. Der Boden besteht aus Euler-Elementen und setzt sich mit Beginn der Berechnung aus dem unten liegenden Baugrund mit einem Materialfüllungsgrad (*Eulerian Material Volume Fraction*) $EVF = 1$ sowie einer oberen zunächst leeren Schicht (hier auch als Luft bezeichnet) mit $EVF = 0$ zusammen, siehe Abbildung 1. Der Pfahl wird aus Lagrange-Elementen gebildet und als Starrkörper angenommen. Der Pfahldurchmesser und die Wandstärke betragen $D = 0,5$ m und $t = 0,04$ m. Für den Boden wird linear-elastisch, ideal-plastisches Stoffverhalten mit einer

undrÄnirten Scherfestigkeit von $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$ und einem ElastizitÄtsmodul von $E = 5.000 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Der Pfahl wird mit einer relativ hohen Geschwindigkeit von 5 m/s in den Boden eingedrückt, wobei hier ein Kompromiss aus reduzierter Rechenzeit und geringen Einflüssen aus MassentrÄgheit getroffen wurde. Der Kontaktreibungswinkel wird zu $\mu = 0.1$ gewÄhlt. FÜR weitere ErlÄuterungen zum Modellaufbau wird auf [WIESENTHAL & HENKE, 2024b] und [WIESENTHAL & HENKE, 2024a] verwiesen. Vergleichsweise wird eine Berechnung ohne Ansatz von Kontaktreibung sowie eine Simulation fÜR ein geschlossenes Profil durchgeföhrt.

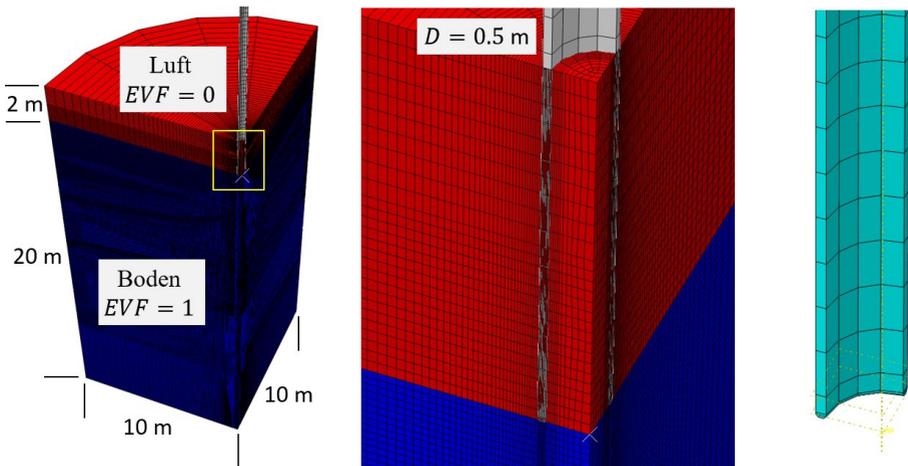


Abbildung 1: Modellaufbau für Berechnungen mit totalen Spannungen aus [WIESENTHAL & HENKE, 2024a]

3.2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnung sind anhand von Vertikalspannung an der Pfahlspitze und der Änderungsrate der Pfropfenhöhe über die Eindringtiefe, auch bekannt als *incremental filling ratio (IFR)*, in Abbildung 2 dargestellt. Dort ist zu erkennen, dass die Vertikalspannungen unterhalb des geschlossenen Profils deutlich größer sind als beim offenen Pfahl ohne Kontaktreibung. Das geschlossene Profil stellt idealisiert den Fall der vollständigen Pfropfenbildung dar, während der offene Pfahl ohne Kontaktreibung den gegenteiligen Fall abbildet – ein vollständiges Ausbleiben innerer Mantelreibung. An der Änderungsrate der Pfropfenhöhe ist erkennbar, dass sich für den reibungsfrei idealisierten

offenen Pfahl mit $IFR > 1$ die Bodensäule innerhalb des Pfahls über die Geländeoberkante hinweg ausbildet.

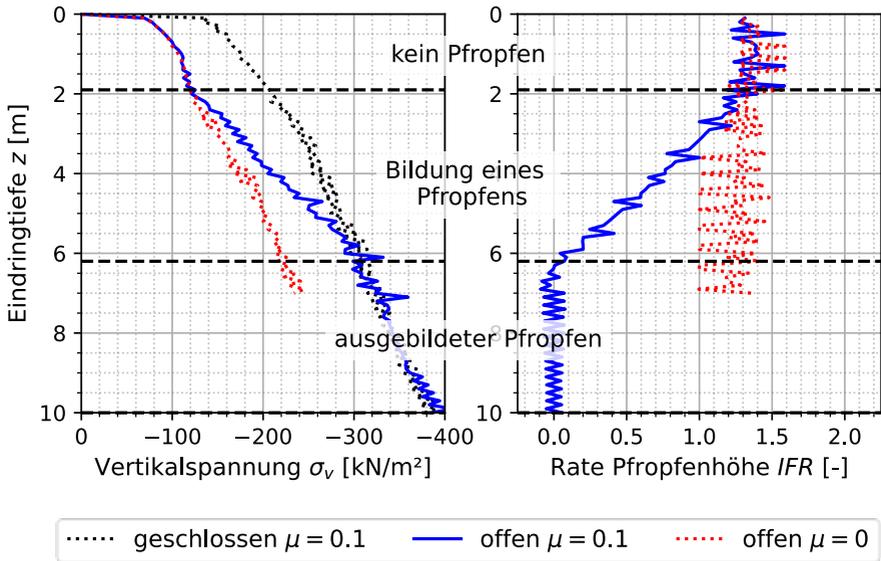


Abbildung 2 Vertikalspannung und Änderungsrate der Pfropfenhöhe als Ergebnis der Berechnungen mit totalen Spannungen

Der offene Pfahl mit Kontaktreibung verhält sich zu Beginn der Penetration vergleichbar zum idealisierten Pfahl ohne Reibung. Diese „1. Phase der Pfropfenbildung“ erstreckt sich über die ersten ca. 2 m. Anschließend bildet sich eine innere Mantelreibung aus, welche die Vertikalspannungen unterhalb der Pfahlspitze zwischen ca. 2 m und 6 m Eindringtiefe ansteigen lässt. Die Änderungsrate der Pfropfenhöhe nimmt in dieser zweiten Phase näherungsweise linear ab. Ab ca. 6 m Eindringtiefe beträgt $IFR \approx 0$ und die Vertikalspannung des offenen Profils ist so groß wie unterhalb des geschlossenen Pfahls. Ab dieser Tiefe hat sich somit ein vollständiger Pfropfen gebildet.

3.3 Diskussion

Die Berechnungen zeigen den grundlegenden Mechanismus bei der Pfropfenbildung in bindigen Böden. Zunächst ist beim Eindringen des Pfahls keine innere Mantelreibung und

damit keine Pfropfenbildung zu beobachten. Mit zunehmender Tiefe ändert sich dies jedoch, was durch eine exponentielle Zunahme der Mantelreibung über die Pfropfenhöhe bedingt ist, siehe [WIESENTHAL & HENKE, 2024a]. Der Spitzendruck des Pfahls im Rohrinne wird somit durch den Pfropfenwiderstand und den Grundbruchwiderstand des Bodens unterhalb der Pfahlspitze bestimmt. In den hier dargestellten Berechnungen wurde die Bildung von Porenwasserüberdrücken jedoch vernachlässigt, welche aber einen wesentlichen Einfluss auf effektive Kontaktspannungen und damit auf die innere Mantelreibung ausüben.

4 Numerische Berechnungen mit effektiven Spannungen

4.1 Numerisches Modell

Das numerische Modell aus Abbildung 1 wird nachfolgend angepasst, indem das mechanische Materialverhalten des Bodens über das hypoplastische Stoffmodell nach [MAŠÍN, 2014] abgebildet wird. Für den Boden wird *Brno Clay* angesetzt, für den die Stoffkennwerte aus [ROTT et al., 2015] entnommen wurden. Zudem wird der Euler-Körper im Vergleich zur vorhergehend diskutierten Berechnung etwas gröber vernetzt, um den erhöhten Rechenaufwand infolge des komplexeren Materialverhaltens auszugleichen. Eine detaillierte Erläuterung zum Modellaufbau wird in [WIESENTHAL & HENKE, 2025a] vorgestellt. Es werden undrained Verhältnisse für den Boden angenommen. Eine Konsolidierung wird in den Berechnungen nicht berücksichtigt. Es werden zwei Berechnungen durchgeführt, bei denen der Boden einmal als normalkonsolidiert (NC) und als überkonsolidiert (OC) mit einem Überkonsolidierungsgrad von $OCR = 6$ angesetzt wird.

In Abaqus/Explicit steht standardmäßig für CEL-Berechnungen nur ein Kontaktalgorithmus zur Verfügung, welcher das Coulomb'sche Reibungsgesetz über die totalen Normalspannungen umsetzt. Um Porenwasserdrücke berücksichtigen zu können, wird der Ansatz von [STAUBACH, 2024] verwendet, bei dem das Verhältnis aus effektiven zu totalen Normalspannungen in einer Feldvariablen gespeichert wird und der Kontaktreibungswinkel in Abhängigkeit dieser Feldvariablen definiert wird. Für weitere Details zum Aufbau des numerischen Modells wird auf [WIESENTHAL & HENKE, 2025a] und [WIESENTHAL & HENKE, 2025b] verwiesen.

4.2 Berechnungsergebnisse für normalkonsolidierten Ton

In Abbildung 3 sind exemplarische Ergebnisse der Berechnungen zum Eindringen eines Rohrpfahls in normalkonsolidiertem Ton dargestellt. Unter Betrachtung der Pfropfenhöhe ist mit dem Ansatz totaler Kontaktspannungen eine deutliche Entwicklung eines sich ausbildenden Pfropfens erkennbar. Bei einer Einbindelänge von 10 m beträgt die Pfropfenhöhe etwa 5,4 m. Hingegen wird bei Ansatz von effektiven Kontaktspannungen eine deutlich geringere Verspannung berechnet, bei der die finale Pfropfenhöhe etwa 9,3 m beträgt. Die totale Vertikalspannung unterhalb des Pfropfens ist dabei unter Ansatz der totalen Kontaktspannungen etwas größer.

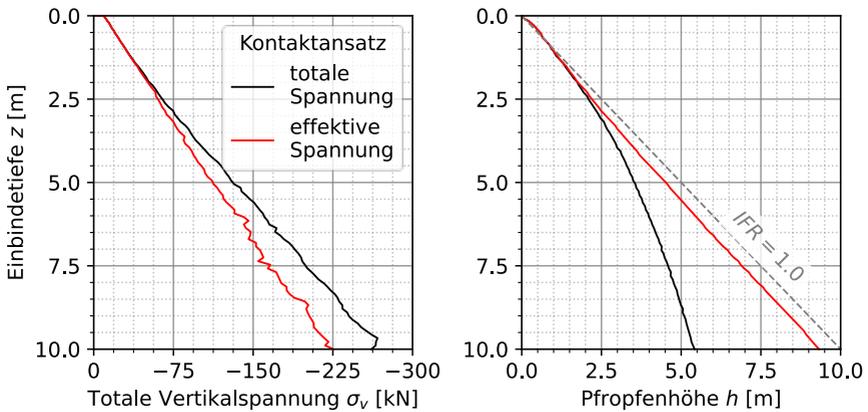


Abbildung 3 Berechnungsergebnisse in normalkonsolidiertem Ton mit totalem und effektivem Kontaktspannungsansatz

Es zeigt sich, dass durch die Vernachlässigung von Porenwasserüberdrücken mit dem totalen Kontaktspannungsansatz die innere Mantelreibung zu groß berücksichtigt wird. Unter Ansatz der effektiven Kontaktspannungen ist der Pfropfenwiderstand signifikant geringer, wodurch mehr Bodenmaterial in den Pfahl eindringt und die finale Pfropfenhöhe deutlich größer ist.

4.3 Berechnungsergebnisse für überkonsolidierten Ton

Für überkonsolidierten Ton sind die Berechnungsergebnisse in Abbildung 4 dargestellt. Hier zeigt sich ein deutlich größerer Einfluss des Kontaktspannungsansatzes auf die

Pfropfenhöhe und die totalen Vertikalspannungen unterhalb der Pfahlspitze. Unter Vernachlässigung der Porenwasserüberdrücke kommt es zu einer nahezu vollständigen Pfropfenbildung, was auf einen sehr großen Pfropfenwiderstand zurückzuführen ist, erkennbar an den totalen Vertikalspannungen. Hingegen kommt es mit dem effektiven Kontaktspannungsansatz zu einer deutlichen Reduktion der inneren Mantelreibung, sodass auch hier ähnlich wie beim normalkonsolidierten Boden keine Pfropfenbildung auftritt und die Änderungsrate der Pfropfenhöhe leicht unterhalb von $IFR = 1$ liegt.

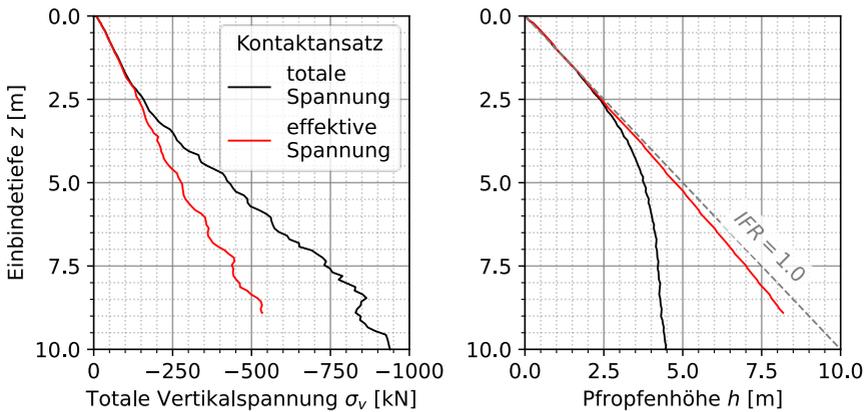


Abbildung 4 Berechnungsergebnisse in überkonsolidiertem Ton mit totalem und effektivem Kontaktspannungsansatz

4.4 Fazit

Der Ansatz von effektiven Kontaktspannungen ist essentiell für die Simulation der Pfropfenbildung in bindigen Böden. Werden die Porenwasserüberdrücke im Pfahlinneren vernachlässigt, führt dies in den betrachteten Fällen zu einer deutlichen Überschätzung des Pfropfenwiderstands und damit zu einem geringeren Eindringen von Bodenvolumen in den Pfahl.

5 Zentrifugenversuche

An der University of Western Australia in Perth, Australien wurden am Centre for Offshore Foundation Systems (COFS) im Dezember 2024 zur Untersuchung der Pfropfenbildung in einem überkonsolidierten Kaolin-Ton Zentrifugenversuche bei einem Beschleunigungslevel

von 50 g durchgeführt. Der Boden wurde über einen Zeitraum von 3,5 Monaten in einer Presse bei bis zu 500 kN/m^2 vorbelastet und konsolidiert. Die Mächtigkeit des Tonbodens betrug am Ende der Konsolidierung etwa 360 mm. Der Überkonsolidierungsgrad bei 50 g variiert über die Tiefe und ist bei 250 mm vergleichbar mit den Zuständen des überkonsolidierten Bodens aus den vorangegangenen numerischen Berechnungen. Die Versuche wurden an der geotechnischen Zentrifuge C72 durchgeführt (Abbildung 5), welche einen Radius bis zum unteren Rand des Probenbehälters von etwa 5 m aufweist.



Abbildung 5 Geotechnische Zentrifuge C72 am COFS der UWA

Es wurden drei Modellpfähle mit einer Länge von 500 mm und Außendurchmessern zwischen 20 mm und 30 mm hergestellt und mit jeweils fünf Totaldrucksensoren (schwarze Kabel) sowie zwei Porenwasserdrucksensoren (blaue Glasfaserkabel) ausgestattet, siehe Abbildung 6.

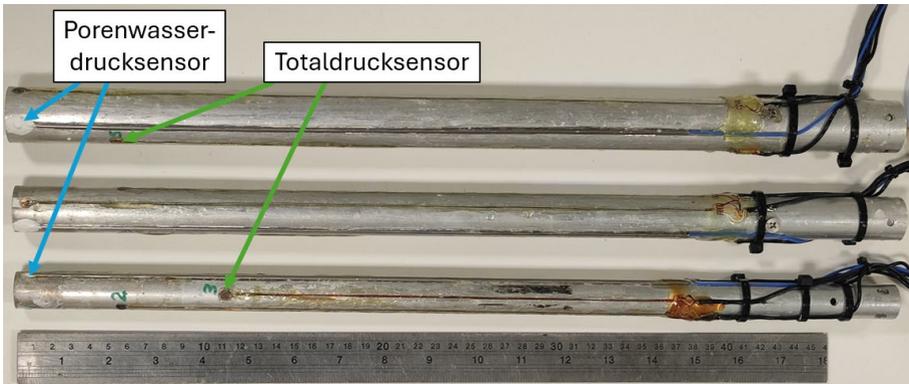


Abbildung 6 Modellpfähle für die Zentrifugenversuche

In Abbildung 7 sind erste beispielhafte Ergebnisse der Zentrifugenversuche mit dem kleinen Modellpfahl (20 mm Außendurchmesser) in Form des Eindringwiderstands und der Entwicklung der Pfropfenhöhe über 200 mm (10 m im Prototypmaßstab) in Abhängigkeit der erreichten Eindringtiefe dargestellt. Beim Pfahlwiderstand ist eine näherungsweise lineare Zunahme über die Tiefe erkennbar. Ein direkter Vergleich mit der Vertikalspannung unterhalb der Pfahlspitze aus den numerischen Berechnungen ist hier nicht möglich. Bei der Pfropfenhöhe ist erkennbar, dass diese zu Beginn der Installation über die Geländeoberkante hinaus ansteigt und somit eine Änderungsrate von $IFR > 1$ vorliegt. Anschließend nimmt die Änderungsrate über die Tiefe sukzessive ab und weist damit qualitativ gute Übereinstimmungen mit den numerischen Berechnungen aus Abschnitt 3 auf.

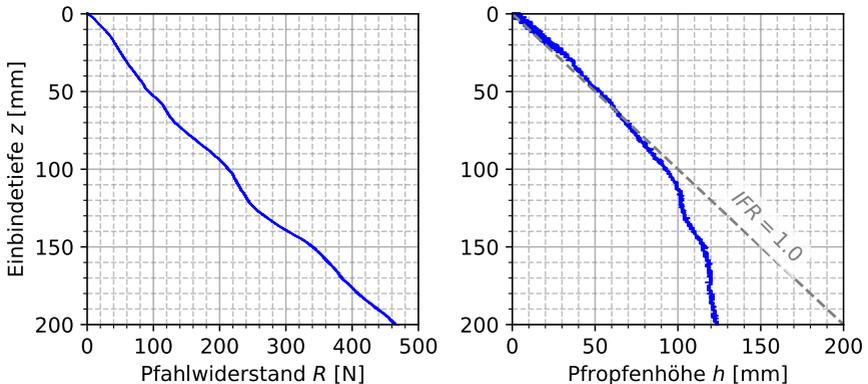


Abbildung 7 Beispielhafte Zentrifugenversuchsergebnisse für einen eingedrückten Pfahl

Eine detaillierte Auswertung der Versuche ist in naher Zukunft vorgesehen. Zudem sind weitere Zentrifugenversuche in normalkonsolidiertem Ton geplant.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Der Pfahlfußwiderstand offener Pfahlprofile in bindigen Böden ist während der Pfahlinstallation und nach Abschluss der Konsolidierung vom Widerstand des Bodens unterhalb des Pfahlfußes sowie vom Widerstand aus innerer Mantelreibung abhängig, welcher als Pfpfropfenwiderstand zusammengefasst wird. In diesem Beitrag wurde die Entwicklung des Pfpfropfens anhand von numerischen Berechnungen mit der gekoppelten Euler-Lagrange-Formulierung sowie eines Modellversuchs in der geotechnischen Zentrifuge untersucht. Dabei wurde der Fokus auf das quasi-statische Eindringen des Pfahls gesetzt, während andere Installationsmethoden in diesem Beitrag nicht betrachtet wurden. Die Pfpfropfenbildung kann in drei Phasen unterteilt werden, in denen die Änderungsrate der Pfpfropfenhöhe (*incremental filling ratio*) größer 1, kleiner 1 und null betragen kann. Die Änderung der Pfpfropfenhöhe ist von der inneren Mantelreibung und damit von der Entwicklung von Porenwasserüberdrücken im und unterhalb des Pfahles abhängig. Anhand der numerischen Berechnungen wurde gezeigt, dass zwischen totalem und effektivem Kontaktspannungsansatz große Differenzen bezogen auf die Pfpfropfenhöhe auftreten, insbesondere in überkonsolidiertem Ton.

Es ist zu erwarten, dass die Größe der Porenwasserüberdrücke stark von der Eindringgeschwindigkeit, der Konsolidierungszeit und der Installationsmethode abhängt und damit auch die Pfropfenbildung durch diese bestimmt wird. In Zukunft sind weitere Untersuchungen zu diesen Einflüssen vorgesehen. Neben dem Installationsvorgang, welcher in diesem Beitrag betrachtet wurde, stellen Langzeitbetrachtungen zur Pfropfentragfähigkeit insbesondere unter Berücksichtigung der starken Abhängigkeit von den Porenwasserüberdrücken und deren potenziellem Abbau via Konsolidierung den Fokus zukünftiger Untersuchungen dar.

7 Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG für die Förderung des Projektes „Untersuchungen zur Vertikaltragfähigkeit offener Profile in kohäsiven Böden unter Berücksichtigung einer möglichen Pfropfenbildung“ (Projektnummer 495328022).

Literatur

API: *Geotechnical and foundation design considerations: ANSI/API recommended practice 2GEO ; ISO 19901-4:2003 (modified), Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures, part 4 - Geotechnical and foundation design considerations, In: API RP 2 GEO, 1. ed., April 2011 [with] Addendum 1, October 2014, API Publ. Services, Washington, DC, 2014*

Augarde, C.E; Lee, S.J; Loukidis, D; Numerical modelling of large deformation problems in geotechnical engineering: A state-of-the-art review, *Soils and Foundations*, 61, Heft 6, S. 1718–1735, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.08.007>

Bond, A.J; Jardine, R.J; Effects of installing displacement piles in a high OCR clay, *Géotechnique*, 41, Heft 3, S. 341–363, 1991, <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.3.341>

Burland, J; Shaft Friction in Clay - a simple fundamental approach, *Ground Engineering*, 6, Heft 3, S. 30–42, 1973

Chandler, R.J; The Shaft Friction of Piles in Cohesive Soils in Terms of Effective Stress, *Civil Engineering and Public Works Review*, S. 48–51, 1968

Chouhan, K; Chavda, J.T; A Review on Numerical Simulation of Large Deformation Problems in Geotechnical Engineering, in Muthukkumaran, K., Ayothiraman, R., Kolathayar, S. (ed) *Soil Dynamics, Earthquake and Computational Geotechnical Engineering. IGC*

2021. *Lecture Notes in Civil Engineering*, (vol 300), Singapore: Springer, S. 167–181, 2023, https://doi.org/10.1007/978-981-19-6998-0_16

Dassault Systèmes; *SIMULIA User Assistance (Abaqus, fe-safe, Isight, and Tosca)*, 2021

EA-Pfähle; *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" - EA-Pfähle*, 2., erg. und erw. Aufl., Ernst, Berlin, 2012

Henke, S; *Untersuchungen zur Pfropfenbildung infolge der Installation offener Profile in granularen Böden*. ger, Habilitation, TU Hamburg Harburg. Inst. für Geotechnik und Baubetrieb, 2013

Henke, S; Zur Modellierung geotechnischer Randwertprobleme mit numerischen Methoden, In: *Fachsektionstage: 4. Bodenmechanik-Tagung*, Würzburg, 2023

Henke, S; Tilat, M.T; Wiesenthal, P; Numerical Simulations of Pile Foundations Considering Small and Large Deformations, in Duc Long, P. & Dung, N.T. (eds) *Proc. of the 5th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*. Lecture Notes in Civil Engineering, Singapore: Springer, S. 2185–2200, 2024, https://doi.org/10.1007/978-981-99-9722-0_147

Jardine, R; Chow, F; Overy, R; Standing, J; *ICP design methods for driven piles in sands and clays*, Thomas Telford London, 2005

Karlsrud, K; Clausen, C; Aas, P; Bearing capacity of driven piles in clay, the NGI approach, in Cassidy, M. & Gourvenec, S. (eds) *Frontiers in offshore geotechnics: ISFOG 2005 ; proceedings of the First International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, University of Western Australia, Perth, 19-21 September 2005*. Balkema - proceedings and monographs in engineering, water and earth sciences, London [u.a.]: Taylor & Francis, 2005, <https://doi.org/10.1201/NOE0415390637.ch88>

Kempfert, H.-G; Becker, P; Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle, *Bautechnik*, 84, Heft 7, S. 441–449, 2007, <https://doi.org/10.1002/bate.200710038>

Ko, J; Jeong, S; Lee, J.K; Large deformation FE analysis of driven steel pipe piles with soil plugging, *Computers and Geotechnics*, 71, S. 82–97, 2016, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.08.005>

Konkol, J; Numerical solutions for large deformation problems in geotechnical engineering, *PhD Interdisciplinary Journal*, S. 49–55, 2014

- Konkol, J.;** *Numerical analysis of pile installation effects in cohesive soils*, Dissertation, Gdańsk University of Technology. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Department of Geotechnics, Geology and Marine Civil Engineering, 2017
- Lehane, B.M.; Jardine, R.J.;** Displacement pile behaviour in glacial clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 31, Heft 1, S. 79–90, 1994a, <https://doi.org/10.1139/t94-009>
- Lehane, B.M.; Jardine, R.J.;** Displacement-pile behaviour in a soft marine clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 31, Heft 2, S. 181–191, 1994b, <https://doi.org/10.1139/t94-024>
- Lehane, B.M.; Lim, J.K.; Carotenuto, P.; Nadim, F.; Lacasse, S.; Jardine, R.J.; van Dijk, B.F.;** Characteristics of Unified Databases for Driven Piles, in *Offshore Site Investigation Geotechnics 8th International Conference Proceeding: Society for Underwater Technology*, S. 162–191, 2017, <https://doi.org/10.3723/OSIG17.162>
- Lehane, B.M.; Liu, Z.; Bittar, E.J.; Nadim, F.; Lacasse, S.; Bozorgzadeh, N.; Jardine, R.; Ballard, J.-C.; Carotenuto, P.; Gavin, K.; Gilbert, R.B.; Bergan-Haavik, J.; Jeanjean, P.; Morgan, N.;** CPT-Based Axial Capacity Design Method for Driven Piles in Clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148, Heft 9, 2022, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002847](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002847)
- Lüking, J.;** *Tragverhalten von offenen Verdrängungspfählen unter Berücksichtigung der Pfropfenbildung in nichtbindigen Böden*. ger, Zugl.: Kassel, Univ., Diss., 2010, Kassel Univ. Press, 2010
- 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, <https://doi.org/10.1002/bate.201400062>
- Lüking, J.; Kempfert, H.-G.;** Untersuchung der Pfropfenbildung an offenen Verdrängungspfählen, *Bautechnik*, 89, Heft 4, S. 264–274, 2012, <https://doi.org/10.1002/bate.201201545>
- Mašín, D.;** Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy, *Geotechnique*, 64, Heft 3, S. 232–238, 2014, <https://doi.org/10.1680/geot.13.P.065>
- Moormann, C.; Kempfert, H.-G.;** Jahresbericht 2014 des Arbeitskreises “Pfähle” der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), *Bautechnik*, 91, Heft 12, S. 922–932, 2014, <https://doi.org/10.1002/bate.201430098>
- Qin, W.; Cai, S.; Dai, G.; Wang, D.; Chang, K.;** Soil Resistance during Driving of Offshore Large-Diameter Open-Ended Thin-Wall Pipe Piles Driven into Clay by Impact Hammers,

Computers and Geotechnics, 153, S. 105085, 2023,
<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.105085>

Qiu, G; *Coupled Eulerian-Lagrangian simulations of selected soil-structure interaction problems*, Zugl.: Hamburg-Harburg, Techn. Univ., Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Diss., 2012, In: *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb* 24, Erstaussg, Inst. für Geotechnik und Baubetrieb, Hamburg, 2012

Qiu, G; Henke, S; Grabe, J; Application of a Coupled Eulerian–Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations, *Computers and Geotechnics*, 38, Heft 1, S. 30–39, 2011, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.09.002>

Rott, J; Mašín, D; Boháč, J; Krupička, M; Mohyla, T; Evaluation of K_0 in stiff clay by back-analysis of convergence measurements from unsupported cylindrical cavity, *Acta Geotechnica*, 10, Heft 6, S. 719–733, 2015, <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0395-7>

Staubach, P; Hydro-mechanically coupled CEL analyses with effective contact stresses, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 48, Heft 8, S. 2207–2215, 2024, <https://doi.org/10.1002/nag.3725>

Staubach, P; Tschirschky, L; Macháček, J; Wichtmann, T; Monopile installation in clay and subsequent response to millions of lateral load cycles, *Computers and Geotechnics*, 155, Heft 105221, S. 1–16, 2023, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.105221>

Wang, T; Zhang, Y; Bao, X; Wu, X; Mechanisms of soil plug formation of open-ended jacked pipe pile in clay, *Computers and Geotechnics*, 118, S. 103334, 2020, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103334>

Wei, J; Wang, W; Wu, J; Hydro-Mechanically Coupled Numerical Modelling on Vibratory Open-Ended Pile Driving in Saturated Sand, *Applied Sciences*, 12, Heft 9, S. 4527, 2022, <https://doi.org/10.3390/app12094527>

Wiesenthal, P; Henke, S; Concept on plug development in jacked open-ended piles in clay considering total stresses, *Acta Geotechnica*, 2024a, <https://doi.org/10.1007/s11440-024-02455-0>

Wiesenthal, P; Henke, S; Concept on soil plugging in clay developed from numerical CEL-simulations considering total stresses, In: *19th Nordic Geotechnical Meeting*, Gothenburg, Sweden, 2024b

Wiesenthal, P; Henke, S; Coupled Eulerian-Lagrangian simulations considering effective contact stresses applied to soil plugging in clay: In Vorbereitung, 2025a

Wiesenthal, P; Henke, S; Numerical investigation of soil plugging in clay with the CEL method and effective contact stresses, In: *Proc. of the 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG)*, Nantes, France, 2025b

Autoren

Philipp Wiesenthal, M.Eng.

p.wiesenthal@hsu-hh.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Sascha Henke

s.henke@hsu-hh.de

Helmut-Schmidt-Universität/Universität der Bundeswehr Hamburg

Fakultät für Maschinenbau und Bauingenieurwesen

Professur für Geotechnik

www.hsu-hh.de/geot/

Holstenhofweg 85, 22043 Hamburg

Tel.: 040 6541-2856

Unmöglich?

Pfahlherstellung im Bereich einer alten RoRo-Anlage

M. Sc. Moritz Piffko, M. Sc. Philipp Schlossmann

Ed. Züblin AG und Züblin Spezialtiefbau GmbH, Hamburg Deutschland

1 Allgemeiner Projektüberblick / Bauaufgabe

Unmittelbar am Baakenhafen im östlichen Teil der Hafencity Hamburg wurden Tiefgründungen für zwei Wohnhochhäuser realisiert. Mit dem Projekt Roots entstand auf dem Baufeld 102 das höchste Holzhochhaus Deutschlands mit 18 Obergeschossen. Auf dem benachbarten Baufeld 105 wird das Projekt Moringa umgesetzt - das erste Wohnhochhaus Deutschlands, das konsequent nach dem Cradle-to-Cradle®-Prinzip gestaltet ist.

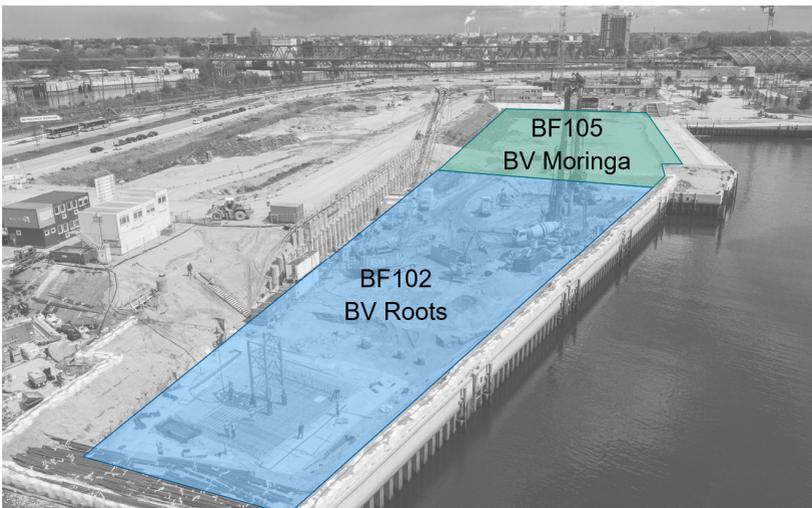


Abbildung 1: Lage der Baufelder am Baakenhafen (© Sebastian Engels Fotografie)

Aufgrund unterschiedlicher historischer Nutzungen der beiden Baufelder befinden sich zahlreiche Bausubstanzen im Untergrund, die sowohl bei der Planung als auch bei der Ausführung berücksichtigt werden mussten. Der Fokus dieses Vortrags liegt auf den Herausforderungen der Gründungsmaßnahmen mit besonderem Augenmerk auf den Umgang mit Hindernissen aus planerischer und baulicher Perspektive.

2 Vorhandener Altbestand auf den Baufeldern

2.1 Historischer Versmannkai

Die Baugrundstücke liegen in einem seit dem 19. Jahrhundert genutzten Hafengebiet. Der Baakenhafen, südlich der Baufelder, wurde zwischen 1884 und 1888 errichtet. Ursprünglich bildete der Versmannkai die nördliche Uferbegrenzung des Baakenhafens. Heute verläuft dieser unterhalb der Lucy-Borchardt-Straße. Die Konstruktion der Kaimauer besteht aus einer Schwergewichtswand, die auf einem Holzpfehlrost gegründet wurde. Die Gründungstiefe liegt bei etwa -10mNHN. Seit den 1970er Jahren befindet sich das Bauwerk nicht mehr in Funktion.

2.2 Roll-On-Roll-Off-Anlage

In den 1970er Jahren wurde der Versmannkai für eine Roll-On-Roll-Off Anlage (RoRo-Anlage) des Hamburger Hafens in Richtung Süden erweitert. Es wurde eine in den Baakenhafen vorgelagerte Kaimauer aus Spundwänden und einem Stahlbetonüberbau errichtet. Die Rückverankerung der Kaimauer erfolgte mit Stahlschrägpfählen, deren Gründungstiefe zwischen -16mNHN und -26mNHN liegen. Die Spundwand inkl. Kopfbalken und Rückverankerung verläuft etwa mittig von West nach Ost durch die beiden Grundstücke und verschwenkt auf dem Baufeld 102 in nördliche Richtung. Oberirdisch wurde die RORO-Anlage bis auf ein Niveau von +0,0mNHN zurückgebaut. Die Konstruktion ist heute außer Funktion.



**Abbildung 2: RoRo-Anlage. Fotodokumentation der Abbrucharbeiten bis auf +0,0mNHN
(© Fa. Eggers Fotodokumentation)**

2.3 Aktueller Kaimauerabschluss

In den 2010er Jahren wurde wiederum die RoRo-Anlage durch eine südlich im Hafen gelegene neue Uferwand ersetzt. Die heutige Kaimauer besteht aus einer Stahlspundwand mit einem Stahlbetonkopfbalken und ist mittels Mikroverpresspfählen rückverankert. Die Pfähle wurden in Zweiergruppen mit einem Gründungsniveau bei -17mNHN bis -19,5mNHN ausgebildet und reichen bis weit in die Grundstücke hinein (siehe Abbildung 3).

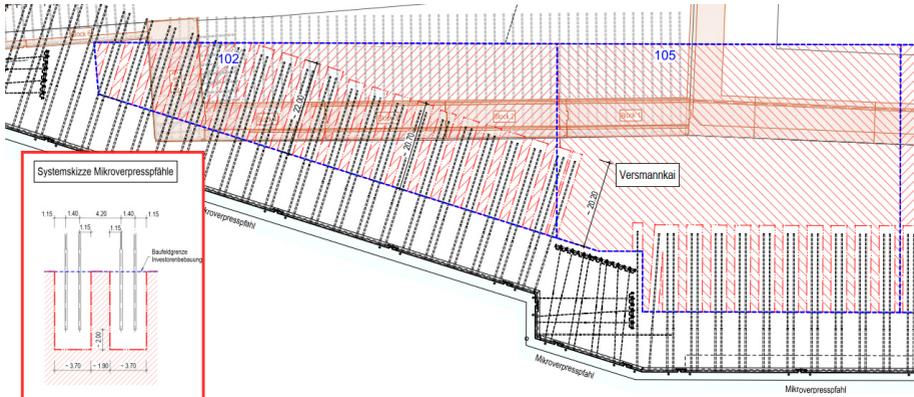


Abbildung 3: Ausführung Kaimauer – KM Dockland Nord Versmannkai I bis III
(© Plan WSH_INL_1_DTKM_021_--_VOR, Inros Lackner SE)

3 Geologie / Baugrund / Grundwasser

Durch die mehrfache Vorverlegung der Kaimauer in den Hafen hinein besteht der obere Baugrund bis in Tiefen von ca. -8,0mNHN (ehemalige Hafensohle) aus sandigen Auffüllungen (Füllsande). Die Verfüllung im Bereich zwischen der historischen Uferanlage und dem Neubau der RORO-Anlage wurde überwiegend als locker gelagert erkundet. Der südliche Bereich der Baugrundstücke zwischen der RORO-Anlage und der aktuellen Kaimauer weist oberflächennah überwiegend mitteldicht gelagerte Auffüllungen auf. Teilweise sind geringmächtige Einlagerungen aus Schlickbändern insbesondere im Niveau der ehemaligen vorhandenen Hafensohle vorhanden. Unterhalb der Auffüllungen stehen gewachsene tragfähige Sande an, die eine mindestens mitteldichte bis dichte Lagerung aufweisen.

Die Sande werden ab einer Tiefe von ca. -22mNHN von Ton unterlagert.

Unmittelbar am Baakenhafen gelegen sind die Wasserstände auf den beiden Baufeldern tideabhängig. Das mittlere Tidehochwasser im Hamburger Hafen liegt bei etwa +2,1mNHN. Das mittlere Tideniedrigwasser liegt bei -1,5mNHN. Aufgrund der vorhandenen Kaimauerkonstruktion sind auf den Baufeldern zeitlich verzögert gedämpfte Wasserstände zu verzeichnen. Die Dämpfung gegenüber den Hafenwasserständen liegt bei ca. 1,5m.

4 Planung der Gründungsmaßnahme

4.1 Auswertung Altbestand auf dem Baufeld

Ziel der technischen Planung war ein auf den vorhandenen Altbestand optimal abgestimmtes Tiefgründungskonzept zu erarbeiten. Hierzu wurden alle zur Verfügung stehenden Unterlagen zur Bestandsbebauung auf den beiden Baufeldern ausgewertet. Neben den historischen Planungsunterlagen der Kaimauern standen auch Aufmaße des Bestands zur Verfügung. Im Zuge der Abbrucharbeiten des Stahlbetonüberbaus der RoRo-Anlage wurden die Spundbohlen vereinzelt geodätisch eingemessen. Zudem lag das Kopfaufmaß einiger freigelegter Stahlschrägpfähle vor. Zu der aktuellen Kaimauer stand ein umfangreiches Aufmaß inklusive Bohrlochvermessung der Mikroverpresspfähle zur Verfügung.

Alle vorhandenen Informationen wurden in einem 3D-Bestandsmodell zusammengefügt. Anhand der Kopfeinmessungen der Stahlschrägpfähle wurde sowohl die horizontale als auch die vertikale Neigung der Pfähle bestimmt und die Pfahlage entsprechend über die Länge extrapoliert.

Zudem wurden im Planungsmodell Randbedingungen wie Mindestabstände der neuen Gründungspfähle zur aktiven Rückverankerung implementiert.

4.2 Erkundung RoRo-Anlage

Im Bereich der ehemaligen RoRo-Anlage wurde durch verschiedene zusätzliche Erkundungsmethoden versucht die Lage der Bestandsanker zu orten. Auf Baufeld 105 wurden vereinzelt Suchschürfe durchgeführt, um die Stahlschrägpfähle einzumessen und das vorhandene lückenhafte geodätische Aufmaß zu ergänzen.

Auf Baufeld 102 wurde zudem mittels INN-Oberflächensensorik (Impuls Neutron Neutron Technik) die Lage der metallischen Bestandsbauteile erkundet. Das Verfahren beruht auf einer statistischen Auswertung von künstlich erzeugten Neutronen nach deren Kollision mit

im Messbereich befindlichen Atomen innerhalb des Registrierbereichs der Sonde. Auf einem Messfeld von ca. 1000m² wurde das Baufeld auf diese Weise abgefahren und sondiert.

Im Zuge der Auswertung musste festgestellt werden, dass aufgrund der hohen Konzentration von Eisenteilen in der Sondierfläche eine Ergebnisdarstellung nur sehr eingeschränkt möglich war.

4.3 Pfahlprobelastung

Zur Verifizierung der Pfahltragfähigkeiten und daraus möglicherweise resultierenden Optimierungen der Tiefgründung wurde auf Baufeld 102 vorab eine Pfahlprobelastung ausgeführt. Die Probelastung wurde am östlichen Grundstücksrand am Übergang zu Baufeld 105 durchgeführt. Da der Baugrund auf beiden Baufeldern sehr homogen ist, konnten die Ergebnisse als repräsentativ für beide Baumaßnahmen angesehen werden. Es wurden Probelastungen an zwei Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 90cm durchgeführt. Die Probepfähle wurden unter Inanspruchnahme von jeweils vier Reaktionspfählen auf Druck beansprucht. Besonderes Augenmerk in der Planung musste auf den Einfluss der Probelastung auf die aktive Rückverankerung der Kaimauer gelegt werden.

Im Ergebnis konnten durch die Pfahlprobelastung gegenüber den Erfahrungswerten der EA-Pfähle ca. 10% höhere Bemessungskennwerte für die Planung der Pfahlgründung angenommen werden.

4.4 Festlegung der Pfahlage

Die endgültige Pfahlage wurde in enger Abstimmung mit dem Tragwerksplaner, der Bauleitung sowie dem Prüfenieur in einem iterativen Prozess festgelegt. Hierbei wurde sowohl der hochbauliche Lastabtrag, die aktive Rückverankerung zur Kaimauer sowie die im Baugrund vorhandenen Hindernisse aus dem Altbestand berücksichtigt.

Während in manchen Bereichen durch die Wahl von kleineren Pfahldurchmessern versucht wurde den Pfahl zwischen den Stahlhindernissen zu platzieren, wurde in anderen Bereichen durch die Wahl von möglichst großen Pfahldurchmessern die Pfahllänge reduziert, so dass der Pfahl oberhalb des Hindernisses abgesetzt werden konnte und eine Durchörterung planmäßig vermieden werden konnte.

Pfähle, die aufgrund von hochbaulichen Randbedingungen bzw. aufgrund der hohen Anzahl an Hindernissen unvermeidlich durch ein Hindernis hergestellt werden mussten, wurden so platziert, dass der herzustellende Gründungspfahl zentrisch auf dem Bestandshindernis liegt. In Abbildung 4 sind zwei Ausschnitte aus der jeweiligen Gründungsplanung der beiden Baufelder zu sehen. Im linken Bild ist die Planung der Gründung im Bereich des Hochhauskerns auf BF102 dargestellt. Zu erkennen sind die Sicherheitsabstände (orange) zur Einhaltung eines ausreichenden Abstands zur aktiven Rückverankerung der Kaimauer. Hierdurch ergeben sich schmale Gründungsgassen für die neu herzustellenden Pfähle (rot). Aufgrund der Verschwenkung der RoRo-Anlage in diesem Bereich (grau) sind Kollisionen zwischen Gründungspfählen und den Bestandsankern unumgänglich. Es wurde in der Planung versucht ein Durchbohren der Bestandsspundwand zu umgehen. Zudem wurde versucht die neuen Pfähle möglichst zwischen die Bestandsanker zu setzen bzw. wo ein Durchbohren unvermeidlich erschien den neuen Gründungspfahl zentrisch oberhalb des Hindernisses zu platzieren.

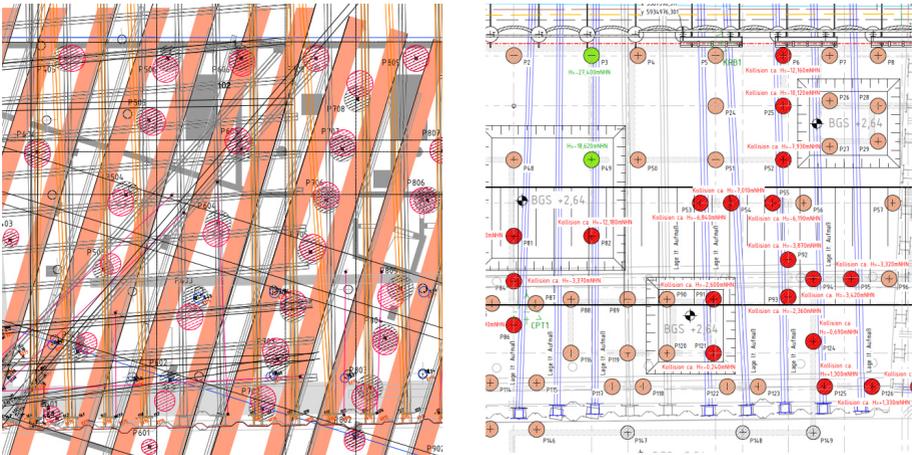


Abbildung 4: Ausschnitt der Gründungsplanung BF102 BV Wildspitze (links) und BF105 Moringa (rechts) (© Zentrale Technik, Ed. Züblin AG)

In der Abbildung auf der rechten Seite ist ein Ausschnitt der Gründungsplanung des BV Moringa BF105 dargestellt. Das Aufmaß der Tragbohlen der RoRo-Anlage ist in blau hervorgehoben. Zudem sind die Bestandsanker anhand des vorliegenden Kopfaufmaßes über die Länge ebenfalls in blau projiziert. Gründungspfähle mit planmäßiger Durchörterung eines Hindernisses wurden rot hervorgehoben. Zudem wurde die Tiefenlage des

Hindernisses angegeben. Pfähle mit Kollisionen bei Berücksichtigung von Pfahlherstelltoleranzen wurden in orange markiert. Pfähle ohne planmäßige Durchörterung wurden grün dargestellt.

5 Ausführungsarbeiten der Pfahlgründung

5.1 Ausgeführtes Pfahlsystem

Im Bereich von Hindernissen wurden verrohrte Großbohrpfähle unter Wasserauflast mit Durchmessern von 90 cm bis 180 cm hergestellt. Außerhalb von zu erwarteten Hindernissen kam das Verdrängerpfahlsystem (Teilverdrängerpfähle) zum Einsatz. Aufgrund der Vielzahl an Bestandsbauteilen mussten im Zuge der Pfahlherstellung zahlreiche massive Stahlhindernisse durchörtert und geborgen werden. Die Ausführung dieser planmäßig notwendigen Durchörterung der reliktsichen Bausubstanz war die zentrale Herausforderung in der Realisierung des Bauvorhabens. Dabei war es wichtig die Pfahlherstellung eng zu begleiten und zu überwachen, um zu gewährleisten ausschließlich die reliktsiche Bausubstanz und nicht die Rückverankerung der bestehenden Kaimauer zu durchörtern.

5.2 Hindernisdurchörterung

Um die Hindernisse im Baugrund zu durchbohren und zu bergen, wurden zunächst konventionelle Bohrwerkzeuge eingesetzt (Kernbohrer, Bohrschnecke und Bohreimer).

Im Verlauf der ersten Hindernisbohrungen zeigte sich, dass die Stahlträger durch den Einsatz eines Schneidschuhs verhältnismäßig einfach durchtrennt werden konnten. Die eigentliche Herausforderung bestand in der Bergung der durchtrennten Stahlträger. Zu Beginn wurde versucht, die im Bohrloch liegenden Stahlträger mit konventionellen Bohrwerkzeugen – Kernbohrer, Bohrschnecke oder Bohreimer – zu greifen und aus dem Bohrloch zu entfernen. Dabei kam es jedoch wiederholt zu erheblichen Beschädigungen an den Geräten. So führten diese Versuche unter anderem zu einem Abriss der Kellystange und der Bohrschnecke.

Die Ursache der Schwierigkeiten lag in der Geometrie der Stahlträger. Da der Schneidschuh die Stahlträger relativ sauber an zwei Stellen durchbohren konnte, lag der durchtrennte Stahlträger in der Länge des jeweiligen Bohrlochdurchmessers in einem Stück auf der Bohrlochsohle. Werkzeuge wie ein Kastenbohrer waren nicht geeignet, da die Träger schlichtweg zu groß waren, um vollständig erfasst und geborgen zu werden. Um die Träger

dennoch bergen zu können, wurden sie mithilfe des Bohrwerkzeugs in mehrere Stücke zerbrochen (siehe Abbildung 5). Dieser Ansatz war zwar notwendig, führte jedoch zu weiteren Schäden am Bohrwerkzeug und machte die Hindernisbohrungen zu einer besonders materialintensiven und herausfordernden Aufgabe.



Abbildung 5: Mithilfe einer Bohrschnecke geborgenes Stahlträgerhindernis (© Züblin Spezialtiefbau GmbH)

Die rotmarkierten Bohrpfähle der Abbildung 6 zeigen auf, dass bei einer Vielzahl weiterer Bohrpfähle planmäßig weitere Stahlträger durchbohrt werden mussten. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, ein wirtschaftlicheres und effizienteres Verfahren zur Bergung der Hindernisse zu entwickeln. In diesem Zusammenhang wurden zwei Varianten untersucht.

Zum einen bestand die Möglichkeit die Hindernisse mit Hilfe eines Tauchereinsatzes zu bergen. Dabei wäre der Taucher in das Bohrloch abgetaucht, nachdem das Hindernis durchtrennt worden ist, hätte ein Loch in den durchbohrten Stahlträger gebrannt und diesen an einer Kette befestigen müssen. Der Träger hätte dann durch das Hilfsseil vom Bohrgerät geborgen werden können. Aufgrund des hohen Sicherheitsrisikos, das mit einem Tauchereinsatz in einem Bohrloch einhergeht, wurde diese Methode verworfen.

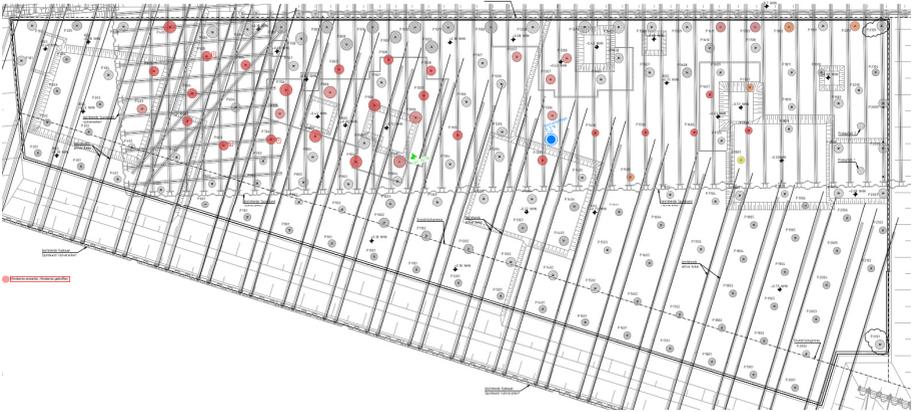


Abbildung 6: Hindernisübersicht der Gründungspfähle (© Zentrale Technik, Ed. Züblin AG)

Die zweite Variante bestand darin, das Hindernis mit Hilfe des Greiferbohrverfahrens zu bergen. Dabei hängt ein Bohrgreifer als Werkzeug an einem Seilbagger. Der Vorteil bei diesem Verfahren besteht darin, dass der Bohrgreifer das Hindernis wie eine Zange greifen und aus dem Bohrloch als Ganzes herausziehen kann (siehe Abbildung 7).



Abbildung 7: Mithilfe eines Bohrlochgreifer geborgenes Stahlträgerhindernis (© Züblin Spezialtiefbau GmbH)

Die Anpassung des Verfahrens minimierte den materialintensiven Verschleiß an Bohrwerkzeugen. Durch die Kombination der beiden Geräte – Bohrergerät und Seilbagger – konnte der Bauablauf effizienter gestaltet und die Hindernisbohrungen wirtschaftlicher umgesetzt werden. Insgesamt wurden auf Baufeld 102 über 63 Stahlträger in Bohrtiefen zw. 3,50 m und 16,50 m durchbohrt.

Trotz anfänglicher Schwierigkeiten und der beschriebenen technischen Herausforderungen konnten die Gründungsarbeiten für die beiden Hochhäuser erfolgreich und termingerecht abgeschlossen werden. Durch detaillierte Bestandsanalysen, Erkundungsverfahren sowie eine angepasste Bohrtechnik und Hindernisbergung konnten alle Hindernisse erfolgreich durchörtert werden. Die enge Abstimmung zwischen Planern und Bauausführung führte zu einer optimalen Gründungslösung, die den Anforderungen an Tragfähigkeit und Nachhaltigkeit gerecht wird. Wir bedanken uns für die konstruktive und sehr gute Zusammenarbeit bei den Bauherren und den übrigen Projektbeteiligten.



Abbildung 8: Drohnenaufnahme des Baufelds 102 während der Herstellung der Gründungspfähle (© Sebastian Engels Fotografie)

Autoren

Moritz Piffko, M.Sc.

moritz.piffko@zueblin.de

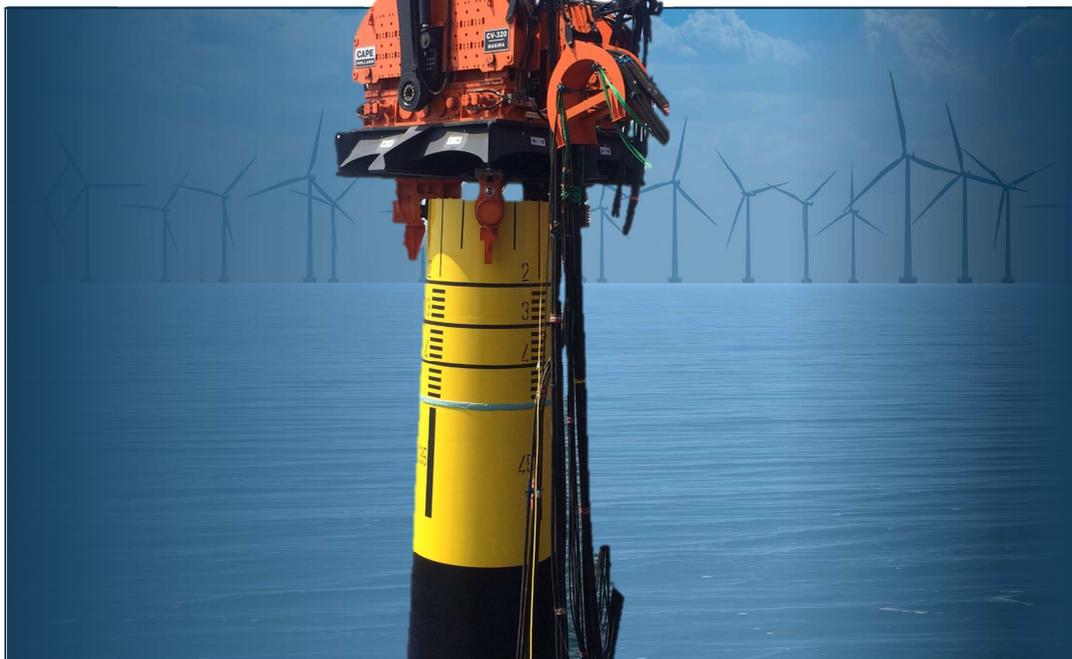
Philipp Schlossmann, M. Sc.

philipp.schlossmann@zueblin.de

Technisches Büro Ed. Züblin AG und Züblin Spezialtiefbau GmbH
Reeperbahn 1, 20359 Hamburg

www.zueblin.de

ALLNAMICS.COM



ALLNAMICS EXPERTEN FÜR GEOTECHNIK UND PFAHLPRÜFUNG

RAMMANALYSE UND -PROGNOSE FÜR IMPULSRAMMUNGEN (PDA & PDP)

RAMMANALYSE UND -PROGNOSE FÜR VIBRATIONSAMMUNGEN (VDA & VDP)

ONSHORE - NEARSHORE - OFFSHORE

PFAHLPRÜFUNG

STATISCHE, DYNAMISCHE UND STATRAPID LOAD TESTING

DURCHFÜHRUNG VON MESSKAMPAGNEN IN DER GEOTECHNIK

IHR PROFESSIONELLER PARTNER BEI GEOTECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN



Pfahlprobelastung Freiham – Konzeptionierung und Ausführung

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley, Antonia Schweiger, M.Sc.,
 Boley Geotechnik GmbH / Universität der Bundeswehr München;
 Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani, Dr. Daniel Rebstock,
 Technische Universität München, Zentrum Geotechnik;
 Dipl.-Ing. Jörg Hagen, Dr. Marcus Scholz,
 Landeshauptstadt München, Baureferat – HA Ingenieurbau;
 Johannes Gruss, M.Sc., Michael Lehle, M.Eng.,
 Implenia Civil Engineering GmbH, München

1 Einleitung

In den kommenden Jahren soll das bestehende U-Bahn-Netz in München erweitert werden. In erster Priorität sollen 21,5 km Streckenlänge und 18 Bahnhöfe gebaut werden. In zweiter Priorität sollen weitere 13,5 km Streckenlänge und 12 Bahnhöfe errichtet werden. In Summe ergibt das ein Bauvolumen von 35 km Streckenlänge und 30 neuen Bahnhöfen, was in etwa 1/3 des Bestands von derzeit rund 100 km und 100 Bahnhöfen entspricht.

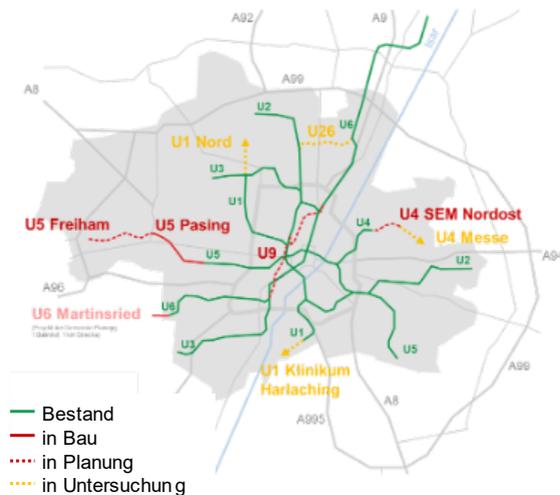


Abbildung 1: Ausbau des bestehenden U-Bahn-Netzes in München [HAGEN ET AL., 2024]

Ein Großteil der Stationsbauwerke wie auch Teile der freien Strecke werden aktuell in Wand-Deckel-Bauweise geplant. Diese Bauweise wurde gewählt, um den oberirdischen Straßen- und Bahnverkehr während der gesamten Bauphase nur geringfügig zu beeinträchtigen. Die Verkehrslasten auf dem Deckel der Baugrube erzeugen hohe Vertikallasten, die über Schlitz- oder Bohrpfahlwände in den Baugrund abgetragen werden. Die derzeitigen aktuellen Regelwerke, wie die DIN 4126, die ZTV-U München 1977 sowie die Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. geben für die Bemessung der Baugrube konservative charakteristische Kennwerte für Mantelreibung und Spitzendruck wie auch Empfehlungen zu maximalen Standzeiten von offenen Schlitzungen vor. Daraus resultieren u. a. große Einbindetiefen der Verbauwände.

Ziel der Pfahlprobekampagne in Freiham ist es nachzuweisen, dass in München mit lokalen, weniger konservativen Erfahrungswerten geplant und bemessen werden kann. Es wurden im Rahmen der hier vorgestellten Kampagne 15 Pfahlprobekampagnen durchgeführt, anhand derer das Tragverhalten untersucht und die Grenzwerte für Mantelreibung und Spitzendruck von verrohrten und suspensionsgestützten Großbohrpfählen, in den einzelnen Schichten des Münchner Tertiärs, abgeleitet werden können. Bei einzelnen Pfählen wird auch der Einfluss von Mantel- bzw. Fußverpressung auf das Tragverhalten untersucht. Zusätzlich wurden drei Pfahlprobekampagnen auf Zug durchgeführt, um die Auswirkung von unterschiedlichen Standzeiten auf die Mantelreibung zu untersuchen. Diese Erkenntnisse sollen insbesondere auf den Einfluss der Standzeit von offenen Schlitzungen bei der Schlitzwandherstellung übertragen werden.

2 Baugrundverhältnisse in München

2.1 Baugrundaufbau

Das Testfeld der Pfahlprobekampagne liegt in unmittelbarer Nähe des U-Bahnbauwerks „Freiham-Zentrum“. Teile des Bauwerks werden gegenwärtig als Vorhaltemaßnahme (u.a. Schlitzwände und Deckel) errichtet.

Geologisch betrachtet und gemäß den Ergebnissen der für die Erweiterung der U5 durchgeführten Erkundungsmaßnahme befindet sich das Projektgebiet im Bereich der sog. Münchner Schotterebene, wodurch eine Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf den Großraum München gewährleistet ist. Der Baugrundaufbau besteht unter dem Mutterboden

aus quartären Ablagerungen, welche im Baufeld aus grobkörnigen Schichten (v.a. Kies und untergeordnet Sand, vereinzelt Rollkieslagen) bestehen. Die Kiese sind mitteldicht bis sehr dicht gelagert.

Unterhalb der quartären Schichten stehen zuoberst tertiäre Lockergesteinsschichten der Oberen Süßwassermolasse an, die aus einer Wechselfolge von glimmerreichen Fein- bis Mittelsanden (sehr dicht gelagert) und Ton/Schluffen (halbfeste bis feste Konsistenz) besteht. Die tertiären Schichten können bereichsweise calcitisch verfestigt sein. Die Schichtgrenze zwischen dem quartären Schotter und der tertiären Molasse ist deutlich ausgebildet, weist jedoch ein inhomogenes flachwelliges Relief auf und kann in Form von Rinnen und Mulden mehrere Meter tief in die tertiären Sedimente eingeschnitten sein. Die quartären Kiese und die tertiären Sande stellen gut durchlässige Ablagerungen dar, hingegen sind die tertiären Tone/Schluffe in der Regel als Grundwasserstauer zu betrachten. Die dadurch entstandenen Grundwasserstockwerke können aufgrund begrenzter Lateralstreckungen einzelner Tonhorizonte miteinander verbunden sein.

Bei den tertiären Sanden wird zur Abgrenzung der Homogenbereiche in der Bezeichnung der entsprechende Aquifer berücksichtigt. Teilweise ist, wie auch im Projektgebiet gegeben, die Mächtigkeit der obersten tertiären Stauerschicht vergleichsweise gering, weswegen nicht von einer vollkommenen hydraulischen Trennung der quartären und tertiären Grundwasserleiter ausgegangen werden kann. Die oberste Schicht der tertiären Sande wird jedoch auch in diesem Fall u. a. als tertiärer Sand des Aquifer TI bezeichnet, jedoch mit einem freien Grundwasserspiegel. Die tieferliegenden Tertiäraquifere sind als gespannte Grundwasserleiter zu beschreiben.

Das tiefere Tertiär ist abhängig vom Grad der Diagenese bereichsweise in Locker- bzw. (Halb-) Festgestein einzustufen. Die glaziale Vorbelastung wie auch lokale Kalkbindungen (sog. Kalkkonkretionen) sorgen für eine ausgeprägte Variabilität der Steifigkeit bzw. Scherfestigkeit. Bei anderen Bauvorhaben im Münchner Baugrund wurde die große Variabilität der Scherfestigkeit und der Steifigkeit ebenso in Laborversuchen beobachtet.

Für die Übertragbarkeit der Ergebnisse vom Testfeld auf andere Standorte im Raum München wurden vorab umfangreiche Erkundungsmaßnahmen in Verbindung mit geophysikalischen Untersuchungen im Versuchsfeld durchgeführt. Die Abbildung 2 zeigt die fünf im Testfeld abgeteufte Erkundungsbohrungen mit Teufen von bis zu 70 m. In den

Erkundungsbohrungen wurden ergänzend Bohrlochaufweitungsversuche sowie Bohrlochrammsondierungen durchgeführt, um in einem zweiten Schritt die Laborergebnisse mit den in situ Ergebnisse zu korrelieren. Die Variabilität des Baugrunds war in der Bohrkernansprache nur schwer erfassbar, sodass zur Abgrenzung Cross-Hole-Messungen (vgl. Abbildung 3) [CSUKA ET AL., 2024; REBSTOCK ET AL., 2024] mit unterschiedlich polarisierten Scher- und Kompressionswellen durchgeführt wurden. Die Ergebnisse der geophysikalischen Messungen konnten diese nur schwer erfassbare Variabilität mit lokal deutlich höheren Wellengeschwindigkeiten auflösen und bezogen auf die Steifigkeit im Bereich sehr kleiner Dehnungen quantifizieren.

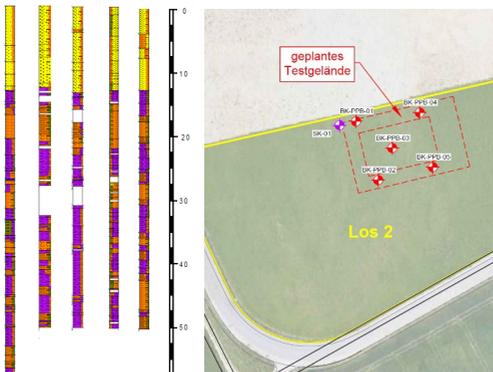


Abbildung 2: Erkundungsbohrungen B01-B05
(links): Quartär (gelb), Tertiäre Sande (orange) und Tertiäre Tone (violett); Testfeld (rechts)

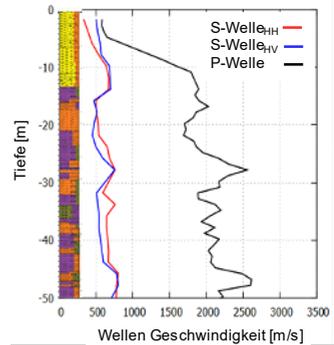


Abbildung 3: polarisierte Scher- (V_{s-HH} bzw. V_{s-HV}) und Kompressionswellengeschwindigkeit (V_p) zwischen SK-1 und B1

2.2 Maßgebende Homogenbereiche

Die Festlegung der maßgebenden Homogenbereiche erfolgt unter Berücksichtigung der geplanten Einbindetiefen aktueller Tiefgründungen verschiedener Großprojekte im Raum München.

Basierend auf den Ausführungsplänen und Statik-Dokumenten der derzeit im Bau befindlichen Stationsbauwerke Willibaldstraße, Am Knie, Pasing und Freiham binden die Verbausysteme bis ca. 35 m u. GOK (ca. 492 bis 495 m üNN) in den Baugrund und damit bis in die tertiären Sande des Aquifers TII bzw. teilweise bis in die untergelagerten tertiären

Tonschichten ein. Der vertikale Lastabtrag erfolgt über die Einbindelängen der Verbausysteme unterhalb der Baugrubensohle und somit auch in die untergelagerten Schichten des Aquifers TII.

Eine tiefenabhängige Varianz der Pfahlkennwerte bezogen auf die tertiären Sande wird bislang nicht vorgenommen. Ergebnisse aus Feld- und Laborversuchen haben gezeigt, dass die tertiären Sande des Aquifers TI und TII bodenmechanisch vergleichbar sind. Im Hinblick auf die Verifikation der Ergebnisse und zur Reduzierung statistischer Unsicherheiten wurde auch in den tertiären Sanden des Aquifers TII die Mantelreibung und der Spitzendruck ermittelt.

Bei den tertiären Tonen und Schluffen bietet sich eine tiefenabhängige Unterscheidung an, da diese mit zunehmender Tiefe steifer auftreten und damit veränderte bodenmechanische Eigenschaften aufweisen können. Aus den derzeit vorhandenen Baugrunderkundungen für das Projektgebiet lässt sich jedoch erkennen, dass unterhalb der tertiären Sande des Aquifers TII (UK ca. 32 m u. GOK) nicht der nächste Homogenbereich der tertiären Tone, sondern eine Übergangszone beider Homogenbereiche von noch unbekannter Mächtigkeit ansteht. Der erforderliche Mantelreibungsausschluss für die Bestimmung der Kennwerte in Tiefen größer als 40 m u. GOK ist nach aktuellem Stand der Technik nicht ohne größere Unsicherheiten realisierbar. Dennoch kann mit den Ergebnissen der projektbezogenen Erkundung über den Vergleich von bodenmechanischen Eigenschaften mindestens ein gleichwertiges Tragverhalten zu den höherliegenden Tonschichten angenommen werden.

Anhand der dargelegten Ausführungen und in Übereinstimmung mit den standort-spezifischen Gegebenheiten ergeben sich folgende maßgebende Homogenbereiche für die Ermittlung von Kennwerten zu Mantelreibung und Spitzendruck: (1) Quartäre Kiese, (2) Tertiäre Sande (Aquifer TI), (3) tertiäre Tone unterhalb des Aquifers TI, (4) Tertiäre Sande (Aquifer TII)

3 Konzeptionierung

3.1 Konzeptionierung der Pfahlprobelastung

In der DIN EN ISO 22477-1 für statische axiale Pfahlprobelastungen auf Druck sowie in der EA-Pfähle sind die wesentlichen Empfehlungen zur Durchführung von Pfahlprobe-

belastungen zusammengefasst. Die für Freiam konzeptionierte Pfahlprobekampagne wurde unter weitgehender Berücksichtigung dieser Empfehlungen erarbeitet.

Ziel der Pfahlprobekampagne ist die Ermittlung der Grenztragfähigkeiten von Mantelreibung und Spitzendruck für die maßgebenden Homogenbereiche der tertiären Sande der Aquifere TI und TII sowie des zwischenliegenden tertiären Tons (vgl. Abschnitt 2.2). Die Pfähle sollen mit statischen axialen Pfahlprobekampagnen mindestens bis zur voran prognostizierten Grenztragfähigkeit auf Druck belastet werden.

Durch die unterschiedlichen Absetzhorizonte und die Anforderung, die Mobilisierung der Mantelreibung für die einzelnen Tertiär-Horizonte separat auszuwerten, ist eine umfangreiche Instrumentierung der Pfähle erforderlich (vgl. auch Abschnitt 3.4). Damit sollen die entsprechenden Last-Setzungs-Verhalten in den jeweiligen Homogenbereichen getrennt erfasst sowie verschiedene Ausführungsvarianten und Absetztiefen der Pfähle betrachtet werden. Aus den unterschiedlichen Ausführungsvarianten ergeben sich rechnerisch unterschiedliche Grenzlasten (vgl. Abschnitt 3.2.3).

Mit den Belastungsprogrammen soll einerseits die a priori unbekannte Grenzlast in einer ausreichenden Anzahl von Einzelstufen und die Auswertung der einzelnen Horizonte erfasst werden, andererseits auch ein Vergleich der unterschiedlichen Ausführungsvarianten möglich sein. Eine zum Teil vorschubkontrollierte Durchführung der Pfahlprobekampagne wurde bei allen Probepfählen erfolgreich eingesetzt (vgl. Abschnitt 3.5).

Zur Begrenzung der Prüflasten wurde der Pfahldurchmesser der Probepfähle auf $\varnothing 880$ vorgegeben und ein Mantelreibungsausschluss im oberen Bereich mit einer Länge zwischen 10 m und 20 m - in Abhängigkeit des Absetzhorizonts - vorgesehen, wobei jeweils eine Pfahllänge von 10 m unterhalb des MRA verbleibt (vgl. Abschnitt 3.3 und 4.2.2).

Grundlage für die Festlegung der Prüfkraft der Pfahlprobekampagne sind die Erwartungswerte für Mantelreibung und Spitzendruck in den maßgebenden Homogenbereichen des Tertiärs (vgl. Abschnitt 2.2). Für eine Abschätzung dieser Erwartungswerte wurden Angaben zu charakteristischen Werten aus allgemein anerkannten Technischen Regelwerken wie den EA-Pfählen und aus diversen geotechnischen Berichten zu Projekten im Großraum München entnommen und bewertet. Die endgültige Festlegung der Erwartungswerte erfolgte unter Berücksichtigung der erfahrungsgemäß hohen Tragfähigkeit des Münchner Tertiärs, die auf die glaziale Überkonsolidierung der Böden zurückzuführen ist.

3.2 Erfahrungswerte der Pfahltragfähigkeit

3.2.1 Normen, Regelwerke und Fachliteratur

Im Zuge der inzwischen abgeschlossenen Ausbauprogramme des Netzes wurden durch das U-Bahn-Referat der Landeshauptstadt München Zusätzliche Technische Vorschriften für die offene Tunnelbauweise (ZTV-U) veröffentlicht. In den ZTV-U sind allgemeine Bodenkennwerte für die quartären Kiese und das Tertiär angegeben. Eine Differenzierung in die tertiären Sande und die tertiären Tone / Schluffe wurde hierbei nicht vorgenommen. Ebenso wurden Berechnungs- und Konstruktionsgrundsätze u.a. für die Ausführung von Baugrubenverbauten festgelegt. Empfehlungen zu Tiefgründungen wie auch Angaben zur Mantelreibung und zum Spitzendruck fehlen hingegen.

Mit Einführung von allgemein anerkannten Technischen Regelwerke wie den EA-Pfähle wurden Erfahrungswerte für Ortbetonrammpfähle, Bohrpfähle und Schlitzwände festgelegt. Diese Erfahrungswerte werden bei nichtbindigen Böden in Abhängigkeit des mittleren Spitzenwiderstands q_c der Drucksonde angegeben. Bei bindigen Böden erfolgt die Korrelation des Spitzendrucks und der Mantelreibung über die Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undrained Bodens. In Tabelle 1 sind die eher konservativ einzuschätzenden Erfahrungswerte für Bohrpfähle gemäß den EA-Pfählen basierend auf der Baugrundcharakterisierung zusammengefasst.

Tabelle 1: Erfahrungswerte für Bohrpfähle gemäß den EA-Pfählen

Homogenbereich	char. Mantelreibung $q_{s,k,Err}$ [kN/m ²]	char. Spitzendruck ($s/d = 0,1$) $q_{b,k,Err}$ [kN/m ²]
Quartäre Kiese	130 – 170	4.000 – 5.300
Tertiäre Sande (Aquifer T1 und T11)	105 – 140	3.000 – 4.000
Tertiären Tone unterhalb Aquifer T1	30 – 65	800 – 1.500

Im Rahmen der Belastungskampagne soll auch die Auswirkung von Mantel- und Fußverpressung auf das Tragverhalten und den Grenzzustand der Tragfähigkeit des Einzelpfahls untersucht werden. Die Traglasterhöhungen durch Mantel- und Fußverpressungen betragen ca. 50 bis 100 % der Traglast im Vergleich zum unverpressten Pfahl

[ZIMBELMANN ET AL., 2019]. Nach der EA-Pfähle kann bei Ausführung einer Mantelverpressung von einer Erhöhung um etwa 50 % ausgegangen werden kann. Bei einer Fußverpressung kann ebenfalls mit einer Zunahme des charakteristischen Spitzendrucks gerechnet werden, jedoch liegt ein wesentlicher Vorteil der Fußverpressung in der Vorverspannung des Baugrunds im Bereich des Pfahlfußes. Dadurch wird der Pfahlfuß bereits bei deutlich geringeren bezogenen Pfahlkopfssetzungen s/d am Lastabtrag beteiligt.

3.2.2 Festgelegte Erwartungswerte zur Ermittlung der Prüfkraft

Die endgültige Festlegung der Erwartungswerte erfolgte unter Berücksichtigung der in Abschnitt 3.2.1 dargestellten Erfahrungswerten und Empfehlungen. In Tabelle 2 sind die Erwartungswerte angegeben, welche als charakteristische Werte im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu verstehen sind und der Konzeptionierung der Pfahlprobelastungen zugrunde gelegt wurden. Für die Planung des Belastungs-/Reaktionssystems sowie die Bemessung der inneren Pfahltragfähigkeit wurde ein Zuschlag von 30 % auf die mit den Erwartungswerten berechneten Prüflasten berücksichtigt. Damit sollte sichergestellt werden, dass weder das Belastungssystem noch die innere Pfahltragfähigkeit die limitierenden Faktoren beim Erhöhen der Prüflasten bis zur Überschreitung der äußeren Tragfähigkeit des Probepfahls darstellen.

Für den Homogenbereich der quartären Kiese wird kein Erwartungswert des charakteristischen Spitzendrucks angegeben, da hierfür bereits ausreichend abgesicherte Erfahrungswerte für den Großraum München vorliegen und dieser im Rahmen des Vorhabens nicht erneut bestimmt werden sollte.

Für die Dimensionierung der mantel- bzw. fußverpressten Probepfähle und deren Prüflasten sowie des dazugehörigen Belastungs- und Reaktionssystems wurden im verpressten Tiefenbereich die in Tabelle 2 enthaltenen charakteristischen Kennwerte mit der zuvor diskutierten Erhöhung von + 50 % angesetzt.

Tabelle 2: Erwartungswerte der charakteristischen Mantelreibung und des charakteristischen Spitzendrucks mit und ohne Mantel- bzw. Fußverpressung

Homogenbereich	char. Mantelreibung $q_{s,k,Erw}$ [kN/m ²]	char. Spitzendruck ($s/d = 0,1$) $q_{b,k,Erw}$ [kN/m ²]
Quartäre Kiese	200	-
Tertiäre Sande (Aquifer TI und TII)	300	8.000
Tertiäre Sande (Aquifer TI und TII), verpresst	450	12.000
Tertiäre Tone unterhalb Aquifer TI	200	6.000
Tertiäre Tone unterhalb Aquifer TI, verpresst	-	9.000

3.2.3 Festgelegter Prüfumfang

Wie in den vorherigen Abschnitten beschrieben, sollen die Kennwerte für Mantelreibung und Spitzendruck in den maßgebenden Homogenbereichen des Münchner Tertiärs ermittelt werden, sowie die Auswirkungen von Mantel- und Fußverpressung in den tieferen Schichten und die damit verbundene Auswirkung auf die Kennwerte untersucht werden. Im Hinblick auf den Anwendungsbereich derartiger Verpressungen bei zukünftigen Tiefgründungen im Großraum München und anhand des im Projektgebiet vorliegenden Baugrunds sollen folgende Varianten in den nach Abschnitt 2.2 definierten maßgebenden Homogenbereichen berücksichtigt werden:

- Mantelverpressung in den tertiären Sanden (Aquifer TI)
- Fußverpressung in den tertiären Sanden (Aquifer TI)
- Fußverpressung in den tertiären Tonen und Schluffen

Um aus den Ergebnissen quantifizierbare Rückschlüsse auf die Kennwerte ziehen zu können sowie die Streuungswerte zu reduzieren, wurden mindestens zwei Probepfähle im jeweiligen Homogenbereich mit gleicher Herstellungs- und Verpressart durchgeführt.

Des Weiteren sollten die Einflüsse des Herstellverfahrens der Bohrpfähle untersucht werden. Bei einem suspensionsgestützten Aushub mit kreisförmigem Querschnitt könnten infolge der Filterkuchenbildung geringere Mantelreibungswerte als bei verrohrt hergestellten Pfählen resultieren. Für die Untersuchung dieses Verhaltens werden die Ergebnisse aus gleichen Homogenbereichen der unterschiedlichen Herstellverfahren miteinander verglichen.

In Abbildung 4 ist der ausgeschriebene Prüfumfang schematisch dargestellt. Aus dem Index ist ersichtlich, welche Randbedingungen für den jeweiligen Probepfahl gelten. Der Pfahltyp-Index besteht aus dem Homogenbereich des abgesetzten Pfahlkopfs (Teil A), dem Bohrverfahren unterhalb des Mantelreibungsausschlusses (Teil B) und der etwaigen vorhandenen Verpressart (Teil C). Die Probepfähle lassen sich zu insgesamt acht Pfahltypen zusammenfassen. Die genaue Bedeutung jedes Index eines Pfahltyps sowie die jeweilige rechnerische Prüflast P_p (mit dem Vorhaltemaß von + 30 %) sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

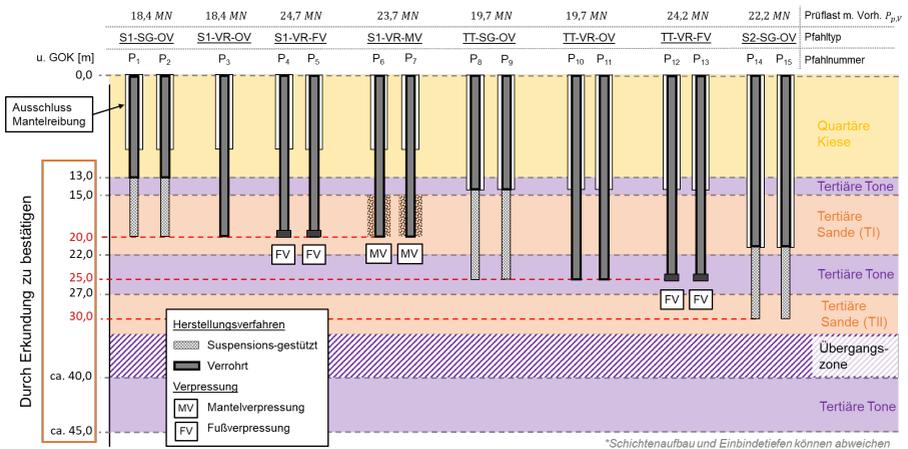


Abbildung 4: Zusammenfassung Prüfumfang mit der ursprünglichen Planung der 15 Probepfähle ohne die Zusatzpfähle [REBSTOCK ET AL., 2024]

Tabelle 3: Zusammenfassung der Pfahltypen mit Angabe der entsprechenden Prüflasten

Pfahltyp	Teil A Homogenbereich	Teil B Bohrverfahren	Teil C Verpressart	Rechn. Prüflast mit Vorhaltemaß $P_{p,v}$ [MN]
S1-SG-OV	Tert. Sande TI	Suspensions- gestützt	-	18,4
S1-VR-OV	Tert. Sande TI	Verrohrt	-	18,4
S1-VR-FV	Tert. Sande TI	Verrohrt	Fuß	24,7
S1-VR-MV	Tert. Sande TI	Verrohrt	Mantel	23,7
TT-SG-OV	Tert. Tone	Suspensions- gestützt	-	19,7
TT-VR-OV	Tert. Tone	Verrohrt	-	19,7
TT-VR-FV	Tert. Tone	Verrohrt	Fuß	24,2
S2-SG-OV	Tert. Sande TII	Suspensions- gestützt	-	22,2

3.2.4 Zusatzuntersuchung: Einfluss der Standzeit auf die Mantelreibung

Die DIN 4126:2013-09 sieht vor, dass keine Abminderung des Erddruckneigungswinkels für Schlitzwände erforderlich ist, sofern die Standzeit des offenen Schlitzes < 30 Stunden beträgt. Andernfalls muss der sich ggfs. ausbildende Filterkuchen berücksichtigt und der Erddruckneigungswinkel infolgedessen auf $\delta = 0^\circ$ reduziert werden. Dieser Ansatz ist angesichts von technisch erforderlichen Herstellzeiten von bis zu 70 h für die gegenwärtig erforderlichen Schlitzwandlamellen mutmaßlich sehr konservativ. Aus diesem Grund wurden für im Rahmen der Probelastungskampagne drei Zusatzpfähle hergestellt, um die Auswirkung der Standzeit offener suspensionsgestützter Bohrungen > 30 h auf die Mantelreibung in den tertiären Tonen und Schluffen zu untersuchen. Die dort vorgesehenen Standzeiten betragen ca. 48 Std., 72 Std. und 144 Std. nach der Fertigstellung des jeweiligen suspensionsgestützten Pfahls.

3.3 Anforderungen an das Versuchsfeld und dessen Umsetzung

Die Kampagne umfasst planmäßig insgesamt 18 Großbohrpfähle \varnothing 0,9 m mit Absetztiefen zwischen 20 m und 30 m in den tertiären Tonen/Schluffen bzw. Sanden. Insgesamt werden

grund der hohen Prüflasten aus einem kreuzförmigen Aufbau mit vier Reaktionspfählen für jede Probelastung.

Basierend auf den Erwartungswerten, vgl. Tabelle 2, ergeben sich sehr hohe Prüflasten. Um die daher erforderliche Pfahlbewehrung und Belastungskonstruktion mit vertretbarem technischen Aufwand realisieren zu können, war eine Begrenzung der Prüflast erforderlich. Das wurde durch einen in der Länge gestaffelten Mantelreibungsausschluss (MRA) realisiert. Die planmäßigen Prüflasten sind der Tabelle 3 zu entnehmen.

Der Mantelreibungsausschluss wird je nach Pfahltyp mit einer Tiefe zwischen 10 m und 20 m unter GOK hergestellt, sodass jeweils die untersten 10 m eines Pfahls auf Mantelreibung beansprucht werden. Die technische Umsetzung des Mantelreibungsausschlusses, wie auch die Dimensionierung der Pfahlbewehrung unter Berücksichtigung der unvermeidlichen Ausmitten im Probepfahl stellten sich als technisch sehr anspruchsvoll dar. Für den im Bereich des MRA frei auskragenden Pfahlschaft musste eine ausreichende Knicksicherheit nachgewiesen werden.

Der MRA wurde planmäßig als zwei konzentrische Stahlrohre $\varnothing_{\text{innen}} 1016$ mm bzw. $\varnothing_{\text{außen}} 1200$ mm mit einem Wasserspalt ausgeführt. Die zuverlässige Herstellung des MRA war zwingend für den Erfolg der Pfahlprobelastung notwendig, weswegen im Vorfeld ein Erprobungspfahl zur Überprüfung der technischen Umsetzbarkeit hergestellt wurde. Der aus der Doppelstahlhülse bestehende MRA wurde in vorab hergestellte Pilotbohrungen $\varnothing 1500$ mm abgesetzt. Anschließend wird der Ringraum zwischen der gezogenen Verrohrung und dem MRA-Außenrohr verfüllt. Um ein Eindringen der Suspension wie auch später des Betons bei der späteren Pfahlbetonage zu verhindern, wurde der Ringspalt am Schaft wie auch am Fuß zwischen Innen- und Außenrohr vor Einhub abgedichtet. Die Probepfähle wurden anschließend durch das Innenrohr der Doppelstahlhülse auf Endtiefe abgeteuft, vgl. Abbildung 6.

Ergänzend zu dem MRA-Erprobungspfahl wurden zwei weitere Erprobungspfähle hergestellt, die dazu dienten die technisch möglichen Zeitpunkte für das Aufsprengen und Nachverpressen der Probepfähle mit Mantel- und Fußverpressung zu testen.

Das Probefeld in Abbildung 5 wurde so konzeptioniert und angeordnet, dass die Reaktionspfähle im Lauf der Kampagne planmäßig eine abnehmende Belastung aus den Probelastungen erfahren. Ebenso sollten die am höchsten belasteten Probepfähle (sechs

Probepfähle mit Mantel- bzw. Fußverpressung) im größtmöglichen Abstand zueinander angeordnet werden. Die übrigen neun geringer belasteten Probepfähle wurden dazwischen angeordnet. Die Pfähle mit gleicher Absetztiefe wurden dabei mit einem möglichst großen Abstand zueinander geplant, damit differenzierte Aussagen zu den jeweiligen Homogenbereichen möglich sind. Zusätzlich galt zu berücksichtigen, dass die Reaktionspfähle möglichst gleichmäßig vorbelastet sind. Die vorgenannten Spezifika wurden bei der Festlegung der Reihenfolge der Probelastungen bereits in dem Konzept berücksichtigt.

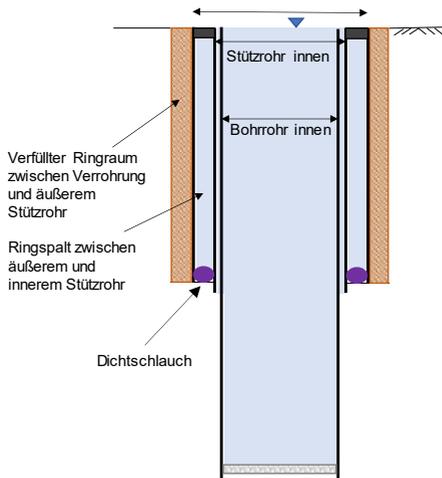


Abbildung 6: Schematische Darstellung des Mantelreibungsausschlusses sowie des unbetonierten Probepfahls

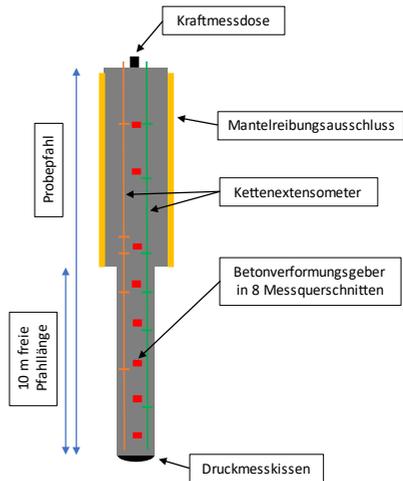


Abbildung 7: Schematische Darstellung eines Probepfahls mit der Messinstrumentierung BVG und EXT im Pfahlschaft und Pfahlfußmesskissen.

3.4 Messtechnik für die Pfahlprobebelastung

Die Instrumentierung der Probepfähle erfolgt in Anlehnung an die EA-Pfähle, "hohe Anforderungen", wobei die horizontale und vertikale Verschiebung, die Axialkraft am Pfahlkopf, die Pfahlstauchung in verschiedenen, über die Pfahllänge verteilten Messquerschnitten, der Spitzendruck und die Setzungen an der OK der Pfahlhülse (Außenrohr MRA-Casing) zeitabhängig erfasst wurde (Abbildung 7). An den Reaktionspfählen wurden die Kräfte in den Zug-GEWI und die vertikalen Pfahlkopfverschiebungen gemessen.

Die tiefenabhängige Pfahlstauchung zur Ermittlung der Mantelreibung in den einzelnen Homogenbereichen und des Spitzendrucks wird in verschiedenen Messquerschnitten (lokal und abschnittsweise integral) redundant erfasst. Die über die Pfahllänge gestaffelt angeordneten Messquerschnitte umfassen Betonverformungsgeber (BVG), Kettenextensometer (EXT) sowie eine kontinuierliche Dehnungsmessung mittels Faseroptik. Die Leerrohre der Kettenextensometer sowie die Faseroptik sind parallel zueinander in jeweils vier Strängen über den Querschnitt angeordnet. Die in Messrohren bei der Probelastung jeweils eingebauten Kettenextensometer wurden paarweise redundant und damit neutral gegen die unvermeidliche, aus dem MRA resultierenden Biegung eingebaut. Ebenso wurden aufgrund möglicher Ausfälle von Einzelgebern vier BVGs je Messquerschnitt angebracht.

Zur Kalibrierung der unterschiedlichen Messsysteme wurde der Mantelreibungsausschluss verwendet, da dieser für alle Probepfähle bei bekannter Querschnittsfläche und Abschnittslänge eine ideale Referenzstrecke unter weitgehend konstanter Pfahlnormalkraft darstellt. Da die Erkundungsbohrungen gezeigt haben, dass der Baugrund innerhalb des Probefeldes durchaus variiert und somit die Homogenbereiche im Tertiär nicht eindeutig voneinander abgegrenzt werden können, wurden die Messquerschnitte oberhalb des Druckmesskissens in einem regelmäßigen 2 m-Raster angeordnet. Dadurch ergeben sich fünf Messquerschnitte außerhalb und drei innerhalb des Mantelreibungsausschlusses, vgl. Abbildung 7.

Gemäß DIN EN ISO 22477-1 ist die gesamte Messtechnik vor äußeren Witterungseinflüssen, wie Sonneneinstrahlung, Temperaturänderung, Niederschläge oder Wind zu schützen, was für dieses Vorhaben durch eine (umsetzbare) Einhausung der Belastungseinrichtung erfolgte.

3.5 Belastungsprogramm für die Pfahlprobelastung

Für einen Rückschluss auf die Grenztragfähigkeiten von Mantelreibung und Spitzendruck müssen die Pfahlprobelastungen mindestens bis zur rechnerischen Prüflast und dabei ggfs. über die sog. Grenzsetzung $s_g = 0,1 D$ hinausgehend durchgeführt werden. Hierfür ist das Belastungsprogramm für die Prüfung mit nur einem Lastzyklus gemäß DIN EN ISO 22477-1 vorgesehen.

Unter Berücksichtigung der angegebenen Prüflasten (vgl. Abbildung 4) und der normativ vorgegebenen Mindestanzahl an Laststufen sollten gemäß der ursprünglichen Planung konstante Laststufen von 2 MN gewählt werden. Für die Pfähle im tertiären Ton wurden im

Zuge der ersten Pfahlprobelastungen die Laststufen auf 1 MN bzw. bei größer werdenden Dehnungen auf 0,5 MN reduziert.

Die Beobachtungsdauer der einzelnen Laststufen richtet sich primär nach dem Kriterium der Verschiebungsgeschwindigkeit ($< 0,1$ mm in 5 Minuten) der EA-Pfähle.

Bei der Belastungskampagne wurden die Druckpfähle zunächst kraftgesteuert belastet. Sofern die Beobachtungszeit einer Laststufe über eine Stunde verlängert werden musste, um das Kriterium der Verschiebungsgeschwindigkeit einzuhalten, wurde nach Ende der Laststufe wegsteuert weiter belastet. Die Druckpfähle wurden dann bis in die Nähe des ULS des Probepfahls, der zulässigen Kraft des Reaktionssystem bzw. dem max. Pressenhub belastet.

4 Realisierung Versuchsfeld

4.1 Ausführungsplanung

Sämtliche Planungsleistungen wurden durch das Technische Büro der Implenia Civil Engineering GmbH in Mannheim erbracht und erfolgten immer in enger Abstimmung mit der Baustelle, dem Auftraggeber und den geotechnischen Beratern.

Der Mantelreibungsausschluss besteht aus zwei koaxialen Stahlrohren. Aufgrund des planmäßigen Pfahldurchmessers von $\varnothing 0,9$ m wurde ein Innenrohr 1016x8,0 mm gewählt. Hierdurch war gewährleistet, dass die später einzustellende Bohrverrohrung ausreichend Spielraum zum Mantelreibungsausschluss hat. Für das Außenrohr wurden Abmessungen von 1220x8,0 mm gewählt. Hierdurch wurde ein Ringspalt von ca. 10 cm sichergestellt. Die Rohrlängen betragen 10 m, 15 m und 20 m. Das Innenrohr ist an beiden Enden jeweils ca. 50 cm länger als das Außenrohr.

Damit die Knicksicherheit des frei auskragenden Pfahls innerhalb des Mantelreibungsausschlusses gewährleistet ist, wurden alle 5,0 m Abstandhalter über den Umfang verteilt angeordnet. Hierdurch wurde die mögliche horizontale Auslenkung des Pfahls auf 10 mm begrenzt.

Die Probepfähle wurden mit einer maximalen Prüflast mit Vorhaltemaß $P_{P,V}$ von bis zu 24,7 MN bemessen. Bei der Bemessung wurde die Prüflast P_P in der Bemessungssituation BS-A untersucht. Bei der Prüflast mit Vorhaltemaß $P_{P,V}$ ($= 1,3 P_P$) wurden charakteristische Materialparameter für Beton und Stahl angesetzt. Für die Pfahlherstellung unterhalb des

Casings wurde die Exzentrizität gemäß DIN EN 1536 berücksichtigt. Zusätzlich wurde noch eine Exzentrizität aus dem Versatz der Schwerelinien des Bohrpfahls am Übergang der Bereiche mit und ohne Mantelreibungsausschluss und einer Lageabweichung der Presse am Ansatzpunkt berücksichtigt. Im Bereich des MRA-Casings wird der Querschnitt des Probepfahls als Verbundstütze $\varnothing 1016$ mm nach DIN EN 1994-1-1 nachgewiesen. Die bei der Bemessung ermittelten Bewehrungsgehalte für die maximal belasteten Druckpfähle waren nur durch 10 $\varnothing 40$ mm Doppelstäbe (GEWI) einlagig in Kombination mit einem Pfahlbeton der Festigkeitsklasse C 35/45 zu realisieren.

Für die Betrachtung des Einflusses der Standzeiten des offenen Schlitzes auf die Mantelreibung waren spezielle Bewehrungskörbe erforderlich (Abbildung 8). Die drei zusätzlichen Probepfähle zur Untersuchung des Einflusses der Standzeit des offenen Schlitzes auf die Mantelreibung werden als Zugpfähle gleichfalls mit einem 15 m MRA-Casing im Kopfbereich analog zu den Pfählen TT-SG-OV (Tiefe 25 m mit Teststrecke im tertiären Sand) hergestellt. Die Zugpfähle wurden analog zum System "Druckrohranker" mit einer Einleitung der Zugkraft am Pfahlfuß konzipiert, damit der Pfahlschaft während der (Zug-) Probebelastung gestaucht wird. Die durch diese Belastung induzierte Dehnung wird wie bei den Druckpfählen mit BVG und EXT sowie Faseroptik erfasst. Zur Messung sind zwei Messquerschnitte unmittelbar oberhalb der Lasteinleitung am Pfahlfuß und am Übergang in das MRA-Casing vorgesehen.

Die Bemessung der planmäßigen Zugkraft von $P_p = 10,9$ MN ergab vier Zugstangen GEWI+ $\varnothing 75$ mm in S 835/1035 und eine Verankerungsplatte am Pfahlfuß in S 670 mit einem Durchmesser von 800 mm und Dicke von 100 mm. Zur Stabilisierung der in Hüllrohren geführten und somit vom Beton des Pfahlschafts entkoppelten Zugstangen beim Einbau in die Bohrung dient ein Stahlfachwerkträger aus L-Winkeln und Aussteifungsblechen, der auch für die Befestigung der Messtechnik diente.



Abbildung 8: Fußausbildung Zugpfahlbewehrungskorb

4.2 Pfahlherstellung

4.2.1 Reaktionspfähle

Die Reaktionspfähle mit Bohrdurchmesser 880 mm und einer Bohrtiefe von 21 m wurden im SOB-Verfahren hergestellt. Für die Bohrarbeiten kam eine Drehbohranlage BG 30 H mit Kelly-Verlängerung zum Einsatz. Der Grundbewehrungskorb bestand aus 16 \varnothing 25 mm Stäben. Für den Lasteintrag wurden zusätzlich vier Tragglieder als GEWI \varnothing 63,5 mm in S 670/800 mit einer Länge von 18 m eingebunden. Der gesamte Bewehrungskorb wurde in voller Länge von 20 m auf die Baustelle geliefert und nachträglich in den frischen Beton eingerüttelt. Als Pfahlbeton wurde ein C 30/37 mit einem Größtkorn von 8 mm eingebaut. Die Konsistenz wurde im Bereich F5/F6 eingestellt und vor dem Einbau jeder Charge überprüft. Es wurden hierbei die Anforderungen an die Lagegenauigkeit gemäß DIN 1536 eingehalten. Für die Anbindung des Reaktionssystems wurde ein Bewehrungsüberstand der GEWIs von 50 cm vorgesehen.



Abbildung 9: Herstellung Reaktionspfähle $d = 880$ mm und Bohrtiefe bis 21 m im SOB-Verfahren mit Kelly-Verlängerung



Abbildung 10: Produktion der Stahlrohrhülsen für den Mantelreibungsausschluss (MRA-Innenrohr) mit Packer, Schläuchen, Abstandhalter etc. in einer Feldfabrik

4.2.2 Mantelreibungsausschluss

Die einzelnen Rohrschlüsse für den Mantelreibungsausschluss wurden in den erforderlichen Längen auf die Baustelle geliefert. Die gesamte Bearbeitung der Rohre erfolgte in einer Feldfabrik direkt auf der Baustelle. Zur leichteren Bearbeitung wurden die Rohre auf einer Rohrdrehvorrichtung gelagert. Neben den Abstandhaltern wurden ein Inklinometerrohr, Schlauchführungen, diverse Bleche, Spül- und Füllschläuche angeschweißt sowie die Dichtpacker am Rohr befestigt. Nach Abschluss der Schweißarbeiten am Innenrohr, wurde dieses in das zugehörige Außenrohr eingeschoben und anschließend an der Kopfseite an temporären Abstandhaltern fest verschweißt. Die Abstandhalter wurden darauf bemessen, dass diese später auch als Anschlagpunkt für den Einbau des Mantelreibungsausschlusses verwendet werden können.

4.2.3 Pilotbohrungen

Für den Einbau der MRA-Casings wurde eine Pilotbohrung \varnothing 1500 mm im Kelly-Bohrverfahren mit Wasserauflast bis in die entsprechende Tiefe von 10 m, 15 m bzw. 20 m abgeteuft. Als Bohrgerät kam eine Liebherr LB 44-510 zum Einsatz. Nach Erreichen der planmäßigen Tiefe wurde in einem ersten Schritt eine Kiesschüttung GK 16/32 mit einer Stärke von ca. 50 cm zur Stabilisierung der Bohrlochsohle eingebaut. Als abdichtende Sperrschicht wurden anschließend Pellets aus Quellton mit einer Mächtigkeit von ca. 2 m in die Verrohrung eingefüllt. In die noch nicht aufgequollenen Pellets wurde anschließend das MRA-Casing eingestellt und mit dem Innenrohr auf dem Kiespolster abgesetzt. Zuvor wurde der am unteren Ende des MRA-Casings befindliche Dichtpacker mit Wasser befüllt, um den Ringspalt zwischen Innen- und Außenrohr zu verschließen.

Um die Lage des MRA-Casings innerhalb der Bohrung zu definieren, wurde am Kopf des Bohrrohres ein Justierrahmen aufgebaut, welcher die Führung des Mantelreibungsausschlusses beim Einbau und das anschließende in Position halten, übernahm. Zur Kontrolle der Lagegenauigkeit wurden über die am MRA-Casing angeschweißten Vierkantrohre mehrfach Inklinometermessungen (VIK) ausgeführt. Hierbei wurden zwischen Ober- und Unterseite Differenzen von ca. 1 mm festgestellt. Nach einer Quellzeit der Tonpellets von mind. zwölf Stunden wurde beim Ziehen der Bohrrohre der Ringraum zwischen Bohrlochwandung und Außenrohr des MRA-Casings mit einer Zementsuspension verfüllt. Hierbei wurde permanent der Druck des Dichtschauches und der Wasserspiegel im Ringspalt überprüft, um ein etwaiges Eindringen von Verpressmaterial in den Ringspalt feststellen zu können. Das Innenrohr des MRA-Casings steht nach dem Einbau planmäßig 50 cm über Arbeitsebene.

Vor Ausführung der Pilotbohrungen für die Probepfähle war ein Proof of Concept des Mantelreibungsausschlusses vorgesehen. An einer vom (Haupt-)Testfeld losgelösten Stelle wurde ein sogenannter Erprobungspfahl (vgl. Abbildung 5) hergestellt. Die Pilotbohrung wurde hier wie zuvor beschrieben hergestellt und ausgebaut. Anschließend wurde aus dem Innenrohr herausgebohrt und einige Meter in das Innenrohr betoniert. Der Nachweis des funktionierenden Mantelreibungsausschlusses konnte anschließend durch Herausziehen des Innenrohres (vgl. Abbildung 12) erbracht werden.



Abbildung 11: Einsetzen des Mantelreibungsausschlusses in die Pilotbohrung mit Justiereinrichtung

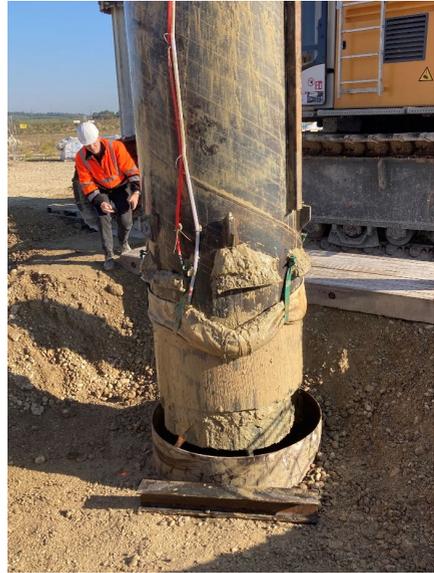


Abbildung 12: Funktionsnachweis des Mantelreibungsausschlusses durch Ziehen des Innenrohres

4.2.4 Probepfähle

Nach Abschluss aller Pilotbohrungen einschließlich dem Einbau der MRA-Casings und entsprechender Aushärtezeit für die Zementsuspension wurde mit der Herstellung der Probepfähle begonnen. Die Herstellung der vollverrohrten Pfähle erfolgte im Kelly-Bohrverfahren gleichfalls mit der LB 44-510. Die Rohrtour wurde innerhalb des Casings sukzessive eingehoben und mit einer Rohrschelle oberhalb des MRA-Casings auf einer mobilen Arbeitsplattform abgefangen. Anschließend konnte die Bohrung bis zur planmäßigen Endteufe (10 m unterhalb des Casings) mit dem Bohreimer unter Wasserauflast abgeteuft werden.

Für den Aushub der suspensionsgestützten Pfähle wurde ein Greifer mit einer Schalenbreite von 880 mm verwendet. Als Trägergerät kam ein Seilbagger vom Typ Liebherr HS 855 zum Einsatz. Da bei den suspensionsgestützten Pfählen kein Bohrohr innerhalb des MRA-Casings eingesetzt werden konnte, musste hier beim Greiferspiel (Ein- und AUSTAUCHEN des

Greifers in den Bohrpfahl) vor allem an der Unterkante des MRA-Casings darauf geachtet werden, dass sich der Greifer dort nicht verkantet. Ein kritischer Aspekt am Übergang UK MRA-Casing zu der suspensionsgestützten Bohrung war außerdem das Ausspülen des Dichttones durch die Vielzahl an erforderlichen Greiferfahrten. Ein solches Ausbrechen und anschließendes Ausbetonieren dieses Ausbruches unterhalb des Casings hätte mit dem dadurch verbundenen Überbeton vor allem bei den drei Zugpfählen zu Problemen bei der Probelastung und verfälschten Ergebnissen geführt. Für die suspensionsgestützten Pfähle wurde daher entschieden, den kritischen Bereich vorab mit dem Bohreimer auszuheben, durch den Einbau von Flüssigboden zu vergüten und anschließend mit dem Bohreimer zu durchhörern.



**Abbildung 13: Kugelgreifer mit
Schalenerweiterung**



**Abbildung 14: Meißel zum Durchhörern der
Sandsteinschichten**

Der bei der Pfahlherstellung ausgehobene Boden wurde nach vorheriger Einweisung durch den Gerätefahrer und Polier angesprochen, um die theoretischen Schichtgrenzen Quartär zu Tertiär und innerhalb des Tertiärs zu verifizieren.

Nach dem Aushub der einzelnen Probepfähle wurde jeweils eine Ultraschallmessung (KODEN-Messung) zur Messung der Vertikalität in zwei orthogonale Richtungen durch-

geführt. Auch am Pfahlfuß wurde zur Stabilisierung der Bohrlochsohle ein Kiespolster eingebaut und die während der Mess-/Wartezeit abgesetzten Feinteile anschließend mit dem Bohreimer ausgehoben.



Abbildung 15: Bewehrungskorb mit $\varnothing 40$ Doppelstäben, Betonverformungsmessgebern, faseroptischen Sensoren und Extensometerrohren



Abbildung 16: Aufrichten der steifen Bewehrungskörbe ohne signifikante Durchbiegung

Aufgrund der Korblängen von bis zu 30 m wurde die Bewehrung planmäßig gestoßen konzipiert. Der Bewehrungsstoß der GEWI $\varnothing 40$ Einzel- bzw. Doppelstäbe wurde mit gekonterten Muffenverbindungen mit dem System Spannschloss umgesetzt. Die Stoßbereiche wurden normgemäß versetzt angeordnet. Probepfähle mit geringeren Bewehrungsgehalten und $\varnothing 28$ mm Längseisen wurden mit Übergreifungsstößen ausgebildet. Gemeinsam wurde entschieden, alle Bewehrungskörbe werksseitig zu stoßen und mit einer Länge von bis zu 30 m am Stück auf die Baustelle zu liefern. Hierdurch konnte die Montage der Instrumentierung, Verpressleitungen und ausführliche Dokumentation der Lage der faseroptischen Sensoren und der Betonverformungsmessgeber erheblich erleichtert

werden. Sowohl vor als auch nach der Betonage wurden alle Messgeber auf Funktionalität geprüft. Die sensible Messtechnik ist fast vollständig unversehrt geblieben.

Zur Bestimmung der Betonfestigkeit der Probepfähle wurden sowohl Würfel für die Druckfestigkeit als auch Zylinder zur Bestimmung des E-Moduls hergestellt. Für die Probepfähle kam ein C35/45 (Druckpfähle) bzw. C45/55 (Zugpfähle) zum Einsatz, die Reaktionspfähle wurden mit einem C30/37 hergestellt. Aufgrund der hohen Bewehrungsgehalte war der Einsatz eines Betons mit einem Größtkorn von 8 mm erforderlich. Bei der Betonage der Probepfähle wurde sowohl der Einbau als auch das Setzmaß im Bohrrohr im Zuge des Ausbaus der Bohrverrohrung ausführlich in 1 m-Schritten im Bereich der Einbindung in den Baugrund dokumentiert. Aus der sich hieraus ergebenden Betonierkurve wird der theoretische Pfahldurchmesser unterhalb des MRA-Casings in 1 m-Schritten abgeleitet. Bei den gegreiferten Pfählen wurde die Betonmenge über den Hubzähler der Betonpumpe erfasst.

Nach Abschluss der Betonage wurde das Kiespolster unterhalb des Pfahlfußmesskissens über am Bewehrungskorb unter das Druckmesskissen angebrachte Injektionsleitungen "drucklos", d.h. mit einem gegenüber einer Nachverpressung erheblich reduzierten Pumpendruck, mit Zementsuspension verfüllt. Auf Basis des theoretischen Porenvolumens des Kiespolsters wurde das einzubringende Suspensionsvolumen von 100 l bestimmt.

Je nach Pfahltyp wurden die Nachverpressungen des Pfahlmantels bzw. des Pfahlfußes etwa 8-10 h nach Betonage ausgeführt. Die Verpressventile wurden als außen am Bewehrungskorb angebrachte NI-Leitungen ausgeführt. Für die Mantelverpressung wurden über den Umfang verteilt vier Stränge angeordnet. Je Strang wurden vier Ventile über eine Höhe von 3 m gestaffelt.

Nach Abschluss der Pfahlarbeiten wurden die Pfahlköpfe vorbereitet, gesäubert und plan aufbetoniert. In diesem Zuge erfolgten auch die erneuten Kontrollen aller Messgeber sowie zusätzliche Inklinometermessungen (VIK) innerhalb der Extensometerrohre. Hierdurch konnten Tendenzen hinsichtlich des Verlaufs des Pfahls bzw. der Lage des Bewehrungskorbs im Pfahl abgeleitet werden. Weiterhin wurden auf dieser Basis durch das Technische Büro der Implania Nachrechnungen aller Probepfähle angestellt und dadurch zusätzliche Tragfähigkeitsreserven identifiziert, welche im Zuge der späteren Probelastungen auch ausgereizt wurden. Zur Prüfung der Pfahlintegrität wurden einerseits die Hammerschlag-

prüfung (PIT) sowie Ultraschallmessungen innerhalb der Extensometerrohre (CSL) ausgeführt.

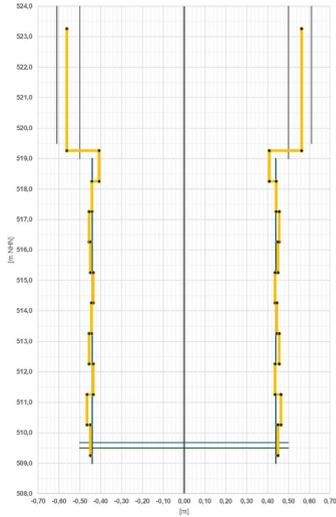


Abbildung 17: Exemplarische Darstellung des theoretischen Pfahldurchmessers auf Basis der eingebrachten Betonmenge



Abbildung 18: Konisches Betonfertigteile unterhalb Kraftmessdose mit Injektionsleitungen zur Verfüllung der Kiespolsterbettung



Abbildung 19: vorbereiteter Pfahlkopf vor der Betonage



Abbildung 20: Pfahlkopf nach der Betonage mit geschütztem Ringspalt

4.2.5 Belastungseinrichtung

Zur Prüfung der Probepfähle wurde ein kreuzförmiger Belastungsaufbau gewählt. Als Hauptträger über dem Probepfahl wurden zwei Trägerpakete bestehend aus jeweils drei HEM 1000 aufgebaut. Eine Gabellagerung zur Aufnahme von an den Auflagern eventuell auftretenden Torsionsmomenten wurde durch ein konstruktives Verspannen der Träger gewährleistet. Für den Toleranzausgleich wurde die Lasteinleitung von den Hauptträgern in die GEWIs der Reaktionspfähle entkoppelt. Zusätzliche Trägerpakete bestehend aus drei HEB 600 mit einer Länge von je 3,50 m ermöglichten einen zwangsfreien Lasteintrag entsprechend den tatsächlich vorgefundenen Gegebenheiten.

Als Pressenpaket wurden vier baugleiche 8-MN-Zweiwegepressen mit einem Pressenhub von bis zu 300 mm eingesetzt. Für die direkte Kraftmessung wurden kalibrierte Kraftmessdosen direkt unterhalb der Pressen eingesetzt. Weiterhin wurden insgesamt 16 Kraftmessdosen an den GEWIs der Reaktionspfähle installiert, um eine mögliche Überlastung einzelner GEWIs ausschließen zu können.



Abbildung 21: Belastungseinrichtung, Pressenpaket und Referenzsystem

Um den hohen Qualitätsanspruch an die Prüfungen gerecht zu werden und Einflüsse aus Witterung (insbesondere Wind und Sonne) und des Temperaturgangs während der mehrtägigen Probebelastung auf die Prüfergebnisse zu minimieren, wurde eine kranbare

Profilträgerhalle mit Abmessungen von 13 x 13 m und einer Firsthöhe von 7,6 m eingesetzt. Über eine spezielle Traverse wurde die rund zehn Tonnen schwere Halle an insgesamt acht an den Bindern befindlichen Punkten angeschlagen. Die Profilträgerhalle umfasste die gesamte Belastungseinrichtung mit den Hauptträgern und Reaktionspfählen einschließlich des Messgerüsts.

Der Umbauprozess der gesamten Belastungseinrichtung konnte im Verlauf so optimiert werden, dass dieser innerhalb von eineinhalb bis zwei Tagen abgeschlossen werden konnte. Die Probelastung mit lastgesteuerter und später vorschubkontrollierter Phase erfolgte im Anschluss innerhalb von zwei Tagen. Insgesamt konnten die Probelastungen planbar für alle Beteiligten in einem konstanten Wochenrhythmus umgesetzt werden.



Abbildung 22: Setzen der kranbaren Profilträgerhalle

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die EU strebt an, bis zum Jahr 2050 klimaneutral zu sein. Dafür sollen die Netto-Treibhausgasemissionen bis 2030 um mindestens 55 % im Vergleich zu 1990 reduziert werden. Der Bau- und Gebäudesektor trägt mit 40 % der globalen CO₂-Emissionen sowie 1/3 des weltweiten Verbrauchs an Ressourcen einen wesentlichen Anteil [DYSON ET AL., 2023]. Auch der Verkehrssektor wiegt mit 25 % [UMWELT BUNDESAMT, 2024] der weltweiten CO₂-Emissionen schwer.

Die Landeshauptstadt München hat es sich zum Ziel gemacht bereits zum Jahr 2035 klimaneutral zu sein [ÖKO-INSTITUT, 2021]. Hierfür streben sie u.a. den Ausbau des öffentlichen Nahverkehrs an, was sich in einem maßgeblichen Ausbau und einer maßgeblichen Erweiterung des U-Bahnnetzes in München äußert. Zusätzlich sollen bereits in der Planung und im Bau durch Green Engineering in Verbindung mit maßgeschneiderte Lösungsansätze die CO₂-Emissionen reduziert werden.

Viele Projekte der Vergangenheit haben gezeigt, dass der Münchner Baugrund ein großes Potential zum Aufnehmen von Lasten aufweist. Die Pfahlprobelastungen in Freiam sollen dieses bekannte Potential in Bodenkennwerte übersetzen, sodass die Einbindetiefen von Bohrpfählen und Schlitzwänden bei zukünftigen Bauwerken im Raum München optimiert werden können und damit zur direkten Reduktion von Treibhausgasen beitragen. Hierfür wurden 15 Pfahlprobelastungen auf Druck in den drei maßgebenden Homogenbereichen sowie drei Pfahlprobelastungen auf Zug durchgeführt. Die Pfahlherstellung war durch den bis zu 20 m langen herzustellenden Mantelreibungsausschluss, den infolge der hohen Prüflasten hoch bewehrten Bewehrungskorb sowie der ausgeprägten Pfahlinstrumentierung technisch sehr anspruchsvoll. Bereits im Planungsprozess hat sich gezeigt, dass alle Projektbeteiligten pragmatische und sinnvolle Lösungen unterstützen, damit das Projekt ein Erfolg wird. Das wurde auch während der Herstellung umgesetzt, da durch die sorgfältige Arbeit lediglich einige vereinzelte Messgeber der über 500 sensiblen Messinstrumente beschädigt wurden.

Durch die gute Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten konnten die 18 Pfahlprobelastungen Ende 2024 erfolgreich und zufriedenstellend abgeschlossen werden. Aktuell erfolgt die Auswertung der Pfahlprobelastungen und der Vergleich der Ergebnisse der drei verschiedenen Messsysteme durch die TU München und Boley Geotechnik. Eine erste Auswertungen der Probelastungen bestätigen die Annahme, die Kennwerte zukünftig anpassen und erhöhen zu können, was den Erfolg der Pfahlprobelastungskampagne bestätigt. Die Detailauswertung zur Ableitung der schichtabhängigen Mantelreibungen bzw. Spitzendrücke in Abhängigkeit der Variationen wie auch eine begleitende numerische Simulation der Pfahlprobelastungen sind derzeit in Bearbeitung.

Literatur

Cuska, A. et al.; Die Ermittlung der Überkonsolidation und deren Berücksichtigung bei FE-Berechnungen am Beispiel des feinkörnigen Münchener Tertiärs, *Messen in der Geotechnik 2024, Heft 116, Mitteilung des Instituts für Geomechanik und Geotechnik Technische Universität Braunschweig, 2024*

DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" (EA-Pfähle), *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2012*

DIN EN 1997-1:2009-09; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *Beuth-Verlag, Berlin, 2009*

DIN EN 1997-1/NA:2010-12; Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *Beuth-Verlag, Berlin, 2010*

DIN EN ISO 22477-1:2019; Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil 1: Statische axiale Pfahlprobelastungen auf Druck, *Beuth-Verlag, Berlin, 2019*

Hagen, J. et al.; U-Bahn München – Optimierung der Bauwerksabmessung durch statische Pfahlprobelastung; 8. *Münchner Tunnelbau Symposium, Universität der Bundeswehr, München, 2024*

Landeshauptstadt München U-Bahn Referat; Zusätzliche Technische Vorschriften für die offene Tunnelbauweise (ZTV-U), 1977

Öko-Institut e.V.; Maßnahmenplan Klimaneutralität München, im Auftrag der Landeshauptstadt München, <https://stadt.muenchen.de/dam/jcr:dc76020e-b14b-42ca-9eea-4c3ce538b951/Massnahmenplan-Klimaneutralitaet-Muenchen.pdf>, 2021 [abgerufen am 22.01.2025]

Rebstock, D. et al.; Pfahlprobelastung Freiam Grundlage für die wirtschaftliche Erweiterung der U-Bahn und Charakterisierung des Münchner Tertiärs, 38. *Baugrundtagung, Bremen, 2024*

Umwelt Bundesamt; Emissionen des Verkehrs, <https://www.umweltbundesamt.de/daten/verkehr/emissionen-des-verkehrs#verkehr->

belastet-luft-und-klima-minderungsziele-der-bundesregierung, 2024 [abgerufen am 22.01.2025]

Dysen, A. et al; United Nations Environment Programme, & Yale Center for Ecosystems + Architecture; Building Materials and the Climate: Constructing a New Future. <https://wedocs.unep.org/20.500.11822/43293>, 2023 [abgerufen am 22.01.2025]

Zimbelmann, J.; Boley, C.; Forouzandeh, Y.; Pfahlgründungen, *Handbuch Geotechnik, 2. Auflage, Hrsg. Boley C., Springer Vieweg, Wiesbaden, 2019*

Autoren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley	c.boleym@boleymgeotechnik.de
Antonia Schweiger, M.Sc.	a.schweiger@boleymgeotechnik.de
Boley Geotechnik GmbH	https://boleymgeotechnik.de/
Auenstraße 100, 80469 München	Tel.: 089 / 30 90 877-0
Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani	roberto.cudmani@tum.de
Dr. Daniel Rebstock	daniel.rebstock@tum.de
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München	https://www.cee.ed.tum.de/gbft/startseite/
Franz-Langinger-Straße 10, 81245 München	Tel.: 089 / 289-27131, -27133
Dipl.-Ing. Jörg Hagen	joerg.hagen@muenchen.de
Dr. Marcus Scholz	marcus.scholz@muenchen.de
Landeshauptstadt München, Baureferat - HA Ingenieurbau	https://www.ubahnbau-muenchen.de/
Friedenstraße 40, 81660 München	Tel.: 089 / 233 61549
Johannes Gruss, M.Sc.	johannes.gruss@implenia.com
Michael Lehle, M.Eng.	michael.lehle@implenia.com
Implenia Civil Engineering GmbH	https://implenia.com/
Divison Civil Engineering, Niederlassung München	Tel.: 089 / 74817-121
Landsbergerstraße 290a, 80687 München	

Auswirkungen fehlender Baugrundaufschlüsse auf die Auswertung von Pfahlwiderständen aus Probelastungen am Beispiel von Testfeldern

Thorsten Schultze, Luka Hublitz

Grundbaulabor Bremen, Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

1 Einleitung

Die Ermittlung der axialen äußeren Pfahlwiderstände in Lockergesteinen erfolgt üblicherweise auf Grundlage der Ergebnisse von Drucksondierungen und Erfahrungswerten bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen. Bei unzureichender Kenntnis über die Tragfähigkeit des anstehenden Baugrundes, zur Ermittlung der exakten Widerstandslinie des Pfahls oder zur Optimierung der Pfahlgründung werden statische und/oder dynamische Probelastungen ausgeführt. Hierfür ist ebenfalls die genaue Kenntnis über die Baugrundsichtung und Baugrundfestigkeit am Pfahlstandort erforderlich, um eine fachgerechte Auswertung der Messergebnisse zu gewährleisten und verlässliche Ergebnisse für die Übertragbarkeit auf weitere Sondierungen zu erzielen.

In zahlreichen Auswertungen, Veröffentlichungen und Vorträgen wird dabei die Kenntnis der exakten Baugrundverhältnisse am Pfahlstandort vernachlässigt und die natürliche Variation der Baugrundverhältnisse innerhalb der Baufläche unterschätzt. Sowohl von Planern als auch von ausführenden Firmen werden oft die Ergebnisse von Baugrunderkundungen herangezogen, die eine nicht unerhebliche Entfernung zum Standort des Probepfahles aufweisen. Eine belastbare Korrelation der Probelastungsergebnisse mit den Baugrundverhältnissen ist in diesen Fällen mit hohen Unsicherheiten verbunden, sodass das tatsächliche Pfahltragverhalten häufig nicht den Erwartungen entspricht. Bei über den Erwartungen liegenden Pfahlwiderständen wird dann ein nicht zutreffendes Sicherheitsniveau ermittelt.

Im Rahmen dieses Beitrages wird anhand von drei Testfeldern in Bremerhaven und Heide ermittelt, welchen Einfluss natürliche Baugrundvariationen auf kurzer Distanz auf das äußere Pfahltragverhalten aufweisen können. Die Ergebnisse werden in diesem Kontext hinsichtlich der in der Praxis häufig auftretenden zu geringen Aufschlussdichte bei Pfahlprobelastungen bewertet.

2 Angaben zu den Testfeldern

2.1 Testfeld 1 - Bremerhaven

2.1.1 Lageplan Drucksondierungen

Die Drucksondierungen wurden in einem Rasterabstand von 2,3 m / 2,9 m ausgeführt. Die Gesamtabmessungen des Testfeldes betragen 11,65 m x 2,9 m. Die Abbildung 1 zeigt einen Lageplan mit Darstellung der verwendeten Drucksondierungen.

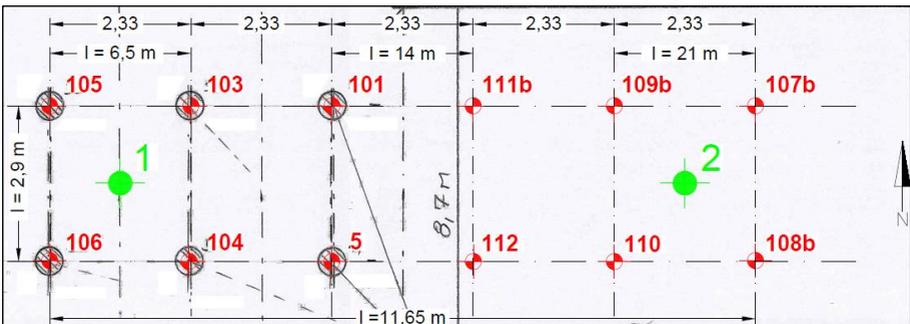


Abbildung 1: Lageplan Drucksondierungen Testfeld 1 – Bremerhaven

2.1.2 Allgemeine Baugrundverhältnisse

Der Baugrund am Standort des Testfeldes 1 in Bremerhaven ist durch oberflächennahe Weichschichten aus organischen, tonigen Schluffen und Torf in Mächtigkeiten von rd. 2,5 m charakterisiert. Unterlagert werden die Weichschichten von holozänen Sanden mit lokal schluffigen Beimengungen. Die Unterkante der vorgenannten Sandschicht variiert nach den Ergebnissen der Drucksondierungen deutlich zwischen 7,9 m und 10,1 m Tiefe. Unter den Sanden folgen pleistozäne, tonige, sandige Schluffe, die in rd. 18 m Tiefe von dicht bis sehr dicht gelagerten Sanden unterlagert werden.

2.1.3 Drucksondierungsergebnisse

Die holozänen Weichschichten sind nicht für einen Lastabtrag geeignet und werden daher in der Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände nicht angesetzt. Die holozänen Sande zeigen insgesamt Spitzenwiderstände von $q_c = 5$ MPa bis 18 MPa und folglich eine für die Abtragung von Pfahllasten geeignete Festigkeit. Die pleistozänen Schluffschichten zeigen wechselhafte Spitzenwiderstände von $q_c = 2,5$ MPa bis 15 MPa. Die pleistozänen Sande weisen nach den örtlichen Erfahrungen eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf, was sich in den Spitzenwiderständen von $q_c = 10$ MPa bis 35 MPa widerspiegelt.

Die Abbildung 2 zeigt die ausgeführten Drucksondierungen und veranschaulicht die Varianz der Baugrundsichtung und Baugrundfestigkeiten innerhalb des Testfeldes 1 in Bremerhaven.

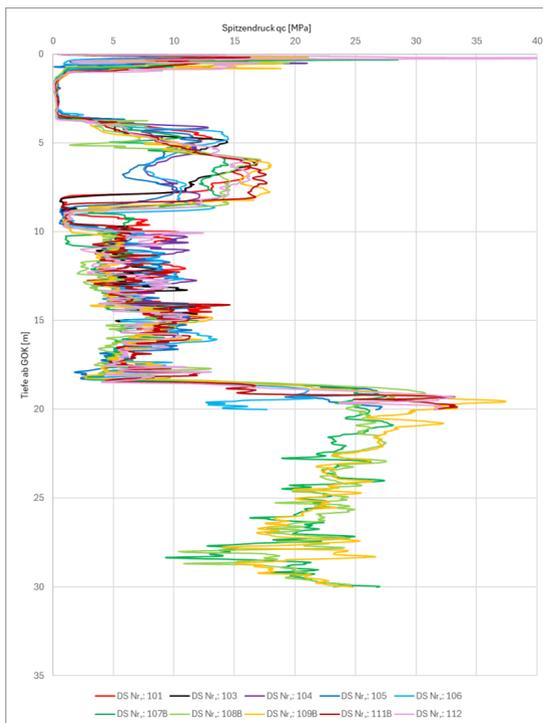


Abbildung 2: Spitzenwiderstände für die Drucksondierungen Nr. 101 bis 112

Im Hinblick auf die Gefahr einer zu geringen Aufschlussdichte aufgrund örtlich unterschiedlicher Baugrundfestigkeiten bei dem vorgenannten Testfeld die Festigkeit der holozänen Sande hervorzuheben. Die Drucksondierungen Nr. 104, 105 und 106 zeigen im Gegensatz zu den restlichen Drucksondierungen nach anfänglich starkem Anstieg eine abnehmende Festigkeit ab einer Tiefe von ca. 5,0 m unter Geländeoberkante. Die größte Varianz in kurzer Entfernung zeigt sich hier zwischen den Drucksondierungen 105 ($q_{c,min} = 6 \text{ MPa}$) und 103 ($q_{c,max} = 17 \text{ MPa}$) in rd. 6,5 m Tiefe. Die Distanz zwischen den Sondierpunkten beträgt lediglich 2,3 m.

2.2 Testfeld 2 - Heide 1

2.2.1 Lageplan Drucksondierungen

Die Drucksondierungen wurden in einem Rasterabstand von 3,0 m / 6,0 m ausgeführt. Die Gesamtabmessungen des Testfeldes betragen 6,0 m x 3,0 m. Die Abbildung 3 zeigt einen Lageplan mit Darstellung der verwendeten Drucksondierungen.

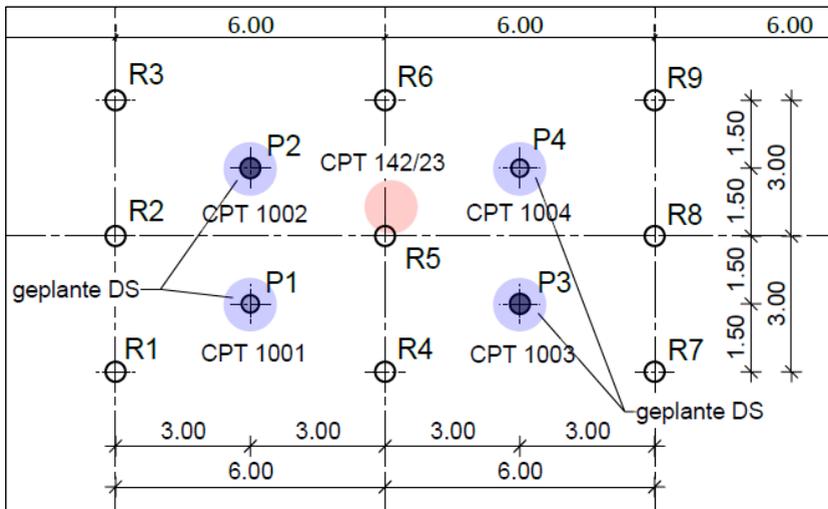


Abbildung 3: Lageplan Drucksondierungen Testfeld 2 - Heide 1

2.2.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund am Standort des Testfeldes 2 in Heide 1 ist durch oberflächennahe holozäne Weichschichten bestehend aus Klei und Torf mit Mächtigkeiten von ca. 6,0 m charakterisiert. Diese Bodenschichten sind für eine Lastabtragung nicht geeignet.

Die holozänen Weichschichten werden bis zur Endtiefe der ausgeführten Drucksondierungen von Sanden mit bereichsweise eingelagerten Schluffbändern unterlagert.

2.2.3 Drucksondierungsergebnisse

Die Drucksondierungen zeigen in den holozänen Weichschichten sehr geringe Spitzenwiderstände von $q_c < 1,0$ MPa. Die darunter anstehenden Sande zeigen bis ca. 10,0 m Tiefe Spitzendruckwerte von im Mittel $q_c = 7,5$ MPa und somit einen für eine Lastabtragung mittels Tiefgründung insgesamt geeigneten Baugrund.

Die detaillierten Spitzenwiderstandsverläufe des Testfeldes 2 in Heide 1 sind in der Abbildung 4 dargestellt.

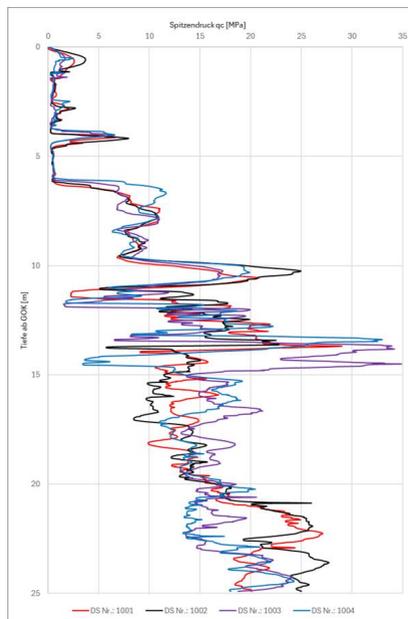


Abbildung 4: Spitzenwiderstände für die Drucksondierungen Nr. 1001 bis 1004

Ein besonderer Einfluss ist im Bereich der eingelagerten Schluffbänder in einer Tiefe zwischen 10,0 m und 15,0 m durch einen lokalen Abfall des Spitzendruckes erkennbar.

Ab einer Tiefe von rd. 15 m unter Geländeoberkante ist eine vergleichsweise konstante Festigkeitsentwicklung erkennbar. Die Spitzendruckwerte liegen hier in einem Bereich zwischen $q_c = 7,5 \text{ MPa}$ und 28 MPa .

2.3 Testfeld 3 – Heide 2

2.3.1 Lageplan Drucksondierungen

Die Drucksondierungen wurden in einem Rasterabstand von 3,0 m / 6,0 m ausgeführt. Die Gesamtabmessungen des Testfeldes betragen 18,0 m x 3,0 m. Die Abbildung 5 zeigt einen Lageplan mit Darstellung der verwendeten Drucksondierungen.

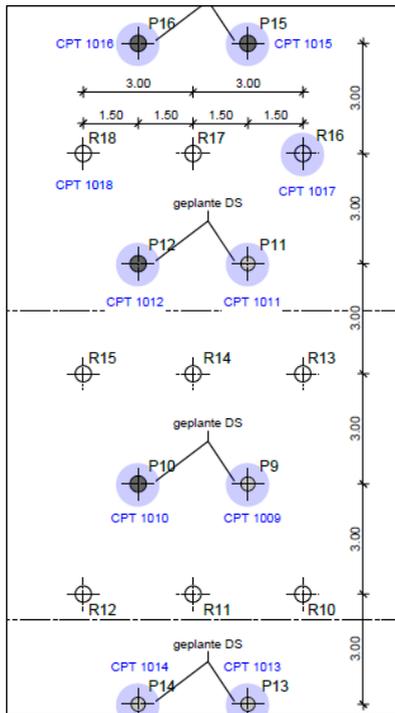


Abbildung 5: Lageplan Drucksondierungen Testfeld 3 – Heide 2

2.3.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund am Standort des Testfeldes in Heide 2 ist ebenfalls durch oberflächennahe holozäne Weichschichten bestehend aus Klei und Torf mit Mächtigkeiten bis 5,0 m charakterisiert. Unter den holozänen Weichschichten folgen Sande mit stark variierender Mächtigkeit und Festigkeit, die von Beckenschluffen unterlagert werden. Die Beckenschluffe liegen nach den örtlichen Erfahrungen in weicher bis steifer Konsistenz vor.

Unter den Beckenschluffen folgen Wechsellagerungen aus Sanden und Geschiebemergelschichten. Die Geschiebemergelschichten liegen überwiegend in steifer Konsistenz vor und werden folglich für eine Lastabtragung mittels Tiefgründung mit herangezogen. Unter den Geschiebemergelschichten folgen wiederum Sande.

2.3.3 Drucksondierungsergebnisse

Die 10 ausgeführten Drucksondierungen zeigen in der Gesamtheit stark variierende Schichtungen und Festigkeiten. Die gesamten Ergebnisse sind in der Abbildung 6 dargestellt. In den Sanden unter den holozänen Weichschichten wurden vereinzelt Spitzenwiderstände bis $q_c = 16$ MPa angetroffen. Im Mittel sind hier jedoch Spitzenwiderstände von $q_c = 3$ bis 5 MPa vorhanden. In den Beckenschluffen in einer Tiefe zwischen 7,3 m und 10,7 m unter GOK sinken die Spitzenwiderstände im Mittel auf $q_c = 1$ bis 2 MPa. In den unterlagernden Sanden steigen die Spitzenwiderstände schlagartig auf maximal $q_c = 50$ MPa. In den Geschiebemergelschichten in einer Tiefe zwischen 13,0 m und 19,5 m wurden Spitzenwiderstände von $q_c = 1,0$ MPa bis 5,0 MPa erkundet.

Repräsentativ für die natürliche Baugrundvarianz werden im vorgenannten Testfeld die Drucksondierungen 1011 und 1012 näher betrachtet (siehe Abbildung 6, rechts). Der wesentliche Unterschied liegt hier in der Mächtigkeit der Geschiebemergelschichten bzw. der darüberliegenden Sande. Auf der sehr kurzen Distanz von nur 3,0 m zwischen den Sondierpunkten variiert die Mächtigkeit der Geschiebemergelschichten zwischen 2,5 m und 7,0 m, wodurch signifikante Auswirkungen auf das axiale Pfahltragverhalten resultieren.

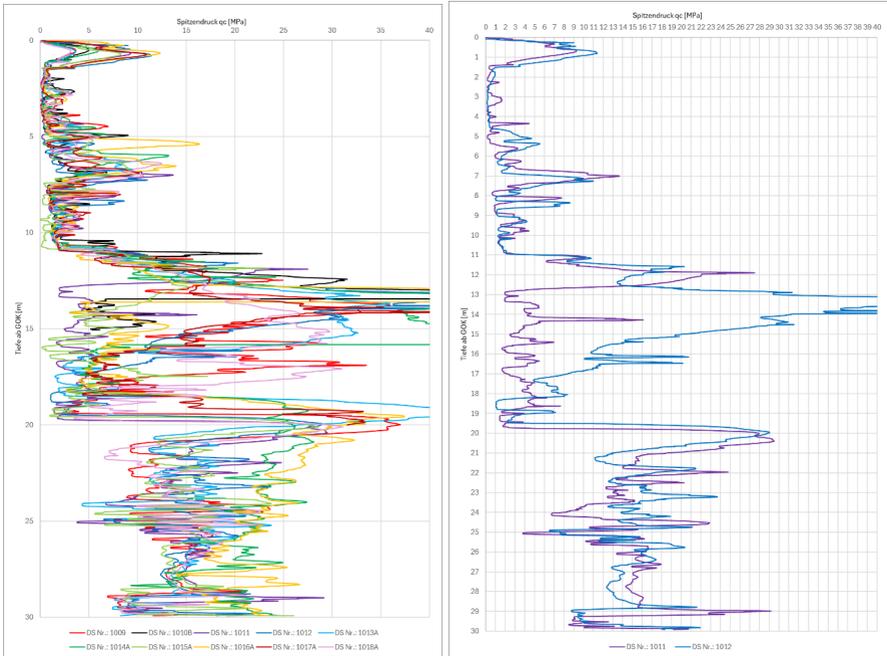


Abbildung 6: Spitzendrucke für die Drucksondierungen Nr. 1009 bis 1018A (links) und detaillierte Betrachtung der Drucksondierungen Nr. 1011 und 1012 (rechts)

3 Ermittlung der äußeren vertikalen Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle (2012)

Die äußeren Pfahlwiderstände werden auf Grundlage der ausgeführten Drucksondierungen für verschiedene Gründungstiefen mit den oberen Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2012) für Vollverdrängungsbohrpfähle ermittelt. Bei der Ermittlung werden die Bodenschichten ab Geländeoberkante bis zum Beginn der oberen tragfähigen Bodenschicht nicht angesetzt. Darunter erfolgt die Einteilung der Bodenschichtung für die Mittelung der Spitzendrucke in zweckmäßigen Tiefenabschnitten, unterschieden nach bindigem und nichtbindigem Boden.

Für Vollverdrängungsbohrpfähle Typ Fundex sind in der EA-Pfähle (2012) aufgrund der geringen Datenbasis keine Angaben für die Bruchwerte $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung und den Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ bei bindigem Boden enthalten. Ersatzweise werden in Anlehnung an Lahrs, Schultze (2024) für die Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände im Bereich der bindigen Bodenschichten die oberen Tabellenwerte der EA-Pfähle (2012) für Vollverdrängungsbohrpfähle Typ Atlas angesetzt.

Die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit als Eingangsgröße für die Tabellenwerte erfolgt in Anlehnung an die EA-Ufereinfassung (2020) aus den Drucksondierergebnissen mit $c_u \approx q_c / 20$. Für undrainierte Scherfestigkeiten $c_{u,k} > 250 \text{ kN/m}^2$ erfolgte eine Extrapolation der Tabellenwerte. Die nachfolgende Tabelle 1 zeigt die angesetzten Werte für Mantelreibung und Spitzendruck. Bei den rot umrandeten Werten handelt es sich um die Werte für Vollverdrängungsbohrpfähle Typ Atlas.

Die Festlegung des maßgebenden mittleren Spitzenwiderstandes q_c der Drucksonde bzw. der charakteristischen undrainierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ für die Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstand erfolgt gemäß EA-Pfähle (2012) für den Bereich $1 \cdot D_s$ ober- bis $4 \cdot D_s$ unterhalb des Pfahlfußes.

Tabelle 1: Angesetzte Bruchwerte $q_{s,k}$ für Pfahlmantelreibung [kN/m²] und $q_{b,k}$ für Pfahlspitzendruck [MN/m²] \triangleq obere Erfahrungswerte EA-Pfähle

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

Nach der vorgenannten Methodik werden für die vorgestellten Testfelder charakteristische axiale Pfahlwiderstände für verschiedene Absetztiefen ermittelt. Ergänzend soll so der tiefenabhängige Einfluss der natürlichen Baugrundvariation aufgezeigt werden.

Für das Testfeld 1 wurden Pfahllängen ab der Geländeoberkante von 6,5 m mit einer Absetztiefe in den holozänen Sanden und 14,0 m mit einer Absetztiefe in den pleistozänen Schluffschichten zugrunde gelegt. Die Untersuchungen für das Testfeld 2 erfolgten für Pfahllängen von rd. 10,0 m und 13,0 m. Hier liegen die Absetztiefen jeweils in den Sanden oberhalb und unterhalb der eingelagerten Schluffbänder. Für das 3. Testfeld mit der größten Baugrundvariation wurden die Pfahlwiderstände für eine einheitliche Länge von 13,0 m ermittelt.

4 Ergebnisse

Die Ermittlung der äußeren Pfahltragfähigkeiten erfolgte für einen Pfahldurchmesser von $D_{\text{Mantel}}/D_{\text{Fuß}} = 44 \text{ cm} / 56 \text{ cm}$. Abweichend hiervon wurden die Pfahlwiderstände im Testfeld 1 für die Pfahllänge $L = 6,5 \text{ m}$ für den Durchmesser $D_{\text{Mantel}}/D_{\text{Fuß}} = 38 \text{ cm} / 45 \text{ cm}$ ermittelt. Die Gesamtheit der ermittelten axialen Pfahlwiderstände wird in der Tabelle 2 für jedes Testfeld und jede verwendete Drucksonderung dargestellt.

Tabelle 2: Darstellung der rechnerischen Pfahltragfähigkeiten

Testfeld 1			Testfeld 2			Testfeld 3	
DS-Nr.	$R_{c,k}$ [kN], L=6,5m	$R_{c,k}$ [kN], L=14m	DS-Nr.	$R_{c,k}$ [kN], L=9,8m	$R_{c,k}$ [kN], L=13m	DS-Nr.	$R_{c,k}$ [kN], L=13m
101	-	2940	1001	1910	2860	1009	3220
5	1230	2450	1002	2230	2920	1010	3740
103	-	2600	1003	1990	2880	1011	1850
104	1230	2640	1004	2030	2880	1012	3730
105	1080	2540				1013	3460
106	1290	2660				1014	3470
107B	1470	2340				1015	1700
108B	1570	2290				1017	3580
109B	1630	2520				1018	3610
111B	1650	2700					
112	1600	2560					
Minimum	1080	2290	Minimum	1910	2860	Minimum	1700
Mittelwert	1383	2544	Mittelwert	2040	2885	Mittelwert	3151
Maximum	1650	2940	Maximum	2230	2920	Maximum	3740

Die in Abschnitt 2 beschriebenen Variationen der Baugrundsichtung und Baugrundfestigkeit spiegeln sich in den Berechnungsergebnissen deutlich wider. Die ermittelten äußeren Pfahlwiderstände zeigen innerhalb der einzelnen Testfelder teilweise starke Unterschiede.

Die Pfahllänge $L = 6,5$ m im Testfeld 1 zeigt aufgrund der hohen Unterschiede der Festigkeit der holozänen Sande eine große Streuung der Pfahlwiderstände. Im Extremfall wurden Abweichungen zum Mittelwert von 24 % errechnet. Die Pfahllänge $L = 14$ m zeigt für das Testfeld 1 in guter Übereinstimmung mit den Baugrundverhältnissen geringere Schwankungen.

Im Testfeld 2 sind insgesamt die geringsten Abweichungen zwischen den rechnerischen Pfahlwiderständen der jeweiligen Standorte erkennbar.

Im Testfeld 3 wurde eine stark inhomogene Baugrundsichtung festgestellt. Die Berechnungsergebnisse zeigen mit Abweichungen vom Mittelwert von maximal 53 % die größte Streuung. Bei der Betrachtung der Ergebnisse ist zudem zu berücksichtigen, dass die Standorte der verwendeten Drucksondierungen teilweise nur eine Distanz von 2,5 m aufweisen.

Die Abbildung 7 visualisiert die vorstehend beschriebenen Ergebnisse und zeigt für jede Pfahllänge die Bandbreite der rechnerischen äußeren Pfahlwiderstände.

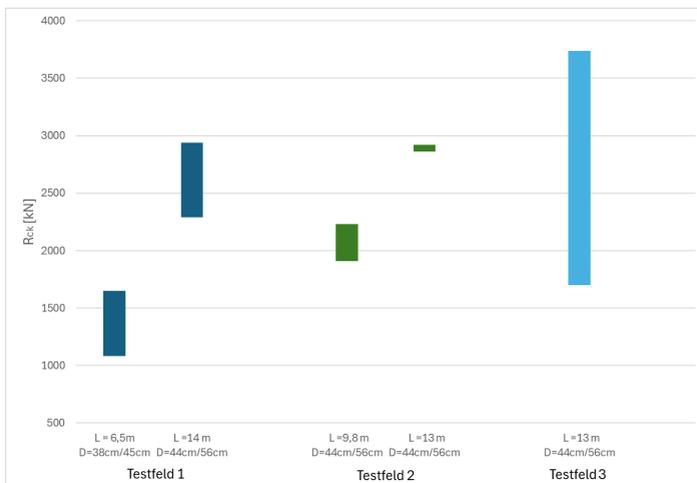


Abbildung 7: Zusammenfassende Darstellung der rechnerischen Pfahlwiderstände

5 Fazit

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß eine hohe Bandbreite der Pfahlwiderstände innerhalb der Testfelder. Insbesondere die großen Unterschiede auf vergleichsweise geringer Distanz unterstreichen die Notwendigkeit von Baugrundaufschlüssen direkt am Standort einer Pfahlprobelastung. Am Beispiel des Testfeldes 3 ist eindeutig zu erkennen, dass ein Verlass auf Erfahrungswerte aus naheliegenden Baugrundaufschlüssen nicht zielführend ist. Im ungünstigsten Fall, bei einer am Pfahlstandort deutlich höheren Baugrundfestigkeit als bei der verwendeten Drucksondierung, führt die Ableitung der Pfahlwiderstände aus den Probelastungsergebnissen auf umliegende Bereiche zu einem zu geringen Sicherheitsniveau. Eine geringere Baugrundfestigkeit am Pfahlstandort als bei der verwendeten Drucksondierung hat aus ökologischer und ökonomischer Sicht eine vermeidbare Überdimensionierung der Pfähle zur Folge.

Abschließend kann gefolgert werden, dass für eine aussagekräftige Auswertung von Pfahlprobelastungen Baugrundaufschlüsse direkt am Pfahlstandort unentbehrlich sind. Der vergleichsweise geringe wirtschaftliche Mehraufwand einer Drucksondierung rechtfertigt die Gefahr für Fehableitungen durch natürliche Baugrundvariationen nicht.

Literatur

Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“; *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.*
- DGGT (2012), Verlag Ernst & Sohn, 2. Auflage

Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen; *Herausgegeben vom Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.*
(2020), Ernst & Sohn, 12. Auflage

DIN EN 1997-1:2014-03; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*

DIN EN 1997-2:2010-10; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*

Dipl.-Ing Thorsten Schultze, MBA B.Sc. Thomas Lahrs; Ermittlung der durchmesserabhängigen (\emptyset 380/450 mm, \emptyset 440/560 mm, \emptyset 550/670 mm) axialen Pfahlwiderstände von Vollverdrängungsbohrpfählen Typ Fundex auf Grundlage von 12 statischen Pfahlprobelastungen, *Vorträge der 38. Baugrundtagung, Bremen, 25.-28. September 2024, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), S. 220-225*

Autoren

Dipl.-Ing. Thorsten Schultze

ts@grundbaulabor.de

Luka Hublitz, M.Eng.

hub@grundbaulabor.de

Grundbaulabor Bremen

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

www.grundbaulabor.de

Kleiner Ort 2, 28357 Bremen

Tel.: 0421 20770-0

Aktuelle Entwicklungen in der Normung für die Bemessung und Ausführung von Pfählen auf Basis der EN 1997-3:2025, der 3. Auflage der EA-Pfähle und der neuen Generation der Pfahlausführungsnormen

Christian Moormann

Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik (IGS)

1 Einleitung

Für die Prüfung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlgründungen ergeben sich auf nationaler und europäischer Ebene bedingt durch die Veröffentlichung neuer Normen und Regelwerke veränderte Randbedingungen, über die in diesem Beitrag berichtet wird. Die maßgebenden Veränderungen ergeben sich aus folgenden Randbedingungen:

- Im April 2025 wird nach einer fünfzehnjährigen Entwicklungs- und Bearbeitungsphase (MOORMANN 2010) der neue Eurocode 7, Teil 3, '*Geotechnical Structures*' veröffentlicht werden. Im '*Clause 6*' dieses EN 1997-3:2025 werden die '*Piled Foundations*' behandelt. Das Kapitel 6 wurde gegenüber den Regelungen der aktuellen ersten Generation (EN 1997-1, Kapitel 7) grundlegend überarbeitet und erweitert. Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) werden jetzt gleichberechtigt zu Einzelpfählen behandelt. Es gibt neue Ansätze für die Nachweiskonzepte hinsichtlich Modellfaktoren, Streuungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerten. Deutlich erweitert wurden die Regelungen für die Beanspruchung von Pfählen aus vertikalen und horizontalen Verschiebungen des Bodens. Diese Modifikationen, die zuletzt noch einmal finale Änderungen erfahren haben, werden nachfolgend strukturiert vorgestellt. Zudem wird ein Ausblick auf das Nationale Anwendungsdokument mit den nationalen Ergänzungsregelungen gegeben.
- Die Ausführungsnormen EN 1536 (Bohrpfähle), EN 12699 (Verdrängungspfähle) und EN 14199 (Mikropfähle) befinden sich im TC 288 unter jeweils deutscher Obmannschaft in Überarbeitung. Daneben wurden die nationalen Anwendungsdokumente für die derzeitige Ausgabe der vorgenannten Ausführungsnormen überarbeitet. Anders als bisher werden diese Dokumente aufgrund veränderter Randbedingungen beim DIN nicht mehr als Fachberichte (DIN SPEC bzw. DIN TS) veröffentlicht werden, sondern als Technische

Regelwerke der DGGT. Auch über diese unerwartete Entwicklung wird in dem Beitrag informiert werden.

- Die Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle) erscheinen 2025 in ihrer dritten Auflage. Über die in der 3. Auflage enthaltenen Modifikationen wird im Überblick berichtet. Ferner wird ein Ausblick auf die zukünftige Arbeit des AK „Pfähle“ gegeben.

Über die Entwicklungen und Perspektiven wird aus erster Hand berichtet, da der Autor nicht nur Obmann des deutschen Normenausschusses 'Pfählbemessung' und des in Personalunion tagenden Arbeitskreises 2.1 'Pfähle' der DGGT ist, sondern zugleich deutscher Vertreter im europäischen Normenausschuss SC 7 (*'Head of Delegation'*) und Board Member des CEN/TC 250/SC 7 zudem hat er 15 Jahre den für das 'Pile Design' zuständigen europäischen Working Groups und Project Teams des SC 7, zuletzt auch dem Project Team für den gesamten Teil 3 des Eurocode 7 als Obmann vorgestanden; er berichtet vor diesem Hintergrund aus erster Hand über die jüngsten Entwicklungen und die finalen Vorgaben für die Bemessung von Pfählen berichten.

2 Zweite Generation des Eurocode 7

2.1 Status

Die Erarbeitung des Eurocodes 7 in seiner zweiten Generation wurde mit der Schlussumfrage, dem sogenannten *'Formal Vote'*, für die Teile 1 und 2 im Juni 2024 und für den Teil 3 im November 2024 abgeschlossen. Die Teile EN 1997-1 und EN 1997-2 wurden nach positiven Abstimmungsergebnissen bereits im August 2024 final veröffentlicht. An dem für das Design von 'Geotechnical Structures' und damit für die Bemessung von Pfahlgründungen besonders wichtigen Teil 3 (EN 1997-3) waren letzte Korrekturen und Modifikation im Nachgang zu den mehr als 2.400 Kommentaren, die allein zu diesem Teil des EN 1997 im Zuge der Entwurfsumfrage (*'Formal Enquiry'*) eingegangen waren, noch bis April 2024 eingepflegt worden, bevor auch dieser Teil mit sechsmonatiger Verzögerung zum *'Formal Vote'* eingereicht wurde.

Von den vorgenannten 2.400 Kommentare zum finalen Entwurf des EN 1997-3 entfielen übrigens 542 Kommentare nur auf das Kapitel 6 *'Piled Foundations'*, das damit - vor allen anderen, zum Teil neuen Kapiteln - im Zentrum des Interesses und der Diskussionen stand.

Da im Zuge der letzten Abstimmungen auch für das Kapitel 6 die letzten offenen Diskussionspunkte, u.a. zu Modell- und Teilsicherheitsfaktoren, zur Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) und zu durch negative Mantelreibung beanspruchten Pfählen geklärt werden konnten, hat der Pfahlausschuss und auch der deutsche nationale Spiegelausschuss zum EN 1997-3 im 'Formal Vote' im November 2024 dem finalen Entwurf zugestimmt, dabei aber noch redaktionelle Kommentare - auch zum Pfahlkapitel - an CEN eingereicht. Im Ergebnis des am 03.12.2024 veröffentlichten Ergebnisses des 'Formal Vote' wurde dieser wichtige Teil 3 des Eurocode 7 von den 25 an der Abstimmung teilnehmenden europäischen Ländern einstimmig positiv beschieden, so dass die europaweite Veröffentlichung dieses letzten Teils des EN 1997 durch das CEN im April 2025 erfolgen wird.

Auf nationaler Ebene muss die Veröffentlichung aller drei Teile des Eurocode 7 spätestens bis zum 30. September 2027 erfolgen. Bis zu diesem Zeitpunkt müssen auch die Nationalen Anhänge vorliegen. In diesem Kontext wird aus nationaler Sicht auf eine neue Ausgabe der deutschen Ergänzungsnorm DIN 1054 zukünftig verzichtet und die ergänzenden nationalen Regelungen unmittelbar in den Nationalen Anhang zu Eurocode 7, Teil 1 und 3 integriert werden.

2.2 Eurocode 0 und Eurocode 7:2024 mit drei Teilen

Der Eurocode 7 (EN 1997) wird in seiner zweiten Generation zukünftig, d.h. in der zweiten Generation aus drei Teilen bestehen (MOORMANN & VAN SETERS 2024):

- Teil 1 „*General Rules*“,
- Teil 2 „*Ground Properties*“ und
- Teil 3 „*Geotechnical Structures*“,

wobei Teil 3 im Kapitel 6 auch die Pfahlgründungen behandelt.

Wie Abbildung 1 verdeutlicht, gewinnt in der 2. Generation der Eurocode EN 1990 für die Geotechnik an Bedeutung, da er zukünftig nicht nur Bemessungsgrundlagen für die Tragwerksplanung, sondern auch für die Geotechnik beinhaltet, für die Inhalte aus dem heutigen EC 7-1 in den EC 0 transferiert wurden. Im Eurocode 0 werden im Hinblick auf das *Pile Design* u.a. sowohl die *Consequence Classes* als auch die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F und γ_E auf Einwirkungen und Beanspruchungen für die *Verification Cases* VC1 bis VC4 (früher: *Design Classes*) definiert und zwar ausdrücklich auch für geotechnische Nachweise.

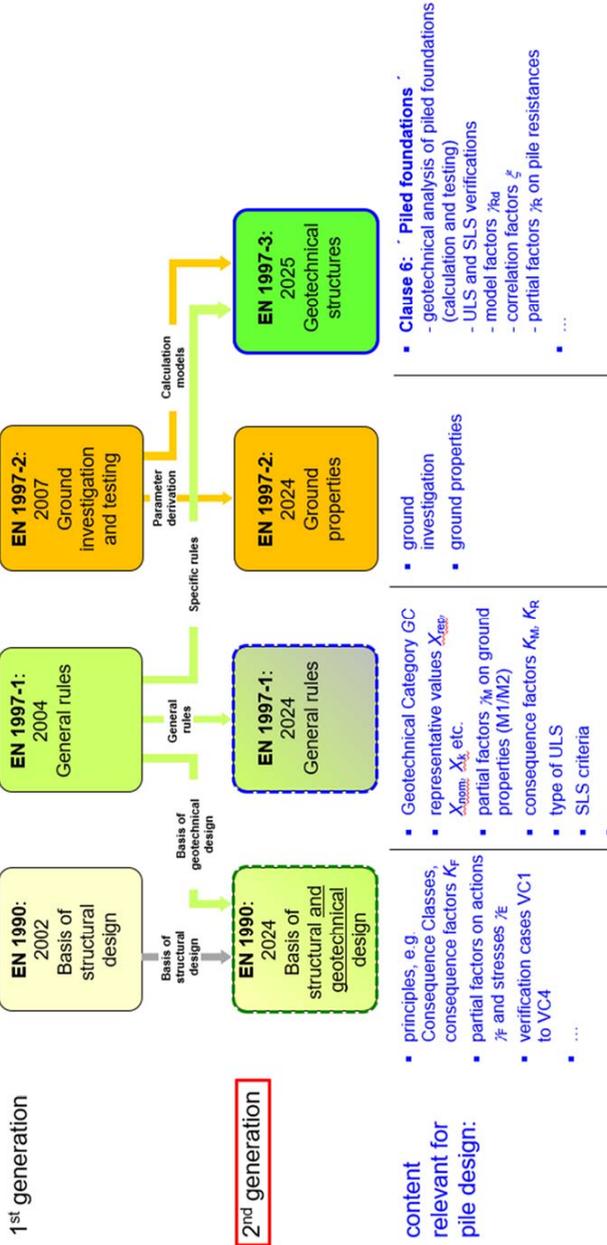


Abbildung 1 Pfahl-Bemessung gemäß EN 1997-3:2025 (MOORMANN 2022)

Der neue Eurocode 7, Teil 1, wird nur noch die Grundlagen der Bemessung in der Geotechnik regeln. Dazu zählen die Prinzipien und Anforderungen hinsichtlich Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Robustheit und Dauerhaftigkeit von geotechnischen Konstruktionen. In EN 1997-1 werden in diesem Sinne u.a. die Geotechnischen Kategorien (*'Geotechnical Category GC'*), die auf Bodenkennwerte anzusetzenden Teilsicherheiten γ_M , die Konsequenzfaktoren K_M und K_R , Anforderungen zur Berücksichtigung von Grundwasser und auch die grundsätzlichen Anforderungen an den Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit geotechnischer Konstruktionen spezifiziert (WEIHRAUCH ET AL. 2022).

Die neue Version der Eurocode 7, Teil 2, trägt den Titel „*Ground properties*“ (Baugrundeigenschaften). Die Änderung des Titels von vormals „*Ground investigation*“ (Baugrunderkundung) ist mit einer vollständigen Neuordnung der inhaltlichen Struktur des Dokumentes verbunden, das nunmehr darauf ausgerichtet ist, die Bestimmung der einzelnen boden- und felsmechanischen Kennwerte zu regeln (NORBURY ET AL. 2019). Die aktuell noch im Anhang des Eurocode 7, Teil 2 enthaltenen Berechnungsverfahren, z.B. für die empirische Ableitung von Pfahlwiderständen aus CPT-Versuchen, werden zukünftig sinnvoller Weise in den Teil 3 des EC 7 integriert sein.

Der neue Eurocode 7, Teil 3, auf den nachfolgend detaillierter eingegangen wird, hat für die Anwendung in der Ingenieurpraxis die größte Relevanz, da er für die Bemessung aller geotechnischer Konstruktionen die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) spezifiziert, Berechnungsmodelle vorgibt und allgemein alle für die Bemessung relevanten Aspekte regelt.

2.3 EN 1997-3:2024 '*Geotechnical structures*'

Der neue Teil 3 des Eurocode 7 '*Geotechnical Structures*' wurde im Wesentlichen aus den bisherigen Kapiteln 5 bis 12 des bestehenden EN 1997-1 entwickelt, wobei die bisherigen Regelungen grundlegend überarbeitet und ergänzt wurden (BOND ET AL. 2019). Zusätzlich wurden fünf Kapitel vollständig neu erarbeitet, die erstmals im Regelungsbereich des Eurocode 7 die Bemessungsaufgaben '*Reinforced fill structures*', '*Soil nailed structures*', '*Rock bolts*', '*Ground improvement*' und '*Groundwater control*' umfänglich abdecken.

Die Struktur des EN 1997-3:2025 umfasst somit 13 Kapitel (*'Clauses'*), die sich entsprechend Tabelle 1 gliedern. Tabelle 1 verdeutlicht ferner, wie die Kapitel des aktuellen EN 1997-1, also der bestehenden 1. Generation in den neuen Teil 3 überführt wurden.

Tabelle 1 Struktur des neuen EN 1997-3:2025 im Abgleich mit dem bestehenden EN 1997-1:2004

EN 1997-3:2025		EN 1997-1:2004
1	Scope	-
2	Normative references	-
3	Terms, definitions, and symbols	-
4	Slopes, cuttings, and embankments	11 'Overall Stability' und 12 'Embankments'
5	Spread foundations	6 'Spread Foundations'
6	Piled foundations	7 'Pile Foundations'
7	Retaining structures	9 'Retaining Structures'
8	Anchors	8 'Anchorages'
9	Reinforced fill structures	neu (Abs. 5.5 'Ground improvement & reinforcement')
10	Soil nailed structures	neu
11	Rock bolts ad rock surface support	neu
12	Ground improvement	neu (Abs. 5.5)
13	Groundwater control	neu (Abs. 5.4 'Dewatering')
Annexes A+G (zu Clauses 4 ÷ 13)		

Dementsprechend wurde das heutige Kapitel 7 'Pile foundations' in den neuen Clause 6 'Piled foundations' überführt, dabei aber grundlegend überarbeitet.

Im Sinne der Benutzerfreundlichkeit ('Ease of use') wurde für die Kapitel 4 bis 12 des neuen EN 1997- 3 eine einheitliche Struktur, d.h. eine einheitliche Gliederung der Abschnitte gewählt, die der Struktur des neuen EN 1997-1 folgt und in Abbildung 2 dargestellt ist.

In den neuen Abschnitten x.3 'Materials' erfolgt primär ein Verweis auf EN 1997-2 'Ground properties', es wird aber auch auf durch andere ECs bisher nicht abgedeckte materialspezifische Regelungen z.B. zu Geokunststoffen, Suspensionen, Mörtel, etc. verwiesen.

In dem ebenfalls neuen Abschnitten x.4 'Groundwater' wird primär auf die Regelungen in EN 1997-1, Kapitel 6, verwiesen, die in EN 1997-3 um wenige zusätzliche Regelungen für spezifische Anwendungen bei den einzelnen geotechnischen Konstruktionen ergänzt werden.

EN 1997-3:2025	einheitliche Struktur von Clauses 4 to 12	EN 1997-1:2024
0 Introduction	x.1 Scope and field of application	0 Introduction
1 Scope		1 Scope
2 Normative references		2 Normative references
3 Terms, definitions, and symbols		3 Terms, definitions, and symbols
4 Slopes, cuttings, and embankments		4 Basis of design
5 Spread foundations	x.2 Basis of design	5 Materials
6 Piled foundations	x.3 Materials	6 Groundwater
7 Retaining structures	x.4 Groundwater	7 Geotechnical analysis
8 Anchors	x.5 Geotechnical analysis	8 Ultimate limit states
9 Reinforced fill structures	x.6 Ultimate limit states	9 Serviceability limit states
10 Soil nailed structures	x.7 Serviceability limit states	10 Implementation of design
11 Rock bolts and rock surface support	x.8 Implementation of design	11 Testing
12 Ground improvement	x.9 Testing	12 Reporting
13 Groundwater control	x.10 Reporting	
► Annexes A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K (to Clauses 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13)		
Bibliography		

Abbildung 2 Inhaltliche Struktur der zweiten Generation des Eurocode EN 1997-3:2025 im Abgleich mit EN 1997-1:2024

In dem Abschnitt x.5 'Geotechnical analysis' jedes Kapitels werden die Rechenmodelle und Berechnungsansätze spezifiziert, die den Anspruch haben, im europäischen Maßstab weit verbreitet und allgemein akzeptiert zu sein. Teils stammen diese Berechnungsansätze aus den Anhängen des aktuellen Eurocode 7, Teil 1 und 2, teils sind diese neu.

In den Abschnitten 6 'Ultimate Limit States' aller Kapitel des Teils 3 werden für jede Anwendung die zu betrachtenden Nachweise sowie für jeden Nachweis die maßgebenden Nachweiskombinationen, d.h. der maßgebende *Verification Case* und das zugehörige Nachweisformat (*RFA/MFA*) sowie für den *Resistance Factor Approach* die Teilsicherheitsbeiwerte für die geotechnischen Widerstände spezifiziert. Das Vorgehen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann damit wie folgt zusammenfasst werden: Im EN 1990 werden sowohl die *Consequence Classes* (mit *Consequence Factors* K_F/K_M) als auch die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F/γ_E auf Einwirkungen und Beanspruchungen für die *Verification Cases* VC1 bis VC4 definiert und zwar auch für die geotechnischen Nachweise. In EN 1997-1 finden sich dann die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M ($M1/M2$) auf die Materialkennwerte, während im EN 1997-3 die Definition des Nachweisformats für jede Anwendung/Struktur sowie die Teilsicherheitsbeiwerte γ_R für die Widerstände spezifiziert werden. Analoges gilt für die Abschnitte x.7 'Serviceability limit states'.

Die neuen Abschnitte x.8 *'Implementation of design'* widmen sich der Übertragung der Bemessung in die Ausführung, wobei hier primär auf die Ausführungsnormen des Spezialtiefbaus (TC 288) verwiesen wird und ergänzende Regelungen zu *'Inspection, Monitoring and Maintenance'* aufgenommen wurden.

Die neuen Abschnitte x.9 *'Testing'* sind insbesondere für die Kapitel 6 *'Pile foundations'*, 8 *'Anchors'*, 11 *'Ground Improvement'* relevant und beinhalten u.a. Verweise auf Ausführungsnormen für Anker- und Pfahlprobelastungen (EN ISO 22477).

In den neuen Abschnitten x.10 *'Reporting'* erfolgt primär ein Verweis auf die Regelungen in EN 1997-1, Kapitel 12, die um wenige zusätzliche Regelungen für spezifische Anwendungen ergänzt werden.

2.4 Kapitel 6 *'Piled Foundations'* der EN 1997-3:2025

2.4.1 Allgemeines

Gegenüber dem Kapitel 7 des heutigen Eurocode 7, Teil 1, wurde das neue Kapitel 6 des EN 1997-3:2025 umfassend überarbeitet und revidiert. Der Umfang des Kapitels 6 *'Piled Foundations'* im EN 1997-3 ist gegenüber dem heutigen Kapitel 7 im Eurocode 7, Teil 1, angewachsen, deckt dabei aber auch zahlreiche neue, bisher im Eurocode 7 nicht geregelte Aspekte wie die Bemessung von Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) ab.

Der Text im Kapitel 6 wird durch den Anhang C des neuen EN 1997-3:2025 ergänzt, der umfangreiche weitere Regelungen zur Bemessung von Pfählen enthält. Wesentliche Inhalte dieses informativen Anhangs C sind in Tabelle 2 in einer Übersicht zusammengefasst. Bemerkenswert ist u.a., dass exemplarisch für Bohrpfähle die Tabellen mit den Erfahrungswerten nach 'EA-Pfähle', Abs. 5.4, als Anhang C.8 Eingang in die europäische Norm gefunden haben.

Nachfolgend werden wesentliche Modifikationen und Erweiterungen gegenüber dem heutigen Kapitel 7 des Eurocode 7, Band 1, der Struktur des Kapitels 6 vorgestellt.

Tabelle 2 Inhalt des informativen Anhangs C 'Piled Foundations' der EN 1997-3:2025

C.3	Examples of pile types (Classification) Calculation of axial pile resistance based on
C.4, C.5	... ground parameters
C.6	... CPT profiles
C.7	... Ménard pressuremeter profiles (PMT)
C.8	... empirical tables
C.9	Downdrag due to vertical ground movements
C.10	Pile groups subject to axial tension
C.11	Calculation model for single pile settlement using load transfer functions
C.12	Calculation model for single pile lateral displacement using load transfer functions
C.13	Buckling and second order effects
C.14	Determination of axial pile resistance under cyclic loading

2.4.2 Abschnitt 6.1 'Scope and field of application'

In dem einleitenden Abschnitt 6.1 '*Scope and field of application*' wird der Anwendungsbereich des neuen Kapitels 6 '*Piled foundations*' spezifiziert und klargestellt, dass das Kapitel gleichberechtigt für Einzelpfähle, Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) gilt. Während sich die aktuelle Fassung des Kapitels 6 im EN 1997-1 ausschließlich mit der Bemessung von Einzelpfählen beschäftigt, werden in der Revision konsequent Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) gleichberechtigt behandelt, was eine wesentliche positive Fortentwicklung ist.

Eine zunächst prominent das Kapitel 6 prägende Klassifikation der Pfahltypen ist zwar noch im Abschnitt 6.1 enthalten (Abbildung 3), wird aber nur noch bei der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Pfahlwiderstände erwähnt und kann hier durch nationale Regelungen entsprechend der bisherigen deutschen Verfahrensweise egalisiert werden.

Table 6.1 — (NDP) Classification of piles

Pile type	Description	Class
Displacement pile	Pile installed in the ground without excavation of material	Full displacement
		Partial displacement
Replacement pile	Pile installed in the ground after the excavation of material	Replacement
Pile not listed above	---	Unclassified

Abbildung 3 Klassifikation von Pfählen nach EN 1997-3:2025, 6.1, Table 6.1**2.4.3 Abschnitt 6.2 'Basis of design'**

Im Abschnitt 6.2 werden die Bemessungsgrundlagen für Pfahlgründungen spezifiziert, wobei die Spezifikationen überwiegend aus um wenige pfahlspezifische Regelungen ergänzte Verweise auf die entsprechenden Abschnitte des EN 1997-1:2024 bestehen.

Anzumerken ist, dass u.a. die Berücksichtigung von herstellungsbedingten Imperfektionen und Toleranzen bei Standsicherheitsnachweisen gefordert wird.

Hervorzuheben ist auch, dass spezifiziert wird, dass ungünstig wirkende Einwirkungen aus Baugrundverformungen, i.e. negative Mantelreibung und Seitendruck, als ständig wirkende Einwirkungen zu berücksichtigen sind.

Im Hinblick auf zyklische beanspruchte Pfähle wird auf mögliche widerstandsreduzierende Effekte in Abhängigkeit von der Signifikanz der zyklischen Beanspruchung verwiesen. Als Beurteilungskriterium für zyklisch axial belastete Pfähle werden im Anhang C.14 der EN 1997-3:2025 weitere Angaben gemacht und vereinfachte Überprüfung ein Interaktionsdiagramms in Anlehnung an POULOS (1988) zur Verfügung gestellt.

Während die grundsätzlichen Anforderungen an den Umfang einer Baugrunderkundung in EN 1997-2 definiert werden, werden in EN 1997-3 für jede geotechnische Konstruktion individuelle Vorgaben zur minimal erforderlichen Erkundungstiefe formuliert. In diesem Sinne werden in Abschnitt 6.2.7 'Ground investigation' der EN 1997-3 auch die Anforderungen an die erforderliche Erkundungstiefe von Pfahlgründungen vorgegeben (Abb. 4). Die Spezifikationen erhalten Angaben für Einzelpfähle, Pfahlgruppen und KPPs.

Table 6.2 (NDP) — Minimum depth of field investigation for piled foundations

Application	Minimum depth	Illustration
Single piled foundation	$d_{\min} = \max\{5 \text{ m}; 3B_{n,\text{eq}}\}$	
Pile groups or piled rafts in soils and in very weak and weak rock	$d_{\min} = \max\{5 \text{ m}; 3B_{n,\text{eq}}; p_{\text{group}}\}$	
Pile groups or piled rafts in strong rock	$d_{\min} = \max\{3 \text{ m}; 3B_{n,\text{eq}}\}$	

$B_{n,\text{eq}}$ is the equivalent size of the pile base, equal to B_b (for square piles), D_b (for circular piles), or p_b/π (for other piles)
 B_b is the base width of the pile with the largest base (for square piles)
 D_b is the base diameter of the pile with the largest base (for circular piles)
 p_{group} is the smaller dimension of a rectangle circumscribing the group of piles forming the foundation, limited to the depth of the zone of influence

Abbildung 4 Minimale Erkundungstiefe für Pfahlgründungen nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.2.7.2, Table 6.2

Der Richtwert für die Mindesterkundungstiefe von Einzelpfählen im Lockergestein und verwitterten Festgestein beträgt danach $d_{\min} = \max(5 \text{ m}, 3 \cdot B_{n,\text{eq}})$. Bei Pfahlgruppen und KPPs ist zusätzlich die Ausdehnung der Pfahlgruppe bei der Festlegung der Mindesterkundungstiefe zu berücksichtigen, $d_{\min} = \max(5 \text{ m}, 3 \cdot B_{n,\text{eq}}, p_{\text{group}})$, wobei p_{group} die kleinere Längsseite der Pfahlgruppe ist. Die vorstehenden Regelungen entsprechen den bisherigen nationalen Anforderungen. Für Pfähle im unverwitterten Fels werden reduzierte Mindesterkundungstiefen in Form von $d_{\min} = \max(3 \text{ m}, 3 \cdot B_{n,\text{eq}})$ gefordert.

2.4.4 Abschnitt 6.3 'Materials'

Die im Abschnitt 6.3 'Materials' spezifizierten Angaben bestehen im Wesentlichen aus Verweisen auf ausführlichere Regelungen im Eurocode 7, Teil 1, hinsichtlich der Baugrundeigenschaften auf Eurocode 7, Teil 2, und weitere spezifische Normen (siehe Tab. 3). Dabei werden alle für Pfähle üblicherweise eingesetzten Materialien abgedeckt.

Tabelle 3 Regelungen des Abs. 6.3 'Materials' der EN 1997-3:2005

▪ Ground properties:	- reference to EN 1997-2, 7÷12 - properties after pile execution relevant
▪ Plain and reinforced concrete:	- reference to EN 1997-1, 5.5 - concrete cover acc. to EN 1992-1-1 and EN 12794
▪ Grout and mortar:	- reference to EN 1997-1, 5.4 - exposure classes acc. to EN 206 - concrete cover acc. to EN 14199
▪ Steel:	- reference to EN 1997-1, 5.6
▪ Ductile cast iron:	- reference to EN 1563
▪ Timber:	- reference to EN 1997-1, 5.7

2.4.5 Abschnitt 6.4 'Groundwater'

Der Abschnitt 6.4 'Groundwater' enthält keine pfahlspezifischen Regelungen und verweist stattdessen auf die übergeordneten Regelungen in EN 1997-1, Abs. 6 'Groundwater'.

2.4.6 Abschnitt 6.5 'Geotechnical Analysis'

Von besonderer Relevanz ist Abschnitt 6.5 'Geotechnical Analysis', in dem die Berechnungsverfahren für die Bemessung von Pfählen und die dabei zu berücksichtigenden Anforderungen spezifiziert werden.

Umfangreiche und detaillierte Anforderungen werden zu der Berücksichtigung der aus Baugrundverformungen resultierenden Beanspruchungen hinsichtlich

- negativer Mantelreibung ('*Downdrag*'),
- Hebungen ('*Heave*') und
- passiven laterale Beanspruchungen ('*Transverse loading*')

formuliert.

So werden u.a. detaillierte Regelungen für die Ermittlung der Einwirkungen aus negativer Mantelreibung formuliert. Dabei ist es gelungen, den verschiebungsorientierten Ansatz der 'EA-Pfähle', Abs. 4.4, weitgehend inhaltsgleich in EN 1997-3, Abs. 6.5.2.2, zu integrieren (siehe Abb. 5).

a) **6.5.2.2 Downdrag (negative skin friction)**

- (1) The adverse effects of the drag force caused by moving ground shall be included in the verification of serviceability and ultimate limit states.
- (2) The effects of the downdrag should be modelled by carrying out a ground-pile interaction analysis, to determine the depth of the neutral plane corresponding to the point where the pile settlement equals the ground settlement.

NOTE 1 The neutral plane marks the boundary between downwards shaft friction (occurring above the neutral plane), and upwards shaft friction (occurring below the neutral plane).

NOTE 2 The depth of the neutral plane is usually different for serviceability and ultimate limit state conditions.

- (3) If the pile head settlement at the ultimate limit state is greater than the settlement of the surrounding ground, the drag force may be disregarded for the verification of the bearing resistance.
- (4) The ground-pile interaction analysis should provide force and displacement profiles for the full depth of the pile to enable the representative drag force D_{rep} acting on the pile shaft above the neutral plane to be determined.

NOTE See C.9 for detailed models and combinations of actions for downdrag.

- (5) In addition to EN 1990:2023, 6.1.1(4) and 8.3.3.1(3) to (4), when carrying out an interaction analysis, if the drag force and shaft resistance originate in a single geotechnical unit, with no significant change in strength or stiffness across the neutral plane, then both the drag force and the resistance may be considered as coming from a single-source.

- (6) The representative drag force D_{rep} should be determined from:

$$D_{rep} = p \int_0^{L_{dd}} \tau_{s,dd} \cdot dz \quad (6.1)$$

where

p is the perimeter of the pile;

$\tau_{s,dd}$ is the unit shaft friction causing downdrag at depth z ; and

L_{dd} is the depth to the neutral plane corresponding to the point where the pile settlement equals the ground settlement

b)

C.9 Downdrag due to vertical ground movements

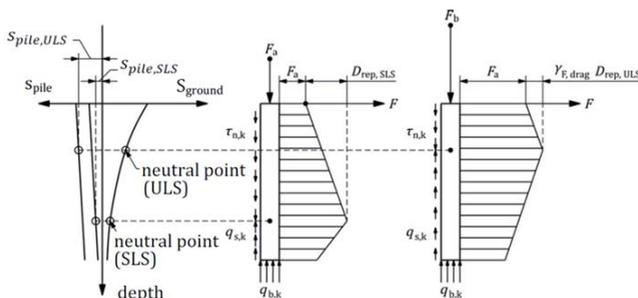


Abbildung 5 Regelungen nach EN 1997-3:2025, a) Abs. 6.5.2.2 und b) nach Anhang C.9 zur Ermittlung der negativen Mantelreibung

Der axiale Widerstand von Einzelpfählen kann nach EN 1997-3, Abs.6.5.3 durch

- Berechnung (*'Calculation'*),
 - Pfahlprobelastungen (*'Testing'*) bzw.
 - spezielle nationale Erfahrungswerte (*'prescriptive rules'*)
- ermittelt werden, was der heutigen Bemessungspraxis entspricht.

Für das *'Design by calculation'* werden zwei Ansätze definiert, die sich dem Grunde nach in dieser Form auch in der heutigen Fassung des EC 7-1 finden:

- *'Ground Model Method'*: Bei diesem Verfahren werden die Baugrundkennwerte auf der Basis aller verfügbaren Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen für Homogenbereiche ermittelt und für diese Homogenbereiche Pfahltragfähigkeiten abgeleitet;
- *'Model Pile Method'*: Bei diesem Verfahren werden aus jeder einzelnen Sondierung bzw. für jedes Baugrundprofil auf der Basis von Korrelationen individuell Pfahlwiderstände abgeleitet.

Die *'Ground Model Method'* entspricht dabei dem in Deutschland üblichen Vorgehen bei Anwendung der Erfahrungswerte nach 'EA-Pfähle', Abs. 5.4. Hinsichtlich möglicher Verfahren zur rechnerischen bzw. empirischen Ermittlung des axialen Pfahlwiderstandes verweist EN 1997-3, Abs. 6.5 auf die in den informellen Anhängen C.4 bis C.8 (siehe Tab. 2) aufgeführten Verfahren.

Für das *'Design by testing'* können nach EN 1997-3, Abs. 6.5.2, statische Pfahlprobelastungen für ULS- und SLS-Bemessungen sowohl bei auf Druck als auch auf Zug belastete Pfähle zum Einsatz kommen, während dynamische Pfahlprobelastungen (inklusive Rapid-Load Tests) nur für ULS-Bemessungen von auf Druck belasteten Pfählen eingesetzt werden dürfen.

In Abschnitt 6.5 werden neben der Ermittlung des Widerstandes von Einzelpfählen bei axialer und im Übrigen auch transversaler Beanspruchung auch Angaben zur Ermittlung des Widerstandes von Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen gemacht.

Bei Pfahlgruppen (*'pile groups'*) ist der Widerstand zu ermitteln als

$$R_{\text{group}} = \min \left\{ \sum_i^n R_i ; R_{\text{block}} \right\}$$

Bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (*'piled rafts'*) ist der Widerstand zu ermitteln als

$$R_{\text{piled-raft}} = \left(\sum_i^n R_{c,i} + R_{\text{raft}} \right)$$

d.h. als Summe der Widerstände aller individuellen Pfähle in der Gruppe und des Plattenwiderstandes, der sich aus der Integration der unter der Pfahlkopfplatte verschiebungskompatibel ermittelten Sohlspannungen ergibt. Dabei sind nach EN 1997-3, Abs. 6.5.6, alle die das Tragverhalten von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen prägenden Wechselwirkungen rechnerisch zu berücksichtigen. Die in Abbildung 6 dargestellte, an die deutsche „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen (KPP)“ (KATZENBACH ET AL. 2000) angelehnte Darstellung wurde nach langen Diskussionen und Widerständen in den normativen Teil von EN 1997-3, Abs. 6.5.6 übernommen. Daneben wurden auf Druck einzelner Länder noch vereinfachte Ansätze zur Ermittlung des Widerstandes einer KPP aufgenommen, die teilweise nur als bedingt tauglich zu werten sind.

Im Abschnitt 6.5 *'Geotechnical Analysis'* finden sich ferner Angaben zur Ermittlung der Setzungen von Einzelpfählen sowie Pfahlgruppen und KPPs, wobei diese Spezifikationen knapp und wenig spezifisch sind; u.a. wird der Einsatz numerischer Methoden für Verformungsprognosen hingewiesen.

Soweit die Ermittlung des Pfahlwiderstandes allein auf der Basis von Berechnungen und Erfahrungswerten bzw. Korrelationen erfolgt (*'Design by calculation'*), soll nach prEN 1997-3, Abs. 6.5.8, eine Validierung mittels statischen axialen Pfahlprobebelastungen, sogenannten *'Control Tests'*, auf dem projektspezifischen Baufeld erfolgen, die nur dann entfallen können, wenn umfangreiche vergleichbare Erfahrungen vorliegen. Nur bei auf Druck beanspruchten Pfählen dürfen anstelle statischer axialer Pfahlprobebelastungen auch dynamische bzw. Rapid Load Tests als *Control Tests* eingesetzt werden. Der minimale Umfang bzw. Anzahl an Pfahlprobebelastungen wird gemäß Abbildung 7 vorgegeben.

2.4.7 Abschnitt 6.6 *'Ultimate Limit States'*

Der umfangreiche Abschnitt 6.6 *'Ultimate Limit States'* enthält detaillierte Regelungen für die Nachweisführung von Pfahlgründungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und spezifiziert die diesbezüglich Sets der notwendigen Modellfaktoren, Streuungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte auf der Pfahlwiderstandsseite.

Table 6.3 (NDP) —Minimum quantity of load testing for confirmation of pile design by calculation

Type of load test	Confirmation of design by ultimate pile load tests	Confirmation of design by serviceability pile load tests
Static load test	max (1, 0.5 % n_{total})	max (2, 1 % n_{total})
Rapid load test	max (3, 1.0 % n_{total})	max (6, 5 % n_{total})
Dynamic impact load test	max (3, 1.0 % n_{total})	max (6, 5 % n_{total})
n_{total} = total number of piles in similar ground conditions		

Abbildung 7 Anforderung nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.5, Table 6.3 an die Durchführung von 'Control Tests' für die Validierung bzw. Bestätigung bei 'Pile design by calculation'

Der repräsentative (früher: 'charakteristische') Wert des Widerstandes eines axial belasteten Einzelfahls ist im Falle eines 'Design by testing' wie auch im Falle eines 'Design by calculation' in Verbindung mit der 'Model Pile Method' unter Berücksichtigung der räumlichen Variabilität unter Ansatz von Streuungsfaktoren zu ermitteln, was der bisherigen Vorgehensweise entspricht. Nachdem zwischenzeitlich ein stochastischer Ansatz für die Ermittlung der Streuungsfaktoren in Abhängigkeit von der Intensität der Baugrundvariabilität vorgesehen war, werden die Streuungsfaktoren ξ nunmehr wieder im Wesentlichen in Abhängigkeit von der Anzahl der ausgeführten Pfahlprobelastungen (Abb. 13) bzw. in Abhängigkeit von der Anzahl der Sondierungen im Baufeld angegeben.

Der repräsentative Pfahlwiderstand ist dann, wie von den charakteristischen Pfahlwiderständen bekannt, als kleinerer Wert aus der Betrachtung des Mittelwertes und des kleinsten Einzelwert der Pfahlwiderstände wie folgt zu ermitteln:

$$R_{c,rep} = \min \left\{ \frac{(R_{cal})_{mean}}{\xi_{mean}}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_{min}} \right\}$$

Table 6.6 (NDP) — Correlation factors for the Model Pile Method

Correlation Factor ^{a, b}	Coefficient of variation (CoV)	Number of tests or profiles							
		1	2	3	4	5	7	10	≥ 20
ξ_{mean}	≤ 12 %	1,4	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,19
ξ_{min}	n/a	1,4	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08	1,06

a The correlation factors given here assume field test profiles arranged on a grid with reference spacing d_{ref} of 30 m

b Values of the correlation factors can be adjusted for the test profiles according to:

$$\xi'_{\text{mean}} = 1 + \frac{d_{\text{avg}}}{d_{\text{ref}}} (\xi_{\text{mean}} - 1)$$

$$\xi'_{\text{min}} = 1 + \frac{d_{\text{avg}}}{d_{\text{ref}}} (\xi_{\text{min}} - 1)$$

where

ξ_{mean} is the value of ξ_{mean} adjusted for the average spacing d_{avg} of the test profiles;

ξ_{min} is the value of ξ_{min} adjusted for the average spacing d_{avg} of the test profiles;

d_{avg} is the average horizontal spacing between the test profiles; and

d_{ref} is the reference horizontal spacing between the test profiles (given above) for the Model Pile Method.

Abbildung 8 Streuungsfaktoren ξ für die Ermittlung des repräsentativen Pfahlwiderstandes bei 'Design by calculation' mit der 'Model Pile Method', nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6.2.4.2, Table 6.6

Abbildung 8 zeigt die nach EN 1997-3, Abs. 6.6.2.4.2 vorgegebenen Streuungsfaktoren bei einer rechnerischen Pfahlbemessung ('Design by calculation') mit der 'Model Pile Method'. Abbildung 9 enthält die nach EN 1997-3, Abs. 6.6.2.4.3 vorgegebenen Streuungsfaktoren ξ bei der Ermittlung des Pfahlwiderstandes aus statischen und dynamischen Probelastungen ('Design by testing').

Ursprünglich war vorgesehen, das Nachweiskonzept dahingehend zu modifizieren, dass mit den Streuungsfaktoren allein die räumliche Variabilität der Baugrundeigenschaften im Bau- feld abgedeckt wird und davon unabhängig die Unschärfe bzw. Unsicherheit, die sich aus der Art der Pfahlprobelastung oder dem eingesetzten rechnerischen Bemessungsansatz ergibt, separat über Modellfaktoren erfasst wird (Abb. 14). Ein Vergleich der Streuungsfak- toren für statische Probelastungen einerseits und dynamische Probelastungen ande- rerseits (Abb. 9) zeigt indes, dass die Streuungsfaktoren weiterhin auch in Abhängigkeit von der Art der Probelastung variieren.

Neu ist die Möglichkeit, den Streuungsfaktor bei der 'Model Pile Method' nicht allein in Abhängigkeit von der Anzahl der Sondierprofile zu bestimmen, sondern auch die Erkun- dungsdichte, d.h. den räumliche Abstand der Baugrundaufschlüsse zu berücksichtigen und

Table 6.7 (NDP) — Correlation factors for design by testing with static load tests

Correlation factor ^a	Number of tests				
	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{mean}	1,4	1,3	1,2	1,1	1,05
ξ_{min}	1,4	1,2	1,05	1,0	1,00

^a If all piles in a group are tested, use $\xi_{\text{mean}} = 1,0$ provided load can be transferred through the pile cap. For individually tested piles, use $\xi_{\text{mean}} = \xi_{\text{min}} = 1,0$.

Table 6.8 (NDP) — Correlation factors for design by testing with rapid load or dynamic impact tests

Correlation factor ^a	Correlation factor ^b	Number of tests							
		1	2	3	4	5	7	10	≥ 20
Rapid load test	ξ_{mean}	1,4	1,36	1,32	1,29	1,28	1,25	1,23	1,19
	ξ_{min}	1,4	1,28	1,23	1,19	1,15	1,13	1,1	1,06
Dynamic impact test	ξ_{mean}	1,4	1,36	1,32	1,29	1,28	1,25	1,23	1,19
	ξ_{min}	1,4	1,28	1,23	1,19	1,15	1,13	1,1	1,06

^a If all piles in a group are tested, use $\xi_{\text{mean}} = 1,0$ provided load can be transferred through the pile cap. For individually tested piles, use $\xi_{\text{mean}} = \xi_{\text{min}} = 1,0$

^b The correlation factors given are based on a coefficient of variation of pile load test results of 12 %

Abbildung 9 Streuungsfaktoren für die Ermittlung des repräsentativen Pfahlwiderstandes bei 'Design by testing', nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6.2.4.3, Tabellen 6.7 und 6.8

so den aus einer intensiveren Baugrunderkundung resultierenden verbesserten Kenntnisstand zu berücksichtigen. Auf diese Weise können die Streuungsfaktoren bei Erkundungsabständen kleiner als $d_{\text{ref}} = 30$ m reduziert werden, was als eine sinnvolle Ergänzung anzusehen ist (siehe Abb. 8):

$$\xi_{\text{mean}}(S) = 1 + \frac{d_{\text{ave}}}{d_{\text{ref}}} (\xi_{\text{mean}} - 1) \text{ or } \xi_{\text{min}}(S) = 1 + \frac{d_{\text{ave}}}{d_{\text{ref}}} (\xi_{\text{min}} - 1)$$

Lediglich bei einem 'Design by calculation' in Verbindung mit der 'Ground Model Method' ergibt sich der repräsentative Widerstand unmittelbar aus dem berechneten Wert, da hier die räumliche Variabilität der Bodeneigenschaften bei der Ableitung der für die Pfahlbemessung relevanten Bodenkennwerte berücksichtigt werden muss:

$$R_{c,\text{rep}} = R_{\text{cal}}$$

Mit dem repräsentativen Wert des Pfahlwiderstandes kann der Bemessungswert des axialen Pfahlwiderstandes, hier angegeben für einen auf Druck belasteten Pfahles, wie folgt ermittelt werden:

$$R_{cd} = \frac{R_{c,rep}}{\gamma_{Rc} \cdot \gamma_{Rd,pile}} \quad \text{or} \quad \left(\frac{R_{b,rep}}{\gamma_{Rb} \cdot \gamma_{Rd,pile}} + \frac{R_{s,rep}}{\gamma_{Rs} \cdot \gamma_{Rd,pile}} \right)$$

wobei gilt:

$\gamma_{Rc}, \gamma_{Rb}, \gamma_{Rs}$ Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände im ULS,

$\gamma_{Rd,pile}$ Modellfaktor,

$R_{c,rep}, R_{b,rep}, R_{s,rep}$ repräsentativer Pfahlwiderstand.

Table 6.4 (NDP) —Model factor $\gamma_{Rd,pile}$ for verification of axial pile resistance by calculation

Verification by	Based on	Model factor $\gamma_{Rd,pile}$	
		Compressive resistance	Tensile resistance
Ground Model Method	Ultimate pile load tests	1,15	
	Extensive comparable ^{a,b} experience without site-specific pile load tests	1,3	
	Serviceability pile load tests	1,35	
	No pile load tests and limited comparable experience ^{a,c}	1,55	
		Compressive resistance	Tensile resistance
Model Pile Method	Ménard pressuremeter test ^{d,f}	1,15	1,4
	Cone penetration test ^d	1,1	1,1
	Profiles of ground properties based on field or laboratory tests ^{d,e}	1,2	1,2

^a Comparable experience assumes documented records (or database) of static pile load test results conducted on similar piles, in similar ground conditions, under similar loading conditions from a certain number of sites n

^b Extensive comparable experience assumes $n \geq 10$

^c Limited comparable experience assumes $0 < n < 10$

^d Value can be multiplied by 0,9 when accompanied by ultimate pile load tests

^e Ground strength properties determined at least every 1,5 m along the vertical profile

^f The value of the model factor corresponds to the calculation method given in C.7

Abbildung 10 Modellfaktoren γ_{Rd} für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes bei 'Design by calculation', nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6.2, Tabelle 6.4

Die bei einer rechnerischen Ermittlung der Pfahlwiderstände nach EN 1997-3, Abs. 6.6.2 anzusetzen Modellfaktoren $\gamma_{Rd,pile}$ getrennt für den Fall der Nutzung der 'Ground Model Method' und der 'Model Pile Method' sind in Abbildung 10 wiedergegeben. Die Darstellung zeigt, dass die Modellfaktoren in Abhängigkeit von dem (empirischen) Berechnungsansatz, den Erfahrungen mit diesem Ansatz und dem Umfang der ausgeführten 'Control tests' (siehe Abb. 7) variieren.

Abbildung 11 gibt die Modellfaktoren wieder, die bei einer Ermittlung des axialen Pfahlwiderstandes auf der Basis von Pfahlprobelastungen anzusetzen sind. Die *Default*-Werte

Table 6.5 (NDP) — Model factor $\gamma_{Rd,pile}$ for verification of axial pile resistance by testing or assisted by testing

Verification by		Model factor $\gamma_{Rd,pile}$		
		Fine soils	Coarse soils	Rock ^c
Static load tests		1,0	1,0	1,0
Rapid load tests (multiple load cycles) ^a		1,4	1,1	1,2
Rapid load tests (single load cycle) ^a		1,4	1,1	1,2
Dynamic impact tests (signal matching) ^b	Shaft resistance	1,5	1,1	1,2
	End resistance	1,4	1,25	1,25
Dynamic impact tests (multiple blow) ^b	Shaft resistance	1,5	1,1	1,2
	End resistance	1,4	1,2	1,2
Dynamic impact tests (closed form solutions) ^b	Shaft resistance	Not permitted	Not permitted	Not permitted
	End resistance	Not permitted	1,3	1,3
Wave equation analysis		Not permitted	1,6	1,5
Pile driving formulae		Not permitted	1,8	1,7

^a When dynamic impact tests or rapid load tests are not calibrated by site-specific static load testing, but by comparable experience only (see Table 6.4 (NDP)), the values for $\gamma_{Rd,pile}$ are increased by:
0,1 when calibration is based on extensive comparable experience; or
0,25 when calibration is based on limited comparable experience.

^b When dynamic impact tests or rapid load tests are carried out on cast-in-place piles, the values for $\gamma_{Rd,pile}$ are increased by 0,2

^c If the test results demonstrate an elastic behaviour without any significant permanent movement, the values for $\gamma_{Rd,pile}$ can be decreased by 0,1 as long as the model factor remains greater than or equal to 1,0

Abbildung 11 Modellfaktoren $\gamma_{Rd,pile}$ für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes bei 'Design by testing', nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6.2, Tabelle 6.5

Nach EN 1997-3, Abs. 6.6.2 sehen danach für dynamische Probelastungen und Rapid Load Tests identische Modellfaktoren vor; auf nationaler Ebene können hier, wie auch darüber hinaus am gesamten als 'NDP' markierten Tabelleninhalt noch Änderungen vorgenommen werden. Anzumerken ist, dass nach den Fußnoten zu o.g. Tabelle 6.5 die für dynamische Probebelastungen und Rapid Load Tests genannten Modellfaktoren zu erhöhen sind, soweit keine Validierung durch umfangreiche Erfahrungswerte bzw. zusätzlich ausgeführte statische Probelastungen erfolgt. Ferner wurde aufgenommen, dass die Modellfaktoren zu erhöhen sind, wenn die dynamische Probebelastungen und Rapid Load Tests an Ortbetonpfählen ausgeführt wurden.

Harmonisiert werden konnte das Nachweisformat für Pfähle: Entsprechend Abschnitt 6.6 'Ultimate limit states' ist in Europa für axial beanspruchte Pfähle künftig einheitlich der 'Resistance Factor Approach' (RFA) in Verbindung mit dem *Verification Case VC1* anzuwenden, bei dem die Faktorisierung von Einwirkungen und Widerständen auf „Kraftebene“ erfolgt, so wie dies u.a. in Deutschland schon immer Usus war (MOORMANN 2016). Hingegen ist für lateral beanspruchte Pfähle im Regelfall der 'Material Factor Approach' (MFA) anzuwenden, bei dem die Faktorisierung der Widerstände bereits auf der Ebene der Bodenkennwerte erfolgt.

Abbildung 12 gibt die entsprechende Tabelle 6.9 aus EN 1997-3, Abs. 6.6, wieder, die für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes bei einem 'Design by calculation' in Verbindung mit der 'Ground Model Method' anzuwenden ist. Tabelle 6.9 kann entnommen werden, dass sowohl einheitliche Teilsicherheitsbeiwerte, als auch für den Mantel- und den Fußwiderstand differenzierte Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden können. Ferner ist eine Differenzierung der Teilsicherheitsbeiwerte nach dem Pfahltyp möglich, aber nicht zwingend.

In weiteren Tabellen werden Teilsicherheitsbeiwerte für die 'Model Pile Method' und für ein 'Design by testing' (siehe Abb. 13) vorgegeben. Abbildung 13 zeigt, dass die Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes aus den Ergebnissen von Pfahlprobebelastungen sehr einfach gehalten sind und bei auf Druck belasteten Pfählen als Default-Wert unabhängig vom Pfahltyp grundsätzlich $\gamma_{Rc} = 1,1$ und für axial auf Zug beanspruchte Pfähle $\gamma_{R,st} = 1,25$ betragen.

Negative Mantelreibung wird als ständig wirkende ungünstige Einwirkung mit $\gamma_{F,drag} = 1,35$ berücksichtigt.

Table 6.9 (NDP) — Partial factors for the verification of ultimate resistance of single piles for fundamental (persistent and transient) design situations – Ground Model Method

Verification of	Partial factor on	Symbol	Material Factor Approach – both combinations		Resistance Factor Approach		
			(a)	(b)	Pile class	Ground Model	
Axial compressive resistance	Actions, Effects of actions ^a	γ_F, γ_E	Not Used		All	VC1	
	Drag force	$\gamma_{F,drag}$				1,35	
	Ground properties ^b	γ_M				Not factored	
	Base and shaft resistance in compression	γ_{Rb}, γ_{Rs}			Full displacement	1,2	1,05
	Total resistance in compression	γ_{Rc}			Partial displacement	1,3	1,1
					Replacement	1,4	1,15
					Unclassified	1,5	1,25
					Full displacement	1,1	
					Partial displacement	1,2	
	Axial tensile resistance	Actions, Effects of actions ^a			γ_F, γ_E	Not Used	
Ground properties ^b		γ_M	Not factored				
Shaft resistance in tension		γ_{Rst}	Full displacement	1,2			
			Partial	1,25			
			Replacement	1,3			
Unclassified	1,5						
Transverse resistance	Actions, Effects of actions ^a	γ_F, γ_E	VC4 or VC1	VC3	All	VC4 or VC1	
	Transverse ground load	$\gamma_{F,lr}$			All	1,35	
	Ground properties ^b	γ_M	M1	M2	All	Not factored	
	Transverse resistance	γ_{Rtr}	Not factored		All	1,4	

^a Values of the partial factors for Verification Cases (VCs) 1, 3, and 4 are given in EN 1990:2023, Annex A

^b Values of the partial factors for Sets M1 and M2 are given in FprEN 1997-1:2024, 4.4.1.3

Abbildung 12 Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Rc} , γ_{Rb} , γ_{Rs} für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes bei 'Design by calculation' in Verbindung mit der 'Ground Model Method', nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6, Tabelle 6.9

In Abbildung 14 wird das Vorgehen zur Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes nach EN 1997-3, Abs. 6.6, zusammenfassend visualisiert.

Table 6.11 (NDP) — Partial factors for the verification of ultimate resistance of single piles for fundamental (persistent and transient) design situations – Design by testing

Verification of	Partial factor on	Symbol	Material Factor Approach – both combinations		Resistance Factor Approach	
			(a)	(b)	Pile class	
Axial compressive resistance	Actions, Effects of actions ^a	γ_F, γ_E	Not Used		All	VC1
	Drag force	$\gamma_{F,drag}$				1,35
	Ground properties ^b	γ_M				Not factored
	Total resistance in compression	γ_{Rc}			Full displacement	1,1
					Partial displacement	1,1
		Replacement Unclassified	1,1 1,1			
Axial tensile resistance	Actions, Effects of actions ^a	γ_F, γ_E	Not Used		All	VC1
	Ground properties ^b	γ_M				Not factored
	Shaft resistance in tension	γ_{Rst}			Full displacement	1,25
					Partial displacement	1,25
					Replacement Unclassified	1,25 1,25

^a Values of the partial factors for Verification Cases (VCs) 1, 3, and 4 are given in EN 1990:2023, Annex A
^b Values of the partial factors for Sets M1 and M2 are given in FprEN 1997-1:2024, 4.4.1.3

Abbildung 13 Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Rc} , γ_{Rb} , γ_{Rs} für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes für 'Design by testing' nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6, Tabelle 6.11

In EN 1997-3, Abschnitt 6.6.3 werden auch die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) spezifiziert. Der Nachweis für solche Konstruktionen erfolgt grundsätzlich für den Gesamtwiderstand der Pfahlgruppe bzw. der Kombinierte Pfahl-Plattengründung, d.h. ein Nachweis für den einzelnen Pfahl kann entfallen, was der aktuellen nationalen Anwendung entspricht.

Für eine Pfahlgruppe wird das Nachweisformat ULS wie folgt vorgegeben:

$$F_d \leq R_{group,d}$$

mit:

$$R_{group,d} = \frac{R_{group,rep}}{\gamma_{R,group} \gamma_{Rd,group}}$$

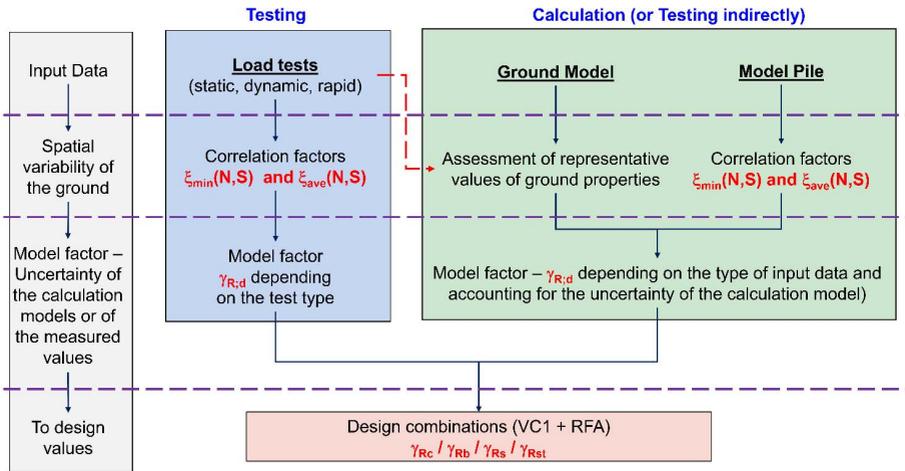


Abbildung 14 Vorgehen für die Bemessung von axial belasteten Einzelfählen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6 (MOORMANN & BURLON 2024)

Für eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) wird das Nachweisformat ULS analog wie folgt vorgegeben:

$$F_d \leq R_{\text{piled-raft,d}}$$

mit:

$$R_{\text{piled-raft,d}} = \frac{R_{\text{piled-raft,rep}}}{\gamma_{R,\text{piled-raft}} \gamma_{Rd,\text{piled-raft}}}$$

In einer separaten Tabelle, hier in Abbildung 15 wiedergegeben, werden die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen vorgegeben, die dem Betrage nach sicherstellen, dass ein vergleichbares äquivalentes globales Sicherheitsniveau wie bei Einzelfählen oder auch bei Flachgründungen erreicht wird. Die Modellfaktoren sind in diesem Fall auf der Basis von nationalen Erfahrungen in Abhängigkeit von dem eingesetzten Berechnungsverfahren festzulegen.

Das in Abbildung 16 noch einmal visualisierte Ziel eines stringenten Sicherheitskonzeptes für alle Gründungsformen von der reinen Flachgründung nach EN 1997-3, Kapitel 4, über

Table 6.12 (NDP)— Partial factors for the verification of ultimate resistance of pile groups and piled rafts for fundamental (persistent and transient) design situations

Verification of	Partial factor on	Symbol	Material Factor Approach – both combinations		Resistance Factor Approach
			(a)	(b)	
Vertical resistance	Actions, Effects of actions ^a	γ_F, γ_E	VC4	VC3	VC1
	Ground properties ^b	γ_M	M1	M2	Not factored
	Vertical resistance	$\gamma_{R,group}$			1,4
		$\gamma_{R,piled-raft}$			1,4
Combined axial and transverse resistance (see FprEN 1997- 1:2024, 8.2)	Actions, Effects of actions ^a	γ_F, γ_E	VC4 or VC1	VC3	Not used
	Ground properties ^b	γ_M	M1	M2	
	Compressive and transverse resistance	$\gamma_{R,group}$	Not factored		

^a Values of the partial factors for Verification Cases (VCs) 3 and 4 are given in EN 1990:2023, Annex A
^b Values of the partial factors for Sets M1 and M2 are given in FprEN 1997-1:2024, Table 4.8

Abbildung 15 Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{R,group}$ und $\gamma_{R,piled-raft}$ für die Ermittlung des Bemessungswertes des Widerstandes von Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen nach EN 1997-3:2025, Abs. 6.6, Tabellen 6.12

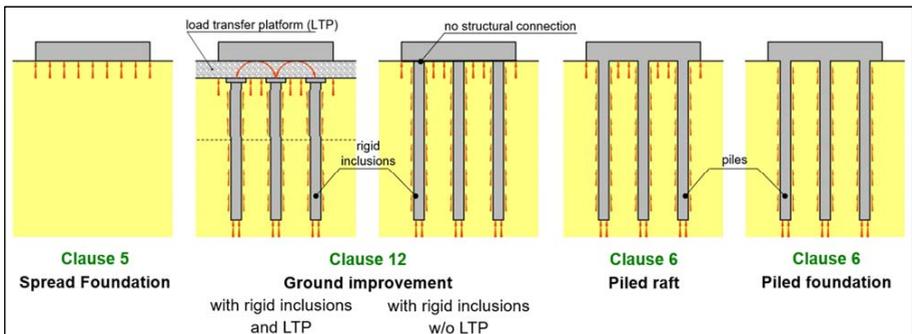


Abbildung 16 Stringentes Bemessungskonzept für alle Gründungskonzepte: unterbrechungsfreier Übergang mit vergleichbarem äquivalenten globalen Sicherheitsniveau nach EN 1997-3

Baugrundverbesserungen mit Rigid Inclusions mit und ohne Lastverteilender Tragschicht nach EN 1997-3, Kapitel 12, die in ihrem Tragverhalten und Interaktionswirkungen sehr ähnlich zu einer in EN 1997-3, Kapitel 6, geregelten Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) sind bis hin zu einer konventionellen Pfahlgründung nach EN 1997-3, Kapitel 6, wird so im Sinne eines unterbrechungsfreien Übergangs mit einem vergleichbaren äquivalenten globalen Sicherheitsniveau erreicht.

2.4.8 Abschnitt 6.7 ‘Serviceability limit states’

Gegenüber den Regelungen für die ULS-Nachweise im Abschnitt 6.6 sind die im Abschnitt 6.7 der EN 1997-3 formulierten Anforderungen an die Nachweise von Pfahlgründungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sehr knapp formuliert: wie bisher ist nachzuweisen, dass die unter Gebrauchslasten zu erwartenden Verformungen kleiner sind als die projektspezifisch festzulegenden zulässigen Verformungen.

2.4.9 Abschnitt 6.8 ‘Implementation of design’

Auch der Abschnitt 6.8 ‘Implementation of design’ ist kurz und enthält im Wesentlichen Verweise auf die Ausführungsnormen von Pfählen und pfahlähnlichen Elementen. Ferner wird auf die Regelungen im prEN 1997-1, Kapitel 10, zu den Themen ‘Inspection’, ‘Monitoring’ und ‘Maintenance’ verwiesen und nur stichpunktartig spezifischen Anforderungen für Pfahlgründungen formuliert. So werden beispielsweise im Kontext mit einem Qualitätssicherungskonzept die automatische Aufzeichnung von Herstellparametern sowie die Durchführung von Messungen bzw. Untersuchungen zur Überprüfung der Pfahlintegrität erwähnt.

2.4.10 Abschnitt 6.9 ‘Testing’

Neben einem Verweis auf die Pfahlprüfungsnormen (EN ISO 22477-x) enthält der Abschnitt 6.9 ‘Testing’ der prEN 1997-3 u.a. konkrete Vorgaben zur Ermittlung der Prüflast von axialen Pfahlprobelastungen sowie recht umfangreiche Angaben zur Planung und zur Interpretation von Pfahlprobelastungen.

2.4.11 Abschnitt 6.10 ‘Reporting’

Der Abschnitt 6.9 ‘Reporting’ der prEN 1997-3 ist wieder kurz und enthält lediglich Verweise auf die europäischen Pfahlausführungs- und Pfahlprüfungsnormen und die dort definierten

Dokumentationspflichten, aber keine darüber hinausgehenden pfahlspezifischen Regelungen.

2.4.12 Zusammenfassende Bewertung zu EN 1997-3:2025, Abs. 6 ‘*Piled Foundations*’

Der Umfang des Kapitels 6 ‘*Piled Foundations*’ im EN 1997-3:2025 ist gegenüber dem heutigen Kapitel 7 im Eurocode 7, Teil 1, um etwa 40 % angewachsen wobei zu berücksichtigen ist, dass das Kapitel 6 einige Aspekte der Pfahlbemessung abdecken wird, die nicht Gegenstand des derzeitigen Eurocode 7, Teil 1, sind; hierzu zählen u.a.:

- Bemessung von Pfahlgruppen,
- Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP),
- Beanspruchung von Pfählen durch negative Mantelreibung,
- Ermittlung der Prüflast von Pfahlprobelastungen.

Das Kapitel 6 stand im Ergebnis der wiederholten Kommentierung durch die europäischen Spiegelausschüsse immer besonders im Fokus. Bei der wiederholten Kommentierung der Entwürfe wurden regelmäßig mehr als 1.000 Kommentare nur zu diesem Kapitel formuliert, so dass phasenweise mehr als 50 % aller zu prEN 1997-3 abgegebenen Kommentare allein auf dieses Pfahl-Kapitel entfielen. Dabei wurde deutlich, dass die Kommentare teilweise diametral ambivalent waren, so dass eine weitergehende europäische Harmonisierung der offenbar durch starke nationale Traditionen geprägten Pfahlbemessung nur sehr schwierig zu realisieren war.

In der Gesamtschau ist das neue Kapitel 6 ‘*Piled Foundations*’ weitgehend mit der aktuellen nationalen Bemessungspraxis für Pfähle gemäß des deutschen Handbuchs Eurocode 7, Band 1, und auch mit der EA-Pfähle kompatibel, so dass sich keine tiefgreifenden Veränderungen bei der Bemessung von Pfählen mit Einführung der zweiten Generation des Eurocode 7 ergeben werden.

In diesen Kontext ist auch zu berücksichtigen, dass alle Tabellen als ‘*Nationally Determined Parameters*’ (NDP) markiert sind und daher von den nationalen Spiegelausschüssen nicht nur die Zahlenwerte der hier dokumentierten Parameter national angepasst werden können, sondern auch die Struktur der Tabellen modifiziert und zum Beispiel durch weitere Zeilen oder Spalten mit zusätzlichen Werten, beispielsweise für vorübergehende Bemessungssituation, ergänzt werden können.

3 Normen zur Pfahlausführung/-herstellung

Während der vergangenen zehn Jahre war auf nationaler Ebene die Situation bezüglich der Pfahlausführungsnormen dadurch geprägt, dass für die bereits 2015 erschienenen Ausgaben bzw. Revisionen der Ausführungsnormen DIN EN 1536:2015-10 für Bohrpfähle, DIN EN 12699:2015-07 für Verdrängungspfähle und DIN EN 14199:2015-07 für Mikropfähle keine entsprechenden nationalen Anwendungsdokumente zur Verfügung standen.

Hintergrund für diese bis dato unveränderte und missliche Situation ist, dass die Überarbeitung der nationalen Anwendungsdokumente (Fachberichte) für diese bereits 2015 erschienen Ausgaben der für die Pfahlausführung relevanten europäischen Normen nicht abgeschlossen werden konnte, da sich die für Regelungen zum Beton relevante Norm DIN 1045-2 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1“ lange Zeit in Überarbeitung befand.

Nachdem aber im Jahr 2023 die Norm DIN 1045-2 als Bestandteil der siebenteiligen Normenreihe DIN 1045 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton“ veröffentlicht wurde, hat der Normenausschuss „Pfähle“ die Überarbeitung der nationalen Anwendungsdokumente, die nach Vorgabe des DIN zukünftig nicht mehr „DIN SPEC“, sondern Technische Spezifikation („DIN/TS“) heißen sollten, für alle drei europäischen Pfahlausführungsnormen beschlossen und 2023/2024 entsprechende Entwürfe erarbeitet, die vom Normenausschuss auch einvernehmlich verabschiedet wurden. Dabei enthalten diese Entwürfe der Technischen Spezifikation (DIN/TS) wie die bisherigen DIN SPECs ergänzende Regeln zur Anwendung der Eurocodes zur Pfahlherstellung in Deutschland. Entgegen der u.a. auch im Jahresbericht 2023 des AK Pfähle (MOORMANN 2024) formulierten Erwartung, dass diese Entwürfe der in Tabelle 4 ausgewiesenen Technischen Spezifikationen noch 2024 veröffentlicht werden können, wurde im Laufe des Jahres 2024 unerwartet erkennbar, dass aus Sicht des DIN keine nationalen Dokumente mehr veröffentlicht werden dürfen, die europäische Normen *ergänzen*. Während die DIN SPEC-Dokumente noch „Ergänzende Festlegungen“ zu den vorgenannten europäischen Ausführungsnormen enthalten, hat die Normenprüfstelle des DIN nunmehr mitgeteilt, dass die Technischen Spezifikationen zudem nur einen informativen Charakter haben dürfen, was aus Sicht des Pfahlausschusses im Hinblick auf die technische Bedeutung der ergänzenden Regelungen nicht ausreichend ist. Da darüber hinaus das Deutsche Institut für Bautechnik

(DIBt) mitteilte, solche unter diesen Vorgaben als DIN/TS formulierten „Empfehlungen“ als nicht hinreichend verbindlich und konkret anzusehen, um sie - analog wie der aktuellen DIN SPEC-Dokumente - im Rahmen der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) bauaufsichtlich zusammen mit den EN-Normen einführen zu können, hat der Normenausschuss „Pfähle“ im Oktober 2024 beschlossen, die entsprechenden Normungsprojekte, d.h. die Überarbeitung der DIN SPEC 18140, der DIN SPEC 18538 und der DIN SPEC 18539 einzustellen. Der Ausschuss hat stattdessen beschlossen, die als notwendig erachteten ergänzenden Regelungen noch 2025 in Form von seitens der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) herauszugebenden „DGGT-Richtlinien“ zu veröffentlichen, die dann auch vom DIBt in die MVV TB aufgenommen werden können.

Tabelle 4 Übersicht über den Status der Pfahlausführungsnormen

Normungsinhalt	aktuell bauaufsichtlich eingefügte Ausgaben	jüngste erschienene Ausgaben
Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bohrpfähle	DIN EN 1536:2010-12, DIN SPEC 18140:2012-02	DIN EN 1536:2015-10, DIN/TS 18140:2024 ¹⁾ , DGGT-Richtlinie zu DIN EN 1536:2015-10 ²⁾
Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verdrängungspfähle	DIN EN 12699:2001-05 mit Berichtigung 1 von 11/2010, DIN SPEC 18538:2012-02	DIN EN 12699:2015-07, DIN/TS 18538:2024 ¹⁾ , DGGT-Richtlinie zu DIN EN 2699:2015-07 ²⁾
Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Mikropfähle	DIN EN 14199:2012-01, DIN SPEC 18539:2012-02	DIN EN 14199:2015-07, DIN/TS 18539:2024 ¹⁾ , DGGT-Richtlinie zu DIN EN 14199:2015-07 ²⁾
¹⁾ Normungsprojekt/Überarbeitung in 2024 eingestellt		²⁾ in Vorbereitung (2025)

Für 2025 bleibt es bis dahin zunächst dabei, dass die in Tabelle 4, . Spalte, ausgewiesenen Fassungen bauaufsichtlich eingeführt bleiben. Der Pfahlausschuss empfiehlt insoweit, vorerst unverändert weiterhin stets auf die vorgenannten bauaufsichtlich eingeführten

Ausgaben der Pfahlausführungsnormen von 2012 und die ergänzenden nationalen Festlegungen (DIN SPEC) von 2012 Bezug zu nehmen, d.h. auf folgende Normen:

- für Bohrpfähle DIN EN 1536:2010-12 in Verbindung mit DIN SPEC 18140:2012-02,
- für Verdrängungspfähle DIN EN 12699:2001-05 (mit Berichtigung 1 von 11/2010) mit DIN SPEC 18538:2012-02 und
- für Mikropfähle DIN EN 14199:2012-01 mit DIN SPEC 18539:2012-02.

Auf europäischer Ebene erfolgt zeitlich parallel seitens des zuständigen Technical Committees CEN/TC 288 in den Working Groups WG 25 *'Bored Piles'*, WG 26 *'Displacement Piles'* und WG 27 *'Mikropiles'* die Überarbeitung der europäischen Pfahlausführungsnormen EN 1536, EN 12699 und EN 14199. Ziel dieser - auf deutsche Initiative hin - initiierten Überarbeitung ist in erster Linie eine Anpassung der Pfahlausführungsnormen an die zweite Generation des Eurocode 7 und diesbezüglich eine verbesserte Abstimmung zwischen Bemessungs- und Ausführungsregeln unter Vermeidung von sich überschneidenden Regelungen. Bei den Neuausgaben der europäischen Normen wird angestrebt, die aktuell in den DIN SPECs enthaltenen ergänzenden Festlegungen zu integrieren bzw. Öffnungsklauseln zu schaffen, die zukünftig wieder eine Nachregelung über das DIN ermöglichen. Die Leitung aller drei europäischen Working Groups liegt in den Händen deutscher Experten (WG 25: Dr. K. Beckhaus, WG 26: Hr. T. Garbers, WG 27: Hr. K. Dietz). Langfristig ist zu erwarten, dass im Ergebnis dieser Überarbeitung der europäischen Ausführungsnormen der Umfang der nationalen Anwendungsdokumente signifikant reduziert werden kann.

4 Normen zur Pfahlprüfung/Pfahlprobelastungen

Seit einigen Jahren werden - überwiegend vom Technical Committee CEN/TC 341 „*Geotechnical investigation and testing*“ bzw. von der Arbeitsgruppe ISO/TC 182/WG 11 auf europäischer bzw. internationaler Ebene - Normen für die Ausführung von Pfahlprobelastungen erarbeitet (siehe Tabelle 5), die als DIN-Normen in der Normenreihe DIN EN ISO 22477 „*Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen*“ veröffentlicht wurden. Danach deckt die Normenreihe DIN EN ISO 22477 mit ihren Teilen 1, 2, 4 und 10 die verbreiteten Arten von Pfahlprobe-

belastungen ab. Der für die Durchführung von statischen axialen Pfahlprobebelastungen auf Zug relevante Teil 2 der Normenreihe wurde dabei im Januar 2024 veröffentlicht.

Hinsichtlich von DIN EN ISO 22477-1 und DIN EN ISO 22477-2 wurde zuletzt in einzelnen Projekten die Anwendung der sogenannten „kritischen Kriechlast“ gemäß jeweils Anhang A der vorgenannten Normen diskutiert. Diese „kritische Kriechlast $F_{c,cr}$ “, die nicht mit dem Kriechmaß k_s im Sinne der EA-Pfähle zu verwechseln ist, ist gemäß Anhang A definiert als „die Last, ab der die Geschwindigkeit der axialen Pfahlverschiebung unter konstanter Last merklich zunimmt“, wobei im Anhang ein konkreter, primär in Frankreich gebräuchlicher graphischer Ansatz zur Ermittlung dieser Kriechlast definiert wird (Abb. 17). Dieser Ansatz führt unter Umständen zu erheblich abweichenden Ergebnissen bezüglich eines über das Kriechmaß festzulegenden axialen Pfahlwiderstandes als die bestehenden und bewährten Regelungen nach EA-Pfähle. Tatsächlich erfolgt die Anwendung dieses Ansatzes auch in Frankreich nicht für ULS-Nachweise, sondern nur für den Nachweis von Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (SLS) und auch dann nur in Verbindung mit zusätzlichen Teilsicherheitsbeiwerten und Modellfaktoren.

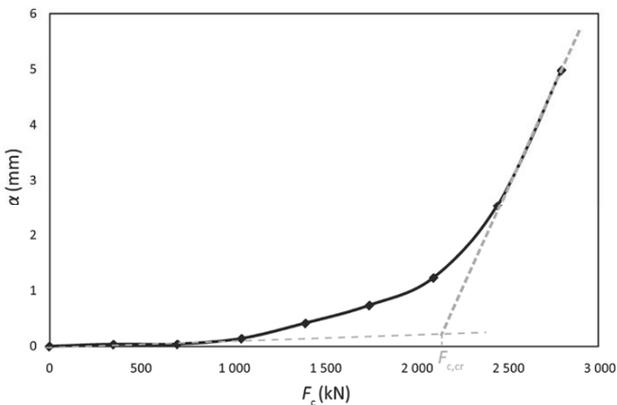


Abbildung 17 Ermittlung der kritischen Kriechlast $F_{c,cr}$ unter Druckbelastung nach DIN EN ISO 22477-1, Anhang A

Vor diesem Hintergrund wurde seitens des Pfahlausschusses eine Änderung bzw. normative Ergänzung im Nationalen Anhang zu DIN EN ISO 22477, Teile 1 und 2, erarbeitet und beschlossen, um die Anwendung der „kritischen Kriechlast“ gemäß Anhang A in

Deutschland auszuschließen. Demnach werden die Abschnitte zu Anhang A in beiden Normen wie folgt ergänzt:

„In EN 1997-1 wird die Bestimmung der kritischen Kriechlast für Pfähle nicht gefordert. Im nationalen Anhang zu DIN EN 1997-1 und in DIN 1054 sind keine Hinweise zur Verwendung der kritischen Kriechlast gegeben. Das Verfahren der Bestimmung der kritischen Kriechlast wird daher in Deutschland nicht angewendet.“

Da wesentliche Inhalte der 'EA-Pfähle', Kapitel 9 'Statische Pfahlprobelastungen' und Kapitel 10 'Dynamische Pfahlprobelastungen' im Wesentlichen regelungsgleich in die internationalen Pfahlprüfungsnormen integriert wurden, enthalten diese beiden Kapitel in der 3. Auflage der 'EA-Pfähle' nur noch ergänzende Empfehlungen, insbesondere hinsichtlich der Planung und Auswertung von Pfahlprobelastungen.

Für statische Pfahlprobelastungen quer zur Pfahlachse bleibt der Abschnitt 9.3 der 'EA-Pfähle' weiterhin im vollen Umfang die entscheidende Richtlinie. Ein entsprechendes Projekt in der Normenreihe DIN EN ISO 22477 wurde bis dato nicht initiiert.

Tabelle 5 Übersicht über Regelungen zur Ausführung von Pfahlprobelastungen

Art der Probelastung	Norm	Regelungen in EA-Pfähle
statische axiale Pfahlprobelastungen auf Druck	DIN EN ISO 22477-1: 2019-12 / 2025-04 ³⁾	EA-Pfähle, Abs. 9.2 ¹⁾ EA-Pfähle, Abs. 9.4 ²⁾
statische axiale Pfahlprobelastungen auf Zug	DIN EN ISO 22477-2: 2024-01 / 2025-04 ³⁾	EA-Pfähle, Abs. 9.2 EA-Pfähle, Abs. 9.4 ²⁾
dynamische Probelastungen	DIN EN ISO 22477-4: 2018-07	EA-Pfähle, Abs. 10 ¹⁾
Schnellprüfungen mit axialer Druckbelastung (Rapid-Load Verfahren)	DIN EN ISO 22477-10: 2017-01	EA-Pfähle, Abs. 10 ¹⁾
statische Pfahlprobelastungen quer zur Pfahlachse	-	EA-Pfähle, Abs. 9.3
¹⁾ in 3. Auflage der EA-Pfähle nur noch ergänzende Empfehlungen und Regelungen ²⁾ statische axiale Probelastungen an Mikropfählen (Verbundpfähle) ³⁾ konsolidierte Neufassungen mit Änderung A100 bezüglich kritischer Kriechlast (Anhang A)		

Tabelle 5 fasst den aktuellen Stand der Regelungen zur Ausführung von Pfahlprobelastungen zusammen.

Grundsätzlich ist zu berücksichtigen, dass die in der Normenreihe ISO 22477 veröffentlichten Normen nur die Ausführung der Pfahlprobelastungen regeln. Die Notwendigkeit von Pfahlprobelastungen, Aussagen zur erforderlichen Anzahl von Probepfählen sowie alle die Auswertung und Interpretation von Probelastungen betreffenden Aspekte werden zukünftig im Eurocode 7, Teil 3, Kapitel 6 geregelt.

5 'Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle - EA-Pfähle'

5.1 Status

Die 3. Auflage der „EA-Pfähle“, die neben den Ergänzungen aus den Jahresberichten 2014 bis 2022 eine grundlegende redaktionelle Überarbeitung der 2. Auflage erfahren hat, wird 2025 erscheinen.

Der Jahresbericht 2023 (MOORMANN 2024) enthält eine Übersicht über die bisher erschienenen Jahresberichte des Arbeitskreises 'Pfähle' und die hier enthaltenen technischen Regeln.

Hinsichtlich der Verbindlichkeit ihrer Regelungen verweist die 'EA-Pfähle' auf die Benutzerhinweise der 'EAB' (2006). Dementsprechend sind die Empfehlungen der 'EA-Pfähle' Regeln der Technik, die aufgrund ihres Zustandekommens im Ergebnis ehrenamtlicher technisch-wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit fachgerecht sind und die sich durch langjährige praktische Anwendung als „Allgemein anerkannte Regeln der Technik“ bewährt haben. In diesem Sinne gilt auch, dass die Empfehlungen der 'EA-Pfähle' eine „wichtige Erkenntnisquelle für fachgerechtes Verhalten im Normalfall“ (EAB 2021) sind, aber nicht alle möglichen Sonderfälle abdecken kann, bei denen weitergehende oder einschränkende Maßnahmen geboten sein können. Insoweit können Abweichungen von den Empfehlungen zweckmäßig sein, soweit sie durch entsprechende Nachweise, Messungen oder Erfahrungen begründet sind.

5.2 Ausblick

Im Jahr 2025 wird die Übersetzungsprüfung und die Ausarbeitung eines Nationales Anwendungsdokuments für das Kapitel 6 'Pfahlgründungen' der EN 1997-3:2025 im Fokus der

Normungsarbeit stehen. Zudem wird die Überarbeitung und Anpassung der europäischen Pfahlausführungsnormen EN 1536, EN 12699 und EN 14199 an die zweite Normengeneration des Eurocode 7 2023 intensiv weiterverfolgt werden.

Der Arbeitskreis 2.1 wird 2015, wie erläutert, prioritär die Fertigstellung der DGGT-Richtlinien mit den ergänzenden Festlegungen zu den Pfahlausführungsnormen EN 1536, EN 12699 und EN 14199 realisieren.

Nach Abschluss der Vorbereitung der 3. Auflage der „EA-Pfähle“ wird für die „EA-Pfähle“ ein neues Kapitel zum Entwurf und der Bemessung von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen erarbeitet, das die „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP-Richtlinie)“ von 2002, die bedingt durch den Wechsel vom Global- zum Partialsicherheitskonzept, aber auch im Hinblick auf die Weiterentwicklungen bei den Bemessungsansätzen nicht mehr aktuell ist, ersetzen wird und das dieses Thema in die „EA-Pfähle“ integriert. Die „EA-Pfähle“ wird dann - analog zu dem Kapitel „*Piled Foundations*“ in der neuen EN 1997-3:2025 - neben der Bemessung von Einzelpfählen gleichberechtigt auch die Bemessung von Pfahlgruppen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen abdecken.

Als weiteres thematischer Schwerpunkt werden detailliertere Empfehlungen für die qualitätsgesicherte Herstellung suspensionsgestützter Bohrpfähle – und zwar hinsichtlich der Suspensionsstützung sowohl mittels Bentoniten als auch mit Polymeren - erarbeitet.

Zudem wurde eine Kooperation zwischen dem AK 2.1 „Pfähle“ und dem AK 2.14 „Digitalisierung in der Geotechnik“ initiiert, um für Elemente des Erd-/Grundbaus bzw. des Spezialtiefbaus, hier am Beispiel von Pfählen, äquivalente Ansätze in BIM-Modellen zu entwickeln. Die Kooperation zwischen dem AK 2.1 und dem AK 2.14 hat insoweit Pilotcharakter.

Der Arbeitskreis 'Pfähle' arbeitet fortwährend an fachlichen Themen, die häufig auch aus der Ingenieurpraxis an den Arbeitskreis herangetragen werden oder die sich aus laufenden Forschungsvorhaben oder Schadensfällen ergeben, und die im Ergebnis zu der Formulierung neuer ergänzender Empfehlungen oder aber der Überarbeitung und Fortschreibung bestehender Empfehlungen führen, welche dann wiederum in „Jahresberichten“ regelmäßig veröffentlicht werden.

6 Resümee

Im Zuge der Erstellung der zweiten Generation des Eurocode 7 wurden die Regelungen für Pfahlgründungen umfassend überarbeitet. Gleichwohl ist festzustellen, dass das aktuell etablierte und durch die tägliche Anwendung bewährte Bemessungskonzept der ersten Normengeneration weitgehend erhalten bleiben wird. Dieser Umstand ist primär der mehrjährigen aktiven Mitarbeit nationaler Vertreter:innen in den europäischen Arbeitsgruppen und einer intensiven konsequenten Kommentierung der wiederholt vorgelegten Entwürfe des prEN1997-3 zu verdanken. Im Ergebnis kann davon ausgegangen werden, dass es bei der Bemessung von Pfahlgründungen nach dem neuen Eurocode EN 1997-3:2025 zu keinen wesentlich abweichenden Ergebnissen kommen wird.

Etliche der in Kapitel 6 ergänzend aufgenommenen Regelungen, u.a. bezüglich der Einwirkung auf Pfähle aus Bodenverformungen entsprechen, so zum Beispiel das Vorgehen für die Ermittlung der negativen Mantelreibung, den bestehenden Empfehlungen der 'EA-Pfähle'.

Während die aktuelle Fassung des Kapitels 7 in EN 1997-1 ausschließlich die Bemessung von Einzelpfählen abdeckt, werden in EN 1997-3:2025, Kapitel 6, konsequent Pfahlgruppen und Kombinierte Pfahl-Plattengründungen (KPP) gleichberechtigt behandelt. Damit werden KPPs zukünftig gleichberechtigt zu Flach- und Pfahlgründungen normativ im EC 7 geregelt, was als Fortschritt zu werten ist, da eine Zulassung im Einzelfall oder eine Bauartgenehmigung dann entfallen kann.

Harmonisiert werden konnte auch das Nachweisformat für Pfähle. Danach wird jetzt in Europa einheitlich für axial beanspruchte Pfähle der *Resistance Factor Approach* genutzt, so wie dies u.a. in Deutschland schon immer Usus war (Moormann 2016), während für lateral beanspruchte Pfähle im Regelfall der *Material Factor Approach* anzuwenden ist.

In der Gesamtschau wird das neue Kapitel 6 'Piled Foundations' des Eurocode 7, Teil 3, nach dem aktuellen Stand weitgehend mit der aktuellen nationalen Bemessungspraxis für Pfähle gemäß des deutschen Handbuchs Eurocode 7, Band 1, und der EA-Pfähle kompatibel sein, so dass keine tiefgreifenden Veränderungen bei der Bemessung von Pfählen mit Einführung der zweiten Generation des Eurocode 7 zu erwarten sind.

7 Schlussbemerkung

Der Arbeitskreis „Pfähle“ berücksichtigt inhaltliche und formale Anregungen zur Normung sowie zur Weiterentwicklung der „EA-Pfähle“ und zur Arbeit des Arbeitskreises gerne. Die Kontaktaufnahme sollte bitte über den Obmann erfolgen.

Den Mitgliedern des Arbeitskreises wird für ihre aktive Mitarbeit gedankt.

Literatur

Bond, A.J.; Jenner, C.; Moormann, Ch. (2019): Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x Geotechnical Structures. *Proc. 17th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019, Reykjavik, Iceland.*

Katzenbach, R.; Arslan, U.; Moormann, Ch.; König, G.; Soukhov, D.; Ahner, C. (2000): Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von kombinierten Pfahl-Platten-Gründungen (KPP). Fraunhofer IRB Verlag, Bauforschung, Band T 2907, 2000, 170 S.

Moormann, Ch. (2010): Die Geotechnische Normung auf dem Weg zum Eurocode 7. *Der Prüflingenieur, Ausgabe 36 (2010), Heft 4, 41-54*

Moormann, Ch. (2016): Design of piles – German practice. *ISSMGE-ETC3 Int. Symp. on Design of Piles in Europe. Leuven, Belgium, Volume I: National Reports, 161-190.*

Moormann, Ch. (2021): Jahresbericht 2020 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). *Bautechnik, Vol. 98, Heft 2, 2021, S. 163-185.*

Moormann, Ch. (2022): Pile design according to EN 1997-3:2024 - Overview of Clause 6: *Pile foundations.SC7 ISSMGE NEN Webinar „Pile design in the second generation of Eurocode 7“, 19.10.2022, Tagungsunterlagen, 29 p.*

Moormann, Ch. (2024): Jahresbericht 2023 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). *Bautechnik 101, Heft 2, S. 143-148.*

Moormann, Ch.; Burlon, S. (2024): Eurocode 7 – Second Generation – Piled foundation. *Proc. of the XVIIIth European Conference in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering · ECMGE 2024, 26.-30.08.2024, Lisbon, Portugal, CRC Press, Taylor & Francis Group, Balkema, pp. 1840-1845.*

Moormann, Ch.; van Seters, A. (2024): EN 1997:2024 - Die zweite Generation des Eurocode 7. 14. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, Tagungshandbuch, expert Verlag, 2024, S. 13-24.

Norbury, D.; Arroyo, M.; Foti, S.; Garin, H.; Reiffsteck, P.; Bond, A.J. (2019): Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-2:202x Ground investigation. *Proc. 17th ECSMGE 2019, Reykjavik, Iceland, ISBN 978-9935-9436-1-3.*

Poulos, H.G. (1988): Cyclic stability diagram for axially loaded piles. *Journal of Geotechn. Engineering, Vol. 114 (8), 877-895*

Weihrauch, S.; Moormann, Ch.; Wudtke, R.-B.; Vogt, N. (2022): Aktuelle Entwicklungen zur Finalisierung der zweiten Generation des Eurocode 7. *Vorträge der 37. Baugrundtagung 2022 in Wiesbaden, 05.-07.10.2022, DGGT, ISBN 978-3-946039-09-9, S. 245-256*

Autor

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

Universität Stuttgart

Institut für Geotechnik

Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

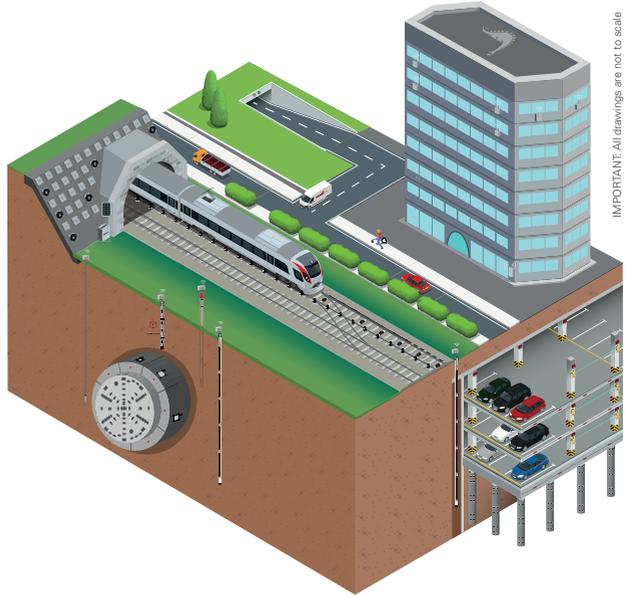
www.uni-stuttgart.de/igs/

Tel.: 0711 685-62437



GEOTECHNICAL INSTRUMENTS
AND STRUCTURAL HEALTH MONITORING

DELIVERING THE PERFECT MONITORING SOLUTIONS



IMPORTANT: All drawings are not to scale

Instruments



Anchor load cell



Hydraulic pressure cell



Digital H-Level settlement system



Digital tiltmeter



FLX-Rail®



RDS - Railway Deformation System



B.r.a.in inclinometer system



Vibrating wire piezometer



MPBX extensometer



MD-Profile system



Digital DEX-S inclino-extensometer



Vibrating wire strain gauge



Crackmeter



Digital LT-Inclibus



Earth pressure cell

Readout and dataloggers



MIND readout



OMNIAlog multichannel datalogger



WR-Log wireless system

CONTACT OUR REFERENCE IN GERMANY: JURGIS.KLAUDIUS@SISGEO.COM

WWW.SISGEO.COM
INFO@SISGEO.COM

VIA F. SERPERO 4/F1
20060 MASATE (MI) - ITALY
TEL. +39-02.95.76.41.30
FAX +39-02.95.76.20.11

Großmaßstäbliche Versuche an Ankerpfählen für schwimmende Windenergieanlagen unter lateraler, zyklischer, multidirektionaler Belastung

Alexander Kochnev¹, Rami Chalhoub², Joaquín Liaudat¹,
 Orianne Jenck², Christophe Dano², Christelle Abadie³,
 Fabien Szymkiewicz³, Mouhamad Khayri Al Katabi², Hauke Zachert¹

¹Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bau- und
 Umweltingenieurwissenschaften, Institut für Geotechnik, Darmstadt

²3SR, Université Grenoble Alpes, Grenoble INP, CNRS, Grenoble, France

³Université Gustave Eiffel, site de Nantes, Bouguenais & Marne-la-Vallée, France

1 Einleitung

Die Verwendung von Ankerpfählen in Verbindung mit Ankerleinen ist eine der Lösungen, um schwimmende Offshore-Windenergieanlagen am Meeresgrund zu verankern. Diese Ankerpfähle sind komplexen Belastungen aus Wind, Wellen und dem Betrieb der Windenergieanlage ausgesetzt. Zur Optimierung und Kostensenkung des Verankerungssystems kann ein Pfahl auch als Verankerung von mehreren schwimmenden Windenergieanlagen genutzt werden (Abbildung 1). Der Ankerpfahl wird infolgedessen durch axiale und laterale, zyklische, multidirektionale Belastung beansprucht. Eine genaue Prognose des Trag- und Verformungsverhaltens solcher Ankerpfähle ist für eine Machbarkeitsstudie sowie für den künftigen Entwurf und die wirtschaftliche Bemessung von gemeinsamen Ankerpfählen von entscheidender Bedeutung.

In diesem Beitrag liegt der Fokus auf den Ankerpfählen unter lateraler multidirektionaler zyklischer Belastung. Bisherige Untersuchungen konzentrierten sich in erster Linie auf das Tragverhalten von Pfählen unter lateraler, monodirektionaler Belastung und vernachlässigten die Komplexität und Effekte, die durch multidirektionale Belastung entstehen. So haben Studien wie das SOLCYP-Projekt [PUECH UND GARNIER, 2017] das Tragverhalten von Pfählen unter lateraler, zyklischer Belastung behandelt, dabei wurde aber nicht auf die Auswirkungen wechselnder Lastrichtungen eingegangen.

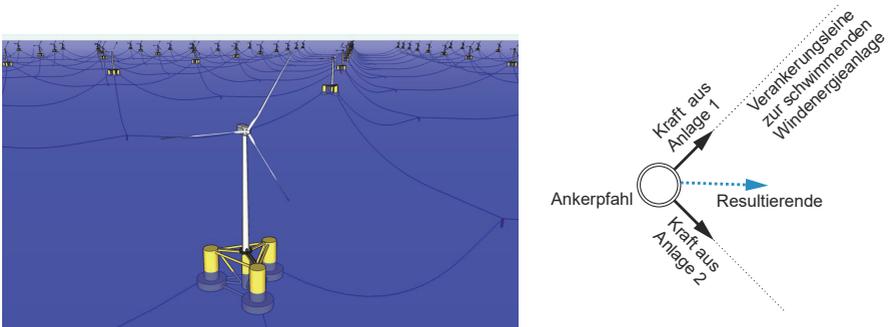


Abbildung 1. Schwimmende Windenergieanlagen [FONTANA, 2019] und schematische Darstellung eines für zwei Windenergieanlagen gemeinsamen Ankerpfahls

Experimentelle Daten zu Pfählen unter lateraler, multidirektionaler Belastung sind begrenzt, und nur wenige Studien befassen sich mit diesem Aspekt [MAYORAL ET AL., 2016; RUDOLPH ET AL., 2014; RICHARDS, 2019; MOHR ET AL., 2022].

Im Rahmen des GEOLAB-Projekts SAM-WT (Shared Ancor under Multidirectional Cyclic Loading for Floating Wind Turbines) wurden daher großmaßstäbliche Modellversuche in der geotechnischen Versuchsrube der Technischen Universität Darmstadt durchgeführt [EUROPÄISCHE KOMMISSION, 2021]. In diesem Beitrag werden ausgewählte Versuchsergebnisse dargestellt und diskutiert.

Es wurde ein instrumentierter Stahlrohrpfahl mit 324,9 mm Durchmesser, Wandstärke 5,25 mm und 2 m Einbindetiefe, was einem Modellmaßstab von 1:5 entspricht, in sehr dichtem, trockenem Sand untersucht. Über eine speziell entwickelte, gelenkige Lasteinleitung wurden mehrere laterale Zyklenpakete, sowohl monodirektional als auch multidirektional am Pfahlkopf aufgebracht. Über zahlreiche Sensoren wurden die Pfahldehnungen in vier Achsen, die Pfahlkopfverschiebungen und -verdrehungen sowie die aufbrachten Kräfte kontinuierlich erfasst. Zusätzlich wurden im Sand verteilte faseroptische Sensoren (DFOS) eingebaut, um die Bodendehnungen im Nahbereich des Pfahls messtechnisch zu erfassen.

Die Auswertung der umfangreichen Versuchsergebnisse trägt zum besseren Verständnis der Wechselwirkung zwischen Boden und Ankerpfahl bei und verdeutlicht die Auswirkungen lateraler, multidirektionaler, zyklischer Belastung im Vergleich zur monodirektionalen Beanspruchung des Ankerpfahls für schwimmende Offshore-Windenergieanlagen.

2 Versuchsaufbau

2.1 Versuchsgrube und Belastungseinrichtung

Die Versuchsgrube des Institutes für Geotechnik hat in dem für die großmaßstäbliche Pfahlversuche vorgesehenen Bereich die Abmessungen 5,44 m x 5,00 m mit einer Tiefe von 3,00 m.

Der Sand wurde in 13 Schichten von jeweils 0,2 m in die Versuchsgrube eingebaut und mit einer Rüttelplatte verdichtet, um eine relative Lagerungsdichte $D_{r0} \approx 90\%$ zu erreichen. Bevor der Modellpfahl installiert wurde, wurden die ersten drei Sandschichten eingebaut und verdichtet. Dann wurde der Modellpfahl mit einem Außendurchmesser $D_o = 324,9$ mm, einer Wandstärke $t = 5,25$ mm und einer Gesamtlänge von 3 m in der Mitte der Versuchsgrube platziert. Anschließend wurde der restliche Sand in 10 Schichten um den Pfahl herum eingebaut. So ergab sich die Pfahleinbindetiefe $L = 2$ m (Verhältnis $L/D_o = 6,16$). Zum Schluss wurde der Modellpfahl mit Sand gefüllt. Die mechanischen Eigenschaften des beim Versuch verwendeten Darmstädter Sandes sind in BEROYA-EITNER ET AL. (2024) enthalten.

Bei den monodirektionalen Versuchen wurde ein Hydraulikzylinder mit einer Grenzzugkraft von 85 kN in Richtung längs der Versuchsgrube eingesetzt (Abbildung 2).

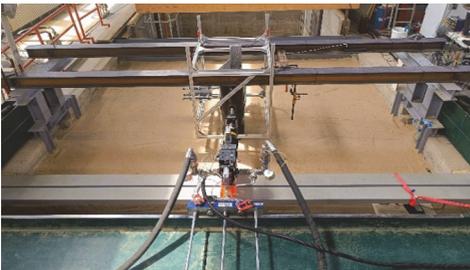


Abbildung 2. Versuchsaufbau bei einem monodirektionalen Versuch

Für den multidirektionalen Versuch wurden zwei Hydraulikzylinder unter 90° an dem Pfahl angeschlossen (Abbildung 3). Aufgrund der Anordnung von Belastungsrahmen und geometrischen Bedingungen war es notwendig, den Pfahl um 45° um seine Mittelachse zu drehen und mit einem Abstand zur Mittelachse der Versuchsgrube einzubauen. Die

zyklische Last wurde dabei über einen Hydraulikzylinder mit einer Grenzzugkraft von 500 kN aufgebracht, während der zweite Hydraulikzylinder mit einer Grenzzugkraft von 85 kN eine konstante Kraft am Pfahl ausübte. Die beiden Hydraulikzylinder wurden über Gewindestangen, Gelenkköpfe und Gelenklager an einem Bolzen in der Pfahlachse angeschlossen. Die gelenkige Verbindung der Hydraulikzylinder mit dem Belastungsrahmen und die beweglichen Lager ermöglichten es den Hydraulikzylindern, der Pfahlverschiebung zwanglos und ohne Behinderung zu folgen.



Abbildung 3. Versuchsaufbau bei einem multidirektionalen Versuch

Die Anschlusskonstruktion erlaubte es, den Pfahl mit zwei Hydraulikzylindern an einem Punkt der Pfahlachse kraftgesteuert auf Zug zu beanspruchen, wobei eine ungewollte Torsionsbeanspruchung vermieden und gleichzeitig die erforderliche Bewegungsfreiheit für den Pfahl gewährleistet wurde. Mit dem entwickelten Anschluss der Hydraulikzylinder an den Pfahl konnte die gemäß dem Versuchsprogramm vorgesehene Richtungsänderung der resultierenden Kraft von 30° für einen multidirektionalen Versuch realisiert werden.

2.2 Instrumentierung

Die folgenden Sensoren wurden bei den Versuchen verwendet:

- Wegaufnehmer. Insgesamt wurden neun lineare Wegaufnehmer (LVDT) am Pfahlkopf verwendet, um drei Verschiebungen und drei Rotationen des Pfahlkopfes zu erfassen. Die Wegaufnehmer wurden auf einem steifen Aluminiumrahmen montiert. Dieser wurde mit einer Unterkonstruktion an der Messbrücke befestigt. Die Wegaufnehmer erfassten die Verschiebungen am Pfahlkopf, wo ein starrer Aluminiumkasten mit drei aufgeklebten Glasscheiben angebracht war (Abbildung 5). Die Wegaufnehmer in X- und Y-Richtung waren mit

externen gefederten Tastern ausgestattet. Die drei Wegaufnehmer in Z-Richtung erhielten Gleitköpfe. Die so aufbereiteten Wegaufnehmer konnten auf der Glasoberfläche gleiten, so dass die Richtung der Verschiebungsmessung, orientiert an den drei globalen Achsen X, Y und Z während des Versuches unverändert bleiben konnte.



Abbildung 5. Wegaufnehmer am Pfahlkopf

Je drei Wegaufnehmer mit dem Messbereich 0...200 mm maßen die Verschiebungen in X- und Y-Richtung und drei Wegaufnehmer mit dem Messbereich 0...50 mm wurden für die Verschiebungsmessung in Z-Richtung eingesetzt. Aus den neun gemessenen Verschiebungen konnte die Verschiebung eines Punktes in der Pfahlachse in der Höhe des Lasteinleitungspunktes (Pfahlkopfverschiebung) ermittelt werden. Darüber hinaus kann die Pfahlneigung am Pfahlkopf für multidirektionale Versuche mit den gewonnenen Verschiebungsmessdaten exakt berechnet werden.

- Dehnungsmessstreifen (DMS). Der Modellpfahl wurde mit 32 DMS in vier Achsen (acht DMS pro Achse) ausgestattet. Es wurde die Viertelbrückenschaltung verwendet. Die DMS wurden auf den Pfahl appliziert und mit einer Epoxidschicht sowie einem Glasfasergitter vor mechanischer Beschädigung geschützt.
- Kraftmessdosen. In den Hydraulikzylindern ist je eine Kraftmessdose zur Steuerung der Anlage und zur Messung der aufgebrachtten Kraft vorgesehen.
- Temperatursensoren. Zwei Temperatursensoren wurden am Pfahlschaft angebracht, um Temperaturänderungen während des Versuchs zu erfassen. Ein Temperatursensor wurde in einem Abstand von 55 cm vom Pfahlfuß vorgesehen,

der andere Temperatursensor in einem Abstand von 60 cm vom Pfahlkopf (ca. 15 cm über der Sandoberfläche).

Detaillierte Informationen zum Versuchsaufbau finden sich in CHALHOUB ET AL. (2024).

2.3 Verteilte faseroptische Sensoren (DFOS)

Zusätzlich zu den konventionellen Sensoren am Pfahl wurde ein ca. 80 m langer Glasfasersensor in Sand verlegt, um die Dehnungen im Boden direkt zu messen.

Die Anordnung des faseroptischen Sensors im Boden wurde durch eine numerische Studie vor den Experimenten bestimmt. Eine kreisförmige Anordnung wurde gewählt, da sie sowohl für monodirektionale als auch für multidirektionale Versuche geeignet ist. Der verteilte faseroptische Sensor wurde in drei Tiefen installiert (Abbildung 6). Die Sensoranordnung stellte Kreise mit unterschiedlichen Durchmessern in drei Ebenen dar: kleiner am Pfahlfuß, größer in der Mitte und am größten in der obersten Installationsebene, um die zunehmenden Bodenverformungen zur Oberfläche hin zu erfassen. Der faseroptische Sensor wurde wie folgt installiert:

- obere Ebene ($z = -0,6$ m) mit drei Kreisen im Abstand von D_o ,
- mittlere Ebene ($z = -1,0$ m) mit drei Kreisen im Abstand von $D_o/2$,
- untere Ebene ($z = -1,8$ m): mit drei Kreisen im Abstand $D_o/4$.

Der Abstand von der Pfahlachse zum ersten Kreis betrug D_o . In der oberen Ebene wurde der DFOS-Sensor zusätzlich zur kreisförmigen Anordnung auch linienförmig verlegt.

Der verwendete faseroptische Sensor, BRUsens strain V1 besteht aus folgenden Hauptkomponenten: dem zentralen Kern aus Quarzglas (Singlemode-Faser nach ITU-T G.657), dem Mantel als mehrschichtige Puffer- und Dehnungsübertragungsschicht, der den Kern umgibt, der Kunststoffschuttschicht und der blauen Außenhülle aus Ethylen-Propylen-Copolymer. Der in den Versuchen verwendete Sensor hatte einen Gesamtdurchmesser von 2,8 mm. Der Elastizitätsmodul wurde durch Zugversuche im Labor 3SR (Grenoble, Frankreich) ermittelt und beträgt ca. 400 MPa.

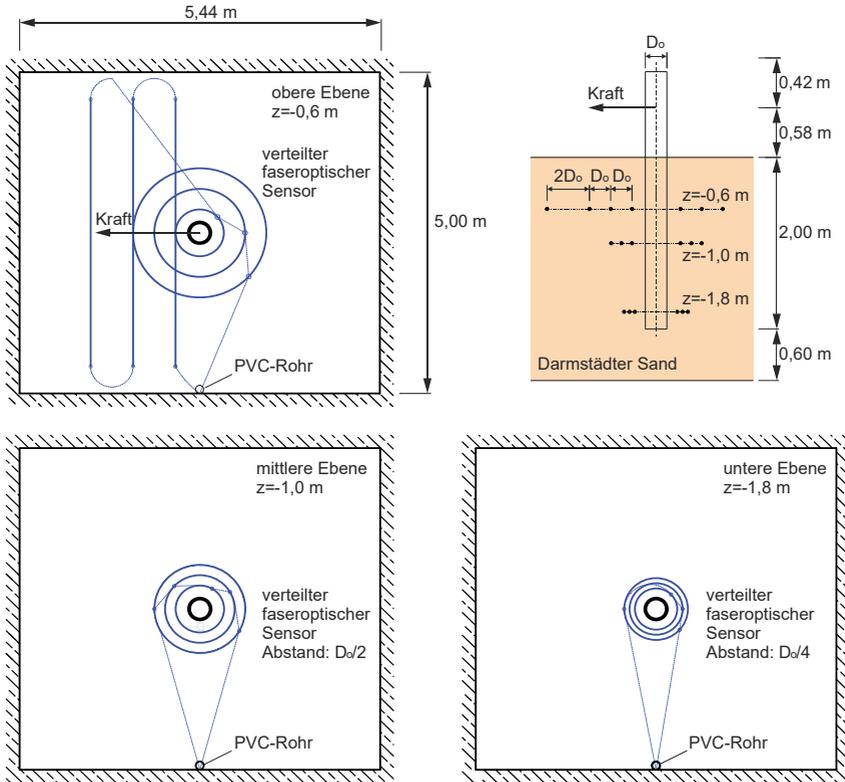


Abbildung 6. Anordnung des Glasfasersensors in verschiedenen Ebenen

Der faseroptische Sensor wurde an einen Luna ODiSI 6100 Interrogator [LUNA INNOVATIONS INC., 2020] angeschlossen, der die Rayleigh-Streuung in der Faser misst [KECHAVARZI ET AL., 2016]. Dieser Aufbau ermöglicht eine Dehnungsmessung bis zu 1% bzw. $10.000 \mu\text{m/m}$. Für die Messung wurde ein Messabstand von $5,2 \text{ mm}$ mit einer Abtastfrequenz von 5 Hz verwendet.

Die Installation erfolgte von der unteren zur oberen Ebene und in jeder Installationsebene vom Außenkreis zum Innenkreis. Um die Übergänge zwischen den Schichten zu erleichtern und um das Glasfaserkabel vor Beschädigungen durch große Verformungen sowie übermäßige Biegung während des Versuchs zu schützen, wurde es durch ein PVC-Rohr in der Nische der Versuchsrube geführt.



Abbildung 7. Installation des verteilten faseroptischen Sensors in der unteren Ebene. Sensor verlegt in der Furche (links), PVC-Rohr als Schutz für den Sensor beim Übergang zur einer höheren Ebene (rechts)

Das PVC-Rohr wurde mit Ein- und Auslassanschlüssen versehen, um die Übergänge von einer Glasfaserschicht zur nächsten zu gewährleisten. Nach der Verdichtung des Sandes auf jeder Installationsebene wurde das Glasfaserkabel in 4 cm tiefe, von Hand ausgehobene Furchen im Sand verlegt. Zur Herstellung der Furchen wurden kreisförmige Schablonen mit den erforderlichen Durchmessern (Abbildung 7) und ein Furchenzieher verwendet. Um den Verlauf des Glasfaserkabels in der Versuchsgrube zu dokumentieren, wurden alle 20 m Markierungen an der Glasfaser angebracht. Die exakte Erfassung des Glasfaserverlaufs während der Verlegung ist für die Auswertung der Ergebnisse entlang der Glasfaser und die Zuordnung der Dehnungsmessungen zur jeweiligen Glasfaserebene und zum jeweiligen Kreis unerlässlich. Diese Markierungen dienen als Bezugspunkte für die Anfangs- und Endpunkte der Kreise. Details zum Versuchsaufbau und zur Installation der Glasfasersensoren finden sich in CHALHOUB ET AL. (2024, 2025).

3 Versuchsdurchführung

3.1 Monotone Belastung (Versuch 0)

In einem monotonen, lateralen, monodirektionalen Versuch wurde der Pfahl bis zu einer horizontalen Pfahlkopfverschiebung von $0,2 \cdot D_0$ belastet. Der Pfahlkopf wurde in der Höhe des Lastangriffspunkts definiert. Neben dem Last-Verschiebungsdiagramm lieferte der Versuch die laterale Pfahltragfähigkeit als Eingangsparameter für die Planung der zwei darauffolgendem zyklischen Versuche 1 und 2. Daher hat der monotone Versuch den

Index 0. Die laterale Pfahltragfähigkeit H_r entspricht der horizontalen Pfahlkopfverschiebung von $0,1 \cdot D_0$.

Der monotone Pfahlversuch bestand aus drei Phasen und dauerte insgesamt ca. 2,5 Stunden:

- Monotone, laterale, weggesteuerte Belastung mit einer Verschiebungsrate von $1,0 \text{ mm/min}$ bis der Pfahlkopf eine Verschiebung von $0,2 \cdot D_0$ erreicht hat.
- Wechsel zur Kraftsteuerung, Beibehaltung der erreichten Kraft für mindestens 20 Minuten oder bis die Verschiebungsrate unter $0,02 \text{ mm/min}$ fällt (je nachdem, welcher Fall später eintritt).
- Wechsel zur Wegsteuerung und monotone Entlastung des Pfahls mit einer Verschiebungsrate von $-1,0 \text{ mm/min}$.

Das Kraft-Verschiebungsdiagramm für den Pfahl zeigt Abbildung 8.

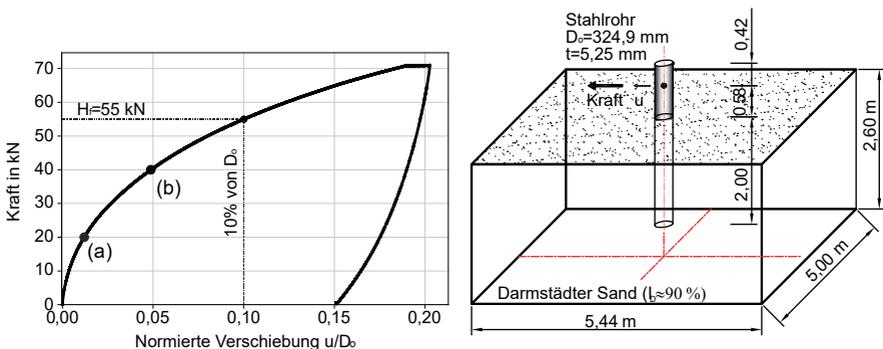


Abbildung 8. Last-Verschiebungsdiagramm für den monotonen Versuch

Ergebnisse des monotonen Versuchs dienen als Grundlage für einen internationalen Prognosewettbewerb zur Vorhersage des Pfahlverhaltens [ZACHERT ET AL., 2025].

3.2 Monodirektionale zyklische Belastung (Versuch 1)

Bei diesem Versuch wurde der Pfahl zyklisch belastet. Ausgehend von der lateralen Pfahltragfähigkeit H_r wurden zwei Zykluspakete aufgebracht, um das Verformungsverhalten des Pfahls im stabilen und im quasistabilen Zustand zu untersuchen (Abbildung 9). Die

Unterteilung "stabil" und "quasistabil" erfolgte in Anlehnung an [PUECH UND GARNIER, 2017].

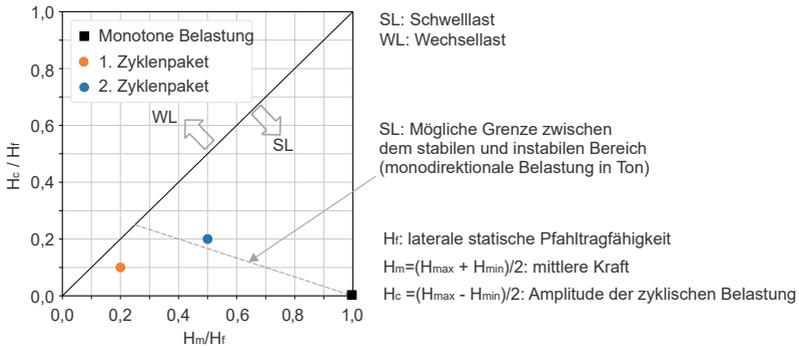


Abbildung 9. Zyklisches Belastungsniveau

Es wurden zwei aufeinanderfolgende Zyklenspakete aufgebracht:

- Erstes Zyklenspaket mit 10.000 Zyklen mit einer mittleren Kraft von $0,2 \cdot H_r = 11$ kN und einer Amplitude von $0,1 \cdot H_r = 5,5$ kN entspricht dem stabilen Zustand mit einer moderaten Akkumulation der Verschiebungen.
- Zweites Zyklenspaket mit 3.000 Zyklen mit einer mittleren Kraft von $0,5 \cdot H_r = 27,5$ kN und einer Amplitude von $0,2 \cdot H_r = 11$ kN mit dem Ziel, den Pfahl in einen quasistabilen Zustand zu versetzen, um mögliche Instabilitäten oder übermäßige Verschiebungen des Pfahls unter kontrollierten Versuchsbedingungen beobachten zu können.

Zur Ermittlung der Pfahlsteifigkeit bzw. Reststeifigkeit und der bleibenden Verformungen wurde der Pfahl nach jedem Zyklenspaket entlastet.

3.3 Multidirektionale zyklische Belastung (Versuch 2)

Aufbauend auf den vorangegangenen Versuchen (Versuch 0 und Versuch 1) wurde ein weiterer Versuch durchgeführt. Ziel dieses Versuches war die Modellierung einer realitätsnahen Beanspruchung eines Ankerpfahls durch die Implementierung einer multidirektionalen Belastung. Das Belastungssystem, bestehend aus zwei Hydraulikzylindern, ermöglichte eine laterale Belastung des Pfahlkopfes mit einer Winkeländerung von 30° in der Horizontalebene. Die Variation der Belastungsrichtung

während des Versuchs diente dazu, die Akkumulation der Verschiebungen sowie die Pfahl-Boden-Interaktion infolge der multidirektionalen Belastung zu untersuchen. Die Belastungsfolge für den Versuch 2 ist in Tabelle 1 angegeben. Der Lastpfad für den multidirektionalen zyklischen Versuch ist in Abbildung 10 dargestellt.

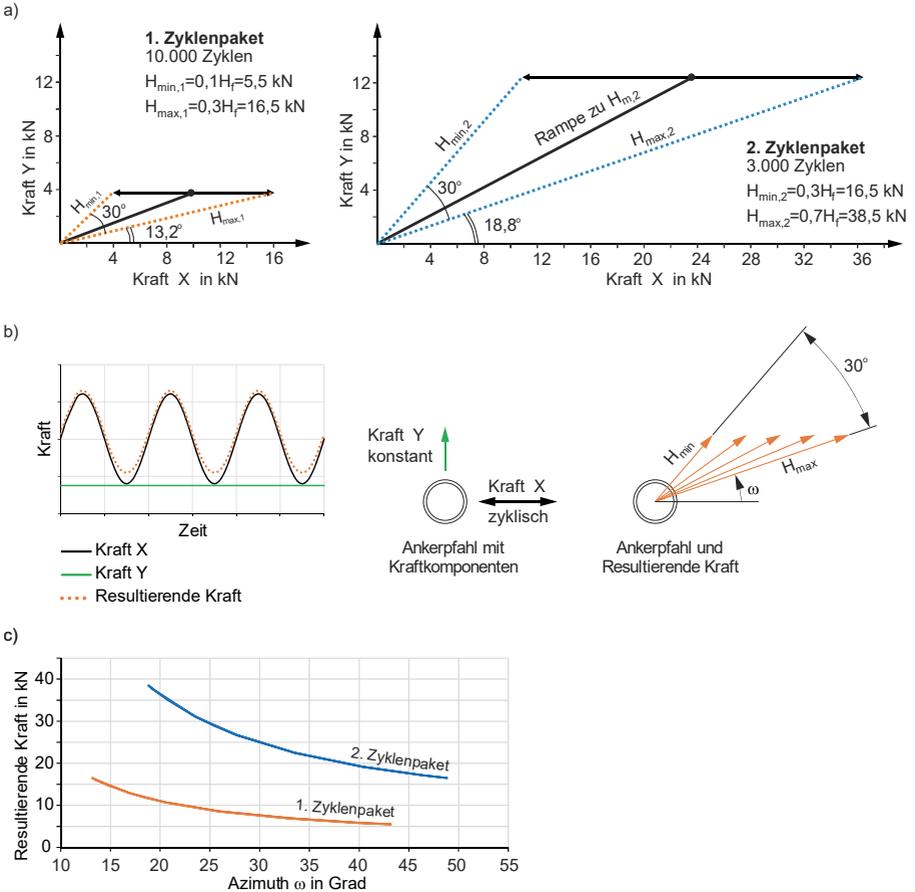


Abbildung 10. Belastungspfad für den zyklischen multidirektionalen Versuch
a) Zyklenpakete 1 und 2, b) schematische Darstellung der Kraftkomponenten und der resultierenden Kräfte, c) Azimuth der resultierenden Kraft

Tabelle 1: Belastungsfolge für den zyklischen multidirektionalen Versuch

Stufe	Beschreibung	
1	Monotone Belastung bis: $H_{ini1} = \sqrt{H_{x_{m1}}^2 + H_{y_{m1}}^2} = 10,7 \text{ kN}$ Kraft X Ziel: $H_x = H_{x_{m1}} = 10,04 \text{ kN}$	
	Kraft Y Ziel: $H_y = H_{y_{m1}} = 3,76 \text{ kN}$	
2	Erstes Zykluspaket mit 10.000 Zyklen Kraft X $H_x = H_{x_{m1}} + H_{x_{c1}} \sin(2\pi ft)$ Mittlere Kraft: $H_{x_{m1}} = 10,04 \text{ kN}$ Amplitude: $H_{x_{c1}} = 6,03 \text{ kN}$	
	Kraft Y $H_y = H_{y_{m1}} = 3,76 \text{ kN}$	
3	Monotone Entlastung	
4	Monotone Belastung bis: $H_{ini2} = \sqrt{H_{x_{m1}}^2 + H_{y_{m1}}^2} = 26,72 \text{ kN}$ Kraft X Ziel: $H_x = H_{x_{m1}} = 23,65 \text{ kN}$	
	Kraft Y Ziel: $H_y = H_{y_{m2}} = 12,40 \text{ kN}$	
5	Zweites Zykluspaket mit 3.000 Zyklen Kraft X $H_x = H_{x_{m2}} + H_{x_{c2}} \sin(2\pi ft)$ Mittlere Kraft: $H_{x_{m2}} = 23,65 \text{ kN}$ Amplitude: $H_{x_{c2}} = 12,79 \text{ kN}$	
	Kraft Y $H_y = H_{y_{m2}} = 12,40 \text{ kN}$	
6	Monotone Entlastung	

Die zyklischen Versuche wurden mit einer Frequenz von $f = 0,125 \text{ Hz}$ durchgeführt, was in etwa der Frequenz einer Wellenbelastung entspricht. Bei dieser niedrigen Frequenz kann davon ausgegangen werden, dass keine signifikanten dynamischen Effekte im Boden hervorgerufen werden. Unter der Annahme, dass die Bedingungen drainiert sind, konnten die Pfahlversuche im trockenen Sand durchgeführt werden.

4 Ergebnisse und Diskussion

Der monotone Pfahlversuch lieferte Eingangsparameter für die Planung der zyklischen Versuche. So wurde beispielsweise eine Horizontalkraft von 55 kN bei einer Pfahlkopfverschiebung von $0,1D_0$ gemessen (laterale Pfahltragfähigkeit). Bei dem monotonen Versuch wurde die maximale horizontale Kraft von 70 kN erreicht. Dabei trat eine horizontale Verschiebung des Pfahlkopfes von $0,22D_0$ nach einer Kriechphase, in der die Kraft konstant gehalten wurde, auf. Das Last-Verschiebungsdiagramm für den monotonen Versuch ist in Abbildung 8 dargestellt.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen mit dem verteilt faseroptischen Sensor sind für zwei Laststufen von 20 und 40 kN (Punkte a) und b) in Abbildung 8) in Abbildungen 11 und 12 dargestellt. Diese Laststufen sind von Interesse, da sie der Belastung der zyklischen Versuche entsprechen. Jedes Diagramm stellt die axiale Dehnungsmessung in einem Polarkoordinatensystem dar, wobei die Messdaten in einem 3×3 -Raster dargestellt sind. Jede Zeile entspricht dabei einer anderen Glasfaserebene und die drei Spalten stellen die kleinsten, mittleren und größten Kreise innerhalb der Glasfaserebene dar. Aus Abbildungen 11 und 12 lassen sich einige wesentliche Beobachtungen ableiten, darunter

- Radiale Abnahme der Dehnungen. Unter Berücksichtigung des Radius der Sensorverlegung in jeder Glasfaserebene sind die Dehnungswerte in der Nähe des Pfahls am höchsten und nehmen mit dem zunehmenden Abstand zum Pfahl ab. Diese Beobachtung deutet darauf hin, dass der verteilte faseroptische Sensor die Abnahme des Pfahleinflusses mit zunehmendem radialem Abstand zum Pfahl erfassen kann.
- Dehnungsvariation nach Glasfaserebene. In der oberen Glasfaserebene erreicht die Dehnung das Maximum auf der Seite, die der aufgebracht Last zugewandt ist. Dies steht in Verbindung mit einer Bodenverschiebung am Pfahlkopf. Die mittlere Glasfaserebene zeigt ein ähnliches Dehnungsmuster mit Spitzenwerten auf der gleichen Seite wie die obere Glasfaserebene, jedoch mit einer kleineren Dehnung. Im Gegensatz dazu weist die untere Glasfaserebene ihre größte Dehnung auf der gegenüberliegenden Seite auf, was auf eine Rotation des Pfahls hindeutet. Diese Beobachtung steht im Einklang mit dem für den Pfahl herrschenden Verhältnis von Länge zu Durchmesser, das auf einen relativ starren

Pfahl hindeutet, und wird durch die Auswertung der Dehnungen im Pfahlschaft bestätigt, die einen Rotationspunkt in der Tiefe $z = -1,6$ m liefert.

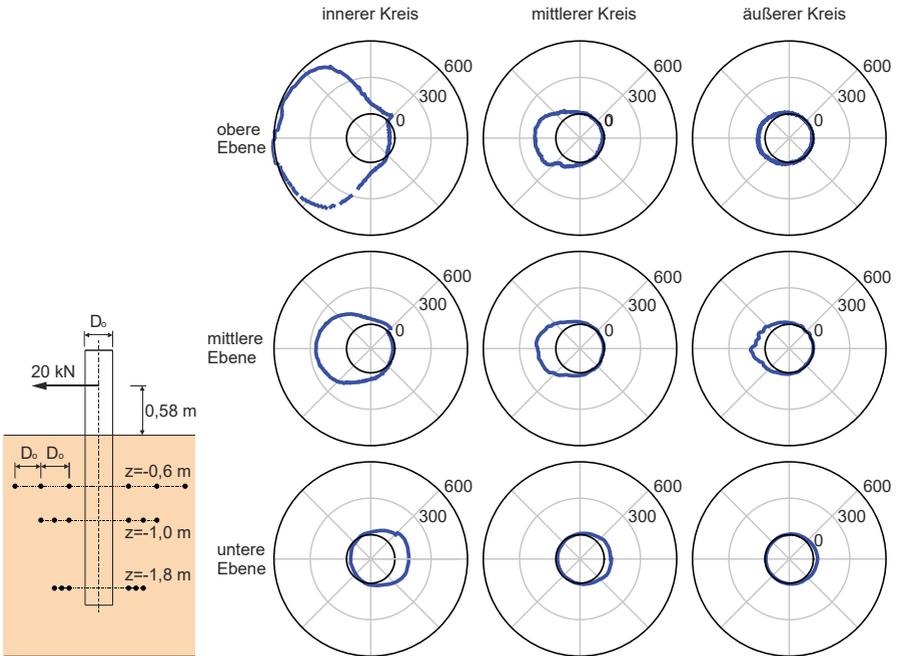


Abbildung 11. Axiale Dehnungen im verteilten faseroptischen Sensor in $\mu\text{m/m}$ für die Laststufe 20 kN

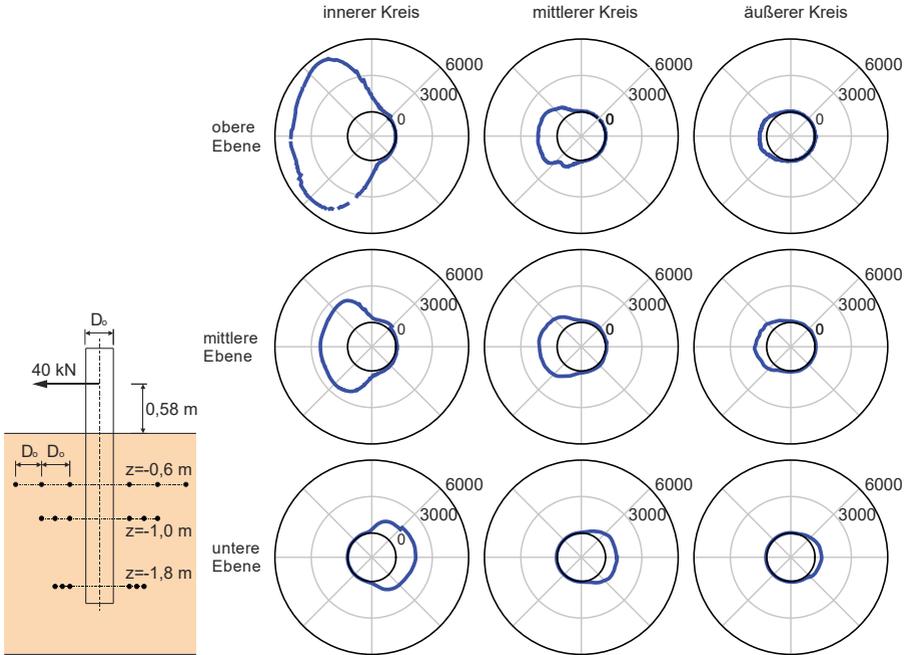


Abbildung 12. Axiale Dehnungen im verteilten faseroptischen Sensor in $\mu\text{m}/\text{m}$ für die Laststufe 40 kN

- Abbildung des Keilmechanismus. Die Dehnungsverteilung in der oberen Glasfaserebene im inneren Kreis (zusammengestellt aus den Diagrammen oben links in den Abbildungen 11 und 12) zeigen ein kegelförmiges Profil, das auf einen 3D-Keilmechanismus hinweist. Dieser wird wahrscheinlich durch den kritischen Reibungswinkel des Sandes entlang des Pfahls definiert.

Bei hoher Belastung kam es zu einem Verlust des Signals vom faseroptischen Sensor. Es ist möglich, dass dies auf Biegung an den Übergängen zwischen den einzelnen Glasfaserebenen zurückzuführen ist, wo möglicherweise hohe Dehnungswerte verursacht wurden. Während der Entlastungsphase wurde das Signal wiederhergestellt. Eine weitere quantitative Analyse der Ergebnisse ist ohne Berücksichtigung des möglichen Schlupfes zwischen dem Glasfaserkabel und dem Boden schwierig. Eine Möglichkeit, diesen Schlupf zu quantifizieren, wäre, das Glasfaserkabel im Boden im Rahmen von Elementversuchen zu testen und die dabei gewonnene Ergebnisse mit numerischen Simulationen zu

vergleichen [DELLA RAGIONE ET AL., 2024]. Da dies jedoch über den Rahmen dieses Beitrags hinausgeht, wird der mögliche Schlupf zwischen dem Boden und Glasfaserkabel nicht weiterverfolgt.

Die Ergebnisse des zyklischen Pfahlversuchs im Vergleich zu dem monodirektionalen Versuch weisen darauf hin, dass es zu einer signifikanten Akkumulation der Verschiebungen sowohl in X- als auch in Y-Richtung kommt (Abbildung 13). Dies legt nahe, dass es eine komplexe Interaktion zwischen Ankerpfahl und dem den Pfahl umgebenden Boden gibt.

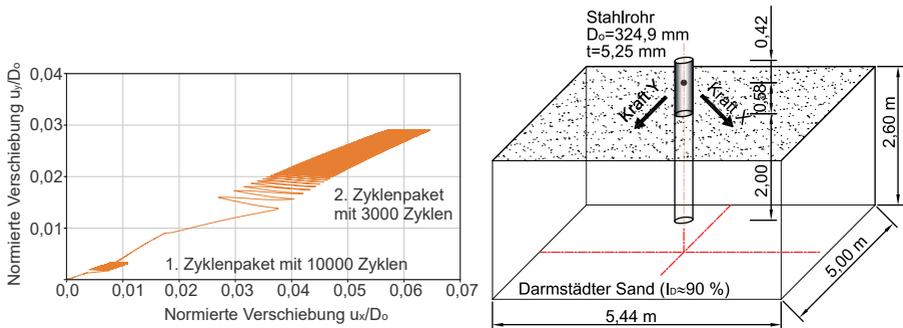


Abbildung 13. Verschiebungspfad für den zyklischen multidirektionalen Versuch

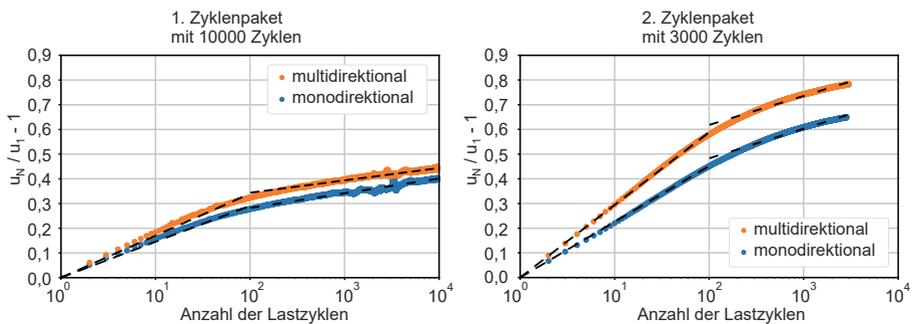


Abbildung 14. Akkumulation der Pfahlkopfverschiebungen und lineare Approximation im halblogarithmischen Diagramm

Es ist interessant zu bemerken, dass selbst bei konstanter Aufrechterhaltung der in Y-Richtung ausgeübten Kraft, erhebliche Verschiebungsakkumulationen in dieser Richtung auftreten. Dies deutet darauf hin, dass der Pfahlkopf trotz nur in X-Richtung aufgebracht

zyklischer Beanspruchung von der erwarteten kollinearen Richtung abweicht. Dies legt nahe, dass traditionelle monodirektionale Modelle horizontale Pfahlkopfverschiebungen in gemeinsamen Ankerkonfigurationen, insbesondere für schwimmende Windenergieanlagen, unterschätzen können.

Dieses Verformungsverhalten wurde ebenfalls an einem numerischen Modell beobachtet, das einen ähnlichen Lastpfad abbildet [JENCK ET AL., 2021], und steht im Einklang mit den Ergebnissen der Zentrifugenversuche an einem ähnlichen Ankerpfahl, der einer lateralen Belastung ausgesetzt war [vgl. ZABATTA ET AL., 2025]. Zudem stimmt es mit dem Verformungsverhalten von Flachgründungen überein, die ähnlichen Lastpfaden ausgesetzt sind, wie IFEOBU ET AL. (2025) zeigt. Es ist jedoch festzuhalten, dass das beobachtete Ausmaß der Verschiebung, die durch eine multidirektionale zyklische Belastung verursacht wird, bei Pfählen wesentlich größer ist. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das zweite Belastungspaket, trotz einer geringeren Anzahl an Zyklen, aufgrund einer höheren Lastamplitude und einer höheren mittleren Last, zu einer größeren Verschiebungsakkumulation führte (siehe Abbildung 14).

Zur Auswertung der lateralen Verschiebungsakkumulation wird auf das Potenzgesetz von HETTLER (1981) zurückgegriffen:

$$\frac{u_N}{u_1} - 1 = \alpha \ln(N) \quad (N \geq 1)$$

In dieser Formel bezeichnen die Parameter u_1 und u_N die horizontalen Pfahlkopfverschiebungen beim ersten und dem n-ten Zyklus, während α den Degradationsparameter darstellt, der für die Akkumulation der Verschiebungen infolge zyklischer Belastung zuständig ist. Unter Berücksichtigung der multidirektionalen Belastung entsprechen u_N bzw. u_1 der resultierenden horizontalen Verschiebung.

Die Verschiebungsentwicklung innerhalb des jeweiligen Zykluspakets lässt sich in zwei Bereiche unterteilen: In den ersten Zyklen kommt es zu einer stärkeren Verschiebungsakkumulation, gefolgt von einer langsameren Akkumulation in den darauffolgenden Zyklen. Dieses zweiphasige Verhalten wurde auch in den Ergebnissen von PUECH UND GARNIER (2017) beobachtet und dort auf eine Bodenverdichtung am Pfahl zurückgeführt wurde. Da die Verformungsakkumulation nicht einem linearen Trend in halblogarithmischer Darstellung folgte, wurden für jedes Zykluspaket zwei Abschnitte

definiert: Für die ersten 100 Zyklen ergibt sich eine Gerade, für die restlichen Zyklen eine andere Gerade (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Parameter für das Potenzgesetz zur Verschiebungsakkumulation

Zyklenpaket	Parameter	Monodirektionaler Versuch	Multidirektionaler Versuch
1. Zyklenpaket 10.000 Zyklen	u_1	2,53	2,68
	$\alpha_{N<100}$	0,06	0,07
	$\alpha_{N>100}$	0,03	0,02
2. Zyklenpaket 3.000 Zyklen	u_1	13,44	12,85
	$\alpha_{N<100}$	0,10	0,13
	$\alpha_{N>100}$	0,05	0,05

5 Zusammenfassung

In den am Institut für Geotechnik durchgeführten Versuchen wurde die Auswirkung einer multidirektionalen zyklischen Belastung auf den Ankerpfahl einer schwimmenden Windenergieanlage untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass die multidirektionale Belastung die Akkumulation der Verschiebungen im Vergleich zu einer monodirektionalen Belastung verstärkt. Die erfassten Verschiebungen des Pfahlkopfes zeigen, dass selbst eine geringe konstante Kraft in einer Richtung zu einer signifikanten Verschiebungsakkumulation führen kann, wenn gleichzeitig eine zyklische Belastung in der anderen Richtung wirkt. Die gewonnenen Erkenntnisse unterstreichen die Notwendigkeit einer multidirektionalen Belastungsanalyse bei der Konzeption und Bemessung von Ankerpfählen für schwimmende Windenergieanlagen, insbesondere für von mehreren Anlagen gemeinsam genutzte Ankerpfähle.

Die durchgeführten Versuche bilden die Grundlage für die Weiterentwicklung experimenteller und numerischer Ansätze zur Prognose des Verformungsverhaltens von Ankerpfählen unter realitätsnahen Belastungsbedingungen. Die vertiefte Auswertung und Analyse der Dehnungen im Pfahl, erfasst mit den Dehnungsmessstreifen, steht derzeit noch aus. Darüber hinaus wird eine detaillierte Auswertung der Dehnungen im Boden, erfasst durch die verteilten faseroptischen Sensoren (DFOS), erfolgen. Diese sollte wertvolle Erkenntnisse zum Verhalten des Bodens unter komplexen Belastungsbedingungen liefern.

Die von dem verteilten faseroptischen Sensor erfasste Dehnungsverteilung zeigt signifikante Merkmale des Bodenverhaltens in Bezug auf den lateral belasteten Pfahl. Die Dehnung erreicht auf der belasteten Seite in der oberen Glasfaserebene ihren maximalen Wert, während auf der gegenüberliegenden Pfahlseite am Pfahlfuß ein Spitzenwert der Dehnung in der unteren Glasfaserebene beobachtet werden kann. Diese Erkenntnisse illustrieren den Lastabtragsmechanismus und die Rotation des relativ starren Pfahls. Dies verdeutlicht, dass verteilte faseroptische Sensoren eine vielversprechende Messtechnik für die Instrumentierung von Böden in geotechnischen Versuchen sind.

Die Interpretation der Ergebnisse ist jedoch durch den möglichen Schlupf zwischen Glasfasersensor und Boden eingeschränkt, der die Messgenauigkeit beeinträchtigen kann. Die Abschätzung und Quantifizierung dieses Schlupfes ist von wesentlicher Bedeutung und kann durch Elementtests an der Schnittstelle zwischen Boden und Glasfaserkabel sowie durch Vergleiche mit numerischen Modellen erreicht werden. In zukünftigen Arbeiten sollen daher verschiedenen Boden-Glasfaserkabel-Wechselwirkungen in numerischen Simulationen berücksichtigt werden, um die Einflüsse unterschiedlicher Kopplungsszenarien – von der vollständigen Adhäsion bis hin zur elasto-plastischen Kontaktformulierungen – auf die gemessenen Dehnungen zu analysieren.

Der kombinierte Einsatz von verteilten faseroptischen Sensoren und konventionellen Sensoren bietet einen Ansatz, um Offshore-Ankerpfahlssysteme gründlich zu untersuchen und numerische Modelle zu validieren.

Die Ergebnisse der durchgeführten großmaßstäblichen Modellversuche an Ankerpfählen sollten das Verständnis der komplexen Pfahl-Boden-Interaktion vertiefen und die Entwicklung von resilienten und effektiven Gründungssystemen für schwimmende Windenergieanlagen unterstützen.

Um die Studie zu erweitern, könnten zusätzliche Lastfälle an dem entwickelten Versuchsstand analysiert werden, der seine Eignung für den Einsatz unter multidirektionaler Belastung durch diese initiale Versuchskampagne demonstriert hat.

6 Danksagung

Die Versuche wurden im Rahmen des Projekts „GEOLAB: Science for Enhancing Europe's Critical Infrastructure“ im Rahmen des Forschungs- und Innovationsprogramms Horizon 2020 der Europäischen Union unter der Fördermittelvereinbarung Nr. 101006512 gefördert.

Literatur

Beroya-Eitner, M. A., Machaček, J., Viggiani, G., Dastider, A. G., Thorel, L., Korre, E., Agalianos, A., Jafarian, Y., Zwanenburg, C., Lenart, S., Wang, H., Zachert, H., Stanier, S. and Liaudat, J.; GEOLAB Material Properties Database, TUDa Darmstadt Sand, *Zenodo, EU Open Research Repository, 2024, doi.org/10.5281/zenodo.12697903*

Chalhoub, R.; Jenck, O.; Liaudat, J.; Kochnev, A.; Dano, C.; Abadie, C.; Szymkiewicz, F. and Zachert, H.; GEOLAB - SAM-WT project, *Zenodo, EU Open Research Repository, 2024, doi.org/10.5281/zenodo.13619596*

Chalhoub, R.; Jenck, O.; Kochnev, A.; Liaudat, J.; Kreuzer, J.; Dano, C.; Abadie, C. N.; Szymkiewicz, F.; Al-Katabi, M. K. and Zachert, H.; Floating wind turbine anchor piles under lateral multidirectional cyclic loading: experimental investigation (accepted for publication), *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Nantes, France, 2025*

Chalhoub, R.; Abadie, C. N.; Al Katabi, M. K.; Szymkiewicz, F.; Minatchy, C.; Dano, C.; Kochnev, A.; Liaudat, J.; Zachert, H. and Jenck, O.; Measurement of soil response to laterally loaded piles using distributed fibre optic sensing (accepted for publication), *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Nantes, France, 2025*

Della Ragione, G.; Abadie, C. N.; Xu, X.; da Silva Burke, T. S., Möller, T. and Bilotta, E.; Measurement of soil response to laterally loaded piles using distributed fibre optic sensing, *Géotechnique Letters, 13 (4), pp. 196-203, 2023*

Europäische Kommission; GEOLAB: Science for enhancing Europe's Critical Infrastructure, *Community research and development information service (CORDIS), EU research results, 2021, https://project-geolab.eu/*

Fontana, C. M.; A multiline anchor concept for floating offshore wind turbines, PhD thesis, *The College of New Jersey, University of Massachusetts Amherst, USA, 2019*

Hettler, A.; Verschiebungen starrer und elastischer Gründungkörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung, *Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft Nr. 90, 1981*

Ifeobu, C. U.; Abadie, C. N.; Audrain, P.; Neel, A.; Blanc, M. and Haigh, S. K.; Modelling of shallow foundations subjected to multi-directional cyclic lateral loading (accepted for publication), *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG)*, Nantes, France, 2025

Jenck, O.; Obaei, A.; Emeriault, F. and Dano, C.; Effect of horizontal multidirectional cyclic loading on piles in sand: a numerical analysis, *Journal of marine science and engineering*, 9, pp. 235-257, 2021

Kechavarzi, C.; Soga, K.; de Battista, N.; Pelecanos, L.; Elshafie, M. Z. E. B. and Mair, R.; Distributed Fibre Optic Strain Sensing for Monitoring Civil Infrastructure, *ICE Publishing*, 2016

Li, Z., Blanc, M., and Thorel, L.; Effects of embedding depth and load eccentricity on lateral response of offshore monopiles in dense sand: a centrifuge study, *Géotechnique*, (73) 9, pp. 811–825, 2021

Luna Innovations Inc.; Optical Distributed Sensor Interrogator Model ODiSI 6, *User's guide ODiSI 6 Software*, Blacksburg, USA, 2020

Mayoral, J. M.; Pestana, J. M. and Seed, R. B.; Multi-directional cyclic p-y curves for soft clay, *Ocean Engineering*, 115, pp. 1-18, 2016

Mohr, H.; Gaudin, C. and Bransby, F.; The use of fiber optic and image analysis to investigate the performance of piles in sand under multi-directional horizontal loading, *Proceedings of the 10th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Daejeon, South Korea, 2022

Möller, T.; da Silva Burke, T. S.; Xu, X., Della Ragione G.; Bilotta, E. and Abadie, C. N.; Distributed fibre optic sensing for sinkhole early warning: experimental study, *Géotechnique*, 73(8), pp. 701-715, 2023

Puech, A. and Garnier, J.; Design of Piles under Cyclic Loading, SOLCYP recommendations, *ISTE Ltd, London, United Kingdom*, 2017

Richards, I. A.; Monopile foundations under complex cyclic lateral loading, *PhD thesis*, University of Oxford, Oxford, United Kingdom, 2019

Rudolph, C.; Bienen, B. and Grabe, J.; Effect of variation of the loading direction on the displacement accumulation of large-diameter piles under cyclic lateral loading in sand, *Canadian geotechnical journal* 51 (10), pp. 1196-1206, 2014

Zabatta, R.; Abadie, C. N.; Blanc, M. and Coquio, T.; Centrifuge modelling of intermediate piles subjected to multidirectional cyclic lateral loading, *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Nantes, France, 2025*

Zachert, H.; Liaudat, J.; Machaček, J.; Prognosewettbewerb zu Pfählen unter lateraler monotoner und zyklischer Belastung in Sand, *Mitteilungen des Instituts für Geomechanik und Geotechnik, Pfahl-Symposium 2025, Technische Universität Braunschweig, 2025*

Autoren

Alexander Kochnev, M.Sc.

alexander.kochnev@tu-darmstadt.de

Dr. Ing. Joaquín Liaudat

joaquin.liaudat@tu-darmstadt.de

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

hauke.zachert@tu-darmstadt.de

Institut für Geotechnik

Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften

Technische Universität Darmstadt

www.geotechnik.tu-darmstadt.de

Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt

Tel.: 06151 16-22811

Rami Chalhoub

rami.chalhoub@univ-grenoble-alpes.fr

Orianne Jenck

orianne.jenck@univ-grenoble-alpes.fr

Christophe Dano

christophe.dano@univ-grenoble-alpes.fr

Mouhamad Khayri Al Katabi

Laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures – Risques)

Université Grenoble Alpes, Grenoble INP, CNRS

1270 rue de la Piscine - Campus Universitaire

<https://3sr.univ-grenoble-alpes.fr>

38610 Gières, France

Tel.: +33 (0)4 76 82 52 47

Fabien Szymkiewicz

fabien.szymkiewicz@univ-eiffel.fr

Laboratoire SRO (Sols, Roches et Ouvrages Géotechniques)

Université Gustave Eiffel

14-20 Boulevard Newton

77420 Champs-sur-Marne, France

<https://sro.univ-gustave-eiffel.fr/>

+33 (0)1 81 66 87 06

Christelle Abadie

christelle.abadie@univ-eiffel.fr

Laboratoire CG (Centrifugeuse Géotechnique)

Université Gustave Eiffel, Campus de Nantes

Allée des ponts et chaussées - CS 5004

44344 Bouguenais, France

<https://cg.univ-gustave-eiffel.fr>

+33 (0)2 40 84 56 81



Auf unsere Stärken bauen



Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistraße 8
63067 Offenbach
Deutschland

Telefon +49 69 8051100

info.de@keller.com

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!

www.kellergrundbau.de

A case study analysis of the permanent rotation of an offshore monopile in dense North Sea sand using the high cycle accumulation model

Lucian Canales Brenlla¹, Merita Tafili¹, Torsten Wichtmann¹

¹ Ruhr-Universität Bochum, Germany

Majid Goodarzi^{2,3}

² MARUM - Center of Marine Environmental Sciences, University of Bremen, Germany

³ COWI A/S, Hamburg, Germany

Pooyan Ghasemi⁴, Gianluca Zorzi⁴

⁴ RWE Renewables, Hamburg, Germany

1 Introduction

In order to improve the efficiency of wind energy production in both onshore and offshore conditions, an increase in the size of the wind turbine generators (WTGs) has been observed in recent decades. This growth has allowed manufacturers to produce more powerful WTGs, making wind power generation more cost-effective and potentially more accessible to more regions of the world (Bilgili et al., 2023). On the other hand, a larger turbine means that greater loads are now placed on the foundation. From a design perspective, larger foundation sizes could be expected to safely transfer the loads to the surrounding soil. In this regard, offshore wind turbines (OWTs) have seen a steady increase in the WTG size and subsequent increase in their foundation dimensions, e.g., the adoption of larger monopile foundations, from 5-6 m in the last decade to over 12 m currently, extending their usual applicability to deeper water depths beyond the usual 20 to 30 meters.

Current design standards and methods need to properly incorporate the behavior of monopile behavior at this increased size range. For this purpose, numerical investigations can be conveniently carried out to assess the performance of large monopiles under the challenging offshore loading scenarios, e.g., Haideralin et al., 2023. Among the different loading conditions acting on the foundation, the operational loads are particularly complex from a geotechnical point of view. These operational loads typically comprise low load levels yet involve a large number of cycles. The effect on the permanent deformation or rotation of the foundation, as a result of this high-cyclic loading, can be overlooked or is in some cases

treated with simplified methods. In sandy soils, operational loads can be assumed to act as drained cyclic loads as they are applied over long periods of time. For large turbines, however, the increased load levels raise important questions about the need for adjustments in the current design practice to ensure the serviceability of the structure, i.e., to meet the Serviceability Limit State (SLS) criteria. Although standards such as DNV-RP-212 require operational loading to be considered, specific guidance or methodology is still lacking. The high-cycle accumulation (HCA) model for sand (Niemunis et al., 2005) is an advanced constitutive model derived to capture strain accumulation under drained conditions as well as pore water pressure build-up or stress relaxation under undrained conditions. The HCA model has been validated through both small and large-scale testing (e.g., Machaček et al., 2018, Zachert et al., 2020, Staubach et al., 2021, Page et al., 2021). Although the HCA model may be considered complex for routine use, it already offers advantages over other conventional constitutive models, e.g., less computational effort and higher accuracy, offering a means to obtain valuable insights into the challenging issue of the long-term behavior of structures such as OWTs.

In this study, an actual case of operational cyclic loading considering large WTGs supported by monopile foundations in the North Sea, obtained from aero-elastic simulations, is analyzed. The foundation seabed is composed of sandy soils in a dense to very dense state, thus the HCA model parameters are determined based on existing parameter sets derived from laboratory tests on sand material analogous to the one found in the German Bight. The following section provides a brief introduction to the HCA model, followed by a description of the finite element (FE) 3D model used, soil parameters and loading conditions considered. This is followed by an initial assessment of the long-term behavior of the foundation under these operational loads.

2 Methodology

2.1 HCA model for sand

The HCA model for sand (Niemunis et al., 2005) was derived to capture the behavior of granular soils under drained high-cyclic loading based on an extensive experimental campaign, such as drained cyclic triaxial tests with 10^5 (Wichtmann et al., 2005) or up to $2 \cdot 10^6$ (Wichtmann et al., 2015) loading cycles. In addition, undrained cyclic triaxial tests were

considered for the inspection and calibration of the isotropic stiffness E (Wichtmann et al., 2013) employed in the basic constitutive equation of the model:

$$\dot{\sigma} = E : (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^{acc} - \dot{\varepsilon}^{pl})$$

where $\dot{\sigma}$, $\dot{\varepsilon}$, $\dot{\varepsilon}^{acc}$, $\dot{\varepsilon}^{pl}$ stands for the stress rate, strain rate, accumulated strain rate and plastic strain rate, respectively. To capture the different factors influencing the strain accumulation rate $\dot{\varepsilon}^{acc}$, the model considers different model functions in a multiplicative approach, as follows:

$$\dot{\varepsilon}^{acc} = \dot{\varepsilon}^{acc} \mathbf{m} = f_{amp} \dot{f}_N \dot{f}_e \dot{f}_p \dot{f}_\gamma \dot{f}_\pi \mathbf{m}$$

with \mathbf{m} denoting the direction of strain accumulation for which the flow rule of the modified Cam-Clay model is used. The model functions f_{amp} , \dot{f}_N , \dot{f}_e , \dot{f}_p , \dot{f}_γ , \dot{f}_π capture the influence of the strain amplitude ε^{amp} , number of cycles N , void ratio e , average mean stress p^{av} , average stress ratio η^{av} and change of polarization of a strain loop, respectively.

2.2 Calculation procedure

When employing the HCA model calculation procedure, only a few cycles need to be calculated “implicitly”, i.e., calculated with a conventional constitutive model, such as hypoplasticity, with sufficiently small time increments, as shown in Figure 1a. The “implicit” cycles are needed to first determine and possibly update the strain amplitude field, required as input to the HCA model. Subsequently, the HCA model predicts the trend of strain accumulation without following the oscillating path of each cycle, taking as input a given number of cycles ΔN instead of time increments Δt . Figure 1b, schematically shows that during the HCA phase, the applied average forces are kept constant.

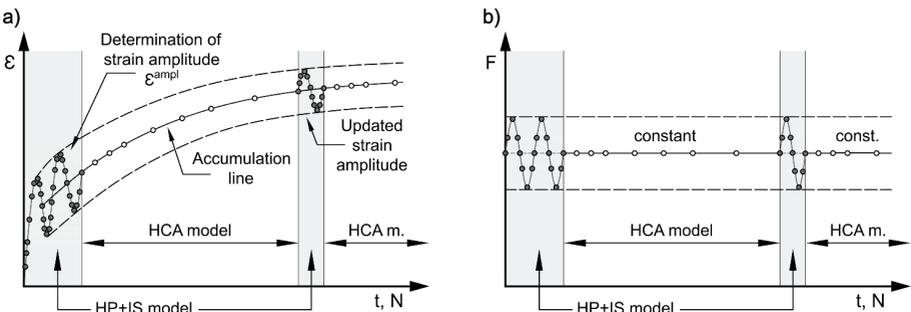


Figure 1: FE calculation strategy with the HCA model

3 Case study

3.1 Numerical model

For the analysis of the permanent rotation of the OWT monopile foundation, a 3D FE model of the full-scale foundation was generated in the ABAQUS program. Taking advantage of the symmetry of the foundation and considering the unidirectional application of the cyclic loading, only half of the problem geometry was generated, see Figure 2. The soil was modelled using linear brick elements with reduced integration and hourglass control (C3D8R). As alluded previously, the foundation dimensions are based on a real 15 MW wind turbine founded on a steel monopile with an embedment depth of 36.5 m, an outer diameter of 8.6 m and a wall thickness of 8.6 mm. In order to apply the cyclic loading, 1.25 m of additional length is added to the monopile above the mudline level. As shown in Figure 2, the cyclic loading was applied as a pair of vertical V and horizontal H forces to the upper top nodes. In this sense, the upper 1.25 meters of the monopile is modelled as a rigid body. In addition, the self-weight of the tower was applied as a distributed load to the upper nodes. Note that half of the loads are considered since half of the problem's geometry is modelled. Regarding the material properties, the steel monopile was defined along the embedment depth of 36.5 m with a Young's modulus of $E = 2.1 \cdot 10^8$ kPa. In the case of the soil material definition, the hypoplastic constitutive model with intergranular strain extension (HP+IS) (von Wolffersdorf, 1996, Niemunis and Herle, 1997) was adopted as the second constitutive model accompanying the HCA model. A "wished-in-place" condition was assumed in all simulations.

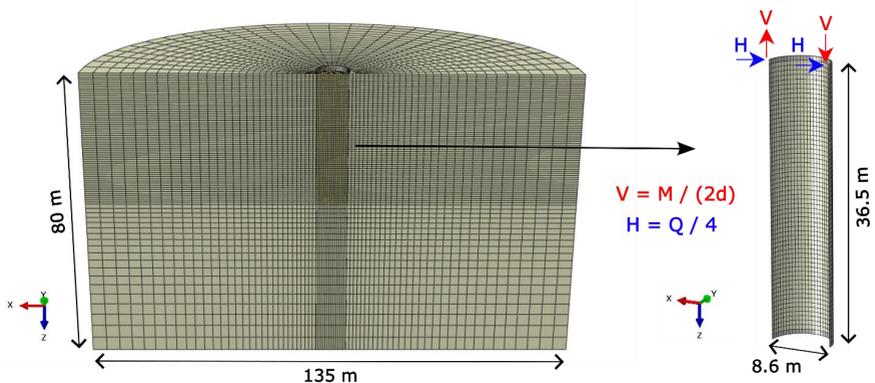


Figure 2: FE model of the OWT monopile foundation

3.2 Soil parameters of the constitutive models

The soil profile considered for the case study is a uniform sand profile with an initial relative density of $I_{D0} = 70\%$. The chosen I_{D0} represents the real soil profile for the location from which the load was calculated. Preliminary simulations applying monotonic loading showed that the load-displacement curve obtained closely matched that derived from the actual design soil profile. In the absence of actual element tests for this site, previously determined parameter sets available in the literature were adopted. Namely, the parameter sets determined for a mixed fine sand fS presented in Zachert, 2015 and Zachert et al., 2020 are used as they represent a good analogy for dense clean sand in the German Bight. The parameters of the HP+IS model were calibrated based on oedometric compression and drained monotonic triaxial tests. Similarly, the parameters for the intergranular extension and for the HCA model were determined on the basis of drained cyclic triaxial tests following the procedure described in Wichtmann et al., 2010 and Wichtmann et al., 2015a. Table 1 shows the index parameters of the fine sand fS and Table 2 and Table 3 show the calibrated parameter sets used in the simulations for the HP+IS and HCA models, respectively. In this context, the intergranular strain tensor \mathbf{h} was initialized assuming full mobilization in the vertical direction in all cases.

Table 1: Index parameters for the fine sand fS considered in the simulations (Zachert, 2015)

Parameter		Unit	Value
Mean grain size	d_{50}	mm	0.10
Coefficient of uniformity	C_u	-	1.62
Minimum dry density	$\rho_{d,min}$	g/cm ³	1.362
Maximum dry density	$\rho_{d,max}$	g/cm ³	1.645
Grain density	ρ_s	g/cm ³	2.652

Table 2: Parameters of the hypoplastic model with intergranular strain (HP+IS) (Zachert, 2015)

φ_c	ν	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	h_s	n	α	β	R	β_R	χ	m_T	m_R
(°)	-	-	-	-	(kPa)	-	-	-	-	-	-	-	-
32.6	0.37	0.612	0.948	1.090	$1.59 \cdot 10^8$	0.185	0.135	1.35	10^{-4}	0.1	6	2.1	4.2

Table 3: Parameters of the high-cycle accumulation (HCA) model (Zachert, 2020)

C_{ampl}	C_e	C_P	C_Y	C_{N1}	C_{N2}	C_{N3}
-	-	-	-	-	-	-
1.07	0.37	0.01	2.04	$4.38 \cdot 10^{-4}$	0.103	$9.12 \cdot 10^{-6}$

3.3 Loading conditions

As stated before, the high-cyclic load considered was obtained from the load histories of aero-elastic simulations of monopile foundations in sandy soils. Specifically, it is derived from the integrated load analyses in the hydrodynamic conditions of the North Sea. Following the rain flow counting procedure, the load histories are converted and sorted out into load packages (LPs) with similar load amplitude. Figure 3 shows the distribution of load parcels or packages with their corresponding number of cycles with a lever arm of 47.85 m. Considering the complexity of the real operational load, the full load (Figure 3a) can be further simplified by grouping load packages of similar amplitude with an average load value, thus reducing the number of load packages to be considered (Figure 3b). As can be seen in Figure 3, some load packages have either positive or negative average components, indicating that the action is in the opposite direction. Changing the average component between load packages requires the inclusion of an intermediate step to apply the new average force values followed by update cycles, as illustrated in Figure 4.

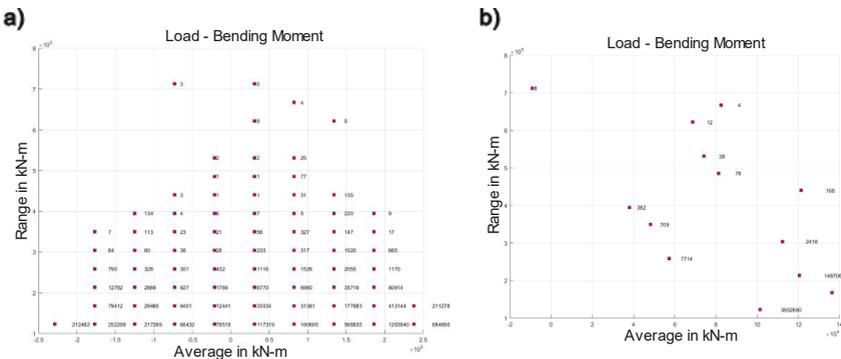


Figure 3: Conversion of the operational load into load parcels with their corresponding number of load cycles: a) with the full load and b) with an average load

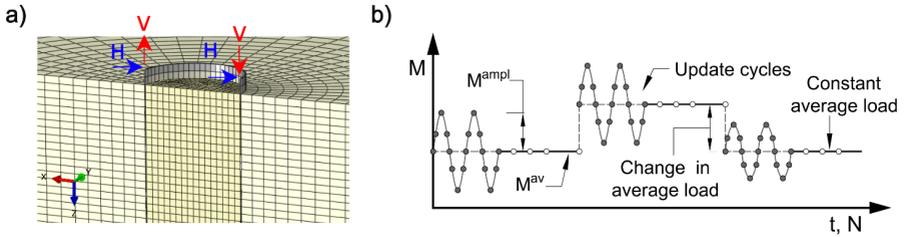


Figure 4: a) Application of the cyclic loading in the FE model and b) scheme for application of packages of cycles with different average values

The FE simulation steps described in Staubach and Wichtmann, 2020 are followed and summarized below:

1. Application of the self-weight of the soil (geostatic step).
2. Application of the vertical force resulting from the self-weight of the OWT.
3. Application of the mean (average) value of the cyclic loading, i.e., V^{av} and H^{av} .
4. Calculation of the first “implicit” cycle using the HP+IS model with V^{ampl} and H^{ampl} .
5. Calculation of the second “implicit” cycle as in Step 4. This second cycle is used to record the strain path at each integration point.
6. Determination of the strain amplitude ε^{ampl} field from the recorded strain path.
7. Calculation with the HCA model, while keeping the average force values constant.

4 Results

4.1 Evaluation of the permanent rotation

For the purpose of evaluating the permanent rotation due to the operational loading, an initial assessment was made applying the first five load packages described in Table 4.

Table 4: Load packages applied in the present study

Load Package	M^{av} (kN·m)	M^{ampl} (kN·m)	Number of Cycles N
LP1	-229,024	61,295	212,482
LP2	-177,116	61,295	252,299
LP3	-125,209	61,295	217,269
LP4	134,328.8	61,295	568,835
LP5	186,236.3	61,295	1,293,940

In addition, idealized fully drained conditions were assumed, taking into account the nature of the cyclic loading and the soil type. The results of the simulation with a total of $N = 2,544,825$ applied load cycles, are presented in Figure 5. The development of the pile head rotation θ^{pile} with the number of cycles N is shown in Figure 5a. It can be observed that an initial accumulation of rotation in one direction occurs from LP1 up to LP3, which is later compensated by the application of the remaining load packages in the opposite direction i.e., LP4 and LP5. Figure 5b, summarizes the final tilting of the monopile head at each LP, reaching a maximum value in the “positive” direction of 0.18° at the end of LP1 and decreasing with subsequent LPs until it ends with a relatively small permanent rotation of -0.05° at the end of LP5. In all cases, it is still below the usual strict operational tolerance for maximum tilt of about 0.5° . The diagram in Figure 5c shows the horizontal displacement u_x as a function of the embedment depth at the end of each LP, which also illustrates the influence of the change in loading direction and the higher accumulated deformation achieved for those packages with a larger number of cycles. For visualization purposes, the fields of the void ratio e at the end of each LP, and the corresponding strain amplitude ε^{amp} distribution are shown in Figure 6a and Figure 6b, accordingly.

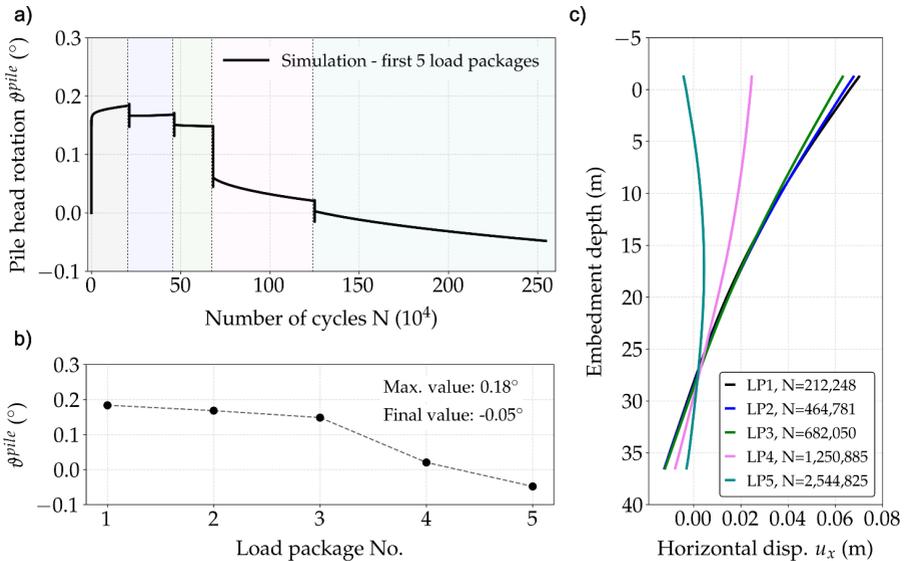


Figure 5: a) Development of pile head rotation θ^{pile} at mudline level, b) θ^{pile} at the end of each load package and c) horizontal displacement u_x as a function of the embedment depth

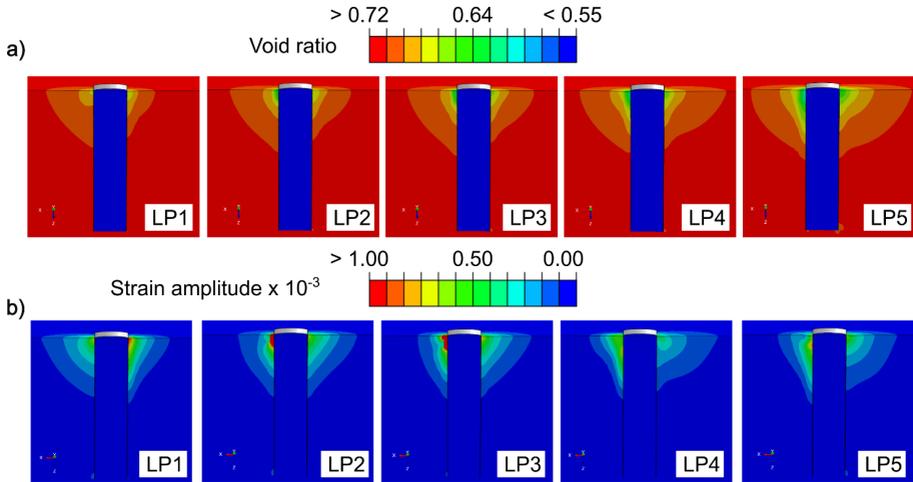


Figure 6: Spatial distribution of a) void ratio e at the end of each load package and b) strain amplitude ϵ^{ampl} considered for the HCA phase at each load package

From Figure 6a, it can be seen that the compaction or densification of the soil around the surface of the pile increases with the number of cycles. This updated soil state is also reflected in the updated ϵ^{ampl} fields obtained after calculating two update or control cycles at the start of each LP (Figure 6b). Higher values of ϵ^{ampl} are reached by some elements during the first three LPs.

4.2 Influence of the application of an average load

The application of the full loading scenario can be challenging and time consuming in many cases. From an engineering point of view, the possibility of simplifying a detailed loading scenario, as that applied in the previous section, to a more simplified and practical one is of interest. Therefore, the previous five LPs have been reduced to a single load package with an average load value (Figure 7b) calculated as a weighted average based on the number of cycles of each LP, see Table 5.

Table 5: Load package with average loading applied in the present study

Load Package	M^{av} (kN·m)	M^{ampl} (kN·m)	Number of Cycles N
LP-avg	77,347.48	61,295	2,544,825

A comparison between the simulation results of the two approaches is provided in Figure 7. When comparing the evolution of permanent deformation in Figure 7a, it is clear that the development of θ^{pile} with increasing number of cycles differs between the two approaches, since in the average load approach there is no change to the opposite direction or change in the average value for the cyclic loading. However, the rotation of the pile head after $N = 2,544,825$ is quite close between the two approaches. Namely, a final permanent rotation of 0.08° was obtained for the average load approach and a value of 0.05° for the full load approach. Although some small differences are observed, e.g., when looking at the u_x (Figure 7c), the overall close agreement is promising and worth of further inspection in the future with different load scenarios.

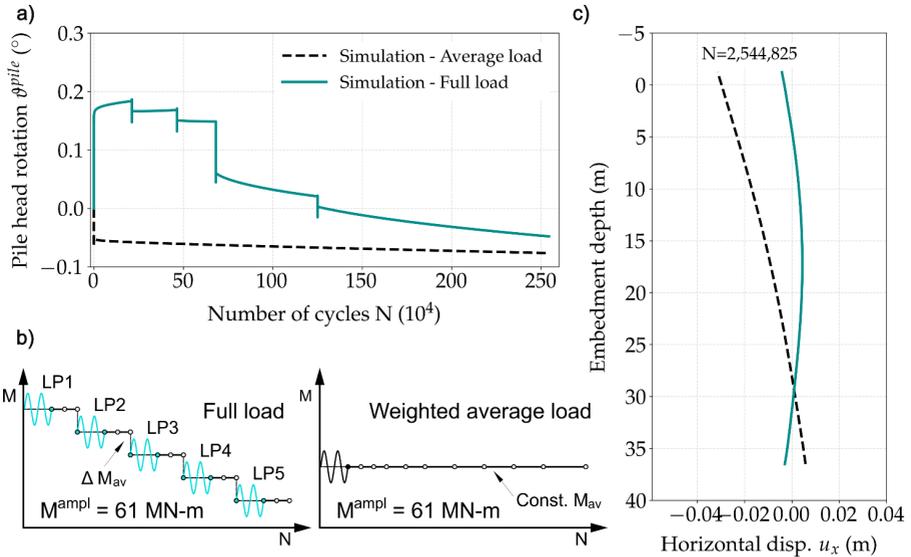


Figure 7: a) Development of pile head rotation θ^{pile} at mudline level, b) scheme for the application of full or average load and c) horizontal displacement u_x as a function of the embedment depth

4.3 Influence of the introduction of update cycles

In the presence of a large number of cycles, it is expected that the soil will densify, and a redistribution of stresses will occur. Therefore, an update of the strain amplitude field is recommended for such scenarios, as it could potentially have a significant effect on the soil

stiffness. To investigate the influence of an updated strain amplitude field, the HCA phase for the simulation with the average load value, i.e., the LP-avg described in Table 5, was interrupted at every $\Delta N = 5 \cdot 10^5$ with update cycles, as shown schematically in Figure 8a. The comparison of the simulation with and without update cycles is given in Figure 8b in terms of the evolution of θ^{pile} . It can be concluded that the simulation with and without the presence of update cycles gives almost identical results. Considering the dense initial state and the idealized fully drained conditions assumed, a rather small effect can be expected, as also alluded in previous studies, e.g., Staubach and Wichtmann, 2020. However, further inspections could be carried out by increasing the number of update cycles or by varying the drainage conditions to verify this observation.

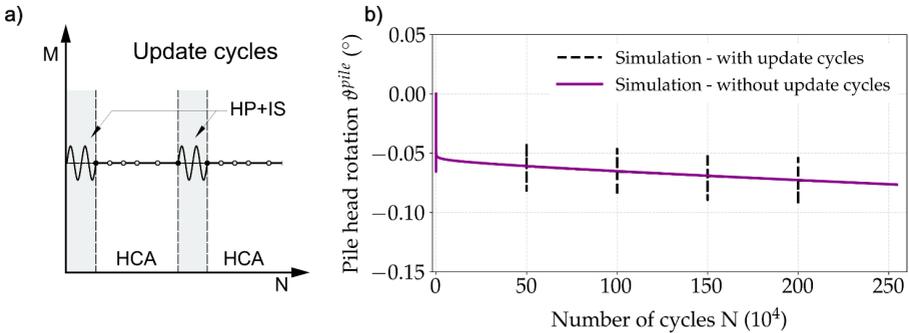


Figure 8: Comparison of the development of pile head rotation θ^{pile} at mudline level without and with update cycles at every $N = 5 \cdot 10^5$

4.4 Influence of the initial soil density

The assumed initial soil state, whether it is loose or dense, can have a significant effect on the total accumulated deformation. This is due to the fact that the HCA model is very sensitive to the variation of the void ratio by means of the function f_e . A first sensitivity analysis was performed by varying the initial relative density I_{D0} from 70 % to 55 % and 85 %, representing a range from medium-dense to very-dense states. In all cases, an initial uniform distribution of void ratio was assumed. Figure 9a, Figure 9b and Figure 9c summarizes the comparison of the simulation results with a total of $N = 2,544,825$ applied load cycles. As can be expected, the lower the density of the soil, the higher the permanent rotation throughout the simulation. Interestingly, the permanent rotation at the end of the simulation appears to be converging to an almost identical value between all three

simulations. Further investigation is required to check whether this trend will continue with the application of a further number of cycles or in the presence of more update cycles.

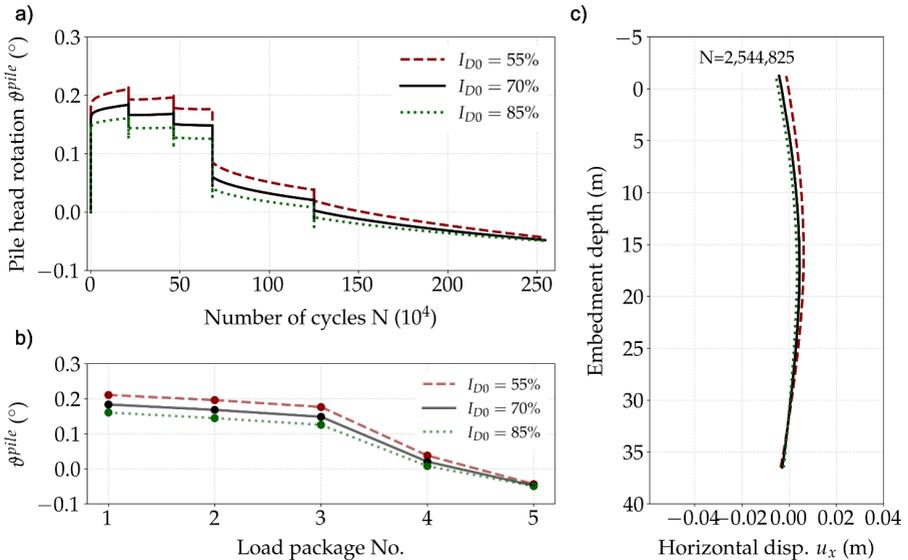


Figure 9: Influence of the initial relative density I_{D0} : a) development of pile head rotation θ^{pile} at mudline level, b) θ^{pile} at the end of each load package and c) horizontal displacement u_x as a function of the embedment depth

4.5 Influence of the order of sequence for the load application

As mentioned previously, the original load time series has been converted into several load packages. However, this process does not necessarily respect the order of the cycles. It is therefore important to ensure that the order of application of the cycles does not significantly affect the total permanent deformation, i.e., to validate Miner's rule (Miner, 1945). To investigate this aspect, the simulation with the original load package application sequence, i.e., LP1 to LP5, is compared with an inverse sequence of application, i.e., LP5 to LP1, see scheme in Figure 10a. Figure 10b and Figure 10c show the comparison of both simulations. It can be observed that the difference between the final permanent deformation is 0.06° . In order to keep investigating whether the Miner's rule is applicable, further simulations with alternative order of load application sequences and possibly changes in the drainage conditions are considered for further research.

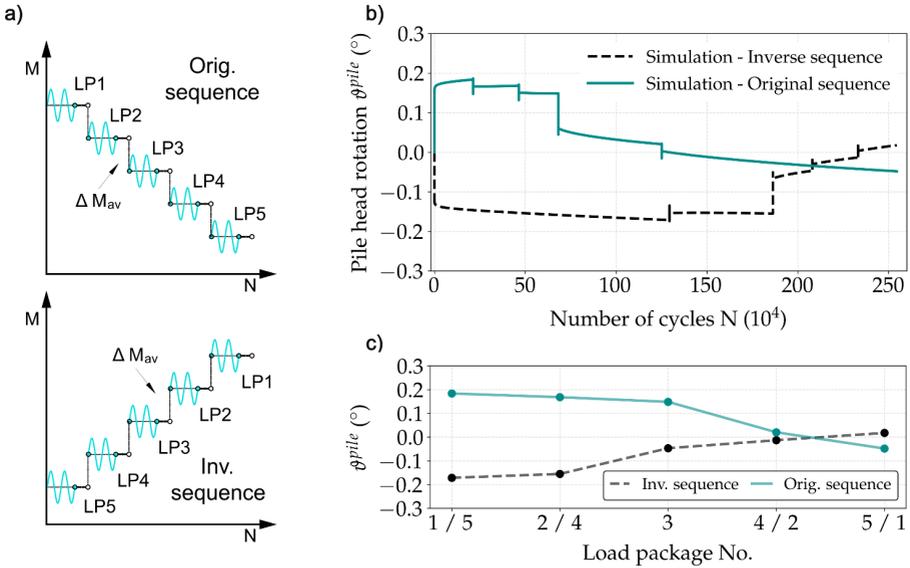


Figure 10: a) Scheme for the load application in different sequences of order, b) development of pile head rotation θ^{pile} at mudline level and c) θ^{pile} at the end of each load package

4.6 Summary and outlook

A first assessment of an actual case of operational loading considering large wind turbine generators (WTGs) in the North Sea has been carried out using finite element (FE) simulations considering the real size monopile foundation for offshore wind turbines (OWTs). The simulation results using the high-cycle accumulation (HCA) model for sand in combination with the hypoplastic model with intergranular strain extension (HP+IS) showed that the development of the permanent pile head rotation θ^{pile} was compensated by the presence of load packages with both positive and negative load directions. As explained in the FE calculation steps, an intermediate calculation step is needed to change the mean value of the force M^{av} between the packages of cycles. In this sense, the influence of the change of the average moment was found to be high. It was also found that the application of a more simplified load in the form of a weighted average load value provides similar results to an approach that considers the full or more detail application of the load. This is therefore a promising assumption in practice and worth testing with additional loading scenarios. The

influence of the including update cycles with the considered initial dense state ($I_{D0} = 70\%$) and idealized drained conditions was found to be negligible. In this respect, a large number of update cycles can be further investigated, as well as an updated strain amplitude considering partially drained conditions, where a higher influence is expected. Initial sensitivity analysis showed that the expected permanent deformation decreases with increasing soil density. Similarly, simulations with different order of load application were compared. The final permanent rotation difference showed to be to some degree small, yet to better validate these observations, further investigation is planned for future studies.

References

- Bilgili, M.; Alphan, H.; Ilhan, A.;** Potential visibility, growth, and technological innovation in offshore wind turbines installed in Europe, *Environ Sci Pollut Res*, Vol. 30, pp. 27208-27226, 2023
- Machaček, J.; Wichtmann, T.; Zachert, H.; Triantafyllidis, T.;** Long-term settlements of a ship lock: Measurements vs. FE-prediction using a high cycle accumulation model, *Computers and Geotechnics*, Vol. 97, pp. 222-232, 2018
- Miner, M.;** Cumulative damage in fatigue, *Transactions of the American Society of Mechanical Engineering*, Vol. 67, A159-A164, 1945
- Niemunis, A.; Herle, I.;** Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range, *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, Vol. 2, pp. 279-299, 1997
- Niemunis, A.; Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T.;** A high-cycle accumulation model for sand, *Computers and Geotechnics*, Vol. 32, pp. 245-263, 2005
- Page, A.M.; Klinkvort, R.T.; Bayton, S.; Zhang, Y.;** A procedure for predicting the permanent rotation of monopiles in sand supporting offshore wind turbines, *Marine Structures*, Vol. 75, 102813, 2021
- Staubach, P.; Wichtmann, T.;** Long-term deformations of monopile foundations for offshore wind turbines studied with a high-cycle accumulation model, *Computers and Geotechnics*, Vol. 124, 103553, 2020

Staubach, P.; Machaček, J.; Sharif, R.; Wichtmann, T.; Back-analysis of model tests on piles in sand subjected to long-term lateral cyclic loading: Impact of the pile installation and application of the HCA model, *Computers and Geotechnics*, Vol. 134, 104018, 2021

von Wolffersdorf, P.-A.; A hypoplastic relation for granular materials with a predefined state surface, *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, Vol. 1, pp. 251-273, 1996

Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T.; Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 No. 12, pp. 967-979, 2005

Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T.; On the determination of a set of material constants for a high-cycle accumulation model for non-cohesive soils, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34 No. 50, pp. 409-440, 2010

Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T.; On the “elastic stiffness” in a high-cycle accumulation model — continued investigations, *Canadian Geotechnical Journal*, 25 No. 50, pp. 1260-1272, 2013

Wichtmann, T.; Niemunis, A.; Triantafyllidis, T.; Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 70, pp. 118-132, 2015a

Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T.; Inspection of a high-cycle accumulation model for large numbers of cycles (N=2 million), *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 75, pp. 199-210, 2015

Wichtmann, T.; Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications, *Habilitation thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology*, Issue No. 181, 2016

Zachert, H.; Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen, *Habilitation thesis, Publications of the Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics, Karlsruhe Institute of Technology*, Issue No. 180, 2015

Zachert, H.; Wichtmann, T.; Kudella, P.; Triantafyllidis, T.; Inspection of a high-cycle accumulation model for sand based on recalculations of a full-scale test on a gravity base foundation for offshore wind turbines, *Computers and Geotechnics*, Vol. 126, pp. 103727, 2020

Autoren

Lucian Canales Brenlla, M.Sc.	lucian.canalesbrenlla@uni-ruhr-bochum.de
Dr.-Ing. Merita Tafili	merita.tafili@uni-ruhr-bochum.de
Prof. Dr.-Ing.habil. Torsten Wichtmann	torsten.wichtmann@uni-ruhr-bochum.de
Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik	
Ruhr-Universität Bochum	www.ruhr-uni-bochum.de
Universitätsstraße 150, 44801 Bochum, Deutschland	Tel.: +49 234 32-201
Dr.-Ing. Majid Goodarzi	mdgi@cowi.com
MARUM - Zentrum für Marine Umweltwissenschaften	
Universität Bremen	www.uni-bremen.de
Bibliothekstraße 1, 28359 Bremen, Deutschland	Tel.: +49 421 218-1
COWI A/S Hamburg	
Am Sandtorkai 48, 20457 Hamburg, Deutschland	Tel.: +49 40 32 52 97 64
Dr.-Ing. Pooyan Ghasemi	
Dr.-Ing. Gianluca Zorzi	
RWE Renewables GmbH	www.rwe.com
Drehbahn 47-49, 20354 Hamburg, Deutschland	Tel.: 0201 1202



Hydrostatische Linienvermessung

auf setzungsempfindlichen
Baugründen unter Bauwerken

Linienförmige Erfassung der Setzungen
nahezu beliebiger Profile

Hochrobust und einsetzbar auch bei
starken bzw. kleinräumigen Setzungen

Leichte Handhabung auf der Baustelle:
Systemschlauch wird wie Erdkabel verlegt



Lhotzky + Partner Ingenieurgesellschaft mbH
Tel. 0531 / 23 77 94-0, office@lhotzky-partner.de
Pillmannstr. 29a, 38112 Braunschweig
www.lhotzky-partner.de

Prognosewettbewerb zu Pfählen unter lateraler monotoner und zyklischer Belastung in Sand

Hauke Zachert, Joaquín Liaudat, Jan Machaček

Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bau- und
Umweltingenieurwissenschaften, Institut für Geotechnik, Deutschland

1 Einleitung

Das Verständnis des Verhaltens von Pfählen unter komplexen Belastungsbedingungen stellt weiterhin eine Herausforderung in der Geotechnik dar. Insbesondere das Last-Verformungs-Verhalten von Gründungen für Offshore Windenergieanlagen wie Monopiles oder Ankersystemen für schwimmende Offshore-Windenergieanlagen unter hochzyklischer Belastung durch Wind und Wellen ist weiterhin Gegenstand der Forschung. Die Prognose des Pfahlverhaltens unter diesen Bedingungen erfordert möglichst genaue zeit- bzw. zyklenabhängige Modelle zur Beschreibung der Boden-Bauwerk-Interaktion und des Bodenverhaltens. In den letzten Jahrzehnten wurde eine Vielzahl von Ansätzen entwickelt, darunter Schätzungen auf der Grundlage von Erfahrungswerten, Formulierungen von p-y-Kurven und Finite-Elemente-Modelle, die fortschrittliche Stoffmodelle für die Abbildung des monotonen sowie des hochzyklischen Materialverhaltens verwenden. Trotz der Vielzahl der Methoden und den teilweise publizierten Vergleichen mit einzelnen ausgewählten Modellversuchsserien, bleibt es schwer, die Qualität der verschiedenen Methoden für eine Prognose (und keine Nachrechnung) neutral miteinander zu vergleichen.

Zu diesem Zweck wurde im Rahmen des GEOLAB-Projekts [EUROPÄISCHE KOMMISSION, 2021] ein Blind Prediction Contest (BPC) organisiert, an dem 18 Teams aus Industrie und Wissenschaft teilnahmen. Im Mittelpunkt des Wettbewerbs standen zwei großmaßstäbliche Modellversuche zum Last-Verformungsverhalten von Pfählen unter horizontaler monotoner und (hoch)zyklischer Belastung. Die Versuche wurden in der geotechnischen Versuchsgrube des Instituts für Geotechnik (IfG) an der Technischen Universität Darmstadt (TUDa) durchgeführt. Die Aufgabe der Teilnehmenden bestand darin, das Verhalten der Pfähle bestmöglich vorherzusagen. Hierzu kamen verschiedene Methoden zum Einsatz, die von analytischen Modellen bis hin zu anspruchsvollen numerischen Simulationen reichten. Dieser Wettbewerb bot eine einzigartige Gelegenheit,

die Möglichkeiten und Grenzen verschiedener Prognoseansätze unter kontrollierten Versuchsbedingungen zu bewerten und untereinander zu vergleichen.

Der vorliegende Beitrag bietet eine erste Analyse aller Beiträge des Wettbewerbs, wobei die Vielfalt der verwendeten Modellierungstechniken und ihre jeweilige Genauigkeit bei der Erfassung des beobachteten Verhaltens des Testpfahls hervorgehoben wird. Durch den Vergleich und die Diskussion der Ergebnisse soll diese Studie den aktuellen Stand der Modellierung in der Geotechnik beleuchten und Schlüsselbereiche für zukünftige Verbesserungen aufzeigen.

Neben dem hier vorgestellten Blind Prediction Contest wurden die am IfG durchgeführten Pfahlversuche im Rahmen von GEOLAB im Rahmen einer experimentellen Benchmarkstudie in fünf geotechnischen Zentrifugen modelliert, siehe LIAUDAT ET AL., 2024. Insgesamt liegt damit ein sehr detaillierter Datensatz von Modellversuchen in verschiedenen Skalen und numerischen Berechnungen für dieses genau definierte Randwertproblem vor.

2 Teilnehmende

Insgesamt nahmen 18 Teams mit 51 Personen aus 15 Ländern weltweit an dem Prognosewettbewerb teil, siehe Abbildung 1. Die meisten Teilnehmenden kamen aus Deutschland (25 %), gefolgt von China (22 %) und Frankreich (14 %).

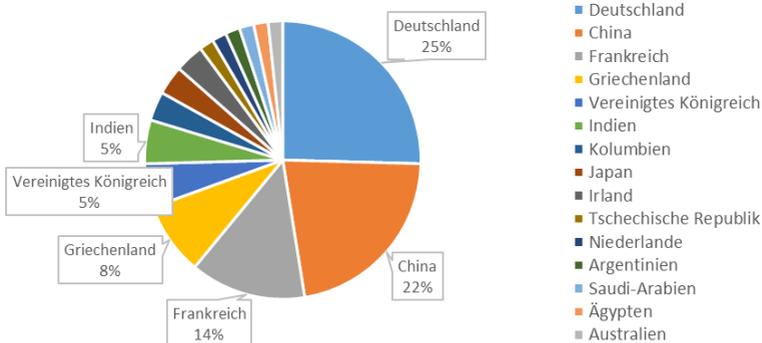


Abbildung 1: Verteilung der Teilnehmenden gemäß dem aktuellen Wohnsitz.

Die Mehrheit der Teilnehmenden (71 %) kam aus dem akademischen Bereich, während sich 29 % als Ingenieurinnen und Ingenieure aus der Industrie oder verwandten Bereichen einordneten. 80 % der Teilnehmenden waren männlich und 20 % weiblich. Diese heterogene Teilnehmerschaft brachte ein breites Spektrum an Fachwissen und Methoden in den Wettbewerb ein und ermöglichte so eine umfassende Bewertung von Prognoseansätzen für das Last-Verformungsverhalten von horizontal belasteten Pfählen.

Alle 18 Teams gaben eine Prognose für das Verhalten des Pfahls bei monotoner Be- und Entlastung ab. Sieben Teams erstellten auch eine Vorhersage für die zyklischen Belastungen. Dies verdeutlicht, dass die genaue Modellierung des zyklischen Verhaltens geotechnischer Strukturen weiterhin eine Herausforderung darstellt. Für die Vorhersage des monotonen Pfahlversuchs verwendeten 15 der 18 Teams, darunter alle Teilnehmenden aus der Industrie, kontinuumsbasierte Ansätze wie Finite-Elemente- oder Finite-Differenzen-Methoden, was auf den weit verbreiteten Einsatz fortschrittlicher numerischer Werkzeuge für geotechnische Anwendungen hinweist.

Bei den Vorhersagen der zyklischen Belastung unterschieden sich die Methoden erheblich: vier der sieben Teams verwendeten hochzyklische Akkumulationsmodelle. Zwei Teams stützten sich auf p-y- (oder p-y- θ -) Ansätze, die häufig für vereinfachte Modelle der Pfahl-Boden-Interaktion verwendet werden. Nur ein Team verwendete konventionelle Stoffmodelle für die hochzyklische Prognose.

3 Modellversuche

Der großmaßstäbliche Pfahlversuch in der Versuchsgrube der TUDa bestand aus einem offenen Stahlrohrpfahl mit einer Streckgrenze von 235 N/mm², einer Länge von 3,00 m, einem Außendurchmesser von 0,325 m und einer Wandstärke von 5,25 mm, der 2,00 m tief in sehr dichten Sand eingebettet war. Eine schematische Darstellung des Testpfahls ist in Abbildung 2 dargestellt.

Der Sand, ein mittelgrober Flusssand (Darmstädter Sand), wurde in 13 Lagen mit einer manuell geführten Rüttelplatte verdichtet, um eine durchschnittliche relative Lagerungsdichte von 89 % zu erreichen. Nach den ersten drei Sandschichten wurde der Pfahl in der Mitte der Grube positioniert und gesichert, wobei die restlichen Sandschichten um ihn herum verdichtet wurden. Anschließend wurde der Pfahl von der Oberseite aus mit Sand bis zur Geländeoberkante gefüllt.

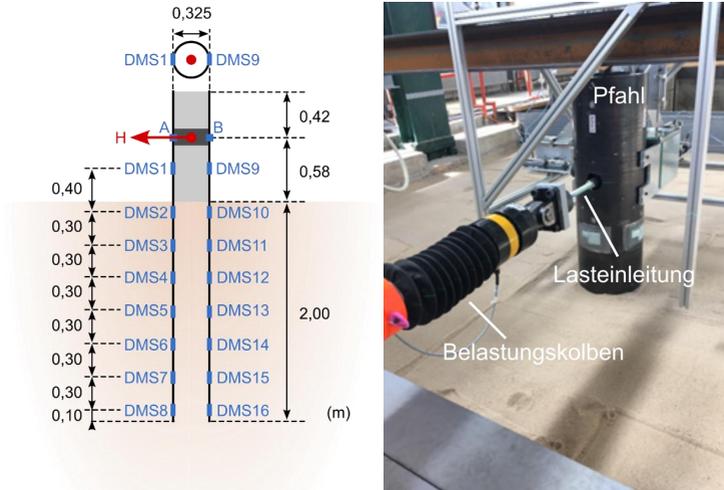


Abbildung 2: Links: Schematische Darstellung des Modellpfahls mit Angabe der wichtigsten Abmessungen und der Position der Dehnungsmessstreifen (DMS). Rechts: Überblick über den Versuchsaufbau mit dem Pfahl, dem hydraulischen Belastungskolben und der Lasteinleitung.

Der Versuchsaufbau bestand aus einem hydraulischen Zylinder, der an einem starren horizontalen Belastungsrahmen montiert war und an einem Punkt 0,58 m über der Sandoberfläche eine seitliche Zugkraft auf den Pfahl ausübte, wie in Abbildung 2 dargestellt. Diese Kraft wurde über eine Verbindungsstange mit kugelförmigen Gelenken übertragen, wodurch eine minimale Verformung des Pfahls im Bereich der Lasteinleitung während der Versuche gewährleistet und lokale Biege- oder Torsionsmomente verhindert wurden. Eine Kraftmessdose, die zwischen dem Aktuator und der Verbindungsstange angebracht war, maß die aufgebrachte Horizontalkraft H .

Es wurden neun Wegaufnehmer verwendet, um die Verschiebung und Verdrehung des Pfahls an verschiedenen Punkten rund um den Lasteinleitungspunkt zu messen. Darüber hinaus wurden 16 Dehnungsmessstreifen (DMS, siehe Abbildung 2) entlang des Pfahls unterhalb der Belastungsebene installiert, um Längsdehnungen und Biegungen zu erfassen. Es wurden zwei Pfahlversuche durchgeführt, ein monotoner und ein zyklischer mit zwei Lastpaketen. Für jeden dieser zwei Versuche wurde der Boden neu eingebaut.

3.1 Monotoner Pfahlversuch

Während des monotonen Versuchs wurde der Pfahl horizontal mit einer konstanten Geschwindigkeit von 1 mm/min gezogen, bis der Belastungspunkt eine horizontale Verschiebung von 65 mm gegenüber seiner Ausgangsposition erreichte. Nach einem Zeitraum mit gleichbleibender, konstanter Belastung folgte eine monotone Entlastung mit der gleichen Geschwindigkeit von 1 mm/min, bis $H = 0$ erreicht war.

3.2 Zyklischer Pfahlversuch

Die zyklischen Versuche umfassten sechs Stufen, darunter zwei zyklische Belastungsstufen (Zykluspakete) mit unterschiedlicher mittlerer Kraft H_m und Kraftamplitude H_c . Die zyklische Belastung wurde kraftgesteuert aufgebracht und war wie folgt definiert:

$$H(t) = H_m + H_c \sin(2\pi ft) \quad (1)$$

wobei t die Zeit während der zyklischen Phase und f die Frequenz ist, die auf 0,125 Hz festgelegt wurde, um sicherzustellen, dass Trägheitseffekte vernachlässigt werden können. In dem ersten Zykluspaket betrug die mittlere Kraft $H_{m1} = 0,2H_f$ und die Amplitude $H_{c1} = 0,1H_f$. Dabei stellt H_f die Kraft dar, die im monotonen Versuch bei einer Verschiebung von 33 mm (10 % des Pfahldurchmessers) am Lasteinleitungspunkt erreicht wird. Für das zweite Zykluspaket betrug die mittlere Kraft $H_{m2} = 0,5H_f$ und die Kraftamplitude $H_{c2} = 0,2H_f$. Für eine umfassende Diskussion aller Belastungsstufen wird auf [LIAUDAT ET AL., 2024b] verwiesen.

Durch die Definition von H_m und H_c in Bezug auf H_f wurde ein konsistenter und kontrollierter Rahmen für die Bewertung der Reaktion des Pfahls unter zyklischen Belastungsbedingungen geschaffen. Durch die Verknüpfung der Parameter für die zyklische Belastung mit dem Ergebnis des statischen Versuchs in Form von H_f sollten die Auswirkungen etwaiger Ungenauigkeiten in den monotonen Prognosen der Teilnehmenden abgemindert werden.

4 Begleitenden Datensätze

Zur Unterstützung des Prognosewettbewerbs wurde allen Teilnehmenden ein umfassender Datensatz zum Download zur Verfügung gestellt [LIAUDAT ET AL., 2024b]. Der Datensatz enthält neben einer ausführlichen Dokumentation des Versuchsaufbaus, der

Pfahlgeometrie, der Materialien und der Instrumentierung sowie eine Beschreibung des Pfahleinbauverfahrens und des Sandeinbaus. Darüber hinaus ebenfalls die Ergebnisse von Drucksondierungen (CPTs), die Belastungssequenzen (sowohl monotone als auch zyklische Belastung) und die Spezifikationen des Belastungssystems.

Die mechanischen Eigenschaften des mittelgroben Darmstädter Sandes wurden durch bodenmechanische Standard-Laborversuche eingehend charakterisiert. Dazu gehörten die Bestimmung der Korndichte, der Korngrößenverteilung, der maximalen und minimalen Lagerungsdichten, Ödometerversuche und sowohl monotone als auch zyklische drainierte Triaxialversuche.

Dieser detaillierte und strukturierte Datensatz stellte sicher, dass alle Teilnehmenden Zugang zu einheitlichen und qualitativ hochwertigen Informationen für die Erstellung der Prognosen hatten.

5 Bewertungssystem

Um die beste Prognose und damit das Gewinner-Team zu ermitteln, wurden die Unterschiede zwischen den experimentellen Ergebnissen und den Prognosen für die monotonen und zyklischen Pfahlversuche getrennt bewertet, so dass in jeder Kategorie ein Sieger ermittelt werden konnte. Die Gesamtbewertung wurde durch die Kombination der monotonen und zyklischen Ergebnisse mit gleichem Gewicht berechnet, um eine ausgewogene Bewertung der Vorhersagegenauigkeit für beide Belastungsszenarien zu gewährleisten.

Für den monotonen Pfahlversuch umfassten die Bewertungskriterien die Vergleiche der Reaktionskraft, der vertikalen Verschiebungen und der axialen Dehnungen entlang der linken (in Belastungsrichtung) und rechten (entgegen der Belastungsrichtung) Seite des Pfahlschafts an 16 vordefinierten Positionen. Ein Vergleich der prognostizierten und gemessenen Vergleichsgrößen wurden bei zehn vordefinierten horizontalen Pfahlkopfverschiebungen vorgenommen. Zusätzlich wurde die permanente Pfahlverschiebung nach der Entlastung in der Bewertung berücksichtigt.

Bei dem zyklischen Pfahlversuch umfasste das Bewertungssystem horizontale und vertikale Pfahlkopfverschiebungen und Längsdehnungen bei einer vordefinierten Anzahl von Belastungszyklen für beide zyklischen Belastungspakete. Im zweiten zyklischen

Belastungspaket sollte zusätzlich die Anzahl der Zyklen vorhergesagt werden, die erforderlich ist, um eine maximale horizontale Verschiebung von 33 mm zu erreichen.

Das Bewertungssystem wurde allen Teilnehmern vor der Einreichung ihrer Vorhersagen in vollem Umfang bekannt gegeben, um während des gesamten Wettbewerbs die Transparenz zu gewährleisten [LIAUDAT ET AL., 2024b].

6 Gewinner

Die beste Gesamtbewertung erzielte das *IC-MAGE-Team* (Team ID T10) vom Imperial College London (Vereinigtes Königreich) mit insgesamt 133,4 von 200 Punkten. Ihr Ansatz verwendete eine Finite-Elemente-Methode in Kombination mit einem elasto-plastischen Modell für die monotone Belastung und die ersten beiden Belastungszyklen. Für alle weiteren Zyklen einer Belastungsstufe wurde ein hochzyklisches Akkumulationsmodell verwendet. Dieses Team erzielte auch die höchste Punktzahl für den Pfahlversuch mit monotoner Belastung, nämlich 71 von 100 Punkten. Die beste Vorhersage für den zyklischen Pfahlversuch wurde von der *Offshore Geotechnical Group* der Universität Zhejiang (Team ID T09, China) mit einem p - y - θ -Ansatz eingereicht, der 78,7 von 100 Punkten erreichte und damit zur zweitbesten Gesamtbewertung beitrug.

Die zweitbeste monotone Vorhersage wurde vom *HCA-Team* (Team ID T05) erzielt, einer Zusammenarbeit von Forschenden der Universidad de la Costa, der Universidad del Sinú (Kolumbien), der Ruhr-Universität Bochum und der Karls-Universität (Tschechien). Mit ihrer Leistung erreichten sie auch die drittbeste Gesamtpunktzahl. Das Team *Centrif_Eiffel* (ID T02) von der Gustave-Eiffel-Universität (Frankreich) erzielte die viertbeste Gesamtvorhersage. Die detaillierten Ergebnisse dieser vier führenden Teams sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Umfassende Ergebnisse für alle teilnehmenden Teams finden sich in LIAUDAT ET AL., 2024c. Eine detaillierte Beschreibung des Modellierungsansatzes des Gesamtsiegers IC-MAGE findet sich in TANTIVANGPHAISAL ET AL., 2025.

Tabelle 1: Detaillierte Ergebnisse der leistungsstärksten Teams im GEOLAB Prognosewettbewerb.

Team ID	Monoton	Zyklisch	Gesamt
T10	71,0/100	62,8/100	133,8/200
T09	52,5/100	78,7/100	131,1/200
T05	69,2/100	53,4/100	122,6/200
T02	47,5/100	59,8/100	107,3/200

7 Ergebnisse

7.1 Monotone Pfahlversuche

Die Vorhersagen für den monotonen Pfahlversuch weisen trotz der kontrollierten Belastungsbedingungen und der relativ gut verstandenen Mechanik des Systems ein überraschendes Maß an Streuung auf. Abbildung 3 veranschaulicht den Vergleich zwischen den vorhergesagten Reaktionskräften und den experimentellen Daten über die aufgebrauchte Pfahlkopfverschiebung.

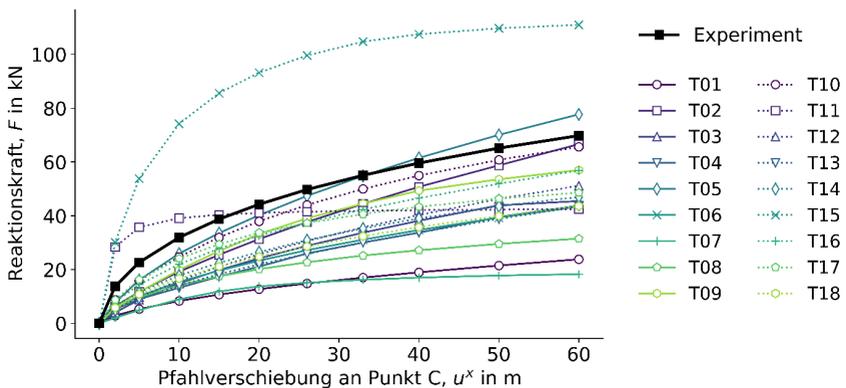


Abbildung 3: Reaktionskraft über der aufgebrauchten Pfahlkopfverschiebung für den monotonen Pfahlversuch.

Es ist zu beobachten, dass viele Teams die Steifigkeit der Pfahlgründung unterschätzten, was zu einer zu geringen Prognose der maximalen Pfahlkopfkraft führte. Diese Feststellung

unterstreicht die Herausforderungen einer genauen Modellierung der anfänglichen Steifigkeit und des gesamten Last-Verformungs-Verhaltens des Pfahl-Boden-Systems, selbst bei vermeintlich einfachen monotonen Belastungsszenarien wie dem hier vorliegenden. Sowohl die auf der p - y - θ -Kurve basierenden Methoden als auch die FEM-Ansätze trugen zu dieser Variabilität bei, wobei die Vorhersagen mit diesen Methoden sowohl zu den genauesten als auch zu den ungenauesten Ergebnissen gehörten. Dies verdeutlicht die kritische Rolle der Modellierungsannahmen, der Parameterauswahl und der Kalibrierung des Stoffmodells bei der Erzielung der Vorhersagegenauigkeit und unterstreicht die Bedeutung von Fachwissen bei der Erstellung solcher Vorhersagen.

7.2 Zyklische Pfahlversuche

Die Auswertung des zyklischen Pfahlversuchs konzentrierte sich auf die Bewertung der horizontalen Verschiebungen, der differentiellen vertikalen Verschiebungen des Pfahlkopfes und der axialen Dehnungen bei bestimmten Belastungszyklen. Die differentiellen Vertikalverschiebungen wurden als Differenz zwischen den an den Punkten A und B gemessenen Vertikalverschiebungen bestimmt und dienen als Maß der Pfahlkopfverdrehung (siehe Abbildung 2). Die horizontalen und differentiellen vertikalen Pfahlkopfverschiebungen sind in Abbildung 4 bzw. Abbildung 5 dargestellt.

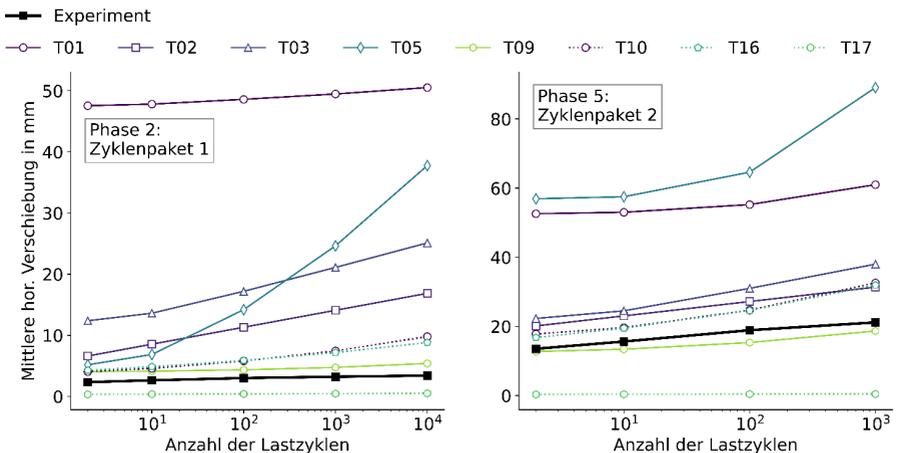


Abbildung 4: Mittlere horizontale Verschiebung über die Anzahl der Belastungszyklen für Zykluspaket 1/Stufe 2 (links) und Zykluspaket 2/Stufe 5 (rechts).

Während des ersten Zyklenspakets (Phase 2, $H_{m1} = 0,2H_f$ und $H_{c1} = 0,1H_f$) wurde eine beträchtliche Streuung der vorhergesagten Verschiebungen sowohl in horizontaler als auch in differentieller vertikaler Richtung beobachtet. Während die meisten Vorhersagen die Rate der Verschiebungsakkumulation mit zunehmender Anzahl von Belastungszyklen angemessen erfassten, traten beim zweiten Zyklenspaket (Stufe 5, $H_{m2} = 0,5H_f$ und $H_{c2} = 0,2H_f$) erhebliche Abweichungen auf. Diese anfänglichen Abweichungen waren in erster Linie auf eine Überschätzung der Verformungen während der monotonen Phase des Experiments und der ersten beiden Belastungszyklen zurückzuführen.

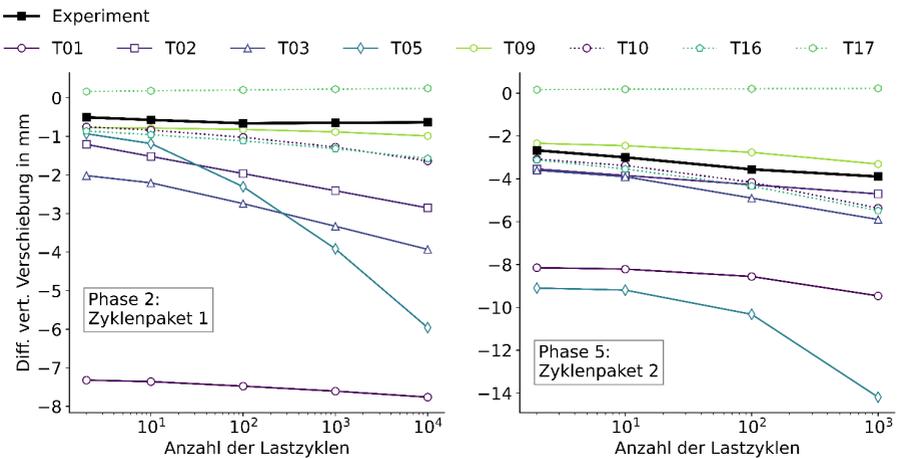


Abbildung 5: Differenzielle vertikale Verschiebung über die Anzahl der Belastungszyklen für Zyklenspaket 1/Stufe 2 (links) und Zyklenspaket 2/Stufe 5 (rechts).

Unter Berücksichtigung dieser anfänglichen Abweichungen wiesen die Vorhersagen des Teams T05 mit zunehmender Zyklenzahl von 10.000 immer deutlichere Abweichungen von den experimentellen Horizontalverschiebungen auf.

Die axialen Dehnungsprofile nach 10.000 Belastungszyklen sind in Abbildung 6 dargestellt. Die experimentellen Daten zeigen eine asymmetrische Dehnungsverteilung zwischen der linken und der rechten Seite des Pfahlschafts, was auf eine Verformung des Pfahlquerschnitts während der zyklischen Belastung hinweist, die von der ursprünglichen Kreisform abweicht. Diese Querschnittsveränderung wird nur durch FEM-basierte Vorhersagen genau erfasst, da p-y-Ansätze aufgrund ihrer zugrundeliegenden Annahmen

nicht in der Lage sind, solche Effekte zu modellieren. Unter den FEM-basierten Vorhersagen werden die Dehnungsgrößen von den Teams T02, T05 und T10 am genauesten erfasst.

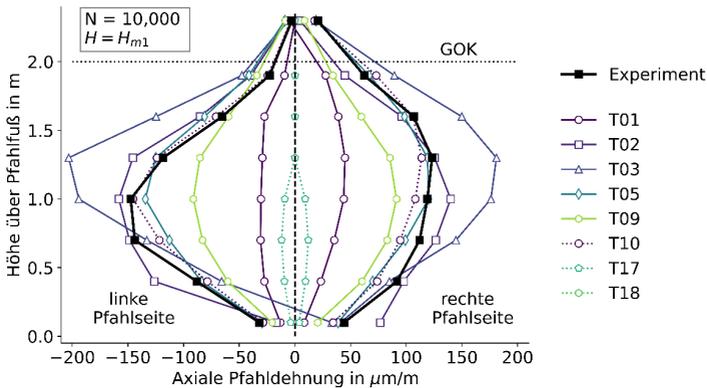


Abbildung 6: Axiale Dehnungen in der Symmetrieebene entlang der linken (in Lastrichtung) und rechten (entgegen der Lastrichtung) Pfahlachse nach 10.000 Lastwechseln.

8 Zusammenfassung

Der GEOLAB Blind Prediction Contest für Pfähle unter monotoner und zyklischer lateraler Belastung brachte 18 Teams aus 15 Ländern zusammen, um Prognoseansätze im geotechnischen Ingenieurwesen zu vergleichen. Durch den Vergleich von Prognosen mit experimentellen Ergebnissen bot der Wettbewerb wertvolle Einblicke in aktuelle Modellierungsverfahren.

Die Vorhersagen für den monotonen Pfahlversuch wiesen erhebliche Schwankungen auf, wobei viele Teams die Steifigkeit des Pfahls bzw. des Bodens unterschätzten, was zu erheblichen Abweichungen bei den vorhergesagten Reaktionskräften führte. Bei dem zyklischen Pfahlversuch wurden Streuungen bei den Verschiebungsvorhersagen beobachtet, insbesondere während der ersten Zyklen des ersten Zyklenpakets. Die Pfahldehnungen, als Äquivalent zu den Pfahlbiegemomenten, wiesen ebenfalls hohe Streuungen auf, was aber zumindest teilweise mit den unterschiedlichen Lasten erklärt werden kann.

Das IC-MAGE-Team (Imperial College London) erzielte die beste Gesamtgenauigkeit, indem es ein elasto-plastisches und ein hochzyklisches Akkumulationsmodell kombinierte. Die Offshore Geotechnical Group der Zhejiang University erstellte eine hervorragende

Vorhersage für den zyklischen Pfahlversuch und erreichte in dieser Kategorie die höchste Punktzahl. Die Ergebnisse machen deutlich, dass die Vorhersagemethoden verfeinert werden müssen. Sowohl p-y- als auch FEM-Ansätze trugen zur Variabilität bei, was die Bedeutung von Fachwissen bei der Parameterauswahl und Modellkalibrierung unterstreicht.

9 Hinweise

Diese Studie wurde durch das Projekt „GEOLAB: Science for Enhancing Europe's Critical Infrastructure“ im Rahmen des Forschungs- und Innovationsprogramms Horizon 2020 der Europäischen Union unter der Grant Agreement No. 101006512 gefördert. Die Laborversuche im Rahmen dieser Studie wurden am Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Die Autoren bedanken sich aufrichtig für die Unterstützung und die zur Verfügung gestellten Einrichtungen, die wesentlich zum Erfolg dieser Forschung beigetragen haben.

Literatur

Europäische Kommission; GEOLAB: Science for Enhancing Europe's Critical Infrastructure. *CORDIS - EU Research Results*. 21 November 2024. doi: 10.3030/101006512, 2021

Liaudat J.; Kochnev A.; Zachert H.; ...; Dano C.; Chalhoub R.; Assessing repeatability, scale effects, and consistency in geotechnical physical modelling: a collaborative benchmark exercise on horizontally loaded piles in dry sand, *Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024*, doi: 10.53243/ECPMG2024-127., 2024

Liaudat J.; Machaček J.; Zachert H.; GEOLAB Blind Prediction Contest - Supporting Documentation, Zenodo, 19 November 2024, doi: 10.5281/ZENODO.14186171, 2024b

Liaudat J.; Machaček J.; Zachert H.; GEOLAB Blind Prediction Contest - Announcement of Winners., Zenodo, 19 November 2024, <https://doi.org/10.5281/zenodo.14228599>, 2024c

Tantivangphaisal P.; Ortiz-Wall F.; Taborda D.M.G.; Machaček J.; Liaudat J.; Zachert H.; GEOLAB Blind Prediction Contest: Winning Methods for Predicting Pile Behaviour under Monotonic and Cyclic Lateral Loading, *Proceedings of ISFOG 2025, Nantes, France*. *Accepted for Publication, 2025*

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

hauke.zachert@tu-darmstadt.de

Dr. Joaquín Liaudat

joaquin.liaudat@tu-darmstadt.de

Dr.-Ing. Jan Macháček

jan.machacek@tu-darmstadt.de

Institut für Geotechnik

Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften

Technische Universität Darmstadt

www.geotechnik.tu-darmstadt.de

Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt

Tel.: 06151 16-22811

Calibration Chamber Tests zur Gruppenwirkung axial beanspruchter Verdrängungspfähle in nichtbindigem Boden

Felix Mitlmeier, Christian Moormann

Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik (IGS), Deutschland

1 Einleitung

Das statisch axiale Widerstands-Setzungsverhalten von Pfahlgruppen hängt wesentlich von der Interaktion zwischen den Gründungspfählen ab. Geotechnische und geometrische Randbedingungen, wie Bodenverhältnisse und Pfahlachsabstände, beeinflussen die Pfahl-Pfahl-Interaktion maßgeblich. So kann sich der setzungsabhängige axiale Pfahlwiderstand von Gruppenpfählen in Abhängigkeit von ihrer Position innerhalb der Gruppe deutlich von dem eines unbeeinflussten Einzelpfahls unterscheiden. Im Gegensatz zu Bohrpfählen ist das Gruppentragverhalten von Verdrängungspfahlgruppen bisher weitgehend ungeklärt. So werden z. B. durch die Pfahlinstallation bedingte Veränderungen der Bodenzustandsgrößen wie Porenanteil und Spannungszustand bei der Bemessung derzeit nicht berücksichtigt. Zur Quantifizierung des Gruppentragverhaltens wurde der Gruppenfaktor G_R eingeführt, wie er z.B. von VESIĆ (1969), VALSANGKAR & MEYERHOF (1983) oder RUDOLF (2005) verwendet wird:

$$G_R = \frac{R_G}{n_G R_E} \quad (1)$$

wobei R_G der axiale Widerstand der Pfahlgruppe, n_G die Anzahl der Pfähle in der Gruppe und R_E der axiale Widerstand eines unbeeinflussten Einzelpfahls ist. Die meisten Erkenntnisse über die Effektivität von Verdrängungspfahlgruppen in nichtbindigen Böden basieren auf Modellversuchen (z. B. HANNA 1963, VESIĆ 1969, TEJCHMAN 1973, LE KOUBY et al. 2006), Feldversuchen im Modellmaßstab (z. B. Kézdi 1957, EKSTRÖM 1989, PHUNG DUC LONG 1993) oder Feldversuchen (z. B. BRIAUD et al. 1989). Abbildung 1 zeigt die Gruppeneffektivität G_R von 3 x 3 Verdrängungspfahlgruppen in mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden aus 1g-Modellversuchen unterschiedlicher Größenordnung.

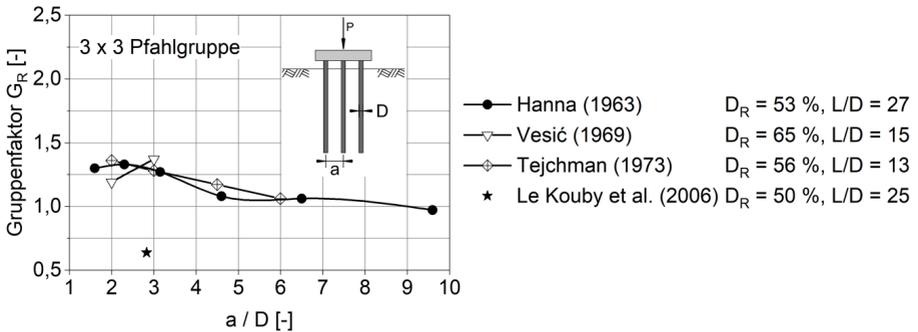


Abbildung 1: Gruppenfaktoren von in mitteldichten Sand eingedrückten 3 x 3 Verdrängungspfahlgruppen

HANNA (1963) testete Pfahlgruppen, bestehend aus runden Holzpfählen ($D = 9,8$ mm, $d = 30$ cm) in Sand mitteldichter Lagerung, und zeigte, dass die Gruppenwirkung G_R über 100 % lag, mit einem Maximum bei $a/D = 2,3$. Großmaßstäbliche Modellversuche wurden von VESIĆ (1969) mit runden Aluminium-Modellpfählen mit Durchmesser $D = 100$ mm und einer Einbindetiefe von $d = 152$ cm durchgeführt. VESIĆ wies nach, dass die höhere Tragfähigkeit von Verdrängungspfahlgruppen im Vergleich zu einer äquivalenten Anzahl von Einzelpfählen in erster Linie auf eine Erhöhung des Mantelwiderstands der Gruppenpfähle zurückzuführen ist, während der Spitzenwiderstand hingegen nahezu unverändert bleibt. In seinen Versuchen erreicht die Gruppenwirkung einen Höchstwert von 1,37 bei einem Abstand von $3 \cdot D$. TEJCHMANs (1973) Versuche mit eingedrückten quadratischen Stahlbetonpfählen ($B = 35$ mm, $d = 60$ cm) bestätigten die Ergebnisse von HANNA (1963) und zeigten einen maximalen Gruppenfaktor bei $a/D = 2$. Im Gegensatz zu diesen Forschern berichteten LE KOUBY et al. (2006) von einem Gruppenfaktor kleiner 1 ($G_R = 0,64$) in einem Pfahlgruppenversuch mit metallischen Modellpfählen ($D = 20$ mm, $d = 50$ cm) und einem Abstand von $2,8 \cdot D$ in einer Calibration Chamber (CC), in der das Verhältnis von Calibration-Chamber-Durchmesser zu Pfahldurchmesser 26 betrug.

Obwohl in Abbildung 1 ein Gesamttrend ableitbar ist, ergeben sich zu diesem Thema mehrere Schlüsselfragen, die in diesem Beitrag vorrangig behandelt werden. Zunächst wird untersucht, welcher Gruppenfaktor mit einer 3 x 3 Pfahlgruppe bei einem Pfahlachsabstand von $3 \cdot D$ erreicht werden kann. Ein weiterer zentraler Punkt ist das Widerstandssetzungsverhalten der jeweiligen Gruppenpfähle im Vergleich zu dem eines Einzelpfahls.

Des Weiteren wird der Anteil des Lastabtrags durch Mantelreibung und Spitzendruck der Gruppenpfähle und des Einzelpfahls ausgewertet und beurteilt. Abschließend wird geklärt, ob Verdichtungseffekte durch die Installation der Gruppenpfähle via Schlagrammung feststellbar sind.

2 Versuchsaufbau

Der Pfahlgruppen- und der Einzelpfahlversuch wurden in der IGS-Calibration Chamber (Abb. 2) durchgeführt, die es ermöglicht, eine vertikale Oberflächenlast auf den Versuchsboden aufzubringen. Die horizontalen Ränder des Versuchsbehälters können als starr angesehen werden. Der im Versuchsbehälter wirkende Spannungszustand ergibt sich somit aus der Einbaudichte des Versuchssandes und der an dessen Oberfläche aufgetragenen Vertikalspannung. Die Versuche wurden in luftgetrocknetem, mitteldicht gelagertem Berliner Sand mit einer vertikalen Oberflächenlast von 200 kN/m^2 durchgeführt. Der künstlich hergestellte Sandkörper misst $1980 \times 1980 \times 1400 \text{ mm}^3$. Die im Versuchsbehälter eingebaute Sandmasse und das sich ergebende Volumen des Sandkörpers werden auch zur direkten Bestimmung der „globalen“ Dichte verwendet. Zur indirekten Bestimmung der Lagerungsdichte werden zum einen nach Konsolidierung der Calibration Chamber und zum anderen zur Dokumentation von etwaigen Verdichtungseffekten infolge der Installation der Gruppenpfähle Sondierungen mit der dynamischen Drucksonde PANDA® (ESCOBAR et al. 2016) mit 2 cm^2 -Spitzen durchgeführt.

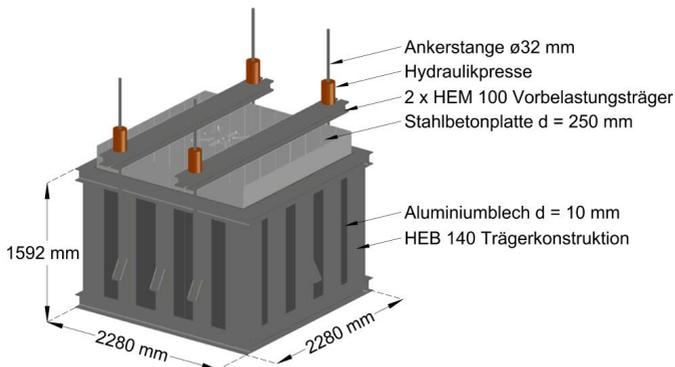


Abbildung 2: IGS-Calibration Chamber nach MITLMEIER & MOORMANN (2024)

Unter Verwendung gerammter Fertigteilpfähle als Prototypen wurden die Modellpfähle anhand von Modellgesetzen skaliert (LANGHAAR 1951), um sowohl das statisch axiale Tragverhalten eines Pfahls (OVESEN 1979, SEDRAN et al. 2001) als auch das dynamische Verhalten eines Pfahls während der Rammung (ALVES et al. 2008) im Modellmaßstab korrekt abzubilden. Die aus Aluminium bestehenden Modellpfähle besitzen eine glatte Oberfläche, sind im Querschnitt kreisförmig ($D = 40 \text{ mm}$), haben flache Pfahlfüße und binden 75 cm in den Versuchsboden ein. Das Verhältnis von Calibration-Chamber-Durchmesser zu Modellpfahldurchmesser beträgt 50 . Vom Pfahlfuß bis zum Boden des Versuchsbehälters wird ein Abstand von $16 \cdot D$ gewährleistet, um Randeffekte, die das Tragverhalten der Modellpfähle beeinflussen können, zu minimieren (FORAY 1991). Die Instrumentierung dreier Modellpfähle (Zentrums-, Rand- und Eckpfahl, siehe Abb. 3 a) mit Dehnmessstreifen ermöglicht die Aufteilung des axialen Widerstands der Pfähle in Mantel- und Spitzenwiderstand.

3 Versuchsdurchführung

Nach Herstellung des Sandkörpers in mitteldichter Lagerung ($D_r = 38 \%$) und einer Standzeit von ca. 18 Stunden wird der Versuchsboden mit einer Flächenlast von 200 kN/m^2 belastet. Für den hier vorgestellten Pfahlgruppen- und Einzelpfahlversuch betrug das Verhältnis von horizontaler zu vertikaler effektiver Spannung $K_0 = 0,45 \pm 0,02$. Im Anschluss wurden mit der PANDA®-Sonde die Sondierungen S1 und S2 in einem Abstand von $12 \cdot D$ zu der später installierten Pfahlgruppe abgeteuft. Danach wurden die Modellpfähle senkrecht geführt mit einer theoretischen Rammenergie von $22,5 \text{ N} \cdot \text{m}$ pro Schlag durch Schlitze in der Stahlbetonplatte der CC in den Sand gerammt (bei einem Verhältnis von Rammgewicht zu Pfahlgewicht von $2:1$). Für die Gruppenpfähle wurde, vergleichbar mit den Versuchen von LE KOUBY et al. (2016) mit 5-Pfahl-Gruppen, eine symmetrische Installationsreihenfolge verwendet, die als C1 SYM bezeichnet wird (Abb. 3 b): Zuerst wurde der Zentrumspfahl P1 installiert, danach folgten die vier Randpfähle (P2 - P5) und die vier Eckpfähle (P6 - P9). Aus der Pfahlrammung resultierende Residualkräfte waren bei den hier vorgestellten Versuchen in mitteldicht gelagertem Sand vernachlässigbar. Nachdem alle Gruppenpfähle installiert waren, wurden die Messebenen der instrumentierten Modellpfähle genullt. Anschließend wurde die Pfahlgruppenprobelastung vorbereitet: Zur messtechnischen Erfassung der Gruppenpfahlwiderstände wurden Kraftmessdosen an den Pfahlköpfen und die Pfahlkopfplatte angebracht. Drei vertikale und zwei horizontale Wegmesser an der

Pfahlkopfplatte ermöglichen hierbei die Ermittlung der individuellen Setzung jedes einzelnen Gruppenpfahls.

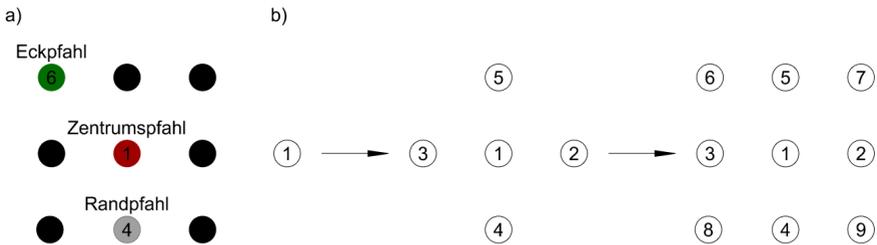


Abbildung 3: a) Gruppenpfahldefinition, b) Installationsreihenfolge des C1 SYM Versuchs

Gemäß EA-PFÄHLE (2012) wurden zwei Lastzyklen als Teil des Belastungsschemas der Pfahlgruppenprobelastung aufgebracht (siehe Abb. 4): Der erste Lastzyklus beträgt 50 % der Prüflast P_p . Nach einer Haltezeit von einer Stunde folgen Entlastungs- und Wiederbelastungsphasen bis die Prüflast P_p erreicht ist. Die Last wurde mit einem kraftgesteuerten Hydrauliksystem und einer einzelnen Hydraulikpresse aufgebracht. Der vollständige Aufbau während des Pfahlgruppenversuchs ist in Abbildung 5 dargestellt. Im Anschluss an die Probebelastung wurde die Pfahlkopfplatte entfernt und es wurden weitere Sondierungen durchgeführt: Die Sondierungen S3 und S4 in einem Abstand von $12 \cdot D$ zu der Pfahlgruppe, um durch einen Vergleich mit S1 und S2 nachzuweisen, dass in größeren Abständen zur Pfahlgruppe keine Veränderung der Lagerungsdichte durch die Installation der Pfahlgruppe auftrat und dass es durch die horizontalen und vertikalen Ränder der CC zu keiner Beeinflussung kommt. Die Sondierungen S5 bis S15 wurden durchgeführt, um Verdichtungs-, Auflockerungs- oder unbeeinflusste Zonen im Bereich der Pfahlgruppe infolge der Pfahlinstallation festzustellen.

Der unbeeinflusste Einzelpfahl wurde in einem separaten Versuch mit den gleichen Bodeneigenschaften eingebaut und mit einer Belastung von $P_{p, \text{Einzel}} = 1/9 \cdot P_{p, \text{Gruppe}}$ geprüft.

4 Versuchsergebnisse

Die Anzahl der Rammschläge bei einer Eindringtiefe von 5 cm (N_5) und die theoretische Energiesumme zur Installation der jeweiligen Gruppenpfähle und des Einzelpfahls sind in Abbildung 6 aufgetragen. Bei Betrachtung der theoretischen Energiesumme $\sum W_{\text{theor}}$ lässt sich ein klarer Trend erkennen: Der zuerst eingebrachte mittlere Pfahl benötigte 2542,5 N·m

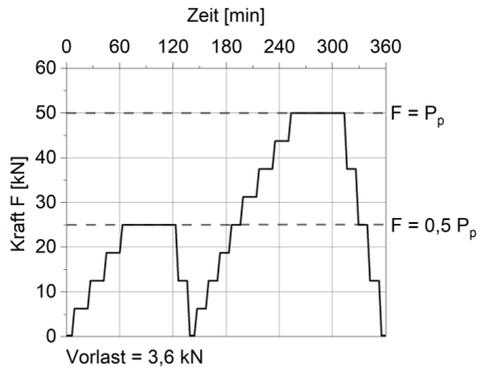


Abbildung 4: Lastzyklen nach EA-PFÄHLE (2012) bei der Pfahlgruppenprobelastung



Abbildung 5: Statische Probelastung an der 3 x 3 Verdrängungspfahlgruppe mit 3·D Pfahlachsabstand in der IGS Calibration Chamber

an Energie, um auf die Endtiefe von 75 cm gebracht zu werden. Der an zweiter Stelle installierte Randpfahl wies eine ähnliche Installationsenergie von 2632,5 N·m auf, was darauf hindeutet, dass in mitteldicht gelagertem Sand in einem Abstand von 3·D zur Pfahlachse keine nennenswerte Verdichtung stattfindet. Diese Hypothese wird durch die Tatsache gestützt, dass der unbeeinflusste Einzelpfahl, der in einem separaten Versuch getestet wurde, die gleiche Energiemenge bei der Installation benötigte wie der Randpfahl (2632,5 N·m). Der Eckpfahl P6, der sich im Einflussbereich von zwei Randpfählen (P5 und P3, siehe Abb. 3b) befindet, benötigte jedoch deutlich mehr Rammenergie (2880 N·m), um

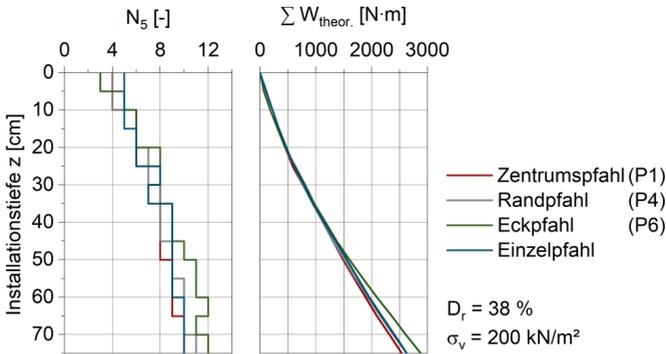


Abbildung 6: Anzahl der Rammschläge (N_5) und theoretische Energiesumme $\Sigma W_{\text{theor.}}$ in Abhängigkeit von der Eindringtiefe für Zentrumpfahl, Randpfahl, Eckpfahl und Einzelpfahl, $K_0 = 0,45 \pm 0,02$

abgeteuft zu werden. Dies lässt darauf schließen, dass die beiden benachbarten Randpfähle den Sand in diesem Bereich verdichteten.

Zur nachfolgenden Beurteilung des statisch axialen Tragverhaltens der Pfähle werden setzungsbezogene axiale Widerstände und setzungsbezogene Gruppenfaktoren $G_R(s)$ verwendet:

$$G_R(s) = \frac{R_G(s)}{n_G R_E(s)} \quad (2)$$

wobei $R_G(s)$ der axiale Widerstand der Pfahlgruppe bei mittlerer Setzung, n_G die Anzahl der Pfähle in der Gruppe und $R_E(s)$ der axiale Widerstand eines einzelnen Pfahls bei mittlerer Setzung ist.

Die Pfahlwiderstände werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) gem. EA-PFÄHLE (2012) bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D = 4 \text{ mm}$ ermittelt. Die Widerstände im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) werden für die hier gezeigten Versuche bei einer Setzung von $s = 0,025 \cdot D = 1 \text{ mm}$ ausgewertet.

Abb. 7 (links) zeigt die Widerstands-Setzungslinien der Pfahlgruppe als auch der äquivalenten Anzahl unbeeinflusster Einzelpfähle. Unter Gebrauchslast zeigt die 9-Pfahl-Gruppe mit $G_R(s = 0,025 \cdot D) = 1,08$ bereits einen positiven Gruppeneffekt. Bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ erhöht sich der Gruppenfaktor auf $G_R = 1,24$, was auf eine deutlich erhöhte

Tragfähigkeit der Verdrängungspfahlgruppe mit 3-D-Pfahlabschabstand im Vergleich zu einer entsprechenden Anzahl an Einzelpfählen hinweist. Dieses Ergebnis zeigt auch eine gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen anderer Forscher: HANNA (1963) ($G_R = 1,27$), TEJCHMAN (1973) ($G_R = 1,26$) und VESIĆ (1969) ($G_R = 1,37$).

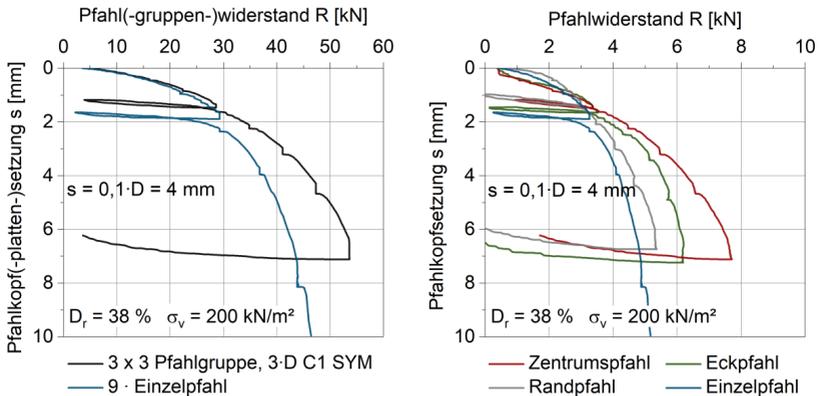


Abbildung 7: Widerstands-Setzungsverhalten der 3 x 3 Pfahlgruppe und neun unbeeinflusster Einzelpfähle (links) sowie der Gruppenpfähle und des Einzelpfahls (rechts) in mitteldicht gelagertem Berliner Sand, $K_0 = 0,45 \pm 0,02$

Der axiale Widerstand der Gruppenpfähle und des unbeeinflussten Einzelpfahls sind in Abbildung 7 (rechts) dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Setzung alle Gruppenpfähle einen höheren Widerstand mobilisieren als der unbeeinflusste Einzelpfahl. Der Zentrumspfahl erreicht bei der Grenzsetzung von 4 mm einen Axialwiderstand von 6,28 kN, gefolgt vom Eckpfahl mit 5,53 kN und dem Randpfahl mit 4,66 kN. Im Gegensatz dazu betrug der Axialwiderstand des Einzelpfahls 4,19 kN bei einer Setzung von $s = 0,1 \cdot D$. Der hohe Widerstand des Zentrumspfahls kann auf die erhöhte Verdichtung des Bodens durch die umliegenden Gruppenpfähle und die erhöhte vertikale und horizontale effektive Spannung aufgrund der Installation und Belastung der Pfahlgruppe zurückgeführt werden. Der Widerstand des Eckpfahls im ULS übersteigt den des Randpfahls ebenfalls deutlich. Aus der Installationsreihenfolge (Abb. 3b) und den dokumentierten Rammenergien (Abb. 6) lässt sich schlussfolgern, dass der Eckpfahl in einer verdichteten Zone abgeteuft wurde, während der Randpfahl unter Bedingungen installiert wurde, die dem Initialzustand des Sandkörpers näherkamen. Obwohl die

Rammung des Eckpfahls den Sand in Richtung des Randpfahls verdrängt hat, scheint diese Verdichtung weniger ausgeprägt gewesen zu sein als die des Eckpfahls. Diese Hypothese muss allerdings noch durch weitere Versuche bestätigt werden. Nichtsdestotrotz wiesen alle Gruppenpfähle im ULS positive Gruppenfaktoren ($G_R > 1$) auf (siehe Tabelle 1), was das Potenzial für ein optimiertes Design von Verdrängungspfahlgruppen unter Berücksichtigung dieser Effekte verdeutlicht.

Tabelle 1: Effektivität der Pfahlgruppe und der Gruppenpfähle bei $s = 0,025 \cdot D$ (SLS) und $s = 0,1 \cdot D$ (ULS)

Gruppenfaktor G_R	3 x 3 Gruppe, 3·D	Zentrumspfahl	Randpfahl	Eckpfahl
$G_R (s = 0,025 \cdot D)$	1,08	1,02	1,07	1,11
$G_R (s = 0,1 \cdot D)$	1,24	1,50	1,11	1,32

Ein weiterer wichtiger Aspekt zur Klärung des Tragverhaltens von Verdrängungspfahlgruppen ist der Lastabtrag über Mantelreibung und Spitzendruck der Gruppenpfähle im Vergleich zum unbeeinflussten Einzelpfahl.

Abbildung 8 (links) zeigt den Mantel- und Spitzenwiderstand in Abhängigkeit von der Setzung des Einzelpfahls, während in Abb. 8 (rechts) der setzungsabhängige Mantel- und Spitzenwiderstand des Zentrumsfahls dargestellt ist. Der Widerstand des Einzelpfahls wird zum größeren Anteil über den Spitzenwiderstand mobilisiert, was auf die glatte Oberfläche der Modellpfähle zurückzuführen ist. Bei zunehmender Setzung wird der Widerstand des Einzelpfahls vollständig mobilisiert, wobei bei der Setzung von $s = 0,1 \cdot D$ der Mantelwiderstand 41 % und der Spitzenwiderstand 59 % des Gesamtwiderstands ausmacht. Der Zentrumspfahl weist eine höhere Mobilisierung des Mantelwiderstands auf, was in erster Linie auch die Ursache für den Anstieg des axialen Widerstands ist, obwohl sowohl Mantel- als auch Spitzenwiderstand bei größerer Setzung zunehmen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit weist der Zentrumspfahl Effektivitäten von $G_{R,Mantel} (s = 0,1 \cdot D) = 1,92$ und $G_{R,Spitze} (s = 0,1 \cdot D) = 1,20$ (Tabelle 2) auf. Es ist auch erwähnenswert, dass der Spitzenwiderstand mit zunehmender Setzung weiter ansteigt.

Abbildung 9 zeigt den setzungsabhängigen Mantel- und Spitzenwiderstand des Randpfahls (links) und des Eckpfahls (rechts). Die Ergebnisse zeigen, dass der erhöhte axiale Widerstand des Eckpfahls auf eine höhere Mobilisierung des Mantelwiderstands zurückzuführen ist. Wie bereits erläutert, könnte dies auf eine Verdichtung infolge

vorhergehender Installation der Randpfähle zurückzuführen sein. Im Gegensatz dazu zeigt der Randpfahl ein konträres Verhalten: Dessen Mantelwiderstand scheint schon bei kleiner Pfahlkopfsenkung vollständig mobilisiert zu sein, vergleichbar mit dem des Einzelpfahls. Der Spitzenwiderstand nimmt hingegen, vergleichbar mit dem des Zentrumsfahls, auch bei fortschreitender Senkung zu.

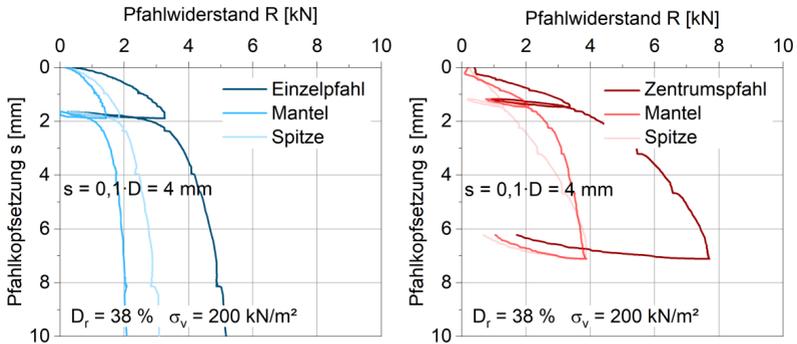


Abbildung 8: Pfahlwiderstand, Mantel- und Spitzenwiderstand des unbeeinflussten Einzelpfahls (links) und des Zentrumsfahls (rechts)

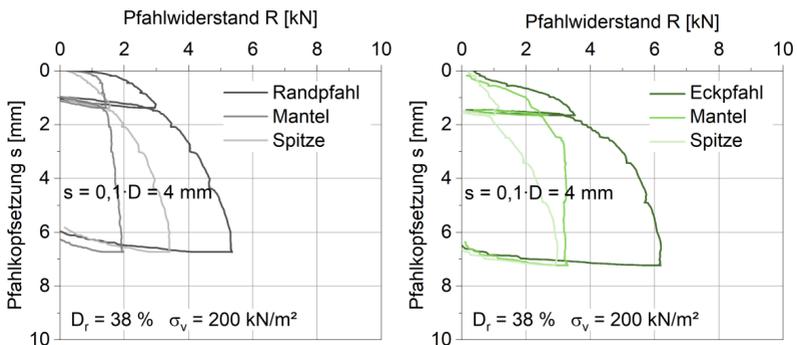


Abbildung 9: Pfahlwiderstand, Mantel- und Spitzenwiderstand des Randpfahls (links) und des Eckpfahls (rechts)

Tabelle 2: Mantel- und Spitzeneffektivitäten der Gruppenpfähle bei $s = 0,1 \cdot D$ (ULS)

	Zentrumspfahl	Randpfahl	Eckpfahl
$G_{R,Mantel} (s=0,1 \cdot D)$	1,92	0,99	1,87
$G_{R,Spitze} (s=0,1 \cdot D)$	1,20	1,20	0,94

Um die Verdichtungseffekte zwischen den installierten Gruppenpfählen zu untersuchen, wurden Sondierungen mit der dynamischen Drucksonde PANDA® in vordefinierten Interaktionsfeldern durchgeführt. Diese Felder stellen Zonen im Bereich der Pfahlgruppe dar, in denen je nach Abstand zu den umliegenden Gruppenpfählen unterschiedliche Verdichtungsgrade des Bodens zu erwarten sind. Diese Bereiche werden nach der Anzahl der umgebenden Pfähle und deren Abstand (max. $3 \cdot D$) in Bezug auf den Pfahldurchmesser (D) definiert. Abbildung 10 zeigt den tiefenabhängigen dynamischen Spitzendruck q_d für die jeweiligen Sondierungen.

Die Sondierungen S3 und S4, die mit $12 \cdot D$ Abstand von der Pfahlgruppe und nach der Probelastung durchgeführt wurden, zeigen keine signifikante Änderung des dynamischen Spitzendrucks im Vergleich zu S1 und S2, die vor Installation der Pfähle im gleichen Abstand wie S3 und S4 durchgeführt wurden. Die nach der Probelastung innerhalb der Pfahlgruppe durchgeführten Sondierungen (S5 bis S7) zeigen jedoch deutlich, dass der originär mitteldicht gelagerte Sand in diesem Bereich verdichtet wurde. Unterhalb der Pfahlfüße, in einer Tiefe von 0,8 m bis 1,0 m, kehrt der dynamische Spitzendruck hingegen wieder zu den Ausgangswerten der initialen Sondierungen S1 bis S4 zurück.

Das Integral Q_d , definiert als

$$Q_d = \int_{0,10 \text{ m}}^{1,0 \text{ m}} q_d dz \left[\frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{m}^2} \right], \quad (3)$$

ergibt für Sondierung S1 einen Wert von $Q_{d,S1} = 2,50 \text{ MN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ und für Sondierung S6 einen Wert von $Q_{d,S6} = 5,39 \text{ MN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$. Das bedeutet, dass sich der Sondierwiderstand bei Sondierpunkt S6 in einer Tiefe von 0,1 m bis 1,0 m um den Faktor 2,16 erhöht hat, was eine deutliche quantitative Zunahme der Lagerungsdichte zeigt. Mit zunehmender Entfernung von den Gruppenpfählen (S8 bis S15) nimmt der Spitzendruck wieder ab und kehrt zu seinen Ausgangswerten zurück.

und der einzelnen Gruppenpfähle können dazu beitragen, Verdrängungspfahlgruppen in Zukunft technisch und wirtschaftlich optimierter zu gestalten.

Danksagung

Die hier vorgestellten Sondierungen wurden mit der dynamischen Drucksonde PANDA® durchgeführt. Die Autoren möchten sich für die Bereitstellung durch Sol Solution und die Unterstützung durch Caroline Forestti-Oliveira und Younes Haddani bedanken.

Literatur

Alves, A.; Lopes, F.; Danziger, B; Dimensional analysis of the wave equation applied to pile driving, *Proc. 8th Int. Conf. Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, Portugal, pp. 115-121, 2008.*

Briaud, J. L.; Tucker, L. M.; Ng, E.; Axially loaded 5 pile group and single pile in sand, *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 1121-1124, 1989.*

DGGT; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle), 2. Auflage, *Ernst & Sohn, 2012.*

Ekström, J.; A field study of model pile group behaviour in non-cohesive soils, *Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology Göteborg, PhD thesis, 1989.*

Escobar, E.; Navarrete, M. B.; Gourvès, R.; Haddani, Y.; Breul, P.; Chevalier, B.; Dynamic characterization of the supporting layers in railway tracks using the dynamic penetrometer Panda 3®, *Procedia Engineering, Vol. 143, pp. 1024-1033, 2016.*

Foray, P.; Scale and boundary effects on calibration chamber pile tests, *Proc. 1st Int. Symp. on Calibration Chamber Testing, ISOCCT, Potsdam, New York, U.S.A., pp. 147-160, 1991.*

Hanna, T. H.; Model studies of foundation groups in sand. *Géotechnique, 13(4), pp. 334-351, 1963.*

Kézdi, Á.; Bearing capacity of piles and pile groups, *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, London, England, pp. 46-51, 1957.*

Langhaar, H. L.; Dimensional analysis and theory of models, *John Wiley & Sons, 1951.*

Le Kouby, A.; Canou, J.; Dupla, J. C.; Group effect on model piles under axial monotonic loading, *Proc. 4th Int. Conf. on Soft Soil Engineering, Vancouver, Canada, pp. 179-187, 2006.*

Le Kouby, A.; Dupla, J. C.; Canou, J.; Francis, R.; The effects of installation order on the response of a pile group in silica sand, *Soils and Foundations, 56(2), pp. 174-188, 2016.*

Mitlmeier, F.; Moormann, Ch.; Axial behaviour of displacement pile groups in sand based on model tests in a calibration chamber, *Proc. 18th Eur. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE, Lisbon, Portugal, pp. 664-669, 2024.*

Ovesen, N. K.; The use of physical models in design, *Proc. 7th Eur. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ECSMFE, Brighton, England, pp. 319-323, 1979.*

Phung Duc Long; Footings with settlement-reducing piles in non-cohesive soil, *Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology Göteborg, PhD thesis, 1993.*

Rudolf, M.; Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes, *Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 17, Dissertation, 2005.*

Sedran, G.; Stolle, D. F.; Horvath, R. G.; An investigation of scaling and dimensional analysis of axially loaded piles, *Canadian Geotechnical Journal, 38(3), pp. 530-541, 2001.*

Tejchman, A. F.; Model investigations of pile groups in sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 99(2), pp. 199-217, 1973.*

Valsangkar, A. J.; Meyerhof, G. G.; Model studies of the collapse behaviour of piles and pile groups, *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 65-109, 1983.*

Vesić, A. S.; Experiments with instrumented pile groups in sand, *Performance of Deep Foundations, ASTM STP 444, pp. 177-222, 1969.*

Autoren

Felix Mitlmeier, M.Sc.

felix.mitlmeier@igs.uni-stuttgart.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

Institut für Geotechnik

Universität Stuttgart

www.igs.uni-stuttgart.de

Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart

Tel.: 0711 685-62071

BEGEISTERT für
FORTSCHRITT



BAUER SPEZIALTIEFBAU

Ob Baugruben, Gründungen, Dichtwände oder Baugrundverbesserungen: Wir sind Ihr Spezialist für anspruchsvolle Projekte – und das weltweit. Von der Planung bis zur Ausführung bieten wir Ihnen individuelle, innovative und wirtschaftliche Spezialtiefbaulösungen.

Mikropfahl-Probebelastungen

prinzipiell einfach, aber nicht ohne Fehlerquellen: eine Zusammenfassung an Überraschungen und Erfahrungen

Jörg Zimbelmann
BAUER Spezialtiefbau GmbH

1 Einleitung

Bei Mikropfählen nach DIN EN 14199¹ und DIN SPEC 18539 sind immer Probelastungen durchzuführen. Bei auf Druck beanspruchten Mikropfählen dürfen die Probelastungen auf Zug durchgeführt werden, was allein schon aus Sicherheitsgründen zu empfehlen ist. Trotz der prinzipiellen Einfachheit dieser Versuchsart sind Überraschungen im Zuge der Ausführung nicht ausgeschlossen.

2 Geltendes Regelwerk

2.1 Erfordernis von Probelastungen und Mindestanzahlen

Gemäß den Absätzen 7.6.2.2 A(1a) sowie 7.6.3.2 A(3a) der aktuellen DIN 1054 sind bei Mikropfählen nach DIN EN 14199 und DIN SPEC 18539 immer mindestens $n = 2$ Probelastungen durchzuführen bzw. es sind 3 % der Mikropfähle einer Probelastung zu unterziehen. Die Mindestanzahlen gelten nach DIN 1054, 7.6.2.2 A(10) genaugenommen jeweils für

„[...] Bereiche des Baufelds mit einheitlichen Baugrundeigenschaften [...]“.

Auch die ergänzenden Herstellnorm DIN SPEC 18539 bekräftigt in Abschnitt A 9.3.2.3.1:

„Statische Probelastungen sind auf jeden Fall durchzuführen.“

¹ Die jüngste Version von DIN EN 14199 ist die Ausgabe 2015-07. Diese ist jedoch gemäß aktueller Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen 2024/1 nicht bauaufsichtlich eingeführt. Entsprechend wird hier auf die bauaufsichtlich eingeführte Version DIN EN 14199:2012-01 Bezug genommen.

2.2 Prüfkraft in Abhängigkeit des Pfahlsystem bzw. der Bauweise

Hinsichtlich der nachzuweisenden Prüfkraft P_P unterscheidet DIN 1054, 7.5.2.1 A (5) zwischen verpressten Zugpfahlsystemen nach DIN EN 14199 (sowie verpressten Verdrängungspfählen nach DIN EN 12699) und allen anderen Pfahlsystemen. Es gilt:

- Im allgemeinen Fall: $P_P = F_{c,d} \cdot \gamma_t \cdot \xi_1$ bzw. $P_P = F_{t,d} \cdot \gamma_{s,t} \cdot \xi_1$
- Für verpresste Zugpfahlsysteme²: $P_P = F_{t,d} \cdot \gamma_{s,t} \cdot \xi_1 \cdot \eta_M$

Als „verpresst“ sind jene Mikropfahltypen einzustufen, bei denen der Beton oder Verpressmörtel zur Herstellung des Pfahlschafts nicht drucklos eingefüllt sondern

„[...] unter einem Druck der höher als der hydrostatische Druck ist“

einggebracht wird und/oder eine Nachverpressung durchgeführt wird.

Verpresste Zugpfahlsysteme müssen im Vergleich zu nicht verpressten Zugpfählen mit einer um den Modellfaktor $\eta_M = 1,25$ größeren Prüfkraft nachgewiesen werden. Dies kann dazu führen, dass Probepfähle dieser verpressten Zugpfahlsysteme – z.B. die in DIBt-Bescheiden geregelten Stabverpresspfähle vom Typ Verbundpfahl nach DIN SPEC 18539 mit einem durchgehenden GEWI-Tragglied – mit einem größeren Tragglied ausgeführt werden müssen, damit der innere Tragfähigkeitsnachweis erfüllt ist.

Im Umkehrschluss bedeutet der oben zitierte Normenabschnitt jedoch auch, dass bei einem Projekt, wo verpresste Mikropfahlsysteme planmäßig nur auf Druck beansprucht werden, die Mikropfähle nur bis zu einer Prüflast des allgemeinen Falls (ohne Modellfaktor η_M) geprüft werden müssen. Dies gilt auch dann, wenn die Probelastung auf Zug durchgeführt wird.

² In Kapitel 9.4.2.3 der EA-Pfähle ist die Beschränkung des Modellfaktors η_M auf verpresste Zugpfahlsysteme nicht enthalten, sondern die Anwendung des Modellfaktors wird auf alle zugbelasteten Mikropfähle ausgeweitet.

2.3 Prüfschema

2.3.1 Pfahlprobelastung auf Druck

Bei Pfahlprobelastungen auf Druck ist das Belastungsverfahren normativ eindeutig geregelt. Gemäß DIN 1054, 7.5.2.1 A(1) ist DIN EN ISO 22477-1 anzuwenden. Das Belastungsprogramm nach DIN EN ISO 22477-1, 5.2.3 für die Prüfung mit mehreren Lastzyklen ist dem Prüfschema „System A“ nach Abschnitt 9.4.5.2 der EA-PFÄHLE (siehe Abbildung 1) sehr ähnlich, d.h. sowohl die Laststufen als auch die Mindestbeobachtungsdauern sind identisch. Die Unterschiede sind wie folgt:

- Die Mindestdauer der Laststeigerung bzw. Lastreduzierung zwischen aufeinanderfolgenden Laststufen beträgt nach DIN EN ISO 22477-1 lediglich eine Minute, wohingegen die EA-PFÄHLE eine Dauer von mindestens 3 Minuten empfiehlt.
- Nach DIN EN ISO 22477-1 sind nach Beendigung eines jeden Lastzyklus auf Vorlast mindestens 30 Minuten abzuwarten, wohingegen die EA-PFÄHLE diesbezüglich keine exakten Empfehlungen enthält.
- Eine Laststufe darf nach EA-PFÄHLE beendet werden, wenn die Verschiebungsgeschwindigkeit unter 0,1 mm in fünf Minuten abgeklungen ist. Nach DIN EN ISO 22477-1 gilt für Laststufen mit $F \leq F_{c,k}$ ein Grenzwert von 0,1 mm/20 min und erst im Bereich $F > F_{c,k}$ analog zur EA-PFÄHLE das Maß 0,1 mm/5 min.

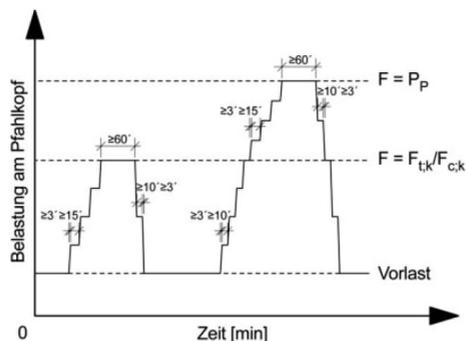


Abbildung 1: Belastungsprogramm „System A“ (EA-Pfähle, Bild 9.24)

2.3.2 Pfahlprobelastung auf Zug

Mittlerweile liegt mit DIN EN ISO 22477-2 zwar auch die Prüfnorm für statische Pfahlprobelastungen auf Zug vor, aber es existiert noch keine neuere Version der DIN 1054, welche darauf verweist. So bleibt bislang lediglich der Hinweis auf die EA-PFÄHLE in der Anmerkung zu DIN 1054, 7.5.2.1 A(1).

Die EA-PFÄHLE unterscheidet die zwei Prüfschemata „System A“ und „System B“. Ersteres wird für Pfähle empfohlen, die ihre Kraft planmäßig über die ganze Pfahllänge abtragen. Das „System B“ (siehe Abbildung 2) wird für Pfähle mit planmäßig begrenzter Krafteintragungslänge empfohlen – z.B. bei der horizontalen Verankerung von Stützbauwerken, wo der planmäßige Lastabtrag nur erdseitig der für die Gesamtstandsicherheit maßgebenden Gleitfuge erfolgt.

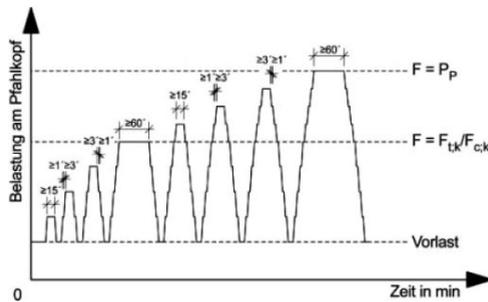


Abbildung 2: Belastungsprogramm „System B“ (EA-Pfähle, Bild 9.24)

2.4 Probelastungen und Ausschreibungen

Generell empfiehlt es sich, die Belastungsstufen und hier insbesondere die Lastplateaus für $F = F_{c,k}/F_{t,k}$ sowie $F = P_P$ nicht stupide nach der Mindestbeobachtungsdauer bzw. wenn das jeweilige Kriterium der Verschiebungsgeschwindigkeit erfüllt ist abzubrechen. Vielmehr sollte eine Stabilisierung des Kriechmaßes k_s bzw. α_1 abgewartet werden. Dies ist oft mit verlängerten Beobachtungsdauern verbunden.

Unter den Annahmen der Beobachtungsdauern auf Vorlast von 5 min vor Anfahren der ersten Laststufe sowie von jeweils 10 min nach jedem Lastzyklus dauert die reine Probelastung ohne verlängerte Beobachtungsdauern für das System A nach EA-PFÄHLE 370 Minuten. Das Prüfschema nach DIN EN ISO 22477-1 und -2 dauert im günstigsten Fall 374 Minuten. Vor jeder Probelastung muss die Messtechnik installiert, gestartet und

geprüft werden. Des Weiteren sollte das Hydrauliköl in der Spannpresse und den Leitungen umgewälzt und dadurch angewärmt werden. Nach Beendigung der Probebelastung muss die Messtechnik abgebaut werden. Der zeitliche Aufwand für diese Vor- und Nacharbeiten darf im Hinblick auf das Arbeitszeitgesetz nicht außer Acht gelassen werden. Trotzdem sind Probebelastungen nach EA-PFÄHLE System A sowie nach DIN EN ISO 22477-1 und -2 in aller Regel innerhalb der maximal zulässigen Arbeitszeit von 10 Stunden pro Tag abgeschlossen, und dies auch dann, wenn die Beobachtungsdauern verlängert werden (müssen).

Demgegenüber dauert die reine Probebelastung nach EA-PFÄHLE System B nur mit Mindestbeobachtungsdauern und ohne Vor- und Nacharbeiten bereits 568 Minuten bzw. 9,5 Stunden. Somit ist dieses Prüfschema mit nur einer regulären Arbeitsschicht von 10 Stunden praktisch nicht zu schaffen. Um die den gesetzlichen Rahmen des Arbeitsrechts einzuhalten verbleiben somit zwei Optionen:

- Es müsste eine Arbeitszeitplan mit maximal 12 Stunden pro Tag aufgestellt und behördlich genehmigt werden.
- Alternativ könnte von vornherein mit einer zweiten Schicht kalkuliert werden.

Pfahlprobebelastungen werden oft gar nicht als separate Position im Leistungsverzeichnis ausgeschrieben sondern sind in die Ausführung der Mikropfähle einzurechnen. Alternativ ist für Pfahlprobebelastungen oft auch ein Pauschalpreis zu kalkulieren. Beides ist nach Auffassung des Autors unglücklich. Qualitativ hochwertige Ergebnisse werden dann erzielt, wenn eben nicht stupide nur das Kriterium der Verschiebungsgeschwindigkeit eingehalten wird. Zudem sind verlängerte Beobachtungsdauern nicht kalkulierbar, da deren Notwendigkeit sich im Lauf der Probebelastung ergibt. Entsprechend ist der Aufwand aufgrund von verlängerten Beobachtungsdauern nach Aufwand abzurechnen.

Es kann deshalb nur empfohlen werden, das anzuwendende Prüfschema eindeutig zu nennen, Probebelastungen möglichst genau zu beschreiben und als separate Position im Leistungsverzeichnis zu erfassen. Derart werden Unstimmigkeiten vermieden.

3 Druck- vs. Zugprobebelastung

Die Qualität der Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen hängt generell von der Genauigkeit und Maßhaltigkeit beim Aufbau des Reaktionssystems und der Belastungseinrichtung ab. Der Einfluss von unvermeidbaren Exzentrizitäten wirkt sich bei Mikropfählen mit den

geringen Querschnittsabmessungen und daraus resultierender kleiner Biegesteifigkeit immer dann besonders negativ aus, wenn die Mikropfähle auf Druck geprüft werden. Aus einem seitlichen Ausweichen des Mikropfahlkopfs kann im ungünstigsten Fall ein Versagen des Reaktionssystems resultieren bzw. die hydraulische Presse kann seitlich herauskatapultiert werden. Um diese Gefahr auszuschließen, wären bei Druckprobelastungen von Mikropfählen eine seitliche Halterung zur Zwangszentrierung vorzusehen und die Hydraulikpresse zu sichern.

Bei Zugprobelastungen werden derartige Gefahren und auch der Aufwand für eine seitliche Halterung vermieden. Die Spannpressen sind in aller Regel Hohlkolbenpressen, die auf das GEWI-Tragglied aufgefädelt werden. Ein seitliches Ausweichen der Presse ist unmöglich.

Vielfach wurde die Befürchtung angetroffen, wonach bei einem Zugversagen der Mikropfahl regelrecht aus dem Boden katapultiert und mitsamt der Spannausrüstung „abgeschossen“ wird. Ein derartiges schlagartiges Versagen erfordert jedoch einen Bruch des Stahlzugglieds (inneres Versagen). Dies ist (im Vergleich zu den hochlegierten Stabspannstählen) bei den üblichen Betonstabstählen der Stahlgüten B500B und S 555/700 praktisch ausgeschlossen. Ein äußeres Pfahlversagen ist mit einer Abnahme der Mantelreibung auf den Restwiderstand verbunden. Bei abnehmendem Mantelwiderstand nehmen die Pfahlverschiebungen zu, und der Hydraulikdruck wird durch Ausfahren der Spannpresse abgebaut. Sofern die automatische Lastkonstanthaltung nicht abgeschaltet wird, macht sich dies durch ein kontinuierliches Nachpumpen bemerkbar. Wenn die Lastkonstanthaltung abgeschaltet wird, entspannt sich das System, und es stellt sich automatisch ein Gleichgewichtszustand zwischen Restwiderstand und Pressenkraft bzw. -druck ein (selbstregulierend System).

4 Erfahrungen und Überraschungen mit Mikropfahlprobelastungen

4.1 Ein tragfähiges (Erd)Auflager ist unerlässlich ...

Neben einem möglichst zentrischen und symmetrischen Aufbau des Reaktionssystems muss (selbstverständlich) der Lastabtrag der aufgebrachtten Prüflast in den Untergrund gesichert und ohne nennenswerte Verformungen möglich sein.

Abbildung 3 zeigt den Aufbau des Reaktionssystems sowie die installierte Messtechnik bei einem Bauvorhaben, wo das Testplanum aufgrund von starken Regenfällen völlig

aufgeweicht war. Um einen Grundbruch zu vermeiden, wurde der Untergrund im Auflagerbereich ausgekoffert und eine Tragschicht lagenweise verdichtet eingebaut. Die Ebenheit des Planums wurde durch ein ca. 5-10 cm mächtiges Feinplanum aus Edelsplitt 2/5 geschaffen. Die Pfahlkopfverschiebungen wurden mit zwei Messsystemen – Feinmessuhr und digitales Nivellement – gemessen. Etwaige Setzungen des Messträgerauflagers wurden mittels Nivellement bezüglich eines weiter entfernten Fixpunkts überwacht. Aufgrund anhaltender Regenfälle waren die genannten Maßnahmen nicht ausreichend, so dass nur noch eine Vergrößerung der Auflagerfläche durch zusätzlich untergelegte Stahlplatte t = 30mm Abhilfe brachte.



Abbildung 3: Reaktionssystem auf Tragschicht und Feinplanum, zusätzliche Verformungsmessung des Messträgers

Beim „Fundament“ wird bei vielen Projekten versucht, ein paar Euro an Mietkosten für Baggermatratzen zu sparen, da Stahlplatten auf der Baustelle bereits vorhanden sind. Hier ist die Frage, ob die Biegesteifigkeiten einer Stahlplatte und der Holz-Baggermatratzen

vergleichbar sind. Beispielhaft wird von folgenden Abmessungen und Kennwerten ausgegangen:

- Stahlplatte: Breite $B = 2,0 \text{ m}$; Dicke $t = 30 \text{ mm}$; E-Modul $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Baggermatratzen (Nadelholz): $L \times B \times H = 200 \times 100 \times 12 \text{ cm}^3$;
 $E = 11.000 \text{ N/mm}^2$; Anzahl $n = 2$ (für die gleiche Lastverteilung wie die Stahlplatte von $B_{\text{ges}} = 2,0 \text{ m}$)

Die Biegesteifigkeiten sind wie folgt:

- Stahlplatte:
$$EI = E \frac{B \cdot T^3}{12} = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{200 \cdot 3^3}{12} \text{cm}^4 = 9,45 \cdot 10^6 \text{kN} \cdot \text{cm}^2$$
- Baggermatratzen:
$$EI = n \cdot E \frac{B \cdot T^3}{12} = 2 \cdot 1100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{100 \cdot 12^3}{12} \text{cm}^4 = 31,68 \cdot 10^6 \text{kN} \cdot \text{cm}^2$$

Das weichere Material Holz ist hier also rein aufgrund der Materialdicke und daraus resultierendem deutlich größerem Flächenträgheitsmoment I dem Stahl um einen Faktor 3,35 überlegen. Entsprechend ist davon auszugehen, dass mit den Baggermatratzen eine deutlich gleichmäßigere Sohlpressung erzeugt wird als mit der Stahlplatte. Im ungünstigsten Fall wird eine entsprechende Stahlplatte massiv verbogen. Abbildung 4 zeigt den bevorzugten Standard-Aufbau mit zwei Baggermatratzen $L \times B = 2 \times 1 \text{ m}^2$ je Seite und dazu quer angeordnetem Zentrierträger.



Abbildung 4: Standard-Aufbau Reaktionssystem mit Zentrierträger zur planmäßigen Lasteinleitung

4.2 Ebenes Reaktionssystem vs. unplanmäßige Zugliedschiefstellung

Bei Herstellverfahren, wo das GEWI-Tragglied in eine Bohrung größeren Durchmessers eingestellt wird, bei großen freien Stahllängen der Probemikropfähle, wenn die planmäßige Aushubsohle deutlich unterhalb des Testplanums liegt und infolge Baustellenbetriebs ist der Traggliedüberstand nicht immer planmäßig lotrecht. Das Resultat können ungewöhnliche Last-Verschiebungskurven mit negativen Pfahlkopfverschiebungen im unteren Lastbereich sein (siehe Abbildung 5).

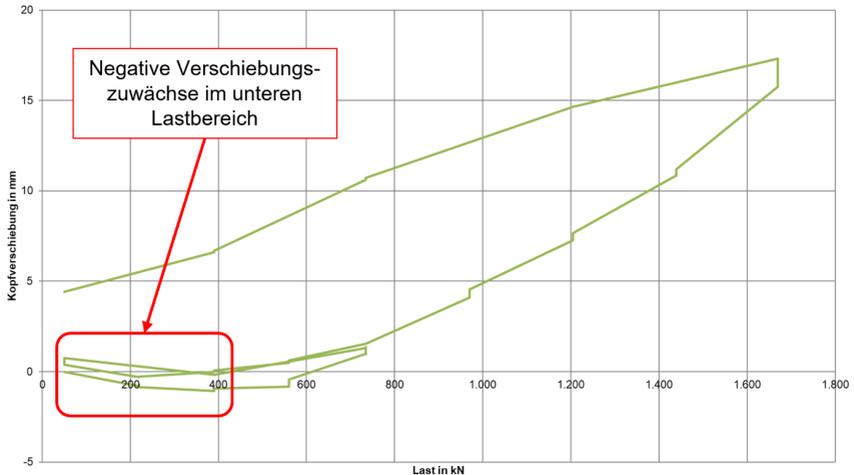


Abbildung 5: Last-Verschiebungskurve mit negativen Verschiebungszuwächsen

Abbildung 6 zeigt den Prüfaufbau, mit dem die Last-Verschiebungskurve in Abbildung 5 erzielt wurde. Die Pfahlkopfverschiebungen wurden oberhalb der Spannresse (mittels digitalem Nivellier) gemessen. Der Effekt ist in Abbildung 7 veranschaulicht:

- Die Spannresse war auf einer Kugelkalotte verschieblich gelagert und entsprechend dem restlichen Reaktionssystem eben bzw. lotrecht ausgerichtet. Eine Laststeigerung führte zu einem Ausrichten der Spannresse zum Zugglied.
- Der Zuggliedüberstand oberhalb der Spannresse vollführte eine Rotation analog zur Spannresse.
- Unter der Voraussetzung eines steifen Pfahlverhaltens (mit geringen plastischen Verformungen) sowie einer kurzen freien Stahllänge (mit geringen elastischen Dehnungen) waren die rotatorischen Verschiebungsanteile infolge Ausrichtung der Presse größer als die elastischen und plastischen Verschiebungen oberhalb der Spannresse.

Vermieden werden kann dies einerseits durch eine koaxiale Ausrichtung der Spannresse zum Zugglied sowie durch Messung der Verschiebungen unterhalb der Spannresse.



Abbildung 6: Prüfaufbau und Messtechnik mit oberhalb der Spannpresse angeordneter Nivellierlatte

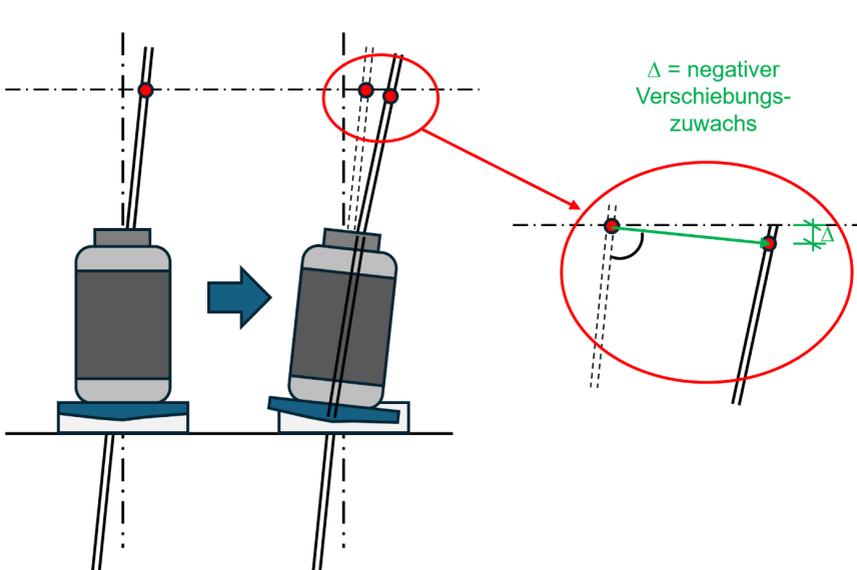


Abbildung 7: Effekt bei Schiefstellung des Zugglieds und anfangs lotrecht ausgerichteter Presse

4.3 Fixpunktkontrolle und Temperatur

Für ein Bauvorhaben in Neu-Ulm waren zwei Probelastungen an Schrauben-Ortbeton-Pfähle (SOB) mit Durchmesser $D = 270$ mm und eingestelltem GEWI-Tragglied ($D = 63,5$ mm, S555/700) durchzuführen. Das Testplanum lag ca. 10 m unter GOK. Der zweite Prüfpfahl befand sich nahe der südlichen Verbauwand (Mixed-In-Place, 2-fach rückverankert). Die Pfahlkopfverschiebungen wurden mittels analoger Feinmessuhr knapp über Testplanum sowie mittels digitalem Nivellement am Zuggliedüberstand gemessen. Die Integrität des Nivellierstandorts wurde durch Messung bezüglich eines an der südlichen und deshalb beschatteten Verbauwand befestigten Fixpunkts gemessen. Das Nivelliergerät war auf einem Holzstativ montiert und nicht beschattet. Zu Beginn jeder Laststufe wurde auch die Temperatur aufgezeichnet. Die Probelastung wurde um 07:00 begonnen und war um 16:41 Uhr beendet.

Abbildung 8 zeigt die Last-Verschiebungskurven für die reinen Nivellement-Messwerte sowie die Nivellement-Messwerte abzüglich der Fixpunktkontrollwerte. Die Abweichungen sind klar zu erkennen.

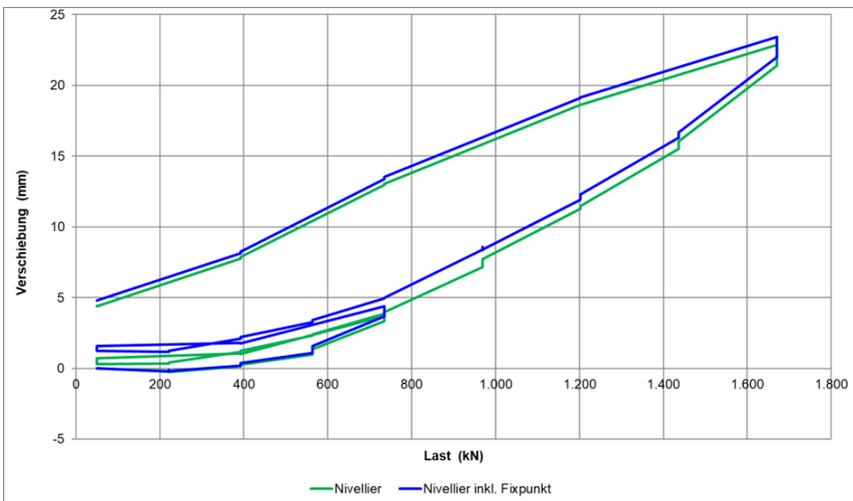


Abbildung 8: Last-Verschiebungskurven – Nivellement-Messwerte und Verrechnung mit Fixpunktkontrolle

Für die finale Auswertung wurden die Nivellierschiebungen bezüglich des Fixpunkts und die Temperaturmessungen in einem gemeinsamen Diagramm dargestellt (siehe Abbildung 9). Man erkennt deutlich die Temperaturzunahme über den Vormittag. Kurz vor Mittag zogen Wolken auf, zwischen ca. 13:45 Uhr und ca. 14:30 Uhr klarte es nochmals auf. Die blaue Linie in Abbildung 9 zeigt die temperaturbereinigten Nivellierschiebungen bezüglich des Fixpunkts. Die Werte schwanken im Wesentlichen um den Nullpunkt; die Zacken rühren aus schweren Meiselarbeiten im direkten Umfeld. Mit den temperaturbereinigten Nivellierschiebungen bzgl. des Fixpunkts waren die Last-Verschiebungskurven (ohne und mit Fixpunktkontrolle) nahezu identisch.

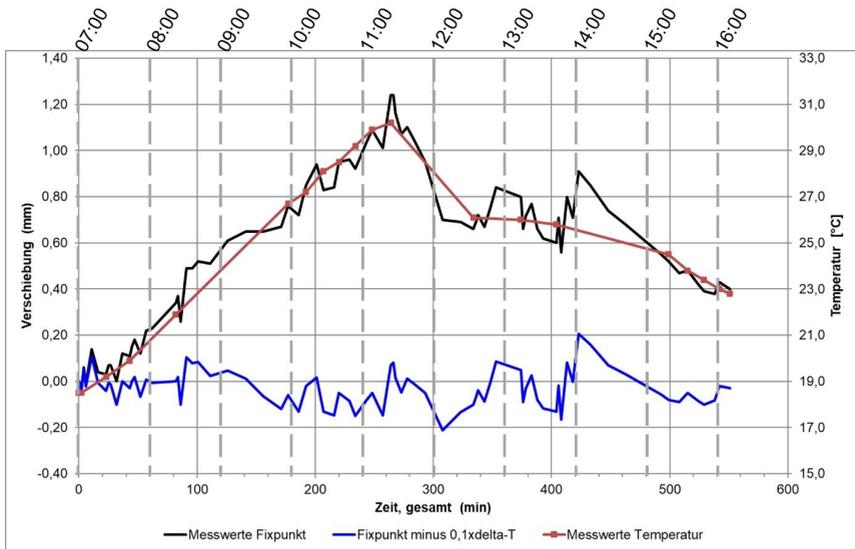


Abbildung 9: Verschiebungsmesswerte Nivellier-Fixpunkt, Temperaturmesswerte und temperaturbereinigte Verschiebungen

Die reine Integritätsmessung bezüglich eines Fixpunkts ist somit nur die „halbe Miete“. Genauso wichtig ist eine saubere Beschattung der Messtechnik (und des Fixpunkts) sowie die Aufzeichnung der Temperatur (zumindest an sonnigen Tagen, und am Besten auch bei jeder Ablesung).

4.4 Besonderheiten bei Mikropfahlprobelastungen vom Ponton

Bei Mikropfahl-Probelastungen vom Ponton gibt es eine Reihe an zusätzlichen Punkten sowohl im Vorfeld als auch während der Probelastung zu beachten:

- 1) Pressenhub und Pontoneinsenkung: Durch die aufgebrauchte Zugkraft wird das Ponton „versenkt“. Der zur Verfügung stehende Pressenhub sollte größer sein als die Summe der zu erwartenden Verformungen – d.h. Pontoneinsenkung, elastische Dehnungen der freien Stahllänge (von der unter Wasser liegenden Baugrubensohle bis zum Ankerpunkt auf der Spannpresse), die bleibenden Pfahlkopfverschiebungen plus eines Sicherheitszuschlags. Bereits eine verhältnismäßig kleine Prüflast von beispielsweise $P_P = 500 \text{ kN}$ in Kombination mit Pontongrundrissabmessungen $L \times B = 27 \times 6 \text{ m}^2$ führt zu einer Einsenkung von $s_1 = 31 \text{ cm}$. Bei den üblichen maximalen Pressenhüben von $s_{\max} = 25 \text{ cm}$ sind bereits für den ersten Verformungsanteil zwei Pressen koaxial übereinander zu stapeln.

Trotz sorgfältiger Berechnungen vorab kann es passieren, dass der Pressenhub in Realität nicht ausreicht. Hier kann wie folgt vorgegangen werden:

- Strukturierte stufenweise Entlastung auf Vorlast
- Ballastierung, z.B. mit Betonformsteinen oder sandgefüllten BigBags, wobei auf einen symmetrischen Aufbau zu achten ist
- Aufbringung des fehlenden Kraftanteils $\Delta F = P_P - F_{\text{Ballast}}$ über die hydraulischen Spannpressen

Es empfiehlt sich also immer, ausreichend Ballast sowie einen Kran in Reserve zu haben.

- 2) An Land werden Probelastungen an benachbarten Prüfpfählen oft gleichzeitig durchgeführt. Dazu werden zwei baugleiche Hydraulikpressen mittels gesplitteter Zu- und Rückläufe an ein gemeinsames Hydraulikaggregat angeschlossen.

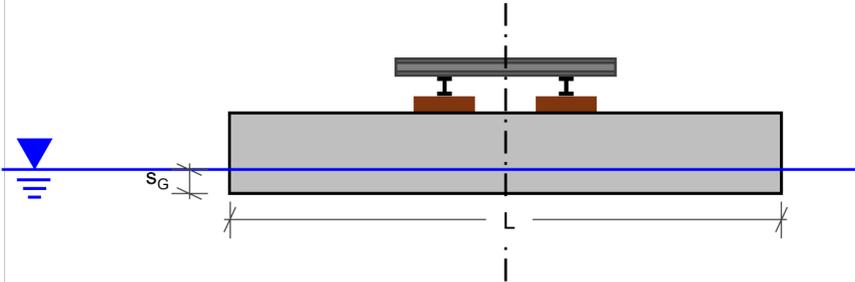
Auch wenn auf dem Ponton zwei baugleiche Spannpressen übereinandergestapelt und gemeinsam an ein Hydraulikaggregat angeschlossen werden, hat es sich bewährt, die Pressen einzeln anzusteuern und nacheinander aus- bzw. einzufahren. Ursächlich hierfür ist, dass auch baugleiche Pressen nie absolut identisch sind. Leichte Unterschiede führen zu unterschiedlicher innerer Reibung. Bereits geringer

Wellengang bewirkt, dass die Spannpressen unterschiedlich reagieren und Hydrauliköl ungewollt zwischen den Spannpressen „hin- und herpendelt“. Die Sensorik der Lastkonstanthaltung registriert die damit verbundenen kleinen Druckschwankungen und steuert nach, so dass das System kaum zur Ruhe kommt. Ein sauberes Kriechmaß ist damit nur schwer ablesbar.

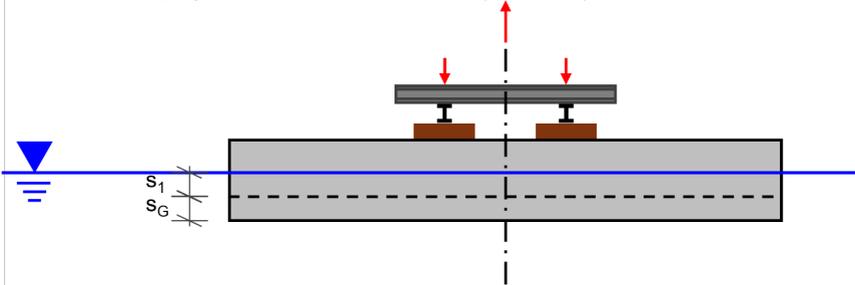
- 3) Vorzugsweise ist das Reaktionssystem symmetrisch auf dem Ponton zu installieren. Sofern Pfähle in den Baugrubenecken geprüft werden müssen, bleibt nur, das Reaktionssystem exzentrisch aufzubauen. Hier sollten die aus P_P rührenden Einsenkungen $s_{1,1}$ und $s_{1,2}$ der Pontonstirnseiten sowie der zugehörige Verdrehwinkel α berechnet werden (siehe Abbildung 10). CFK-Spannpressen sind verhältnismäßig empfindlich gegenüber exzentrischer Belastung und Verdrehungen. Entsprechend sollte zwingend eine Kugelkalotte unterhalb der Pressen angeordnet werden. Ergänzend kann auch der halbe Verdrehwinkel durch einseitige Vorballastierung des Pontons aufgebracht werden, so dass die Spannpressen nur noch die halbe exzentrische Belastung (von $-\alpha/2$ bis $+\alpha/2$) erfahren. Dies setzt voraus, dass die Spannpresse koaxial zum Zugglied aufgebaut und ausgerichtet wird (was generell getan werden sollte).

Ponton „unbelastet“

⇒ Einsenkung s_G infolge Pontoneigengewicht und Probelastungs-equipment

**Ponton unter zentrischer Prüflast P_P**

⇒ Einsenkung s_G + zusätzliche Einsenkung s_1 infolge P_P

**Ponton unter exzentrischer Prüflast P_P**

⇒ Einsenkung s_G + zusätzliche Einsenkungen $s_{1,1/2}$ infolge P_P

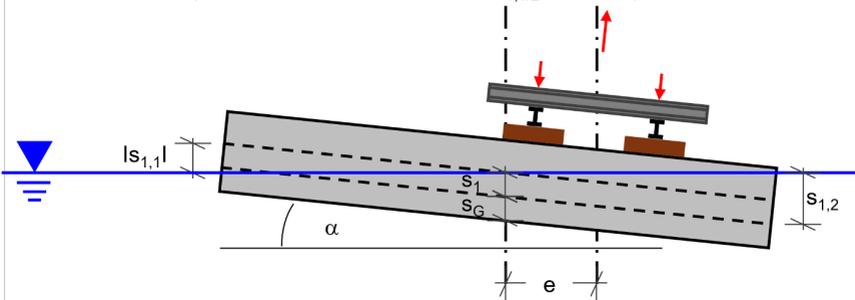


Abbildung 10: Pontoneinsenkung unter Eigengewicht, bei zentrischer sowie exzentrischer Belastung

- 4) Die Positionierung des Pontons über dem Prüfpfahl erfolgt in der Regel mittels Winden und Halteseilen. Hier empfiehlt sich, die Anschlagpunkte der Seile möglichst weit entfernt zu wählen. In der endgültigen Pontonposition sollten alle Halteseile möglichst gleich gering gespannt sein und ein wenig durchhängen. Hintergrund ist, dass die Seile aufgrund der Pontoneinsenkung gestrafft werden.

Der ungünstigste Fall tritt oft bei Probepfählen in einer Baugrubenecke auf, weil hier ein gleichmäßige und geringe Seilspannung deutlich schwerer eingestellt werden kann. Seilanslagpunkte, die deutlich oberhalb des Pontons angeordnet sind, in Kombination mit der infolge größeren Einsenkung auf der kurzen Pontonseite können es dann erforderlich machen, dass die Seile während der Probebelastung nachgelassen werden müssen. Erfahrungsgemäß ist dies immer mit einem leichten Abdriften des Pontons und unplanmäßiger Querbelastung des Probepfahls verbunden. Zudem besteht bei den Entlastungsschritten die Gefahr, dass das Ponton noch weiter abdriftet.

Pontonpositionen wie in Abbildung 11 dargestellt, sollten generell vermieden werden. Hier empfiehlt sich eine frühzeitige Kontrolle der Anfahrbarkeit und gegebenenfalls eine Abstimmung alternativer Probepfähle mit dem baustatischen Prüfer.



Abbildung 11: Unvorteilhafte Pontonposition an der Baugrubenstirnseite, exzentrischer Aufbau des Reaktionssystems und hochgelegene Anschlagpunkten

5 Zusammenfassung

Die normativ obligatorischen Probelastungen an Mikropfählen wirken auf den ersten Blick banal und einfach. Auch bei gewissenhaftester Vorbereitung sind Überraschungen im Zuge der Ausführung nicht ausgeschlossen. Ein möglichst symmetrischer Aufbau des Reaktionssystems, koaxiale Ausrichtung der Spannpressen zum Zugglied sowie eine Anordnung der Verschiebungsmessmittel möglichst nahe dem Testplanum (und wenn vermeidbar nicht oberhalb der Spannpresse) führen nach Erfahrung des Autors zu einem reibungslos(er)en Ablauf der Probelastung und guten Ergebnissen im Sinne geringer Messwertschwankungen. Bei Probelastungen vom Ponton sind zusätzliche Überlegungen anzustellen.

Literatur

DIN EN 14199:2012-01 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle); Deutsche Fassung EN 14199:2005

DIN SPEC 18539:2012-02 Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 14199:2012-01, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)

DIN 1054:2021-04 Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1

DIN EN ISO 22477-1:2019-12 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil 1: Statische axiale Pfahlprobelastungen auf Druck (ISO 22477-1:2018, korrigierte Fassung 2019-03); Deutsche Fassung EN ISO 22477-1:2018

EA-Pfähle; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, 2. Aufl., Ernst und Sohn, Berlin, 2012

DIN EN ISO 22477-2:2024-01 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil 2: Statisch axiale Pfahlprobelastung auf Zug (ISO 22477-2:2023); Deutsche Fassung EN ISO 22477-2:2023

Autoren

Dr.-Ing. Jörg Zimbelmann

joerg.zimbelmann@bauer.de

Abteilung Bautechnik

BAUER Spezialtiefbau GmbH

BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhausen

www.bauer.de

Tel.: 08252 97-3837

Experimentelle Untersuchungen zum zyklisch axialen Tragverhalten von Pfahlgruppen

Dr.-Ing. Anne Hagemann, Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg, Deutschland

1 Einleitung

Das langzeitliche Last-Verschiebungsverhalten von Pfählen und Pfahlgruppen unter monotoner, zyklischer axialer und lateraler Belastung ist für die Bemessung vieler Pfahlgründungen in der Geotechnik von wesentlicher Bedeutung. Eine genaue Vorhersage dieses Verhaltens ist, insbesondere im Offshore-Bereich, aufgrund der besonderen Art der zyklischen Belastung sowie der hohen Anzahl von Lastzyklen im Vergleich zu konventionellen Ingenieurbauwerken eine Herausforderung und ein relevanter Gegenstand laufender Forschung (Burd et al., 2020; Byrne et al., 2020). Um entsprechende Bemessungsansätze und geeignete Verfahren für die Analyse zyklischer Einwirkungen zu entwickeln ist dabei ein fundiertes Verständnis der Boden-Struktur-Interaktion sowie des Tragverhalten von essenzieller Bedeutung.

In diesem Beitrag wird eine Reihe von Zentrifugenversuchen bei 200 g vorgestellt, in denen das zyklisch axiale Tragverhalten einer Pfahlgruppe mit drei Einzelpfählen in dreieckförmiger Anordnung untersucht wird. Dabei steht der Einfluss des zyklischen Belastungsszenarios auf das Last-Verformungsverhalten der Pfahlgruppe im Vordergrund der Untersuchungen.

2 Experimentelle Methodik

Um ein besseres Verständnis der Mechanismen und des Verhaltens von Pfahlgruppen bei axialer zyklischer Belastung zu bekommen, ist es erforderlich den Einfluss verschiedener zyklischer Belastungsszenarien zu untersuchen. Daher wurde eine Reihe von Zentrifugenversuchen in der geotechnischen Zentrifuge des Centre for Offshore Foundation Systems (COFS) an der University of Western Australia durchgeführt. Die im Jahr 1988 installierte Zentrifuge ist in Randolph et al. (1991) ausführlich beschrieben. Die verwendete Zentrifuge hat einen Durchmesser von 3,6 m. Die Versuche wurden in einer Strongbox mit einer Breite von 0,39 m, einer Länge von 0,65 m und einer Höhe von 0,325 m durchgeführt. Die Höhe der Bodenprobe innerhalb der Box betrug 0,23 m. Die

Zentrifugenversuche wurden bei einem g -Level von 200 durchgeführt. Daher gilt für die Versuche ein Skalierungsfaktor von $n = 200$. Die geometrische Ähnlichkeit zwischen Modellversuchen und Prototyp wird durch eine exakte Skalierung der Längen gewährleistet. In der hier vorgestellten Versuchsreihe wurde eine Pfahlgruppe bestehend aus drei Pfählen in dreieckförmiger Anordnung mit einem Abstand zwischen den Einzelpfählen von $5D$ untersucht. Die Abmessungen des Zentrifugenmodells sind an eine Tripod-Pfahlgründung mit einer Einbindelänge der Einzelpfähle von 20 m, einem Pfahldurchmesser von 2,54 m und einer Wandstärke von 60 mm abgeleitet. Im Modellmaßstab entspricht dies einem Pfahldurchmesser von 12,7 mm und einer Wandstärke von 0,9 mm, wie in Abbildung 1 dargestellt. Die Titanpfähle haben eine Zugfestigkeit von 345 – 483 MPa, eine Streckgrenze von 275 – 352 MPa und einen Elastizitätsmodul von 110 GPa.

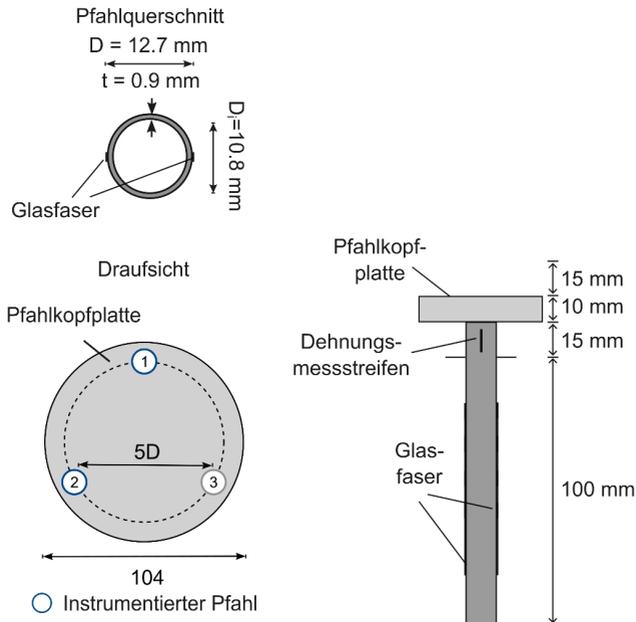
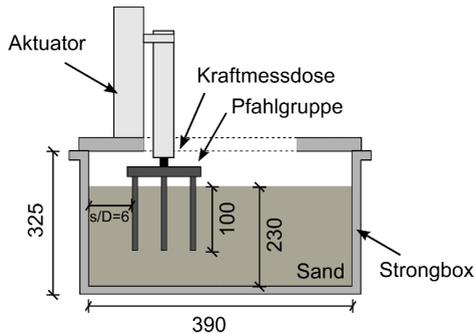


Abbildung 1: Modellabmessungen und Instrumentierung

3 Versuchsaufbau und Instrumentierung

Der Versuchsaufbau für die ng-Modellversuche ist in Abbildung 2 schematisch dargestellt.



Alle Werte sind in mm angegeben.

Abbildung 2: Versuchsaufbau

Die Pfahlgruppe befindet sich in der Probe in einem Mindestabstand von $6D$ von Wand der Strongbox (Niemann et al., 2019). Mit dem Ziel Randeffekte zu minimieren, wurde der Abstand zwischen Pfahlfuß und dem Boden der Strongbox so gewählt, dass das Verhältnis Probenhöhe L zu Einbindelänge des Pfahls L_e von $\frac{L}{L_e} > 1,8$ erfüllt ist (Tran und Randolph, 2008). Die Bewegung der Pfahlgruppe erfolgt mit einem Aktuator der vertikale und horizontale Bewegungen ermöglicht.

Die Pfahlgruppe wurde mit einer Kraftmessdose instrumentiert und die vertikale Verschiebung der Pfahlkopfplatte mittels eines externen Wegaufnehmers aufgezeichnet. Die Einzelpfähle wurden zudem mit Dehnmessstreifen am Pfahlkopf ausgestattet. Die Pfähle 1 und 2 (vgl. Abbildung 1) wurden zusätzlich mit optischen Fasern instrumentiert, um die Axialdehnung entlang der Pfähle messen zu können.

4 Probenherstellung

Die Sandproben wurden durch Einregnen von feinem Silikasand hergestellt. Die Eigenschaften des in diesen Versuchen verwendeten feinen Silikasand sind in Chow et al. (2019) zu finden. Fallhöhe sowie die Horizontalgeschwindigkeit während des Sandregens wurden manuell so angepasst, dass eine mitteldichte Probe mit einer relativen

Lagerungsdichte von $I_D = 60\%$ erzielt werden konnte. Es wurde eine Gesamtprobenhöhe von $L = 230\text{ mm}$ angestrebt. Nach dem Einregnen wurde die Probe vakuumnivelliert und anschließend die relative Lagerungsdichte bestimmt. Ergänzend dazu wurden die Eigenschaften der Bodenprobe mittels einer Reihe von *in flight* Miniatur-CPTs untersucht. Diese wurden in einem regelmäßigen Raster in der Probe angeordnet. Die Tiefenprofile des Spitzendrucksverlaufs zeigt Abbildung 3. Die Ergebnisse zeigen einen homogenen Verlauf des Spitzendrucks über die Tiefe sowie die Vergleichbarkeit der beiden verwendeten Bodenproben.

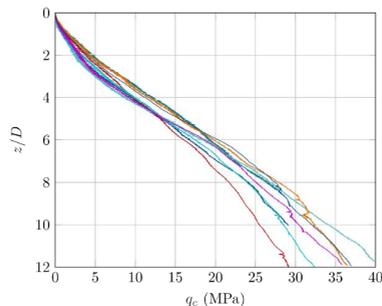


Abbildung 3: Ergebnisse der Miniatur-CPTs: Dargestellt ist der Verlauf des Spitzendrucks q_c über die normierte Tiefe z/D

5 Versuchsdurchführung und -programm

Die Pfahlgruppe wurde bei 1 g-Bedingungen bis zu einer Tiefe von 100 mm mit einer konstanten vertikalen Geschwindigkeit von 0,5 mm/s eingedrückt. Nach dem Einbau wurde die Bodenprobe auf 200 g beschleunigt. Anschließend wurde entweder ein monotoner Versuch in axialer Kompression oder ein zyklischer Versuch durchgeführt. Bei einem monotonen Versuch wurde die Pfahlgruppe mit Hilfe des Aktuators mit einer konstanten Geschwindigkeit von $v_g = 0,1\text{ mm/s}$ senkrecht nach unten in den Boden gedrückt. Die axiale Tragfähigkeit der Pfahlgruppe ist definiert als die axiale Belastung bei einer vertikalen Verschiebung von $0,1D$ am Pfahlkopf. Auf der Grundlage der somit ermittelten axialen Tragfähigkeit der Pfahlgruppe wurde das zyklische Lastverhältnis für die zyklischen Belastungstests abgeleitet.

Die zyklischen Versuche, mit entweder 10.000 oder 1.000 Lastzyklen, wurden durchgeführt, indem eine zyklische Axiallast mit konstanter mittlerer Last und Amplitude mit

dem Aktuator auf die Pfahlgruppe aufgebracht wurde. Dies geschah mit einer Frequenz von 0,2 Hz. Die zyklischen Belastungsmerkmale sind in Abbildung 4 unter Verwendung der dimensionslosen Verhältnisse ζ_b und ζ_c nach LeBlanc et al. (2010) zusammengefasst. Das Versuchsprogramm umfasst dabei Schwelllasten (Belastungsszenario a und b) sowie symmetrische (Belastungsszenario c) und unsymmetrische (Belastungsszenario d) Wechsellasten.

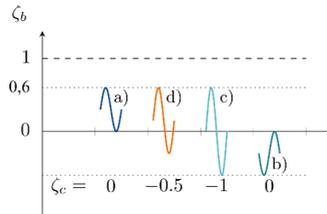


Abbildung 4 Charakterisierung der zyklischen Belastungsszenarien

6 Ergebnisse und Diskussion

Die Versuchsergebnisse werden in dimensionsloser Form dargestellt, wenn nicht anders angegeben. Positive Werte kennzeichnen Druck und Verschiebungen nach unten, während negative Werte Zug und Verschiebungen nach oben definieren.

Der Einfluss des Belastungsszenarios wurde anhand zyklisch axialer Versuche an Pfahlgruppen in mitteldicht gelagertem Sand untersucht. Abbildung 5 zeigt die dimensionslosen Last-Verschiebungskurven für die Belastungsszenarien a, b, c und d. Bei Versuch a wird die Pfahlgruppe durch eine Schwelllast im Druckbereich mit 10.000 Zyklen belastet. Die Versuche c und d beinhalten zyklische Wechsellasten, wobei Belastungsszenario c symmetrisch und d unsymmetrisch ist. Beide Versuche wurden mit 1.000 Lastzyklen durchgeführt. Alle drei Versuche zeigen das typische hysteretische Verhalten (Belastung-Entlastung-Wiederbelastung) bei zyklischer Belastung. Erwartungsgemäß wurden bei einseitiger zyklischer Druckbelastung Setzungen des Pfahls aufgezeichnet. Die Akkumulationsrate der Verschiebung nimmt dabei mit zunehmender Anzahl an Zyklen ab. Abbildung 5 zeigt, dass die Setzungen bei Lastszenario c am höchsten waren, gefolgt von Lastszenario d und anschließend von Lastszenario a. Folglich akkumulieren sich bei zyklischer Belastung in zwei Richtungen größere Verschiebungen als bei einseitiger zyklischer Belastung mit kleiner Amplitude bis zur gleichen Maximallast.

Dieses Verhalten konnte in Hagemann (2024) bereits bei zyklisch axial belasteten Einzelfählen beobachtet werden.

Versuch b beinhaltet eine Schwelllast im Zugbereich mit ebenfalls 1.000 Lastzyklen. Der erste Belastungszyklus, bei dem die Pfahlgruppe auf Zug beansprucht wird, führt zu einer anfänglichen, geringen Hebung der Pfahlgruppe. In den nachfolgenden Zyklen bewegt sich die Pfahlgruppe nach unten, was ein Entgegenwirken der mobilisierten Mantelreibung andeutet, welche in diesem Fall größer ist als die aufgebrauchte aufwärtsgerichtete Zugkomponente der zyklischen Last. Insgesamt sind bei Versuch b die geringsten Verformungen der Pfahlgruppe zu beobachten.

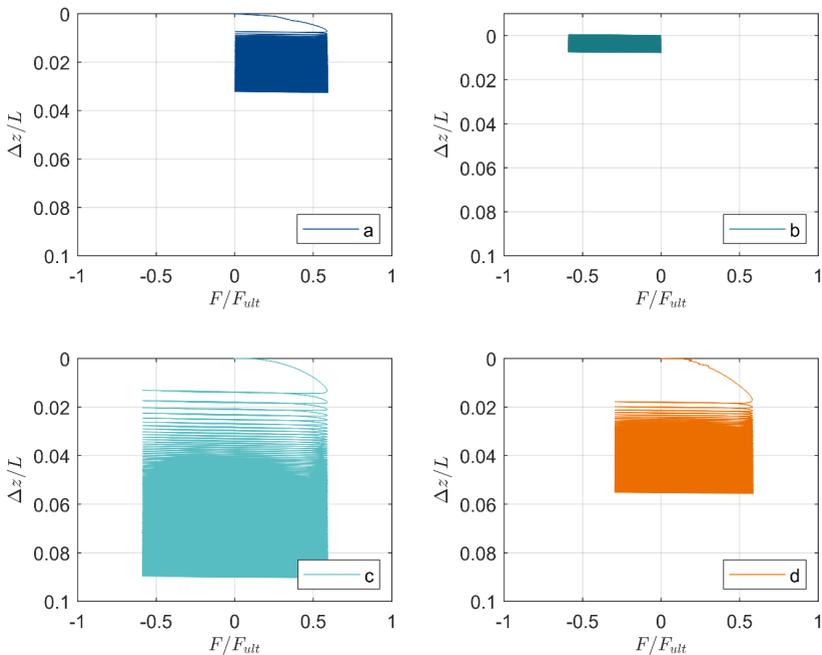


Abbildung 5 Dimensionlose Last-Verschiebungskurven für die Belastungsszenarien a (N=10.000), b, c und d (N=1.000) in mitteldicht gelagertem Sand

7 Zusammenfassung und Ausblick

Dieser Beitrag stellt eine Reihe von Zentrifugenversuchen bei 200 g an zyklisch axial belasteten Pfahlgruppen bestehend aus drei Pfählen in dreieckförmiger Anordnung vor. Der Einfluss des zyklischen Belastungszenarios wurde in zyklisch axialen Belastungsversuchen an einer Pfahlgruppe in mitteldicht gelagertem Sand untersucht. Aus den dargestellten Versuchsergebnissen lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

- Es wurde ein qualitativ ähnliches Ratchetingverhalten von zyklisch axial belasteten Pfahlgruppen für Schwell- und Wechsellasten mit $\zeta_b = 0,6$ beobachtet. Es zeigt sich das typische hysteretische Verhalten bei Be-, Ent- und Wiederbelastung mit abnehmender Akkumulationsrate über die Anzahl der Lastzyklen.
- Dabei wurde festgestellt, dass eine symmetrische Wechsellast zu einer größeren Verformungsakkumulation führt als eine einseitige zyklische Belastung mit gleicher Maximallast.

Die vorliegenden Daten dienen als Grundlage für die Entwicklung und Validierung numerischer Modelle. Zukünftig soll die Versuchsreihe weiter fortgesetzt und der Untersuchungsumfang auf den Einfluss der Geometrie der Pfahlgruppe erweitert werden.

Literatur

Burd, H. J. et al. (2020). PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand. In: *Géotechnique* 70.11, pp. 1048-1066. doi: 10.1680/jgeot.18.P.277.

Byrne, B. W. et al. (2020). PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till'. In: *Géotechnique* 70.11, pp. 1030-1047. doi: 10.1680/jgeot.18.P.255.

Chow, S., A. Roy, M. Herduin, E. Heins, L. King, B. Bienen, C. O'Loughlin, C. Gaudin, und M. Cassidy (2019). Characterisation of UWA superfine silica sand. doi: 10.26182/5d8c185bcd366.

Hagemann, A. (2024). On cyclic and dynamic pile-bearing behaviour. Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg, Heft 61.

LeBlanc, C., B. W. Byrne, and G. T. Houlsby (2010). Response of stiff piles to random two-way lateral loading. In: *Géotechnique* 60.9, pp. 715-721. doi: 10.1680/geot.09.T.011.

Niemann, C., O'Loughlin, C., Tian, Y., Cassidy, M., & Reul, O. (2019). Response of pile groups in sand due to lateral cyclic loading. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 19(6), 318-330. doi: 10.1680/jphmg.18.00027.

Randolph, M. F., R. J. Jewell, K. J. L. Stone, and T. A. Brown (1991). Establishing a new centrifuge facility. In: Proceedings of International Conference on Centrifuge Modelling. Vol. 91, pp. 3-9.

Tran, M. N. und M. F. Randolph (2008). Variation of suction pressure during caisson installation in sand. In: *Géotechnique* 58.1, pp. 1-11. doi: 10.1680/geot.2008.58.1.1.

Autoren

Dr.-Ing. Anne Hagemann

anne.hagemann@tuhh.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Technische Universität Hamburg

www.tuhh.de/gbt

Schellerdamm 22-24 (Channel 7), 21079 Hamburg

Tel.: 040 428-78-3813



Spezialtiefbau und
Umweltechnik GmbH

Trägerbohlwände // Spundwände // Bohrpfähle // Vollverdrängungsbohrpfähle // Komplette Baugruben



Mühlenstraße 122, 25421 Pinneberg • 04101 5410-0 • info@guk-spezialtiefbau.de

Wir gehen der Sache auf den Grund.

www.guk-spezialtiefbau.de

Simulation großer Verschiebungen bei Pfählen in anisotropen und überkonsolidierten feinkörnigen Böden

D. A. Dao & J. Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg,
Hamburg, Deutschland

M. Tafili & T. Wichtmann

Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik,
Ruhr-Universität Bochum, Bochum, Nordrhein-Westfalen, Deutschland

Abstract: Das anisotrope visko ISA-Modell (AVISA) ermöglicht die Simulation des Verhaltens feinkörniger Böden unter Berücksichtigung der Deformationsrate, kleiner Verformungen, Steifigkeitsanisotropie und Überkonsolidierung. In dieser Studie kommt AVISA für großskalige Randwertprobleme mit großen Verformungen zum Einsatz. Unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM) mit gekoppeltem Euler-Lagrange-Ansatz (CEL) werden das Einpressen und die laterale Verschiebung eines Pfahls simuliert. Dabei werden isotrope und anisotrope Steifigkeitsbedingungen sowie verschiedene Überkonsolidierungsgrade (OCR) berücksichtigt. Der Pfahlwiderstand und die Auswirkungen der Pfahlbewegung auf die Spannung und die Porenzahl des feinkörnigen Bodens werden unter Verwendung des AVISA-Modells ausgewertet. Die Simulationsergebnisse zeigen realistische Verteilungen der Porenzahl und der horizontalen Spannung nach der vertikalen Einbringung und der lateralen Verschiebung. Der Vergleich zwischen isotropen und anisotropen Steifigkeitsbedingungen zeigt nur minimale Unterschiede in der Porenzahl, den horizontalen Spannungen und dem Pfahlwiderstand bei vertikaler Einbringung. Unter lateraler Verschiebung werden die Unterschiede jedoch deutlicher. Eine Erhöhung des Konsolidierungsgrads führt sowohl bei vertikaler Einbringung als auch unter lateraler Verschiebung zu einer signifikanten Steigerung des Pfahlwiderstands. Die Ergebnisse bestätigen, dass das AVISA-Modell das Verhalten anisotroper und überkonsolidierter Böden auch unter großen Verformungen qualitativ realitätsnah abbildet.

1 Einleitung

Das AVISA-Modell wurde in zahlreichen numerischen Studien zur Vorhersage des Bodenverhaltens bei kleinen bis mittleren Verformungen eingesetzt. Zu den Anwendungen zählen die Nachrechnung des Verhaltens von Pfahlgründungen (Tafili et al., 2023), die Validierung des Modells zur Vorhersage lateraler Belastungen von Monopile-Gründungen sowie die Nachrechnung von Zentrifugenversuchen durch Tafili und Triantafyllidis (2020) und Tafili et al. (2024). Zudem wurde das Modell mit dem HCA-Modell (Staubach et al., 2022) gekoppelt, um laterale Verschiebungen über tausend Zyklen hinweg vorherzusagen. Das AVISA-Modell ist in der Lage, monotone und zyklische Belastungen sowie ratenabhängiges und ratenunabhängiges Materialverhalten von bindigen Böden zu simulieren und dabei sowohl inhärente als auch induzierte Anisotropie zu berücksichtigen. Aufgrund der länglichen Form von Tonpartikeln und der Ablagerungsart des Bodens weisen viele bindige Böden eine anisotrope Steifigkeit auf (Graham und Houlby, 1983). Das AVISA-Modell berücksichtigt diese inhärente Anisotropie durch die Einführung eines transversalen hypoelastischen Steifigkeitstensors. In diesem Beitrag wird einer der ersten Anwendungsfälle von AVISA in CEL-Simulationen mit großen Verformungen vorgestellt.

2 Anisotropes Visko ISA Modell (AVISA)

2.1 Formulierung des AVISA Modells

Das AVISA-Modell von Tafili und Triantafyllidis (2020) gehört zur Klasse der visko-hypoplastischen Modelle und integriert den anisotropen intergranularen Verformungsansatz (ISA – Intergranular Strain Anisotropy). ISA wurde ursprünglich von Fuentes und Triantafyllidis (2015) für Sand entwickelt und in Kombination mit verschiedenen Stoffmodellen eingesetzt, um deren Leistungsfähigkeit unter zyklischer Belastung zu verbessern (Fuentes et al., 2018, 2021; Tafili et al., 2022; Medicus et al., 2023; Lascarro et al., 2024). In Tafili und Triantafyllidis (2020) wurde ISA zudem modifiziert, um den spezifischen Anforderungen feinkörniger Böden gerecht zu werden.

Die Formulierung des mechanischen Modells für mittlere bis große Dehnungen ($1\% < |\varepsilon_1| < 10\%$) basiert auf der Annahme der Visko-Hypoplastizität, welche die totale Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}$, die hypoplastische Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}^{hp}$, und die viskose (zeitabhängige) Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}^{vis}$ berücksichtigt. Der Spannungsratentensor $\dot{\sigma}$ wird ausgedrückt als:

$$\dot{\sigma} = mE: (\dot{\epsilon} - y_h \dot{\epsilon}^{hp} - \dot{\epsilon}^{vis}) \quad [1]$$

mit einem transversalen hypoelastischen Steifigkeitstensor als Funktion der Spannung und der Porenzahl, e , $E = f(\sigma, e)$. Die transversalisotrope elastische Steifigkeit wird nach Graham und Housby (1983) beschrieben und basiert auf dem Elastizitätsmodul in vertikaler Richtung $E = E_v$, dem Schubmodul in vertikaler Richtung G_v , der Poissonzahl in horizontaler Richtung $\nu = \nu_h$, sowie dem Anisotropiekoeffizienten α . Letzterer definiert die folgenden Beziehungen zwischen der horizontalen und vertikalen Steifigkeiten:

$$\frac{G_h}{G_v} = \left(\frac{E_h}{E_v} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{\nu_h}{\nu_{vh}} = \alpha. \quad [2]$$

In Gl. [1] sind m und y_h skalare Funktionen, die den Einfluss der intergranularen Dehnung durch Erhöhung des elastischen Steifigkeitstensors und Verringerung der hypoplastischen Dehnungsrate $\dot{\epsilon}^{hp}$ berücksichtigen. Die Gleichung für die hypoplastische Dehnungsrate lautet:

$$\dot{\epsilon}^{hp} = Ym \|\dot{\epsilon}\| \quad [3]$$

mit dem spannungs- und porenzahlabhängigen Nichtlinearitätsgrad $Y = f(e, \sigma)$ und der spannungsabhängigen Fließregel $m = f(\sigma)$. Hier werden drei zusätzliche Parameter berücksichtigt: die Referenzporenzahl, e_{i0} , die Steigung der kritischen Zustandlinie in der Ebene der Deviatorspannung vs. der mittleren effektiven Spannung ($p'-q$) bei triaxialer Kompression, M_c , sowie die Konstante f_{b0} , welche die anfängliche Steigung der Belastungsfläche definiert. Die viskose Dehnungsrate $\dot{\epsilon}^{vis}$ verwendet den Viskositätsindex I_v als Modellparameter, ohne eine Singularität in das Modell einzuführen, wenn I_v gegen Null geht, wie folgt:

$$\dot{\epsilon}^{vis} = I_v \lambda \left(\frac{1}{OCR} \right)^{1/I_v} m \quad [4]$$

Die Einführung des Faktors $I_v \lambda$ gewährleistet die Eignung des Modells sowohl für viskose (ratenabhängige, $I_v \neq 0$) als auch für nicht viskose (ratenunabhängige, $I_v = 0$) feinkörnige Böden. λ ist der Kompressionsindex. Der Überkonsolidierungsgrad OCR berücksichtigt den aktuellen Spannungszustand sowie die Porenzahl.

2.2 Materialparameter

Das AVISA-Modell benötigt die Kalibrierung von 15 Parametern, die entsprechend ihrer Funktionen in vier verschiedene Gruppen eingeteilt werden können:

- Vier Parameter für die Formulierung der transversalisotropen hypoelastischen Steifigkeit umfassen den Kompressionsindex λ , den Schwellindex κ , die Poissonzahl ν_h und den Anisotropiekoeffizienten α .
- Sechs Parameter für die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen und den Einfluss der intergranularen Dehnung, darunter der Steifigkeitsfaktor m_R , der ISA-Fließflächenradius R , der ISA-Verfestigungsparameter β_0 , der minimale Akkumulationsexponent χ_0 , der maximale Akkumulationsexponent χ_{\max} und der Akkumulationsratenfaktor C_a .
- Drei weitere Konstanten sind für die kritische - und Vorbelastungsflächen erforderlich: die Steigung des kritischen Zustands M_c , die maximale (Referenz-)Porenzahl e_{i0} bei $p_{\text{ref}} = 1 \text{ kPa}$ und der Vorbelastungsflächenfaktor f_{b0} .
- Schließlich erfordert das Modell die Bestimmung des Viskositätsindex I_v , um die Zeitabhängigkeit des mechanischen Verhaltens zu beschreiben.

In Fuentes et al. (2017) wurde ein zusätzlicher Materialparameter hinzugefügt, die viskose Komponente n_{OCR} . Da dieser Parameter in verschiedenen Stoffmodellen zirkuliert, wird er als der 15. Materialparameter definiert. Wenn die Labordaten jedoch unzureichend sind, kann dieser Parameter auf $n_{\text{OCR}} = 0.4$ gesetzt werden, um die Referenzmodellformulierung zu erhalten (Tafili und Triantafyllidis, 2020).

Eine ausführliche Zusammenfassung der Parameterbestimmung und eine ungefähre Bandbreite der Parameter sowie Einzelheiten zur Initialisierung der Zustandsvariablen sind in Tafili und Triantafyllidis (2020) und Tafili et al. (2023) enthalten.

2.3 AVISA-Implementierung in der expliziten Analyse

Frühere Anwendungen des AVISA-Modells, das ursprünglich als UMAT-Benutzerroutine für Abaqus programmiert wurde, waren auf Finite-Elemente-Analysen mit kleinen bis mittleren Dehnungen unter Verwendung eines impliziten Integrationsverfahren in Abaqus/Standard und Plaxis beschränkt.

Bei Prozessen wie dem Ziehen von Ankern (Dao und Grabe, 2022, 2024a, 2024b) und der Einbringung von Pfählen (Stapelfeldt et al., 2020) treten jedoch große Verformungen auf, für die sich explizite Integrationsverfahren, wie sie in Abaqus/Explicit vorhanden sind, besser eignen. Für die Durchführung von Analysen großer Verformungen in Abaqus/Explicit sind VUMAT-Benutzerroutrinen erforderlich, die sich von UMAT-Routinen unterscheiden.

Im Gegensatz zu einer UMAT-Routine, die Daten für jeden Integrationspunkt inkrementell verarbeitet, führt eine VUMAT-Routine eine Stapelverarbeitung über mehrere Punkte durch und benötigt keine Material-Jacobi-Matrix. Außerdem werden Spannungs- und Dehnungsdaten anders gespeichert, indem Tensorkomponenten für Scherdehnungen anstelle von Ingenieurskomponenten verwendet werden.

Zur Anpassung des AVISA-Modells an Szenarien mit großen Verformungen wurde das VUMAT-Interface von Bienen et al. (2014) angewendet. Diese Schnittstelle gewährleistet die korrekte Transformation der Spannungskomponenten, die Umrechnung von Tensor-Scherdehnungen in Ingenieurs-Scherdehnungen sowie die Verwaltung zusätzlicher Variablenzuweisungen, die für eine UMAT-Routine erforderlich sind. Die Leistungsfähigkeit und Genauigkeit der Implementierung dieser Schnittstelle wurden durch verschiedene Validierungsstudien mit anderen Stoffmodellen von Bienen et al. (2014) bestätigt.

3 Numerische Methode

Beim Einbringen von Pfählen ist mit großen Bodenverformungen zu rechnen. Deshalb wird die gekoppelte Euler-Lagrange-Methode (CEL-Methode) in Kombination mit einem Stoffmodell verwendet, das die resultierenden Zustandsänderungen des Bodens mit hoher Genauigkeit abbildet. Bei der Lagrangeschen Formulierung ist das FE-Netz fest mit dem Kontinuum verbunden, sodass es sich entsprechend verformt. Jedem Netzpunkt wird ein Materialpunkt zugeordnet und die Bewegung des Kontinuums wird als Funktion der Materialkoordinaten und der Zeit dargestellt. Diese strenge Bindung an das Kontinuum kann jedoch zu großen Verzerrungen führen. Bei der Eulerschen Beschreibung ist das FE-Netz im Raum fixiert, während sich das Material innerhalb dieses Netzes frei bewegen kann. Hier wird der Eulersche Volumenanteil (Eulerian Volume Fraction - EVF) verwendet, der angibt, zu wie viel Prozent ein Element des FE-Netzes mit Material gefüllt ist. Die Elemente sind demnach nicht zwingend vollständig mit Material gefüllt, siehe Abbildung 1. Ein großer Vorteil dieser Methode ist die Vermeidung von Netzverzerrungen bei der Modellierung großer Verformungen.

Die CEL-Methode integriert sowohl Lagrange- als auch Euler-Elemente, wie sie von Noh (1964) und Benson (1992) vorgestellt wurden, und berücksichtigt den Kontakt zwischen ihnen. Während der Pfahl mit Lagrangeschen Elementen dargestellt wird, wird der sich stark verformende Boden mit Eulerschen Elementen modelliert. Die Wirksamkeit und Zuverlässigkeit dieses Ansatzes in der Geotechnik wurde u.a. in den Arbeiten von Qiu et al. (2011), Dao und Dicke (2024), Dao et al. (2022a, 2022b, 2023) und Bienen et al. (2021) nachgewiesen. Die numerischen Analysen basieren auf dem kommerziellen Softwarepaket Abaqus, in dem die CEL-Methode mit einer expliziten zentralen Differenzzeitintegrationsmethode implementiert ist, siehe Dassault Systèmes (2016).

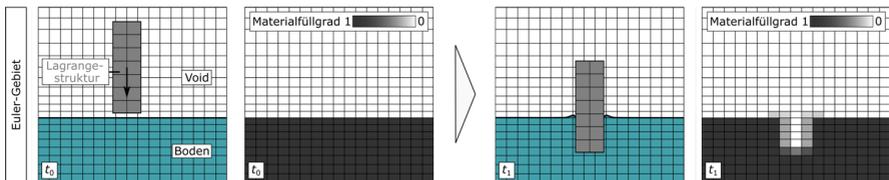


Abbildung 1: CEL-Methode am Beispiel einer 2D-Pfahleinbringung

4 Numerisches Modell

Abbildung 2 zeigt das CEL-Modell für die vertikale Einbringung eines Pfahls mit einem Durchmesser von $D = 5,9$ m. Unter Ausnutzung der Symmetrie wurde nur ein Viertel des Hohlpfahls mit einer konstanten Wandstärke von $t = 0,65$ m modelliert. Der Pfahl ist in einem homogenen Boden installiert. Der Pfahl wird als starr angenommen und mit herkömmlichen Lagrangeschen Elementen modelliert, während der Boden mit Eulerschen Elementen diskretisiert wird. Um mögliche Hebungen des Bodens um den Pfahl während des Einbringprozesses zu berücksichtigen, wird ein zusätzliches, zunächst materialfreies Volumen oberhalb des Bodens im Eulerschen Bereich implementiert, die sogenannte Void. Dieses Volumen kann sich während des Einbringprozesses mit Material füllen. Die entsprechenden Randbedingungen sind ebenfalls in Abbildung 2 dargestellt.

Abbildung 3 zeigt das CEL-Modell, mit dem der laterale Belastungsprozess simuliert wird. Für diese Simulation wurde ein 180° -Abschnitt des Rohrs modelliert. Der Pfahl wurde zu Beginn der Simulation wished-in-place in den Boden eingebracht.

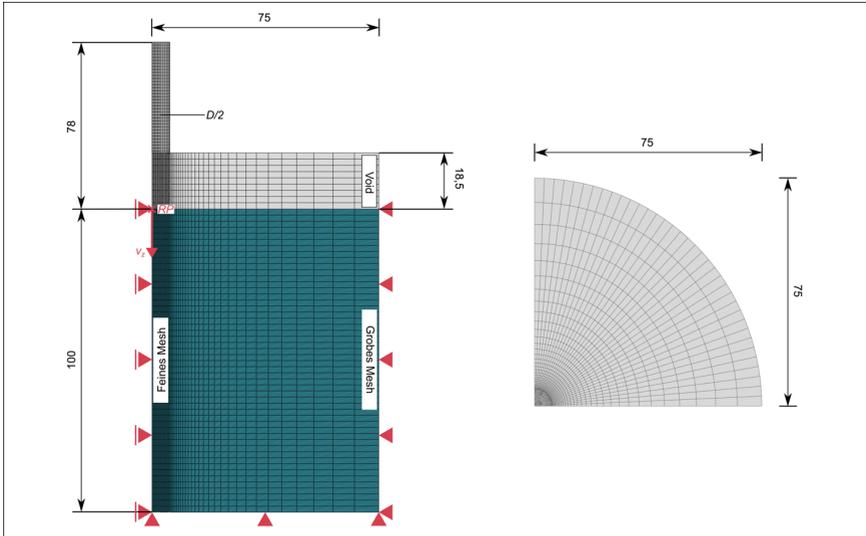


Abbildung 2: Seitenansicht und Draufsicht des Modells für die Simulation der vertikalen Pfahleinbringung und der Randbedingungen. Längenangaben in m.

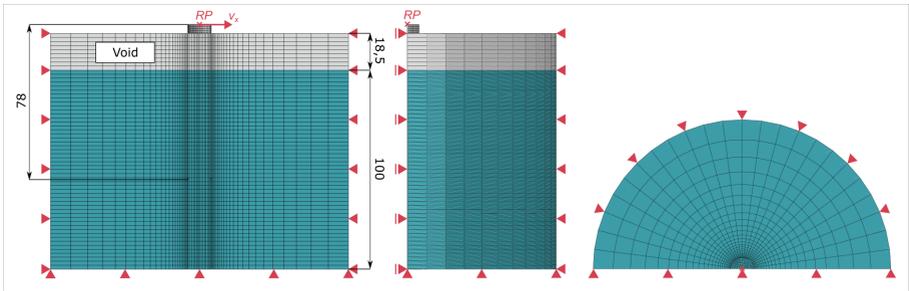


Abbildung 3: Vorder-, Seiten- und Draufsicht des Modells zur Simulation der Pfahlreaktion auf laterale Verschiebung und Randbedingungen. Längenangaben in m.

Der Boden wird als Frankfurter Ton modelliert, wobei das Stoffmodell AVISA (Tafili et al., 2023) mit den in Tabelle 1 zusammengefassten Eigenschaften nach DIN EN ISO 17892-12 und DIN EN ISO 17892-2 und den in Tabelle 2 aufgeführten Materialparametern verwendet wird. Die Daten sind aus Tafili et al. (2023) entnommen. Der Reibungskontakt zwischen dem Pfahl und dem Boden wird mit dem Standard-Coulomb-Modell simuliert. Es wird ein Reibungskoeffizient entsprechend $\tan(1/3\varphi_c)$ verwendet, wobei $\varphi_c = \arcsin\left(\frac{3M_c}{6+M_c}\right)$ den kritischen Reibungswinkel des Bodens darstellt.

Tabelle 1: Merkmale des Frankfurter Tons

Parameter	Wert	Einheit	Beschreibung
ω_L	75	%	Fließgrenze
ω_P	28	%	Ausrollgrenze
γ_d	13,5	kN/m ³	Trockenwichte
γ	18,5	kN/m ³	Feuchtwichte

Tabelle 2: AVISA-Parameter für Frankfurter Ton

Parameter	Symbol	Wert
Transversale (Hypo-)Elastizität:		
Kompressionsindex	λ	0,116
Schwellindex	K	0,031
Poissonzahl	ν_h	0,23
Anisotropiekoeffizient	α	1,5
Kritische Fläche und Belastungsfläche:		
Steigung im kritischen Zustand	M_c	0,898
Max. Porenzahl bei $p_{ref} = 1$ kPa	e_{i0}	1,48
Belastungsflächenfaktor	f_{b0}	1,4
Viskosität:		
Viskositätsindex	I_v	0,030
Viskositätsexponent	n_{OCR}	0,4
Intergranulare Dehnungsanisotropie (ISA):		

Steifigkeitsfaktor	m_R	2,5
ISA-Fließflächenradius	R	$1,8 \times 10^4$
ISA-Härtungsparameter	β_0	0,100
Min. ISA-Exponent	χ^0	5
Max. ISA-Exponent	χ_{\max}	60
Akkumulationsratenfaktor	c_a	0,001

5 Lastgeschichte

Der Pfahlvortrieb und die Simulation der lateralen Verschiebung wurden in zwei getrennten Modellen durchgeführt, wie in Abbildung 2 und Abbildung 3 dargestellt. Beide Prozesse wurden weggesteuert simuliert. Tabelle 3 gibt einen Überblick über die angewandten Schritte. In Schritt 0 werden die Anfangsphase, die Anfangsrandbedingungen und der Spannungszustand im Boden erzeugt. Die Simulation erzeugt den Spannungszustand des Bodens auf der Grundlage des Eigengewichts und $K_0 = 1 - \sin(\varphi_c)$. Schritt 1, die Gravitationsphase, aktiviert die auf das System wirkende Gravitationskraft von $9,81 \text{ m/s}^2$. Schritt 2a wurde nur für die Eindringimulationen angewandt, während Schritt 2b für die Simulation der lateralen Verschiebung durchgeführt wurde. Abbildung 4 zeigt die auf den Referenzpunkt *RP* induzierte Geschwindigkeit für Schritt 2b.

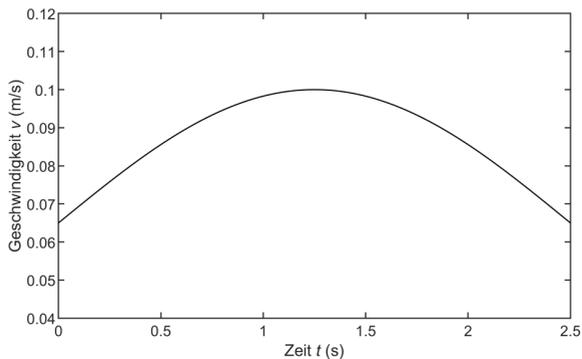


Abbildung 4: Zeitlicher Verlauf der eingebrachten Geschwindigkeit im Schritt 2b aus Tabelle 3

Tabelle 3: Lastverlauf

Schritt	Name	Aktivierte Last	Dauer
Schritt 0	Anfangsphase	$K_0 = 1 - \sin(\varphi_c)$.	-
Schritt 1	Schwerkraft	$g = 9,81 \text{ m/s}^2$	0,3 s
Schritt 2a	Pfahleinbringung	$v = 1 \text{ m/s}$	7,0 s
Schritt 2b	Laterale Belastung	$v_{\max} = 0,1 \text{ m/s}$	2,5 s

6 Ergebnisse und Diskussion

Es wurde eine Reihe von Voruntersuchungen durchgeführt, um die Zuverlässigkeit des numerischen Modells und des Stoffmodells nachzuweisen. Die nachfolgenden Analysen umfassen den Einfluss des Überkonsolidierungsgrads und der Steifigkeitsanisotropie auf die Pfahlreaktion unter vertikaler und lateraler Belastung durch Variation des Anisotropiekoeffizienten α . Werte von $\alpha < 1$ bedeuten, dass die Steifigkeit in horizontaler Richtung geringer ist als in vertikaler Richtung, während $\alpha > 1$ bedeutet, dass die horizontale Steifigkeit die vertikale übersteigt. $\alpha = 1$ bedeutet, dass isotrope Steifigkeitsbedingungen vorliegen.

6.1 Vorstudien und Vergleich mit Feldversuchen

Bei der Netzanalyse wurde die maximale Elementgröße zwischen 0,1 und 1 m variiert, so dass die Anzahl der Elemente von 19.883 (sehr grob) bis 82.964 (sehr fein) reichte. Abbildung 5 zeigt die Simulationsergebnisse in Bezug auf die Eindringtiefe d_p gegenüber dem Pfahlwiderstand R mit allen untersuchten Netzfeinheiten. Ein Netz mit 33.503 Elementen erzielt netzunabhängige Ergebnisse, die mit einer vertretbaren Berechnungszeit verbunden sind. Die Analyse des Beschleunigungsfeldes ergab durchweg eine Nullbeschleunigung an den äußeren Modellgrenzen, siehe Abbildung 6. Daher werden die Simulationsergebnisse nicht durch künstliche Reflexionen beeinflusst. Insgesamt zeigen sowohl die Analyse der Netzempfindlichkeit als auch die Beschleunigungsanalyse die Robustheit des verwendeten numerischen Modells.

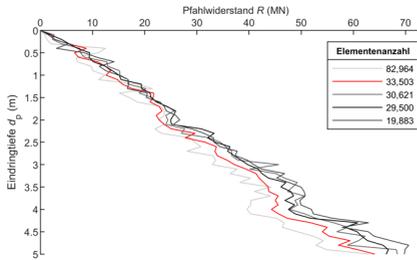
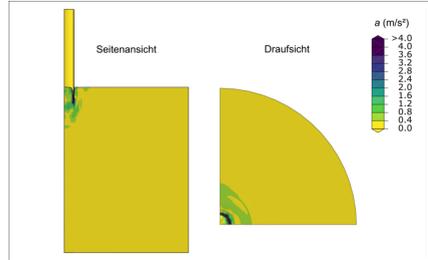


Abbildung 5: Vergleich der Netzvariationen

Abbildung 6: Beschleunigungsfeld bei $t = 7,3$ s

Eine große Hürde bei der Verwendung höherwertiger Stoffmodelle in FE-Simulationen ist die Initialisierung der Zustandsvariablen. Das AVISA-Modell erfordert die Initialisierung der Porenzahl und die Bestimmung des anfänglichen intergranularen Dehnungstensors. Abbildung 7 zeigt einen Vergleich von zwei verschiedenen Initialisierungsszenarien des intergranularen Dehnungstensors mit $\mathbf{h}_0 = \mathbf{0}$ und einer isotropen Initialisierung von $\mathbf{h}_0 = -R/\sqrt{3}\mathbf{1}$. Der back-intergranulare Dehnungstensor wird in beiden Fällen mit $\mathbf{c}_0 = \mathbf{h}_0/2$ initialisiert, entsprechend der Empfehlung von Tafili et al. (2023). In den Ergebnissen ist nahezu kein Einfluss der intergranularen Dehnungsinitialisierung zu erkennen, was die Robustheit des AVISA-Modells aufzeigt.

Messungen für Pfahleinbringungen in Frankfurter Ton sind nicht verfügbar. Für die bereits gegründeten Pfähle des Commerzbank-Tower in Frankfurt wurden jedoch umfangreiche Langzeitmessungen durchgeführt. Diese Messungen verfolgten die Pfahlsetzungen einer kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) und den entsprechenden Widerstand über einen Zeitraum von sieben Jahren. Für den vorliegenden Vergleich wurden die von Reul (2000) gesammelten Langzeitdaten verwendet. Die Pfähle bewegten sich während des gesamten Überwachungszeitraums um wenige Zentimeter. Abbildung 8 zeigt für einen qualitativen Vergleich unsere Simulationen unter Berücksichtigung eines einzelnen Pfahls (nicht einer Pfahlgruppe und nicht einer KPP) mit bisherigen Feldmessungen von Langzeitsetzungen, die zur Plausibilitätskontrolle dienen. Die Pfähle der KPP wurden bereits bis zu einer Tiefe von 48,9 m vor Messung eingebracht. Daher ist der Widerstand bei den Feldmessungen aufgrund der größeren Tiefe tendenziell höher. Abbildung 8 zeigt jedoch qualitativ einen ansteigenden Trend zwischen Eindringtiefe und Pfahlwiderstand während der ersten 5 cm, der mit dem Trend übereinstimmt, der für alle Messungen beobachtet wurde, d. h. für die Pfähle 2, 10 und 12. Insgesamt erweist sich das numerische Modell in Kombination mit dem AVISA-Modell als robust und liefert qualitativ plausible Ergebnisse.

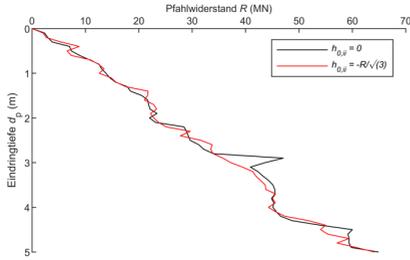


Abbildung 7: Einfluss der intergranularen Dehnung (h -Initialisierung)

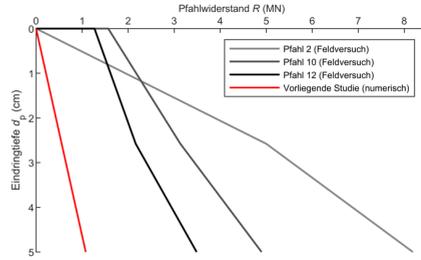


Abbildung 8: Numerische Ergebnisse im qualitativen Vergleich zu Feldversuchen

6.2 Variation der anisotropen Steifigkeitsbedingungen α

Abbildung 9 zeigt die Verteilung der Porenzahl und der Horizontalspannung nach der vertikalen Pfahleinbringung. Am Pfahlfuß ist ein typisches Verdichtungsmuster zu erkennen, das mit zunehmender Entfernung vom Pfahl abnimmt. Vergleicht man die isotropen Steifigkeitsbedingungen ($\alpha = 1$) mit den anisotropen Steifigkeitsbedingungen ($\alpha = 1,5$), so sind minimale Unterschiede in der Porenzahl zu beobachten, was aufgrund der vertikalen Verschiebung während der Pfahleinbringung zu erwarten war. Durch Variation des Anisotropiekoeffizienten ändert sich die horizontale Steifigkeit, während die vertikale Steifigkeit konstant bleibt. Bei der Spannungsverteilung sind die Lokalisierungseffekte ausgeprägter als bei der Porenzahl. In anisotropen Böden sind die Spannungen unter dem Pfahl aufgrund der erhöhten Steifigkeit geringfügig niedriger als in anderen Bereichen.

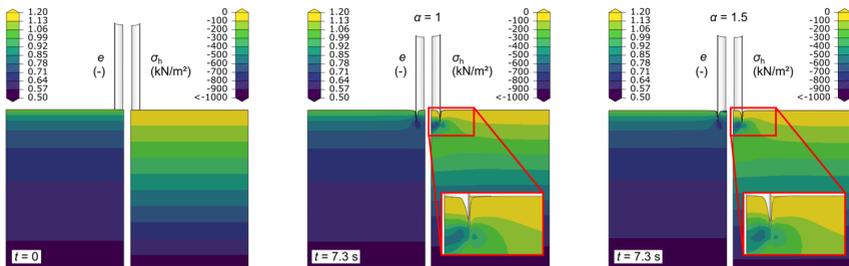


Abbildung 9: Porenzahl- und horizontale Spannungsverteilung vor und nach der vertikalen Pfahleinbringung

Da die vertikale Referenzsteifigkeit bei Änderungen von α konstant bleibt, sind nur minimale Unterschiede im Last-Verschiebungsverhalten während der vertikalen Pfahleinbringung zu erwarten. Die in Abbildung 10 dargestellten Ergebnisse bestätigen diese Annahme.

Abbildung 11 veranschaulicht die Beziehung zwischen dem Pfahlwiderstand R und der lateralen Verschiebung d_h und zeigt die Variationen des Anisotropiekoeffizienten α . Die Simulationsergebnisse zeigen mit zunehmendem Anisotropiekoeffizienten einen erhöhten Pfahlwiderstand, der erwartungsgemäß auf die verstärkte horizontale Steifigkeit zurückzuführen ist.

Abbildung 12 und Abbildung 13 zeigen die Verteilung der horizontalen Spannung und der Porenzahl vor und nach der Aufbringung der lateralen Verschiebung. Innerhalb des Hohlpfahls, um den Pfahlfuß und entlang der lastrichtungsseitigen Fläche ist eine Bodenverdichtung zu beobachten. Diese Verdichtung ist bei anisotropem Boden aufgrund der vordefinierten höheren horizontalen Steifigkeit stärker ausgeprägt.

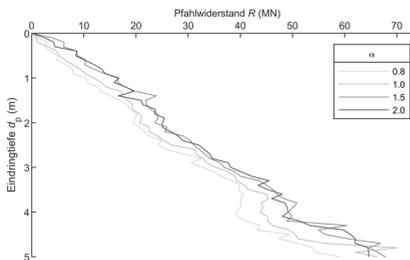


Abbildung 10: Pfahlwiderstand während der vertikalen Pfahleinbringung unter Variation von α

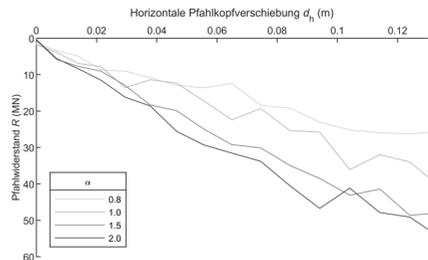


Abbildung 11: Pfahlwiderstand während der lateralen Verschiebung α

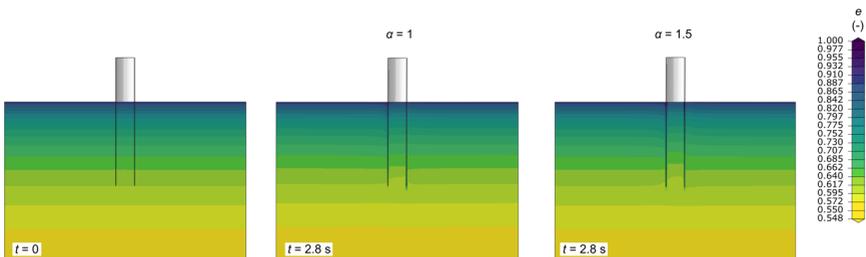


Abbildung 12: Verteilung der Porenzahl vor und nach der lateralen Verschiebung

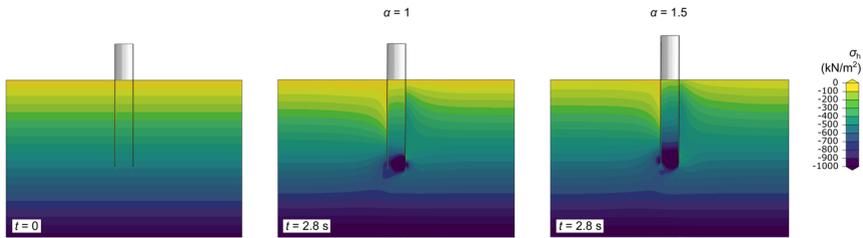


Abbildung 13: Spannungsverteilung vor und nach der lateralen Verschiebung

6.3 Variation des Überkonsolidierungsgrads (OCR)

Abbildung 14 und Abbildung 15 zeigen die Ergebnisse der Simulationen mit ansteigendem Überkonsolidierungsgrad (OCR) von 1 bis 4 für die vertikale Pfahleinbringung und die laterale Pfahlverschiebung. Es lässt sich erkennen, dass der Widerstand des Bodens mit steigendem OCR von einem normalkonsolidierten Zustand ($\text{OCR} = 1$) zu überkonsolidierten Zuständen ($\text{OCR} > 1$) zunimmt. Diese Entwicklung ist plausibel, da überkonsolidierte Böden in der Regel eine geringere Kompressibilität und eine höhere Scherfestigkeit aufweisen.

In Abbildung 14 zeigt sich für die Simulation mit dem normalkonsolidierten Boden ($\text{OCR} = 1$) im Bereich zwischen 0,8 m und 1,8 m Tiefe ein Abfall des Pfahlwiderstands bis auf 0 MN. In diesem Fall entspricht der normalkonsolidierte Zustand einem extrem weichen Boden, was insbesondere in oberflächennahen Schichten zu sehr (teil unrealistisch) geringen Widerständen führen kann. Außerdem ist in Abbildung 15 zu sehen, dass ab einem OCR von 2,5 der Pfahlwiderstand bei der lateralen Belastung des modellierten feinkörnigen Bodens nicht weiter ansteigt.

Insgesamt bildet das verwendete Stoffmodell AVISA das Verhalten von Böden mit abnehmender Kompressibilität und zunehmender Scherfestigkeit bei ansteigendem OCR sowohl für die vertikale als auch für die horizontale Verschiebung realitätsnah ab. Die Ergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den zu erwartenden mechanischen Eigenschaften des Bodens.

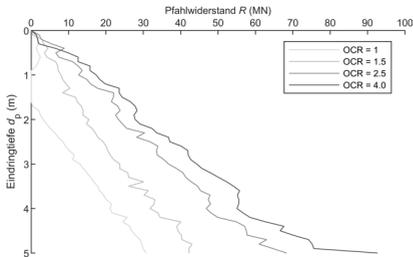


Abbildung 14: Pfahlwiderstand während der vertikalen Pfahleinbringung unter Variation von OCR

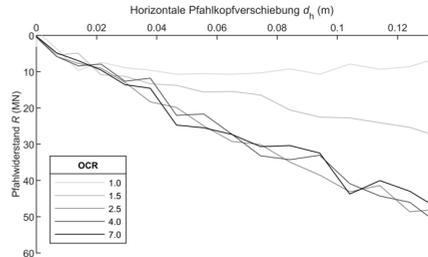


Abbildung 15: Pfahlwiderstand während der lateralen Verschiebung unter Variation von OCR

7 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Dieser Beitrag zeigt die Vorteile der Verwendung des höherwertigen Stoffmodells AVISA zur Erfassung der Auswirkungen der inhärenten Anisotropie und des Überkonsolidierungsgrads bei der Simulation einer Pfahleinbringung mit großen Bodenverformungen. Die Studie umfasst numerische Simulationen eines Eindringvorgangs eines offenen zylindrischen Pfahls (mit einem Durchmesser $D = 5,9$ m und einer Wandstärke $t = 0,65$ m) in 7 m Tiefe in Frankfurter Ton sowie laterale Verschiebungssimulationen, die an einem gleichgroßen Pfahl durchgeführt wurden, der bis zu einer Tiefe von 58 m eingebettet war.

Es wurden signifikante Auswirkungen der vertikalen Pfahleinbringung und der lateralen Pfahlverschiebung auf den umgebenden Boden festgestellt. Sowohl die isotrope als auch die anisotrope Bodensteifigkeit wurden analysiert, um Unterschiede in der Porenzahlverteilung, in den induzierten Spannungen, im Pfahlwiderstand und in der lateralen Verschiebung des Pfahlkopfes zu ermitteln.

Während der Pfahleinbringung waren die Unterschiede bei der horizontalen Spannung, der Porenzahl und dem Pfahlwiderstand in Bezug auf die Variationen des Anisotropiekoeffizienten erwartungsgemäß minimal. Bei der lateralen Verschiebung wurden diese Unterschiede jedoch deutlicher. Insbesondere beim Vergleich von isotropen und anisotropen Böden betragen die Differenzen zwischen den Pfahlwiderständen bis zu 100 %, was auf erhebliche Unterschiede bei der Reaktion unter lateraler Verschiebung hinweist.

Darüber hinaus verdeutlicht die Analyse, dass das AVISA-Modell die Erhöhung des Pfahlwiderstands infolge eines gesteigerten OCR realistisch erfasst und sowohl für vertikale als auch horizontale Verschiebungen konsistente Ergebnisse liefert.

Insgesamt zeigt das AVISA-Modell, dass es in der Lage ist, plausible Ergebnisse zu liefern, die zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von auf Pfählen gegründeten Bauwerken unter unterschiedlichen Belastungsbedingungen und zur Beschreibung der Tragfähigkeit von Pfählen unter großen Verformungen beitragen.

8 Danksagung

Der erste und der zweite Autor danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung im Rahmen der Förderung GR 1024/61-1. Die dritte Autorin und der vierte Autor danken der DFG für die finanzielle Unterstützung im Rahmen der Projekte TR 218/29-1, TA 1696/1-1 und WI 3180/9-1.

Literatur

Benson D.J. 1992. Computational methods in Lagrangian and Eulerian hydrocodes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 99 (2-3): 235–394.

Bienen, B., Fan, S., Schröder, M. und Randolph, M.F., 2021. Effect of the installation process on monopile lateral response. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 174: 530–548. DOI: 10.1680/jgeen.20.00219

Bienen, B., Stanier, S., Vulpe, C. und Mašín, D., 2014. Interface enabling constitutive models coded as user materials to be employed in explicit analysis. Research report.

Dao, D. A. und Grabe, J. 2022. Numerical investigation of ship anchor penetration in cohesive Baltic Sea soil. *Proceedings of the 41st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, Hamburg, Germany, V009T10A002. DOI: 10.1115/OMAE2022-80822

Dao, D. A., Struve, A. und Grabe, J. 2022a. Numerical Investigation on the Effect of Anchor Modelling on Anchor Chain-Soil Inter-action for Floating Offshore Wind Turbines. *Proceedings of the 15th International Symposium on Practical Design of Ships and other Floating Structures*, Dubrovnik, Croatia, 1673-1684, ISBN: 978-953-7738-87-7.

Dao D. A., Dicke, K. und Grabe, J. 2022b. Investigation of anchor installation for floating offshore wind turbines. *Proceedings of 10th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Daejeon, Korea, 482-485, ISBN: 978-89-952197-7-5.

- Dao, D.A., Alkateeb, D. und Schröder, M., 2023. Discrepancies between element tests and large-scale LDFE simulations: A case study on anchor kinematics during installation in clay. *Computers and Geotechnics*, 163: 105698. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.-105698>
- Dao, D. A. und Dicke, K. 2024. Numerical investigation of drag embedment anchor model reduction for FOWTs in coarse and fine-grained Baltic Sea soil. *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*, Hanoi, Vietnam, DOI: 10.1007/978-981-99-9722-0_199
- Dao, D. A. und Grabe, J. 2024. Numerical Analysis of Anchor-Chain-Soil Interaction under Operational Loading on Floating Offshore Wind Turbines. *Proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, La Serena, Chile.
- Dao, D. A. und Grabe, J. 2024. Numerical assessment of ship anchor penetration depth in Baltic Sea Sand: Implications for subsea cable burial. *Ocean Engineering*, 314: 119674. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.119674>.
- Grabe, J. und Dao, D. A. 2024. Modeling the interaction between ship anchors and cables in Baltic Sea soils. *Proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, La Serena, Chile.
- Graham, J. und Houlsby, G. 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, 33(2): 165-180.
- Dassault Systèmes, 2016. Abaqus User's Manual, Version 6.18. Dassault Systèmes Simulia Corp. Providence, RI, USA.
- Fuentes, W., Mašín, D. und Duque, J., 2021. Constitutive model for monotonic and cyclic loading on anisotropic clays. *Géotechnique*, 71: 657–673.
- Fuentes, W., Tafili, M. und Triantafyllidis, T., 2018. An isa-plasticity-based model for viscous and non-viscous clays. *Acta Geotechnica*, 13: 367– 386.
- Fuentes, W. und Triantafyllidis, T., 2015. Isa model: a constitutive model for soils with yield surface in the intergranular strain space. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39: 1235–1254.

- Lascarro, C., Ochoa-Cornejo, F., Mercado, V. und Duque, J., 2024. An extended hypoplastic model for sands with additions of highly plastic fines formulated under the ISA framework. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 176: 108348.
- Medicus, G., Tafili, M., Bode, M., Fellin, W. und Wichtmann, T., 2023. Clay hypoplasticity coupled with small-strain approaches for complex cyclic loading. *Acta Geotechnica*: 1–20.
- Niemunis, A., 2003. Extended hypoplastic models for soils. Habilitation, monografia 34, Ruhr-University Bochum.
- Niemunis, A. und Herle, I., 1997. Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 2: 279–299. DOI: 10.1002/(sici)1099-1484(199710)2:4 3.0.co;2-8.
- Noh, W. F. 1963. CEL: A time-dependent, two-space-dimensional, coupled Eulerian-Lagrange code. Lawrence Livermore National Lab, Livermore, California, United States.
- Poblete, M., Fuentes, W. und Triantafyllidis, T., 2016. On the simulation of multidimensional cyclic loading with intergranular strain. *Acta Geotechnica*, 11: 1263–1285. DOI: 10.1007/s11440-016-0492-2.
- Qiu, G., Henke, S., & Grabe, J. (2011). Application of a Coupled Eulerian–Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations. *Computers and Geotechnics*, 38(1), 30-39.
- Reul, O., 2000. In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (Dissertation).
- Stapelfeldt, M., Alkateeb, D., Grabe, J. und Bienen, B., 2020. Numerical simulation of cone penetration tests inside suction caisson foundations in sand. *Proceedings of the 39th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, V010T10A007. DOI: 10.1115-/OMAE2020-18721.
- Staubach, P., Machaček, J., Tafili, M. und Wichtmann, T., 2022. A high-cycle accumulation model for clay and its application to monopile foundations. *Acta Geotechnica*, 17: 677–698.
- Tafili, M., Ganal, A., Wichtmann, T. und Reul, O., 2023. On the AVISA model for clay–recommendations for calibration and verification based on the back analysis of a piled raft. *Computers and Geotechnics*, 154: 105126.

Tafili, M., Medicus, G., Bode, M. und Fellin, W., 2022. Comparison of two small-strain concepts: Isa and intergranular strain applied to barodesy. *Acta Geotechnica*, 17: 4333–4358.

Tafili, M., Staubach, P., Macháček, J., Zachert, H. und Wichtmann, T., 2024. Forecast quality of centrifuge tests with cyclic and monotonic lateral loading of monopiles. *Géotechnique*, accepted.

Tafili, M. und Triantafyllidis, T., 2020. AVISA: anisotropic visco-isa model and its performance at cyclic loading. *Acta Geotechnica*, 15: 2395–2413.

Autoren

Duy Anh Dao, M.Sc.

duy.ahn.dao@tuhh.de

Jürgen Grabe, Dr.-Ing.

grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Hamburg, Deutschland

Merita Tafili, Dr.-Ing

merita.tafili@ruhr-uni-bochum.de

Torsten Wichtmann, Dr.-Ing

torsten.wichtmann@ ruhr-uni-bochum.de

Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, Nordrhein-Westfalen, Deutschland

Digitalisierung der Qualitätssicherung bei der Installation von Duktilrammpfählen

Thomas Kriechbaumer¹, Freddy Lopez², Jörg Heiland²

¹ Tiefenbacher GmbH, Österreich, ² Tiroler Rohre GmbH, Österreich

1 Einleitung

Der Duktilrammpfahl ist ein erschütterungsarmer Verdrängungspfahl gemäß DIN EN 12699. Das Pfahlsystem besteht im Querschnitt aus dem duktilen Gussrohr, das mithilfe eines hydraulischen Schlaghammers segmentweise in den Boden eingebracht wird, wobei der anstehende Boden vollständig verdrängt wird. Seit seiner Einführung in 1986 hat sich der Duktilrammpfahl auf dem Feld der Tiefgründungssysteme europaweit etabliert und wird kontinuierlich weiterentwickelt.

In Deutschland ist die Anwendung von Duktilrammpfählen durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / Bauartgenehmigung geregelt (z.B.: Z-34.25-230). Die sachgerechte Herstellung des Duktilrammpfahls liegt im Verantwortungsbereich der ausführenden Spezialtiefbaufirmen, die umfassend in der Ausführung geschult worden sind und erfolgt mit der technischen Beratung/Unterstützung der Zulassungsinhaber.

Ein umfassendes Qualitätsmanagement mit objektiven Kriterien ist erforderlich, um eine gleichbleibende Ausführungsqualität sicherzustellen. Dabei trägt die Entwicklung eines digitalen, weitgehend automatisierten Datenaufzeichnungssystems zur Qualitätssicherung der Ausführung entscheidend bei.

Der vorliegende Fachartikel befasst sich mit der ausführlichen Beschreibung der digitalen Qualitätssicherung bei der Herstellung von Duktilrammpfählen sowie mit der Verwendung der gewonnenen Daten für andere potenziellen, bauprozessrelevanten Anwendungen (z.B. BIM in der Geotechnik).

2 Der Duktilrammpfahl

2.1 Systembeschreibung

Das Pfahlsystem setzt sich in der Regel aus einem oder mehreren Pfahlrohren (je nach erforderlicher Länge), einem Pfahlschuh (unverpresst / verpresst) und einer Pfahlkopfplatte zusammen. Die Pfahlrohre aus duktilem Gusseisen werden in einer Länge

von 5 m mit Außendurchmessern von 98 mm, 118 mm und 170 mm in unterschiedlichen Wanddicken (zw. 6.0 mm - 13.0 mm) gefertigt. Das konische Spitzende und die passgenaue Steckmuffe ermöglichen ein schnelles Zusammenfügen der Pfahlrohre zu einem durchgehenden Pfahl beliebiger Länge (Abbildung 1).



Abbildung 1: Elemente des Pfahlsystems [LOPEZ & STEINLECHNER, 2024]

Die Pfahlrohre werden im Schleudergussverfahren produziert und bestehen aus duktilem Gusseisen (GJS 450-10) nach DIN EN 1563. Hierbei handelt es sich um einen Eisen-Kohlenstoff-Gusswerkstoff, dessen als Graphit vorliegender Kohlenstoffanteil fast ausschließlich in Form von Kugeln im Metallgefüge (Sphäroguss) vorliegt [BARTELS ET AL, 2010]. Der Werkstoff des duktilen Gusseisens verleiht dem Pfahlsystem hierbei seine hohe Duktilität und Festigkeit. So wird es möglich, die Pfahlrohre mittels leistungsfähiger Hydraulikhämmer in den Boden einzurammen, bis die jeweilige Endtiefe erreicht ist [SCHRÖTTER & HEILAND, 2023].

Aufgrund der Verwendung von 100 % recycelten Baustoffen (Alteisen / Stahlschrott) und kontinuierlicher Verbesserungen im Herstellungsprozess zur Reduzierung der Grauenergie (Wiederverwendung von Abwärme, Nutzung erneuerbarer Energien usw.) erweisen sich Duktillrammpfähle als besonders emissionsarme und ressourcenschonende Bauprodukte [LOPEZ & HEILAND, 2023].

2.2 Einbau

Die Pfahleinbringung erfolgt i.d.R. mit einem an einem Trägergerät (Hydraulikbagger) befestigten leistungsfähigen Schnellschlaghydraulikhammer (Abbruchhammer). Anstelle des Schlagdorns wird ein spezielles, auf die Rohrmuffe abgestimmtes Schlagstück im hydraulischen Hammer verwendet (Abbildung 2) [BERNDT, 2022].



Abbildung 2: Gerätschaft für die Pfahleinbringung [TRM, 2024]. Links: Hydraulikbagger. Mitte: Hydraulikhammer. Rechts: Schlagstück für unverpresste und verpresste Pfähle

Durch die hohe Schlagenergie des Hydraulikhammers beim Einrammen entsteht eine kraftschlüssige und biegesteife Steckmuffenverbindung zwischen den Pfahlrohren (Abbildung 1). In Abhängigkeit der tatsächlich angetroffenen Untergrundverhältnisse können die individuell erforderlichen Pfahllängen vor Ort angepasst werden. Je nach Erfordernis werden die Pfähle mit oder ohne Mantelverpressung ausgeführt [SCHRÖTTER & HEILAND, 2023].

Die Ausführung des Pfahls ohne Mantelverpressung (auch als unverpresste Pfähle bzw. Aufstandspfähle bezeichnet) setzt das Vorhandensein eines Festgesteins (Fels oder felsartiger Untergrund) in vertretbarer Tiefe voraus, auf das der Pfahl gerammt werden kann. Die Lastübertragung erfolgt in diesem Fall im Wesentlichen über Spitzendruck, wobei das Festgestein als „inkompressibler“ Aufstandshorizont dient (Abbildung 3).

Der Durchmesser des Pfahlschuhs entspricht bei der unverpressten Ausführung dem Außendurchmesser des Pfahlrohres. Das Pfahlinnere wird im Anschluss an den Rammvorgang mit Zementmörtel bzw. Beton verfüllt, um eine erhöhte innere Tragfähigkeit des Verbundsystems zu erreichen [LOPEZ & STEINLECHNER, 2023]

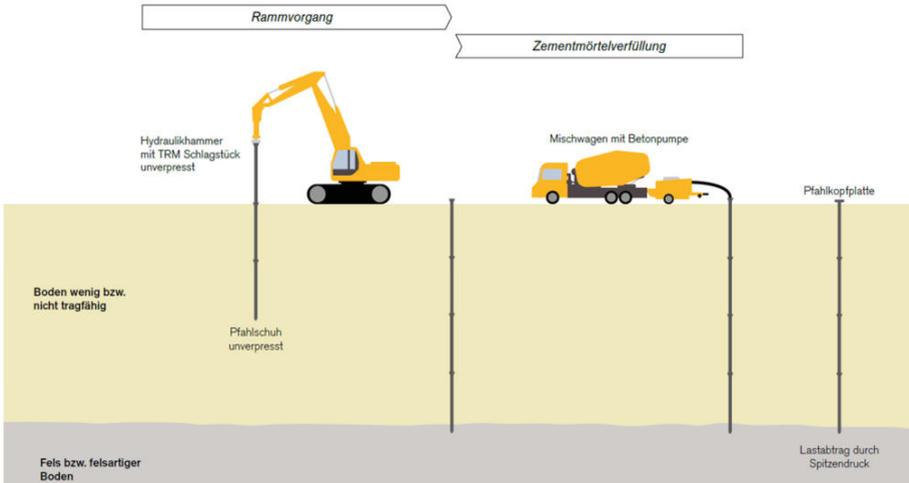


Abbildung 3: Einbau ohne Mantelverpressung [TRM, 2024]

Wenn neben Druckkräften auch Zugkräfte übertragen werden sollen oder die jeweiligen Bodenverhältnisse keinen Aufstandshorizont in vertretbarer Tiefe erkennen lassen, empfiehlt sich die Herstellung des Duktilrammpfahls mit Mantelverpressung. Die Lastabtragung wird hierbei zum großen Teil über die Aktivierung der bodenabhängigen Pfahlmantelreibung realisiert. Bei der Herstellung wird ein Pfahlschuh verwendet, der einen vergrößerten Durchmesser (zw. 180 mm – 370 mm) im Vergleich zum Pfahlrohr besitzt. Dieser Pfahlschuh verdrängt und verdichtet den anstehenden Boden gleichermaßen. Der so entstehende Ringraum wird während der Herstellung mit Zementmörtel verfüllt, der durch die Seele des Pfahlrohres gepumpt wird, am Pfahlfuß wieder austritt und im Ringraum wieder an die Geländeoberkante gelangt (Abbildung 4), dadurch entsteht ein durchgehender Betonkörper, der durch Verzahnung mit dem Erdreich hohe Pfahlmantelreibungswerte aktiviert [LOPEZ & STEINLECHNER, 2024].

Für die Einleitung von Zugkräften in den Pfahl wird ein Stahltragglied in den noch flüssigen Zementmörtel über die gesamte Länge des Pfahlrohres eingestellt. Dieses Stahltragglied wird im Fundamentkörper kraftschlüssig befestigt (einbetoniert und verankert).

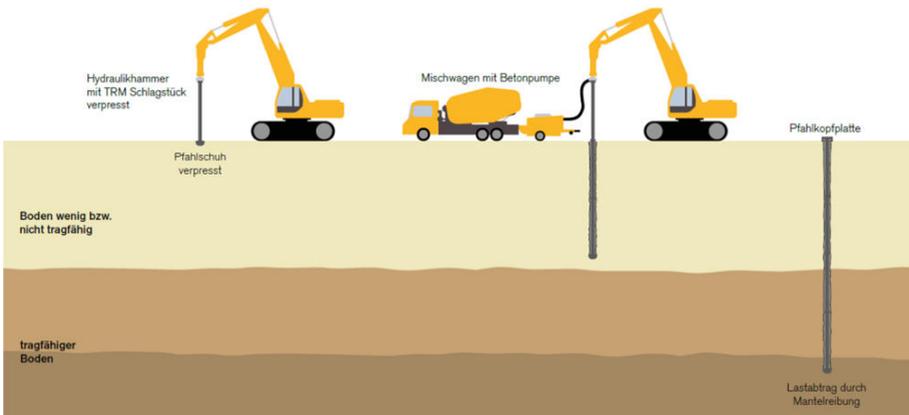


Abbildung 4: Einbau mit Mantelverpressung [TRM, 2024]

3 Qualitätssicherung bei der Ausführung

Für die Ausführung der Dultilrammpfähle gelten die Festlegungen der DIN EN 12699 in Verbindung mit DIN EN 12699 Berichtigung 1 und DIN SPEC 18538 sowie die Verfahrenseinweisung der Hersteller [DIBt, 2022]. Die wichtigsten Aspekte zur Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung werden in diesem Absatz behandelt.

3.1 Leistungsfähigkeit des Hydraulikhammers

Die Schlagenergie des Hydraulikhammers spielt bei der sachgerechten Ausführung der Rammarbeiten eine wesentliche Rolle. Damit der Hydraulikhammer die maximale Schlagenergie für die Pfahlherstellung liefert, sind folgende Parameter entscheidend:

Tabelle 1: Einflussparameter für die Leistungsfähigkeit des Hydraulikhammers [HAYDEN ET AL, 2022]

Parameter	Einfluss auf:
ggf. Stickstoffdruck	Kraftübertragung des Hydraulikdrucks auf das Pfahlschlagstück
Hydraulikdruck	Einzelschlagkraft
Hydraulikdurchfluss	Schlagfrequenz
Schlagfrequenz	Energieeintrag

Eine laufende Kontrolle und Dokumentation der Einstellungsdaten des Hammers gemäß Herstellerangaben ist erforderlich, um die maximale Leistungsfähigkeit des Hydraulikhammers erhalten zu können.

Die Einstellungen der Hydraulikanlage vom Trägergerät (Hydraulikdruck und Durchflussmenge) sind, um die maximale Leistungsfähigkeit des Hydraulikhammers zu gewährleisten, vor Rammbeginn mit den Erfordernissen des Hydraulikhammers abzustimmen [MOORMANN, 2023]. Tabelle zeigt eine Orientierungshilfe zur Auswahl der Trägergeräte in Abhängigkeit des Hydraulikhammers und des Pfahlquerschnitts.

Tabelle 2: Orientierungshilfe zur Auswahl des Hydraulikhammers in Abhängigkeit vom Pfahlquerschnitt [TRM, 2022]

	Hammerbezeichnung (Atlas Copco / Epiroc)				
	MB1200	MB1650	HB2000	HB2200	HB2500
Schlagenergie [J]	2700	3500	4000	4700	6000
Pfahltyp	Notwendiges Trägergerät lt. Hersteller Gewichtsklasse in [Ton]				
	15 - 26	19 - 32	22 - 38	22 - 38	27 - 46
98 verpresst					
98 unverpresst					
118 verpresst					
118 unverpresst					
170 verpresst					
170 unverpresst					
	geeignet				
	Mit Einschränkungen geeignet (keine Vollaustattung der Pfähle)				
	Hammer überdimensioniert (erhöhte Bruchgefahr beim Rammen)				
	Nicht geeignet				

3.2 Rammprotokoll und Rammaufnahme

Das Rammprotokoll (Sammelprotokoll) ist für jedes Bauvorhaben zu erstellen und ermöglicht eine Übersicht über alle beim jeweiligen Projekt eingesetzten Duktirammpfähle mit den wesentlichen technischen Informationen, z.B.: abzutragende Pfahllasten, Ausführung mit oder ohne Mantelverpressung, Pfahlschuhtyp und – durchmesser, Kopfplattentyp, usw.

Zusätzlich zum Rammprotokoll ist je Pfahl eine Rammaufnahme zu erstellen. Die Rammaufnahme dokumentiert die Herstellung eines Pfahls, insbesondere die Rammzeiten, d.h. die erforderliche Zeit für die Eindringung je Pfahlaufmeter über die gesamte Pfahllänge. Die fortlaufende Aufzeichnung der Rammzeiten ermöglicht die Überprüfung der Bemessungsannahmen, Feststellung von lokalen, gravierenden Abweichungen gegenüber der zugrundeliegenden Bodenerkundung und versetzt die Ausführenden in die Lage, dass sie die Pfahllängen unmittelbar an tatsächlich angetroffene, lokal unterschiedliche Bodenverhältnisse anpassen können [TRM, 2022].

Für Aufstandspfähle (mit oder ohne Mantelverpressung) ist die Rammzeit auf den letzten 10 cm („letzte Hitze“) ebenfalls zu erfassen. Dieser Parameter ist ein Maß für die Qualität des Baugrunds im Bereich des Pfahlfußes, entscheidend für die Kraffteinleitung über Spitzendruck.

Die Rammzeiten werden durch die Schlagenergie des Hydraulikhammers maßgebend beeinflusst. Um repräsentative Rammzeiten zu erhalten ist die Leistungsfähigkeit des Hydraulikhammers während der Rammarbeiten sicherzustellen.

3.3 Zementmörtel und Betonpumpe

Bei verpressten Duktirammpfählen ist Zementmörtel (Gesteinskörnungen ≤ 4 mm) mit einer Druckfestigkeit entsprechend der Festigkeitsklasse C20/25 nach DIN EN 206 oder höher zu verwenden [DIBt, 2022]. Um einen ununterbrochenem Zementmörtelfluss (Zementmörtelsäule) während der Pfahlherstellung zu gewährleisten, muss der Zementmörtel geeignete rheologische Eigenschaften aufweisen. In der Regel werden Mischungen mit einer Konsistenzklasse F5 - F6 nach DIN EN 12350-5 (fließfähige bis sehr fließfähige Konsistenz) verwendet.

Während des Rammens muss eine ausreichende Pumpenleistung (Fördermenge und Arbeitsdruck) vorhanden sein. Die Zementmörtelmengen sind z. B. durch integrierte

Hubzähler, Zählen der Pumpenhübe, Induktionsdurchflussmesser o. Ä. zu erfassen und auf Plausibilität zu überprüfen. Des Weiteren ist der Zementmörtelverbrauch je Laufmeter fortlaufend bei der Pfahlherstellung aufzuzeichnen [MOORMANN, 2022].

3.4 Dokumentation des Pfahlherstellungsprozesses

Die Protokollierung und Dokumentation der Rammarbeiten (tatsächliche Pfahllängen, Rammzeiten, Zementmörtelverbrauch) sind von erheblicher Bedeutung und unerlässlich für die Qualitätssicherung der Ausführung.

Weltweit erfolgt zwar die Aufzeichnung in den allermeisten Fällen elektronisch (z.B. Rammzeitaufnahme mittels Stoppuhr, Zementmörtelverbrauch mit digitaler/analoger Sensorik), aber die Daten werden noch händisch auf Papier niedergeschrieben und später digitalisiert (gescannt oder manuell in Excel- bzw. Worddateien eingetragen). Diese Art der Datensammlung ist zwar zulässig, allerdings erweist sich als zeitaufwendig, fehleranfällig und letzten Endes nicht mehr zeitgemäß.

Einen ersten Schritt hin zur digitalen Qualitätssicherung bildet die im Jahr 2019 von den Firmen {code}struction GmbH und Keller Grundbau Ges. m.b.H entwickelte *Keller DukiApp*. Mit diesem digitalen Werkzeug ist es möglich, alle herstellungsrelevanten Daten während des Herstellungsprozesses in ein digitales Endgerät (z.B. iPad) einzugeben und die Rammzeiten mit eigens dafür adaptierten Bedienknöpfen an den Baggerjoysticks zu erfassen. In einer weiteren Entwicklungsphase wurde die Aufzeichnung des Zementmörtelverbrauchs je Tiefenschritt in die Applikation integriert [HAYDEN ET AL, 2022]. Bei der Keller *DukiApp* handelt es sich um firmeninterne Lösungen der Firma Keller, die für andere ausführende Firmen unzugänglich sind.

4 Automatisierte digitale Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung

4.1 Das Tiefenbacher System

Das Tiefenbacher System für den Dukttilrammpfahl ist eine elektronische Prozessdatenerfassung, mit der die wesentlichen Qualitätsaspekte der Pfahlherstellung automatisiert erfasst und digital dokumentiert werden. Das von der Firma Tiefenbacher in Kooperation mit der Firma Kurt Motz entwickelte System wird seit 2022 am freien Markt angeboten. Es findet aktuell Anwendung bei mehreren Baufirmen in Mitteleuropa und darüber hinaus.

Das System umfasst Sensorik und einen Touch-Display als Bedieneinheit für den Gerätefahrer sowie eine für jede Baufirma separat eingerichtete Web-Applikation (DukiWEB) für die automatische Auswertung der gesammelten Prozessdaten durch die Bauleitung (Abbildung 5 und Abbildung 6).



Abbildung 5: Bedieneinheit, Steuerbox und Sensoren des Qualitätssicherungssystems

Zusätzlich können über die Web-Applikation Pfahllisten und Soll-Vorgaben für das Bauvorhaben an die Baustelle gesandt werden, wodurch der Aufwand der Dateneingabe am Baufeld auf ein Minimum reduziert wird. Neben seiner Hauptfunktion der Dokumentation des Herstellprozesses unterstützt das Tiefenbacher System den Gerätefahrer bei der Einhaltung von Vorgaben, indem es wesentliche Prozessdaten wie die Pfahltiefe, Rammzeiten oder die Betonmenge während der Pfahlherstellung anzeigt.

Maschine

- Fahrerassistenz
- Anzeige / Aufzeichnung Herstelldaten



DukiWEB

- PDF-Protokoll (Rammaufnahme)
- Übersicht (Rammprotokoll)



Abbildung 6: Datenaustausch zwischen Prozessdatenerfassung und Web-Applikation

4.2 Systemkomponenten

Kernstück der digitalen Qualitätssicherung ist eine Steuerung mit Linux-basiertem Echtzeit-Betriebssystem und einer speziell für den Duktillrammpfahl entwickelten Applikationssoftware. Hier werden die Sensordaten zu relevanten Pfahlherstellungsdaten verarbeitet, angezeigt und aufgezeichnet, wobei die in Kapitel 4.4 beschriebenen Modelle und Algorithmen zur Anwendung kommen. Ein in der Fahrerkabine montierter 10" Touch-Display dient als Benutzerschnittstelle für den Gerätefahrer. Abbildung 7 gibt einen Systemüberblick und veranschaulicht die räumliche Verteilung der elektronischen Systemkomponenten auf den Baustellengeräten sowie deren Kommunikationsschnittstellen zueinander.

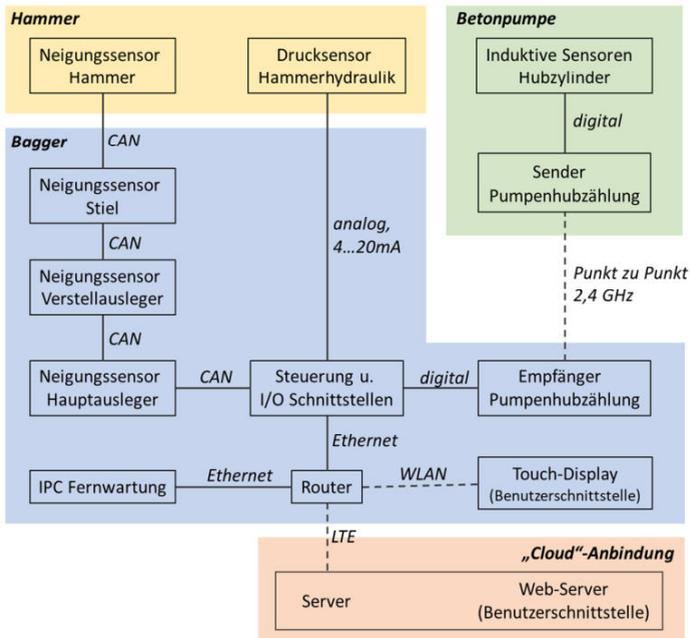


Abbildung 7: Räumliche Verteilung der elektronischen Systemkomponenten

Zur Berechnung der Pfahlhöhe werden Baggerausleger und -oberwagen mit dynamischen Neigungsgebern ausgestattet. Die Hammerhydraulik wird mit einem Drucksensor in der Vorlaufleitung überwacht. Zur Betonmengenerfassung kommen induktive Näherungsschalter für die Pumpenhubzählung zum Einsatz. Weiters wird die

Pumprichtung überwacht. Die Signale werden drahtlos von der Betonpumpe zum Bagger übertragen. Die Verbindung zwischen dem Server (DukiWEB) und der Steuerung auf dem Bagger erfolgt über das Mobilfunknetz, wobei ein LTE-Router als Gateway dient.

Die Geräte der elektronischen Datenverarbeitung sind in einer Edelstahl Steuerbox (300x200x155 mm³) untergebracht, an den die Sensorik mittels robuster Steckverbindungen angebinden wird (siehe Abbildung 5). Obgleich die Schutzkategorie von IP 66 das Anbringen der Steuerbox außen am Bagger erlaubt, findet das kompakte Gehäuse meistens im Maschinenraum des Oberwagens Platz.

4.3 Systembedienung

4.3.1 Pfahllisten und Planvorgaben

Zu Beginn eines neuen Bauvorhabens lädt die Bauleitung Planvorgaben auf das DukiWEB hoch um diese der jeweiligen Maschine zur Verfügung zu stellen. Die Plandatei entspricht einer möglichst einfach aufgebauten MS Excel (.xlsx) oder CSV-Datei, wobei hier stets firmenspezifische Anpassungen implementiert werden, sodass sich die Erstellung der Plandatei möglichst einfach in die internen Abläufe der jeweiligen Baufirma integrieren lässt. Die Benennung der Plandatei folgt einem einheitlichen Schema und beinhaltet bereits die Informationen der Baustellenbezeichnung und der eindeutigen Baustellenummer bzw. Kostenstelle. Jede Zeile der Plandatei repräsentiert einen herzustellenden Pfahl und jede Spalte beinhaltet eine Soll-Vorgabe (siehe Abbildung 8). Inkludiert wurden jene Vorgaben, welche gemäß DIN SPEC 18538 im Herstellungsbericht eines Verdrängerpfahles vorhanden sein müssen, aber während der Herstellung am Baufeld nicht oder nur schwierig automatisiert erfasst werden können.

Über die Bedienung am Touch-Display in der Fahrerkabine kann der Gerätefahrer das Bauvorhaben auswählen und damit die Pfahlliste laden. Alternativ zur Cloud-Anbindung kann die Pfahlliste auch lokal via USB-Schnittstelle am Monitor geladen werden. Dadurch ist die Verwendung der digitalen Qualitätssicherung auch in Gebieten ohne mobilen Zugang zum Internet möglich.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Von hier bis zur Pfahlliste beliebiger Text, beliebige Formatierung								
2									
3	Dateiname folgt dem Schema: <i>Baustellename_Kostenstelle_Kommentar.xlsx</i>								
4									
5	Obligatorische Spalten				Optionale Spalten				
6	Pfahl	Rohr	Kopfplatte	Sollhöhe PfahlOK absolut [m]	Pfahneigung [°]	Bewehrung	Mindestlänge [m]	Lage x [m]	Lage y [m]
7	###								
8	P3001	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
9	P3002	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
10	P3003	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
11	P3004	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
12	P3005	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
13	P3006	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
14	P3007	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
15	P3008	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
16	P3009	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
17	P3010	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
18	P3011	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
19	P3012	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
20	P3013	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
21	P3014	118x7,5x220	250x250x30	335,115	0 -	-	-	-	-
22	***								
23									

Abbildung 8: Beispielhafte Pfahlliste im MS Excel (.xlsx) Format

Nach dem erfolgreichen Einlesen der Plandatei kann der Gerätefahrer den jeweils herzustellenden Pfahl am Monitor auswählen (Abbildung 9). Bereits fertiggestellte Pfähle werden in der Pfahlliste automatisch markiert um dem Fahrer die korrekte Pfahlauswahl zu erleichtern.

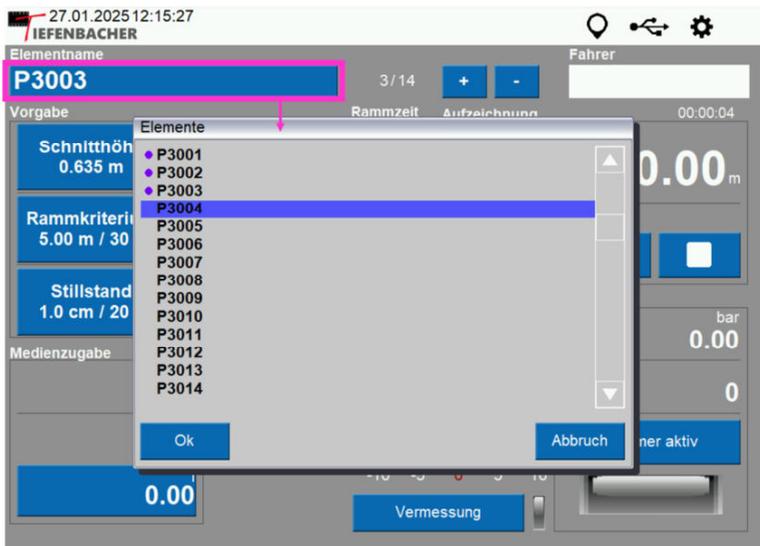


Abbildung 9: Auswahl von Pfählen am Monitor in der Fahrerkabine

4.3.2 Fahrerassistenz

Die zur Qualitätssicherung relevanten Prozessdaten (siehe Kapitel 3) werden dem Fahrer während der Pfahlherstellung an der Bedieneinheit angezeigt. Abbildung 10 zeigt den Hauptbildschirm der Prozessdatenerfassung. Hervorzuheben sind hierbei folgende Anzeigen:

- aktuelle Pfahllänge
- Rammzeiten im aktuellen Laufmeter und in den vorherigen Metern (aktuelle Rammaufnahme)
- Eindringtiefe der letzten Sekunden Rammzeit (die Dauer ist einstellbar)
- Betonmenge des aktuellen Pfahls
- Hydraulikdruck sowie Schlagzahl des Hammers
- Neigung des Schlaghammers um zwei Achsen



Abbildung 10: Hauptbildschirm mit aktuellen Prozessdaten

Das System kann zur Dokumentation von Mantelreibungspfählen und von Aufstandspfählen gleichermaßen eingesetzt werden. Die hinsichtlich der Rammzeiten und Eindringtiefen notwendigen Kriterien werden basierend auf der geotechnischen Planung durch die Baufirma definiert und an der Prozessdatenerfassung hinterlegt.

Die Anzeige des Öldrucks in der Hydraulikleitung zum Hammer sowie der Schlagzahl dient dem Gerätefahrer zur Beurteilung der korrekten Funktionsweise des Hammers. Mit Hilfe einer separaten, vom ausgewählten Pfahl unabhängigen Betonmengenanzeige kann außerdem der Füllstand des Mischwagens im Auge behalten werden um rechtzeitig neuen Beton anzufordern. Am Hauptbildschirm werden für jeden Pfahl die in der Pfahlliste hinterlegten Vorgaben zu Rohrtyp, Kopf- und Fußplatte sowie die Soll-Höhe der Oberkante des fertigen Pfahls angezeigt. Basierend auf der Höhe der Kopfplatte und der Soll-Höhe errechnet die Steuerung die Schnitthöhe des über die Geländeoberkante (GOK) hinausragenden Rohres relativ zu dem am Baufeld positionierten Rotationslaser. Diese Anzeige dient als Alternative zur manuellen Berechnung der Schnitthöhe durch das Baustellenpersonal. Optional kann das Tiefenbacher System durch einen zweiten, in Richtung des Außenpersonals gerichteten Monitor zur Anzeige der Schnitthöhe erweitert werden.

4.3.3 Datenaufzeichnung

Für jeden Pfahl wird eine Aufzeichnungsdatei erstellt und auf der Steuerung gespeichert. Zusätzlich werden die Prozessdateien, sofern die Option kundenseitig aktiviert ist, via Mobilfunknetz in die DukiWEB Cloud übertragen. Etwaige zeitlich begrenzte Ausfälle der Steuerungsanbindung an das Internet, z. B. aufgrund mangelnder Mobilfunkverfügbarkeit am Baufeld, werden durch Zwischenspeicherung überbrückt und sämtliche Prozessdateien werden zum erstmöglichen Zeitpunkt der Internetanbindung übertragen. Der Inhalt der Aufzeichnungsdateien umfasst Metadaten sowie zyklisch, standardmäßig alle 100 ms, aufgezeichnete Prozessdaten (siehe Tabelle 3). Die Inhalte der Prozessdaten dienen als Grundlage für die Erstellung von Zeit- und Tiefen-Diagrammen, welche den Herstellungsprozess nachweisen und auf einem Herstellprotokoll im PDF-Format präsentiert werden (siehe Tabelle 4).

Tabelle 3. Ausgewählte Metadaten der Aufzeichnungsdatei eines Pfahles

Metadaten	Quelle	Bedeutung
Start-Datum u. Zeit	Steuerungs- Applikation	Normierte Anforderung gem. DIN SPEC 18538
Stopp-Datum u. Zeit		
Pfahlbezeichnung	Plandaten	
Soll-Höhe Pfahloberkante		
Bewehrung		
Pfahlneigung		
Pfahllage x/y		
Rohrtyp u. Pfahlschuh		
Kopfplatte		
Schlaghammer	Auswahl Gerätefahrer	Ergänzung der Prozessdatenerfassung um den Qualitätsaspekt der Gerätschaft
Trägergerät		
Betonpumpe		
Höhenreferenz Baustelle	Eingabe Gerätefahrer	Normierte Anforderung gem. DIN SPEC 18538
Stickstoffdruck Hammer		Voraussetzung für die Gültigkeit der vom Hersteller angegebenen Nennwerte zur Schlagenergie (normierte Anforderung)
Überstand		Errechnung der Pfahllänge als Summe von Eindringtiefe und Überstand
Beliebige Benutzereingabe		Angabe von Hindernissen oder Verzögerungen in der Pfahlherstellung (normierte Anforderung)

Tabelle 4. Ausgewählte Prozessdaten der Aufzeichnungsdatei eines Pfahles

Spaltendaten	Bedeutung
Zeit [ms]	Zeitliche Zuordnung aller Herstelldaten; Rammzeiterfassung
Länge Pfahl [cm]	Bestimmung der Eindringtiefe und Gesamtlänge des hergestellten Pfahles; Längskomponente der Rammaufnahme;
Öldruck Hammer [bar]	Nachweis des Schlagens im Zuge der Rammzeiterfassung; Indikator der Intaktheit des Schlaghammers
Schlagzahl	Indikator der Intaktheit des Schlaghammers
Druck Beton [bar]	Kontinuität der Betonzugabe als Qualitätsnachweis der Verpressung
Pumpenhübe	
Menge Beton [l]	
Neigung X Hammer [°]	Nachvollziehbarkeit der Pfahlherstellung
Neigung Y Hammer [°]	

4.3.4 Datenauswertung im DukiWEB

Die Aufzeichnungsdateien werden der Bauleitung über die DukiWEB Cloud zur Verfügung gestellt, wo diese analysiert, zu PDF-Berichten gewandelt und exportiert werden können. Alternativ dazu kann der Gerätefahrer die Dateien mittels USB-Stick vom lokalen Speicher der Steuerung herunterladen. Wie für andere Verfahren des Spezialtiefbaus üblich, erfolgt der Qualitätsnachweis eines Pfahles anhand eines Pfahlprotokolls im PDF-Format (Abbildung 11).

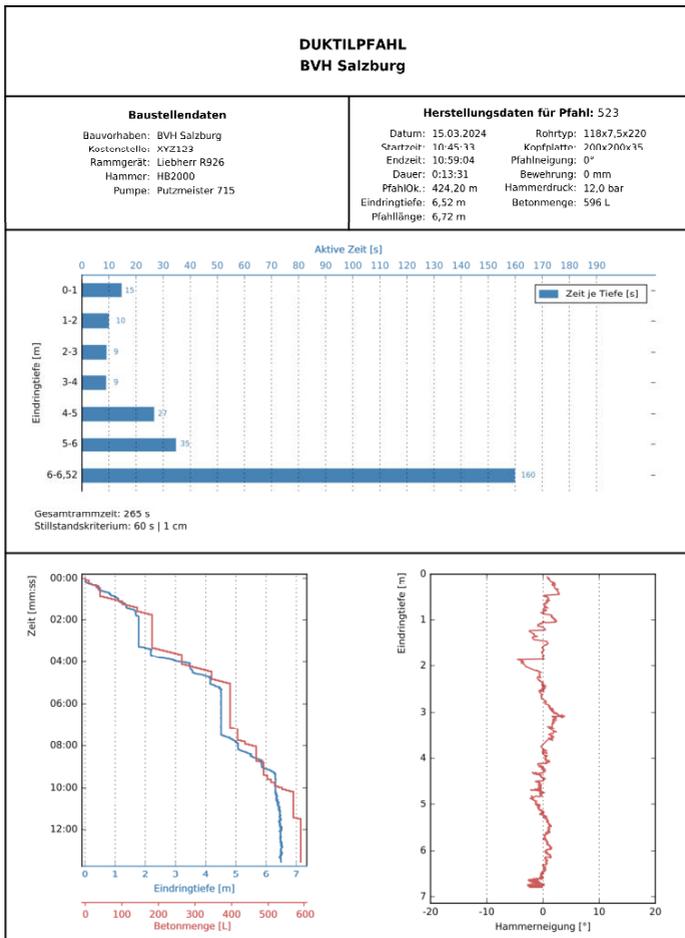


Abbildung 11: Beispielhaftes Pfahlprotokoll im PDF-Format

Die im PDF-Protokoll dargestellten Diagramme und Metadaten sind seitens der Baufirma frei auswählbar; Abbildung 11 zeigt ein Beispiel mit Rammaufnahme, Zeitdiagramm mit Tiefe und Betonzugabe sowie mit einem Tiefendiagramm der Hammerneigung.

Zur Erstellung von Sammelprotokollen und zur Unterstützung der Baustellenabrechnung können im DukiWEB Pfahllisten mit den wichtigsten Summendaten (Betonverbräuche, Pfahllängen, Herstelldauer) für ausgewählte Bauvorhaben oder definierte Zeiträume erstellt und zur weiteren Bearbeitung exportiert werden. Als optionale Erweiterung können außerdem baustellenübergreifende Analysetools und die Berechnung von Performance Indikatoren für Optimierungszwecke zur Verfügung gestellt werden.

4.4 Modelle und Algorithmen der Prozessdatenerfassung

4.4.1 Pfahltiefe bzw. -länge

Die Messung der Pfahleindringtiefe bzw. -länge erfolgt durch Erfassung der Wegänderung der Hammerspitze. In Anlehnung an die Industrierobotik wird zur Positionsbestimmung der Hammerspitze die Vorwärtskinematik des Hydraulikbaggers berechnet (Abbildung 12).

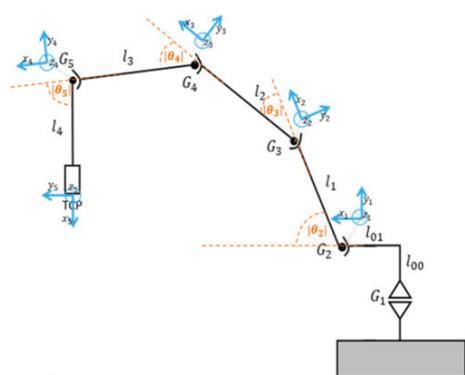


Abbildung 12: Hydraulikbagger mit Schlaghammer [KURT MOTZ, 2022] und kinematisches Modell des Baggers gem. VDI 2861 (rechts; eigene Darstellung)

Dabei kommt die in der Robotik gängige Denavit-Hartenberg Transformation zur Anwendung [DENAVIT UND HARTENBERG, 1955; PAUL, 1981]. Unter Vernachlässigung der Gelenkachse G_1 (keine Drehkrantzbewegung während des Rammvorganges) gilt für

die vertikale Komponente des Hammerpositionsvektors $v = (v_x, v_y)^T$ relativ zur Gelenkachse G_2 :

$$v_y = l_1 \sin \theta_2 + l_2 \sin(\theta_2 + \theta_3) + l_3 \sin(\theta_2 + \theta_3 + \theta_4) + l_4 \sin(\theta_2 + \theta_3 + \theta_4 + \theta_5)$$

Für einen vertikal geschlagenen Pfahl ergibt sich die Eindringtiefe D relativ zur GOK als die Summe der Veränderungen der Vektorkomponente v_y :

$$D_T = \sum_{t=0}^T \Delta v_{y_t} * (-1)$$

Der Zeitpunkt $t = 0$ markiert dabei den Referenzpunkt $D_T = 0$, an dem sich der Fuß des ersten Rohres auf der GOK befindet. Zur Dokumentation von Schrägpfählen wird ein um die horizontale Komponente v_x erweitertes Modell verwendet.

Die Erfassung der Pfahltiefe auf Basis der Vorwärtskinematik wurde mit Unterstützung der Firma Kurz Motz durch manuelle Vergleichsmessungen evaluiert. Auf Basis der Ergebnisse kann, bei einer sorgfältig durchgeführten Maschinenvermessung während der Systeminbetriebnahme, mit einem systematischen Fehler von deutlich unter 1 cm gerechnet werden. Die Wiederholgenauigkeit der eingesetzten Neigungssensoren beträgt $< \pm 0,05^\circ$. Mit den Methoden der Fehlerfortpflanzung [z.B. TAYLOR, 1996] kann gezeigt werden, dass der daraus resultierende Fehler der Tiefenmessung für die beim Duktiltrampfpfahl typischen Baggerarmstellungen ebenso deutlich kleiner als 1 cm ist.

4.4.2 Rammaufnahme

Die Rammaufnahme erfolgt in einem zweiteiligen Algorithmus, nämlich aus:

- der Bestimmung der Zeitkomponente, d.h. die Beantwortung der Frage, ob zu einer bestimmten Zeit gerammt wird oder nicht, und
- der Bestimmung der Längenkomponente, d. h. die Zuordnung der gemessenen Rammzeit zu einem bestimmen Rohrtiefeninkrement, i. d. R. zu einem bestimmten Laufmeter Rohr.

Zur Bestimmung der Zeitkomponente ist zwischen dem Rammen durch die Schlagkraft des Hammers („Schlagen“) und dem Rammen ausschließlich durch die Anpresskraft des Baggerauslegers („Drücken“) zu unterscheiden. Zur Erfassung des Schlagens wird die Annahme zugrunde gelegt, dass während dieser Zeit der Öldruck in der hydraulischen

Vorlaufleitung des Hammers einen je Hammertyp konstanten Grenzwert durchgehend übersteigt. Nach Bestimmung des Grenzwertes kann somit das Rammen durch Schlagen alleine auf Basis der Druckmessung erfasst werden.

Im Laufe der vergangenen Jahre konnte diese Annahme für Schlaghämmer unterschiedlicher Hersteller und Typen validiert werden. Abbildung 13 zeigt beispielhaft den Verlauf des Öldrucks während des Rammvorganges für einen Hammer des Typs Wimmer WH 26-A mit einem Nennarbeitsdruck von 135 bar. Dabei sind die Phasen des Rammens deutlich erkennbar, sodass der Hammerdruck als robuster Indikator für die Rammzeit angesehen werden kann.

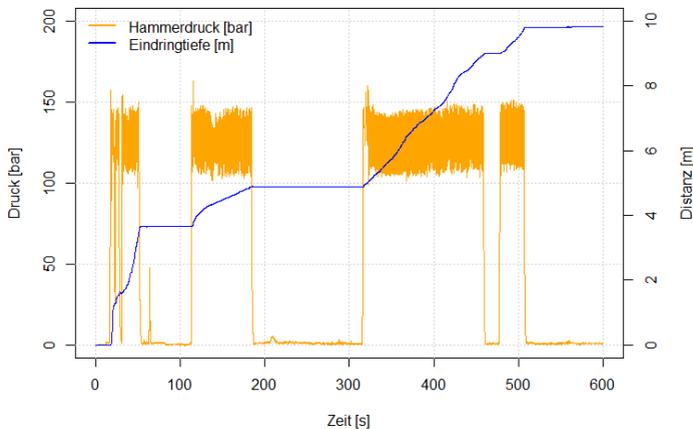


Abbildung 13. Hydrauliköldruck des Hammers während des Schlagens

Beim Drücken hingegen reicht der auf das Schlagstück wirkende Gegendruck des Rohres nicht aus um den Schlagmechanismus des Hammers in Gang zu setzen, sodass der hydraulische Druck während dieser Phase nicht als Indikator verwendet werden kann. Allerdings kann beim Drücken von einem vergleichsweise weichen Boden und damit einer hohen Eindringgeschwindigkeit des Rohres ausgegangen werden. Zur Detektion des Drückens wird daher die Überschreitung der Eindringgeschwindigkeit über einen während der Systemkalibrierung festzulegenden Wert herangezogen. Die Zeiten des Schlagens und des Drückens können in der resultierenden Rammaufnahme des Tiefenbacher Systems separat dargestellt werden.

4.4.3 Betonzugabe

Zur Duktulpfahlherstellung wird die Betonleitung von der Pumpe zum Hammer frei verlegt und nicht, wie bei anderen Verfahren des Spezialtiefbaus, über den Oberwagen des Baggers geführt. Dadurch wird der Einbau eines Durchflusssensors in die Betonleitung erschwert, da für den vergleichsweise großen Sensor ein am Baufeld zusätzlich zu positionierendes Gestell erforderlich wäre. Der zur Verpressung eingesetzte Beton weist mitunter einen hohen Feststoffanteil und damit eine geringe elektrische Leitfähigkeit auf, sodass fraglich ist, ob die sonst im Spezialtiefbau eingesetzten magnetisch-induktiven Durchflusssensoren überhaupt geeignet wären.

Die Berechnung des zum Pfahl geführten Betonvolumens erfolgt deshalb durch Zählung der Hübe der Betonförderzylinder an der Pumpe und Multiplikation mit dem bekannten Hubvolumen der Zylinder. Dabei wird zwischen Hüben während des Pumpens in Richtung des Schlaghammers und während des Rückpumpens unterschieden.

5 Weitere Verwendungsmöglichkeiten und Weiterentwicklungen

5.1 Maschinenpositionierung und Vermessung

Wenn die Trägergeräte (Bagger) mit der entsprechenden Positionierungstechnologie ausgerüstet sind (z.B. GNSS-Empfänger), können die damit gewonnenen Daten sowohl für die Maschinensteuerung als auch für die Durchführung präziser Absteck- und Kontrollarbeiten eingesetzt werden.

Die Einbindung der Positionierungstechnologie ermöglicht eine präzise Navigation zum jeweiligen Pfahlansatzpunkt. Darüber hinaus können - anhand des im Absatz 4.4.1 beschriebenen kinematischen Modells - Kontrollmessungen zu Lage und Höhe des Pfahlkopfes, vor und nach der Pfahlherstellung, direkt von der Baggerkabine aus durchgeführt werden.

Das Vermessen und die Dokumentation der IST-Lage dienen u.a. zur Qualitätssicherung der Pfahlausführung hinsichtlich der Einhaltung von Herstellungstoleranzen.

Die oben genannten Weiterentwicklungen wurden im Tiefenbacher Qualitätssicherungssystem bereits implementiert.

5.2 Integration der gewonnenen Daten in digitale Modelle (BIM)

Die Einführung der BIM-Methodik (*Building Information Modeling*) ist ein zentraler Schritt zur Digitalisierung der verschiedenen Disziplinen im Bauwesen, darunter die Geotechnik. Damit BIM in der Geotechnik effizient genutzt werden kann, müssen Informationen zwischen verschiedenen Teilmodellen (z.B.: Gelände, Baugrund, Spezialtiefbau, Bauwerk, usw.) ausgetauscht und geeignet konsolidiert werden.

Die bei der Herstellung von Duktillrammpfählen (Lage, Länge, Zementmörtelverbrauch, Rammzeiten pro Meter, usw.) digital erfassten Daten können als Attribute der Pfahl-Modellelemente verwendet werden, die wiederum die Basis für ein ausführliches und stets aktualisiertes Bestandsmodell („*as-built*“) bilden.

Des Weiteren können BIM-Modelle mit einem Terminplan verknüpft werden, um daraus Simulationen des Bauablaufs zu erstellen. Die Verknüpfung kann auf verschiedenen Detailstufen erfolgen, beispielsweise auf Ebene verschiedener Bauteilgruppen (z.B. Fundamente) oder einzelner Bauteile (z. B. Duktillrammpfähle). Anhand der bei der Pfahlherstellung gewonnenen Produktionsdaten kann der Bauzeitenplan ständig aktualisiert, optimiert und, wenn erforderlich, angepasst werden.

6 Zusammenfassung

Die sachgerechte Herstellung von Duktillrammpfählen auf den unterschiedlichen Baustellen mit den sich immer ändernden Randbedingungen liegt im Verantwortungsbereich der ausführenden Spezialtiefbaufirmen. Ein umfassendes Qualitätsmanagement mit objektiven Kriterien ist erforderlich, um eine gleichbleibende Ausführungsqualität sicherzustellen [TRM, 2022].

Die Anforderungen an die Pfahlherstellung sind anspruchsvoll, darum ist die fortlaufende Aufzeichnung und Dokumentation der herstellungsrelevanten Daten (z.B.: Rammzeiten und Zementmörtelverbrauch über die gesamte Pfahllänge) von entscheidender Bedeutung. Dabei trägt die Entwicklung eines digitalen, weitgehend automatisierten, benutzerfreundlichen und zugänglichen Datenaufzeichnungssystems zu einer zeitgemäßen Qualitätssicherung der Ausführung entscheidend bei.

Das digitale Datenerfassungssystem ermöglicht eine umfassende Qualitätskontrolle und Dokumentation der Pfahlherstellung und der damit verbundenen Prozessdaten, die durch eine robuste Cloud-Anbindung sofort verfügbar sind.

Die Einbindung von präziser Positionierungstechnologie in das digitale Qualitätssicherungssystem kann für bauprozessrelevante Anwendungen wie die Maschinensteuerung und Vermessung verwendet werden.

Die bei der Pfahlherstellung gewonnenen Daten können als Attribute für Pfahlelemente sowie als Produktionsdaten in eine BIM-Anwendung integriert werden. Diese Informationen stehen den Projektbeteiligten zur Verfügung, auf deren Basis weitergehende Simulationen und Analysen des Bauablaufs durchgeführt werden können.

Literatur

Berndt, J.; Untersuchungen zum Tragverhalten von Duktil-Rammpfählen, *Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 28, 2022*

Bartels, C.; Gerhards, R.; Hanselka, H.; Herfurth, K.; Kaufmann, H.; Kleinkröger, W.; Lampic, M.; Löblich, H.; Menk, W.; Pusch, G.; Schmidt, T.; Schütt, K.-H.; Tölke, P.; Warnke, E.P.; Gusseisen mit Kugelgraphit: Herstellung, Eigenschaften, Anwendung, 2010.

Denavit, J.; Hartenberg, R. S.; A kinematic notation for lower-pair mechanisms based on matrices. *ASME Journal of Applied Mechanics*, Juni 1955, S. 215-222, 1955

Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt); Allgemeine bauabsichtliche Zulassung / Allgemeine Bauartgenehmigung Z-34.25-230: TRM Duktilrammpfahl, 2022

DIN EN 206:2021-06; Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021

DIN EN 1563:2019-04; Gießereiwesen - Gusseisen mit Kugelgraphit

DIN EN 12350-5:2019-09; Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN 12350-5:2019

DIN EN 12699:2001-05; Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle – Deutsche Fassung EN 12699:2000

DIN EN 12699 Ber. 1:2010-11; Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle – Deutsche Fassung EN 12699:2000, Berichtigung zu DIN EN 12699:2001-05

DIN SPEC 18538:2012-02: Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 12699:2001-05, Ausführung spezieller geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle

Hayden, M.; Chalmovsky, J.; Kirchmaier, T.; Monsberger, Ch.; Neumann, H.; Racansky, V.; Neueste Entwicklungen der Qualitätssicherung bei der Duktillpfahlherstellung. Beitrag zur 13. Österreichischen Geotechniktagung Wien, 2022

Kurt Motz; Duktiler Gusspfahl. Das Pfahlsystem mit DIBt-Zulassung. <https://kurt-motz.de> [letzter Aufruf 08.01.2023], 2022

Lopez, F.; Heiland, J.; Der Beitrag von Pfählen kleiner Durchmesser zu einer nachhaltigen Spezialtiefbauindustrie, Beitrag zum 13. RuhrGeo-Tag Wuppertal, 2024

Lopez, F.; Steinlechner, E.; A new approach for the calculation of the external load-bearing capacity of ductile iron piles, Proceedings of the 18th Portuguese National Congress of Geotechnical Engineering, Evora – Portugal, 2023

Lopez, F.; Steinlechner, E.; The foundations of the Rhine bridge Hard-Fussach (Austria), Proceedings of the XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Lisbon – Portugal, 2024

Moormann, C.; Jahresbericht 2022 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). Bautechnik 100, H. 2; S. 101-108, 2023

Schrötter, B.; Heiland, J.; Duktillrammpfahl – innovative Entwicklungen der letzten Jahre. Der Eisenbahningenieur, H. 9, S. 9 – 13, 2023

Paul, R. P.; Robot Manipulators: Mathematics, Programming, and Control (Artificial Intelligence). Cambridge, Massachusetts, MIT Press, 1981

Taylor, J. R.; An introduction to error analysis: the study of uncertainties in physical measurements. 2. Aufl., o. O., University Science Books, 1996

TRM Pfahlsysteme; TRM Duktillrammpfahl. Verfahrensanweisung für die Anwendung in Deutschland (hinterlegt beim Deutschen Institut für Bautechnik), 2022

TRM Pfahlsysteme; TRM Duktillrammpfahl. – Technische Unterlagen, 2024

VDI 2861; Blatt 1: Montage- und Handhabungstechnik; Kenngrößen für Industrieroboter; Achsbezeichnungen. Juni, 1988

Autoren

Dr. Thomas Kriechbaumer
Tiefenbacher GmbH
Hauptstraße 22, A-2542 Kottlingbrunn

t.kriechbaumer@tiefenbacher.at
www.tiefenbacher.at
Tel.: +43 664-151 08 81

M.Sc.-Ing. Freddy Lopez
Dipl.-Ing. Jörg Heiland
Tiroler Rohre GmbH
Innsbrucker Straße 51, A-6060 Hall in Tirol

freddy.lopez@trm.at
joerg.heiland@trm.at
www.trm.at
Tel.: +43 5223-503 0



TRM PFAHLSYSTEME

Für temporäre und dauerhafte Druck- und Zugpfähle
gem. DIBt-Zulassung Z-34.25-230

Einfach. Sicher. Schnell.
www.trm.at



Numerische Modellierung des zeitabhängigen Tragverhaltens von Bohrpfählen in strukturempfindlichen feinkörnigen Böden unter Betrachtung herstellungsbedingter Baugrundstörungen

Joshua Schorr^{1,2}, Daniel Rebstock², Roberto Cudmani²

¹Boley Geotechnik GmbH, München

²Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

1 Einleitung

Für die numerische Modellierung des Tragverhaltens von Bohrpfählen ist eine möglichst realistische Abbildung des Pfahl-Boden-Interfaces unerlässlich. Dies ist insbesondere bei strukturempfindlichen feinkörnigen Böden von Bedeutung, welche durch die Pfahlherstellung stark beeinflusst werden. Die Abbildung dieser installationsbedingten Baugrundstörungen und der resultierenden Pfahltragfähigkeit können durch die üblicherweise verwendeten einfachen sog. „Wished-in-place“ (WIP)-Modellierungsansätze nicht realistisch berücksichtigt werden.

In diesem Beitrag wird die herstellungsbedingte Störung durch zwei unterschiedliche Modellierungsansätze für die Nachrechnung von Pfahlprobelastungen in den empfindlichen weichen Rosenheimer Seetonnen untersucht: (1) Ein Ansatz, bei dem sich die Störung im umgebenden Boden ausbreitet und (2) ein Ansatz, bei dem die Störzone ausschließlich am Interface abgebildet wird. Diese beiden Ansätze stellen somit zwei physikalisch möglichen Zustände dar. Mit den zwei unterschiedlichen Modellierungsansätzen wurden Pfahlprobelastungen, die in einem aus strukturempfindlichen feinkörnigen Böden bestehenden Baugrund im Rahmen der Planung einer Mischgründung durchgeführt wurden, nachgerechnet. Der Vergleich von berechneten und experimentellen Ergebnissen ermöglicht, die Eignung der Modellierungsansätze zur Erfassung installationsbedingten Störungen bei der numerischen Kalibrierung von Pfahlprobelastungen in diesen besonderen Baugrund zu berücksichtigen.

2 Einfluss der Herstellung von Pfählen in feinkörnigen Böden

2.1 Abschätzung der Tragfähigkeit

Die Mantelreibung bzw. der Spitzenwiderstand werden mit zunehmender relativer Verschiebung zwischen dem Pfahl und dem umgebenden Boden mobilisiert, bis der jeweilige Grenzzustand erreicht wird. Die Pfahlmantelreibung hängt von der Übertragung von Scherkräften innerhalb einer schmalen ringförmigen Scherzone ab, welche in der Literatur oft als ein Boden unter einfacher Scherung idealisiert wird. Dies ist streng genommen nicht zutreffend, da die (mögliche Änderung der) Ringspannung, die jedoch einen maßgebenden Einfluss haben kann, damit negiert wird. Der Spitzendruck wird oft in Analogie zu einer sphärischen Hohlräumauflösung betrachtet, was die Realität nahe kommt, wenn die herstellungsbedingte Störungen gering sind.

Für die Mantelreibung von Pfählen in feinkörnigen Böden wird der Scherwiderstand am Pfahlmantel empirisch meist bezogen auf die undrainierte Scherfestigkeit c_u wie folgt abgeschätzt:

$$q_s = \alpha \cdot c_u$$

wobei α (normalerweise <1) ein Faktor ist, der von Boden- und Herstellungsart abhängt (e.g. KARLSRUD 2012, EA-PFÄHLE).

Für numerische Modellierungen wie auch für reale Belastungssituationen ist auch bei feinkörnigen Böden aus mechanischer Sicht meist das drainierte Verhalten maßgebend, da die Lasten in Bezug auf die Konsolidierungszeit langsam aufgebracht werden. Unter drainierten Verhältnissen geht man oft idealisiert davon aus, dass der Pfahlmantelwiderstand von der effektiven Spannung und einem Reibungskoeffizienten ($\tan \delta = \mu$ mit dem Kontaktreibungswinkel δ) abhängt, z.B. nach BURLAND (1973):

$$\tau_f = \sigma_{r,f}' \cdot \mu = K_f \cdot \sigma_{v,0}' \cdot \mu.$$

Dabei ist τ_f die Mantelreibung, $\sigma_{r,f}'$ die effektive radiale Spannung im Grenzzustand und K_f ein Faktor, der analog zum Erddruckkoeffizienten vom Boden, dessen Zustand und dem Herstellungsverfahren abhängt. Alternativ gibt es auch Kombinationen dieser beiden Ansätze z.B. das sog. λ -Verfahren, (vgl. DOHERTY & GAVIN 2011).

Bei den beiden erstgenannten Methoden wird der mobilisierte Widerstand durch Faktoren (z.B. α bzw. K_f) beeinflusst, welche von der Herstellung abhängen und für verschiedene

Bodenarten und Pfahltypen (vgl. die Tabellen mit den Erfahrungswerten der EA-Pfähle) erheblich variieren können.

Die Herstellung von Pfählen in empfindlichen feinkörnigen Böden ist mit einer unvermeidbaren Störung des Bodens bzw. einem Strukturverlust verbunden. Diese Störung ist aus mechanischer Sicht definiert durch eine Änderung der Spannung, der Dehnungsgeschichte und der Lagerungsdichte wie auch der Struktur, die hier mechanisch nur abstrahiert betrachtet wurde und wird in der Modellierung in einem den Pfahl umgebenden Bereich („Nahfeld“) verändert bzw. „angepasst“, um die in-situ gemessenen Pfahlprobelastungen numerisch konsistent nachvollziehen zu können.

2.2 Strukturempfindlichkeit und Plastizität

Die Bodenstruktur (Anordnung der Partikel und die Bindung zwischen den Partikeln) ist ein wichtiges Merkmal für die Charakterisierung der Festigkeit und Steifigkeit natürlicher feinkörniger Böden, welche typischerweise in einem lockeren Zustand oberhalb einer sog. Referenzlinie im Porenzahl–mittlerem Druck–Raum liegen (z.B. NIEMUNIS 2003).

Strukturempfindliche Böden verhalten sich anfangs oft steifer und weisen eine höhere Festigkeit als im äquivalenten gestörten Zustand auf, können aber infolge von Einwirkungen, welche Partikelumlagerungen hervorrufen, zu einer abrupten Festigkeitsabnahme und starkem kontraktantem Verhalten neigen. Dieser Vorgang wird in der Literatur als Destrukturierung bezeichnet, da der Boden zur intrinsischen Kompressionslinie (Referenzlinie) entsprechend einer rekonstruierten (aufbereiteten) Probe der gleichen Porenzahl zurückkehrt.

Während man davon ausgeht, dass hochplastische Tone (vorübergehend) kohäsiver sind, so dass hochqualitative Proben entnommen werden können, sind die leichtplastischen Tone und Schluffe empfindlicher auf Änderungen des Wassergehalts reagieren und anfällig auf Störungen während der Probenentnahme (BERRE & BJERRUM 1973). Dies hat zur Folge, dass herstellungsbedingte Störungen in solchen Böden tendenziell stärker ausgeprägt sind und zu signifikanteren Veränderungen des Bodenzustands im Umfeld führen. Bisherige Baugrunderkundungskampagnen im Rosenheimer Seeton ergaben bislang überwiegend zu stark gestörten, teilweise vollständig verflüssigten Proben, so dass die manuelle Ansprache der entnommenen Proben mit einer flüssigen/breiigen bis weichen Konsistenz nicht dem in-situ-Zustand entsprechen, sondern durch die Störung bedingt sind.

2.3 Experimentelle Ergebnisse zu Herstellereffekten bei Pfählen aus der Literatur

Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Pfahlherstellung auf den Boden zeigen, dass das Nahfeld hinsichtlich des Spannungszustands und Lagerungsdichte (Auflockerung) und somit auch der Scherfestigkeit beeinflusst werden (vgl. FLAATE 1972, CHANDLER 1968).

Insbesondere bei leichtplastischen Tonen und tonigen Schluffen, wie sie in den Rosenheimer Seesedimenten vorkommen, ist nach KARLSRUD (2012) die deutlich geringere Pfahltragfähigkeit (z.B. unter undrÄnierten Bedingungen im Vergleich zu c_u aus Labor- oder Feldversuchen) auf die geringe radiale Spannung im Nahfeld, d.h. unmittelbar am Pfahlmantel nach der Pfahlherstellung zurÜckzuföhren. Beispielweise berichtet RIDGWAY & JARDINE (2007) über erhebliche Störngen im leichtplastischen normalkonsolidierten (NC) Ton bis zu einer Tiefe von 10D unterhalb der Pfahlspitze. Die durch die Herstellung jeweils vorlaufende induzierte Störng föhrt schlussendlich auch zu einer deutlich geringeren Mantelreibung.

Die einzelnen VorgÄnge lassen sich experimentell wie auch messtechnisch nur schwer erfassen. Insofern sind Quantifizierungen in-situ, in wie weit bautechnisch unvermeidbare Scherspannungen entlang der Verrohrung bei deren Eindrehen, kleine oder groÙe UnterdrÜcke beim (zu schnellen) Ziehen des Bohrwerkzeugs, unvermeidliche Erschütterngen oder eine lokale VerflÜssigung gerade in den strukturempfindlichen BÖden zu einer Änderung der Struktur bzw. des Zustands föhren. Dazu kommt, dass bei einer Destrukturierung der Boden dazu neigt, wieder an die Referenzkompressionslinie zurÜckzukehren, was zu einer Abnahme der Porenzahl im gestörten Bereich föhrt, sofern das Wasser in ausreichenden Umfang drainieren kann. Ist dagegen keine Drainage mÖglich, so kÖnnen die PorenwasserdrÜcke stark akkumulieren, was letztendlich zu VerflÜssigung föhrt.

Im Bereich der Pfahlspitze bzw. der Unterkante der Verrohrung ist auch immer die StabilitÄt der Bohrlochsohle zu betrachten, obgleich die PfÄhle unter derartigen Baugrundbedingungen mit Wasserauflast hergestellt werden mÜssen. Mit einer voreilenden Verrohrung kann dem bautechnisch etwas entgegengewirkt werden, aber unter Betrachtung der totalen bzw. effektiven Spanngen wird nur der Porenwasserdruck ausgeglichen, so dass ein (stÖrender) Einfluss der Pfahlherstellung auf den Boden unterhalb der Pfahlspitze unvermeidlich ist.

3 Modellierung der Pfahl-Boden-Interaktion

Die numerische Prognose des Pfahltragverhaltens ist eine Herausforderung, das von der Pfahlherstellungsprozess und die hervorgerufenen Spannungumlagerungen und Zustandsänderungen deutlich erschwert wird. Das verwendete Stoffmodell muss grundsätzlich in der Lage sein, diese Zustandsveränderungen entlang allgemeine Dehnungs- und Spannungspfaden abzubilden. Im Hinblick auf die praktische Modellierung der Boden-Pfahl-Interaktion mit Hilfe FEM können die typischerweise verwendeten numerischen Ansätze im Allgemeinen in diskrete und eingebettete Ansätze unterteilt werden.

Beim *diskreten Ansatz* wird die Interaktionsfläche zwischen Boden und Pfahl meist explizit modelliert, häufig mit einer äquivalenten Geometrie für den Fall von Pfählen mit kreisförmigem Querschnitt mit Kontaktflächen oder Interface-Elementen zwischen dem Boden und dem Pfahl. Für die Kontaktflächen wird in der Regel das vereinfachte Coulomb-Reibungsmodell verwendet, bei dem der Reibungskoeffizient μ in Abhängigkeit von der Rauigkeit des Pfahls als konstant angenommen wird. Alternativ kann ein durchgehendes Netz zwischen Boden und Pfahl verwendet werden, um eine explizite Scherzone im Boden abzubilden. Die meist gängige Modellierung mit diesen beiden genannten Ansätze mit der sog. „Wished-in-place“ Methode negiert darüber hinaus jegliche Einflüsse aus der Herstellung im Nahfeld und kann mechanisch gesehen abgesehen von der Steifigkeit und Scherfestigkeit des umgebenden Baugrunds nur durch eine (triviale) Anpassung der Eigenschaften des Kontaktmodells an Pfahlprobelastungen kalibriert werden.

Der *eingebettete Ansatz* hingegen ermöglicht eine weitgehend unabhängige Diskretisierungen der Boden- und Pfahlelemente, wobei der Pfahl in die Bodenmatrix eingebettet ist. Die Kopplung zwischen Boden- und Pfahlbereich kann entweder als starr angenommen werden (d. h. vollständig verbundene Boden- und Pfahloberflächen wie im Falle einer Bewehrung in einer Betonmatrix), mit einer rechnerischen Reibung basierend auf einem Reibungskoeffizienten μ und der horizontalen Spannung in den Bodenelementen oder mit Aktivierungskurven (z.B. sog. t-z-Kurven) modelliert werden. Bei der letzten Methode sind vergleichbare Elementgrößen für die Kalibrierung der Aktivierungskurven anhand von Erfahrungswerten oder Pfahlprobelastungen und den Zielberechnungen essentiell. Mit erweiterten Ansätzen werden Singularitäten vermieden, wenn z.B. der Pfahl als Balkenzug modelliert seine Interaktion auf einzelne Knoten des Baugrundnetzes abträgt.

Der Schwerpunkt dieses Beitrags liegt auf dem Vergleich und der Kalibrierung von zwei numerischen Ansätzen zur Modellierung der Pfahltragfähigkeit: dem „Embedded Beam“ (EB) Ansatz mit Lastabtragungskurven, bei dem relative Verschiebungen zwischen getrennt modellierten Boden- und Pfahlelementen auftreten und der umgebende Boden als intakt (unbeeinflusst von der Herstellung) angenommen wird, und dem „Diskreten Scherzone“ (DSZ) Ansatz mit durchgehendem Netz, bei dem die Scherzone im Boden liegt und die herstellungsbedingte „Entspannung“ des Bodens um den Pfahl herum diskret durch eine Vorentspannung abgebildet wird (vgl. Abbildung 1).

3.1 Diskrete Scherzone (DSZ)

Die Modellierung der Pfahl-Boden-Interaktion mit der diskreten Scherzone ist eine Variante des diskreten Ansatzes, bei der angenommen wird, dass die Pfahl- und Bodeninteraktionsflächen mit einem durchgehenden Netz modelliert bzw. bei dem Einsatz von Kontaktflächen steif miteinander verbunden sind (vgl. Abbildung 1). Damit wird die Scherzone in den an den Pfahl unmittelbar angrenzenden Bodenelementen erzwungen und mit dem mechanischen Verhalten des Stoffmodells des Baugrunds abgebildet wird. Dieser Modellierungsansatz scheint mit Beobachtungen in sowohl feinkörnigen als auch grobkörnigen Böden zu übereinstimmen, wenn die Scherzone nicht an der Pfahl-Boden-Grenzfläche selbst, sondern im angrenzenden Boden liegt (BLANCHET 1980, KARLSRUD 2012 REESE 1990).

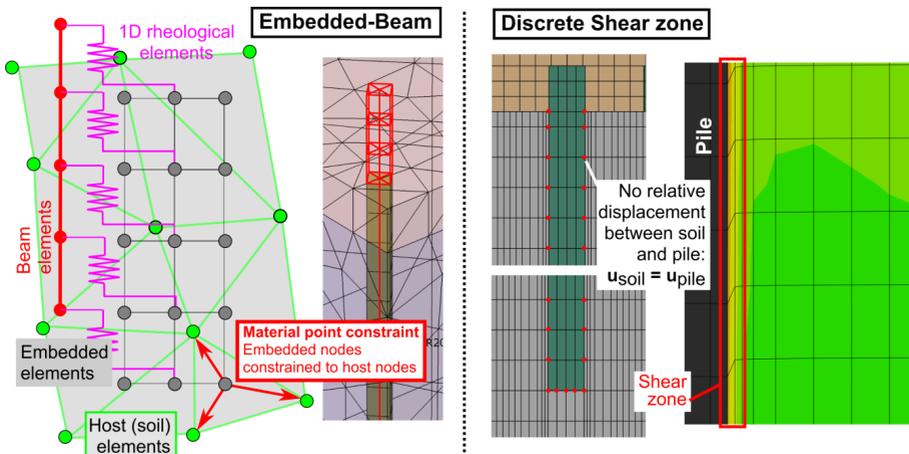


Abbildung 1: EB (links) und DSZ (rechts) numerischer Modellierungsansätze

Numerische Untersuchungen von Rebstock (2011) an grobkörnigen Böden zeigten auf, dass der mobilisierte Pfahlmantelwiderstand bei diesem Ansatz maßgeblich von zwei Faktoren beeinflusst wird: der Dicke der ersten Elementspalte neben dem Pfahl und der Lagerungsdichte. In vielen Stoffmodellen wird der Scherwiderstand mit zunehmender Scherdehnung γ mobilisiert, was in Verbindung mit dilatantem Verhalten zu einem höheren Widerstand führt. Eine Zunahme der Elementbreite geht mit einer Abnahme der Scherdeformation γ und eine Zunahme der volumetrischen Dehnungen und demzufolge des Scherwiderstands einher. Darüber hinaus bestimmt bei höherwertigen Stoffmodellen die Anfangslagerungsdichte zusammen mit dem Spannungszustand, ob während der Scherung ein kontraktantes oder dilatantes Verhalten auftritt, was zu einer Abnahme bzw. Zunahme des mobilisierten Widerstands führt.

Während in axialsymmetrischen Modellen die Variation der Netzgeometrie bei der Simulation eines Einzelpfahls vergleichsweise einfach ist, stelle eine äquivalente 3D-Modellierung an das FE-Netz im Nahfeld eines derart modellierten Pfahls hohe Ansprüche. Gerade bei Pfahlgruppen kann dies zu geometrisch komplexen, teilweise widersprüchlichen Anforderungen führen, wenn der Pfahlabstand vergleichsweise gering ist und sich dementsprechend die symmetrisch modellierten Einflussbereiche der einzelnen Pfähle bereichsweise überlappen.

3.2 Embedded Beam (EB)

Bei der so genannten "Embedded Beam"-Methode werden Balkenelemente, welche Pfähle bzw. Säulen darstellen, mit unabhängig vernetzten Volumenelementen (sog. Host-Element, Boden) gekoppelt. Zur Erfassung des komplexen Boden-Pfahl-Verhaltens können Aktivierungskurven verwendet (vgl. SEED & REESE, 1957). Dies bietet einen erheblichen Vorteil gegenüber dem traditionellen Ansatz der Modellierung des diskreten Pfahls, da sowohl die Anzahl der Elemente als auch der Zeitaufwand für die Vernetzung (und erneute Vernetzung bei Änderung der Pfahlanordnung) erheblich reduziert werden können.

Der EB-Ansatz wurde erstmals von SADEK & SHAHROUR (2004) vorgeschlagen, die geneigte Mikropfähle unter horizontaler Belastung untersuchten und stellten eine gute Übereinstimmung sowohl für Verschiebungen als auch für Schnittgrößen (Axial-, Scher- und Biegekräfte) im Vergleich zum konventionellen diskreten Modellierungsansatz. Eine Zusammenfassung des EB-Ansatzes findet sich in GRANITZER & TSCHUCHNIGG (2021).

Die Anwendung des Ansatzes mit dem FE-Programm ABAQUS ist in Abbildung 1 (links) skizziert: Balkenelemente zur Modellierung der Pfähle (rot) werden durch rheologische 1D-Elemente (sog. Connector-Elemente, in diesem Fall mit einem nichtlinearen Federelement, violett) mit eingebetteten Elementen (Kontinuums-elemente, grau) mit einer geringen Steifigkeit und gleicher Diskretisierung in der Pfahlachse verbunden sind. Schließlich werden die Knoten der eingebetteten (Kontinuums-) Elemente innerhalb der Host-Elemente (grün) des globalen Baugrundmodells verbunden, wobei die Position der Knoten der eingebetteten Elemente in Bezug auf die Knoten des jeweiligen Host-Elements konstant bleibt.

Das rheologische 1D-Verhalten der verwendeten Connector-Elemente kann mit einer beliebigen Anzahl von Federn, Dämpfer, Reibgliedern oder sogar benutzerdefinierten Materialmodellen in jeder Richtung (axial bzw. horizontale Bettung) definiert werden. Ein wesentlicher Nachteil des Ansatzes ist, dass die Netzfeinheit des globalen FE-Netzes die Kalibrierung der Connector-Elemente beeinflusst. Um bei einer Mischgründung die Pfahl-Boden-, Platte-Boden- und Boden-Pfahl-Interaktionen einigermaßen treffend abbilden zu können, ist jedoch eine im Vergleich zum Pfahlabstand ausreichenden Diskretisierung zu berücksichtigen, obgleich die globalen Elemente eigentlich gegenüber den Pfahlelementen eher groß sein sollten. Bei sehr kleinen Elementen kann sich analog zu dem diskreten Ansatz über den Konnektor hinausgehend eine Lokalisierung im Baugrund abbildet, so dass schlussendlich die Kalibrierung nicht mehr eindeutig ist.

4 Kalibrierung eines Einzelpfahls

4.1 Probefeld

In CUDMANI ET AL. (2019) wurde die Ergebnisse einer Pfahlprobebelastungskampagne an drei Probepfähle in Seeton veröffentlicht: ein 60 m Pfahl (P11, blau) und zwei 30 m Pfähle einmal mit und einmal ohne eine Bodenverbesserung (P09, rot, mit BGV bzw. P10, grün, ohne BGV). Das Probefeld und die gemessenen Setzung-Widerstands-Kurven dieser 3 Großbohrpfähle $\varnothing 1,2$ m sind in Abbildung 2 dargestellt. Der Vergleich der beiden 30 m langen Probepfähle zeigt einen deutlichen Einfluss der bei P09 nach der Pfahlherstellung mit CMC-Säulen $\varnothing 0,4$ m durchgeführten Bodenverbesserung mit einem maximal gemessenen Pfahlwiderstand von maximal etwa 4,9 MN (P09, mit BGV) vs. rund 3,2 MN (P10, ohne BGV).

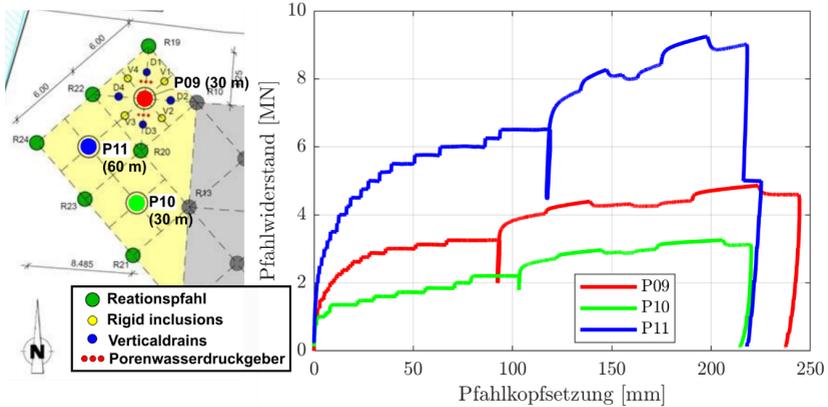


Abbildung 2: Pfahlprobefeld (links) und Ergebnisse der PPB (rechts)

Die FE-Nachrechnung des mittels Verdrängungssäulen verbesserten Probepfahl P09 wurde von CUDMANI ET AL. (2019) veröffentlicht (vgl. Abbildung 3), wobei eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der PPB und der Nachrechnung sowohl für den Mantel als auch für die Spitze erzielt werden konnte. Ziemlich einmalig ist, dass in der FE-Berechnung unter Verwendung des Viskohypoplastischen Stoffmodells (NIEMUNIS 2003) auch das zeitabhängige Verhalten mit den Kriechphasen in den Laststufen und den Geschwindigkeitssprüngen in der CRP-Phase weitgehend konsistent abgebildet werden konnte.

In diesem Beitrag wird der angepasste Mechanismus der „Entspannung“ am Beispiel des Probepfahls P10, d.h. ohne die Baugrundverbesserung, erläutert. Die für die Kalibrierung verwendeten FE-Modelle sind für die beiden Pfähle P09 und P10 weitgehend gleich und in Abbildung 5 für den Ansatz mit der diskreten Scherzone (DSZ) bzw. Abbildung 9 mit dem embedded Beam (EB) dargestellt. Die Nachrechnungen mit ABAQUS (2017) wurden mechanisch-hydraulisch gekoppelt unter Berücksichtigung der Belastungszeit durchgeführt.

Auch in der diskreten Modellierung zur Kalibrierung des Pfahltragverhaltens kann die Pfahlherstellung natürlich auch nur stark abstrahiert abgebildet werden. Beim Embedded Beam können schlussendlich nur die Balkenelemente aktiviert werden. Die einzelnen Berechnungsphasen umfassen:

- (1) Gleichgewichtssiteration geotechnischer Ausgangszustand mit OCR/ K_0 -Zustand

- (2) Aushub des Bodens im Pfahl in einem Schritt, Bohrlochwandung bei DSZ-Modell horizontal gestützt (Verrohrung) ohne den schrittweisen Aushub und das Eindrehen des Bohrrohrs, Bodenstörung durch Verschieben der Randknoten der Bohrlochwandung (nur für das DSZ-Modell);
- (3) abschnittsweise Aktivierung der Pfahlsegmente in 6 m-Schritten;
- (4) Wartezeit von 10 Tage (u.a. Konsolidierung);
- (5) die erste Phase der Pfahlprobebelastung mit Laststufen und den Kriechphasen;
- (6) Entlastung auf ca. 2.000 kN;
- (7) 2. Phase der Pfahlprobebelastung mit Vorschubkontrolle (CRP) und unterschiedlichen Geschwindigkeiten (Sprungversuche).

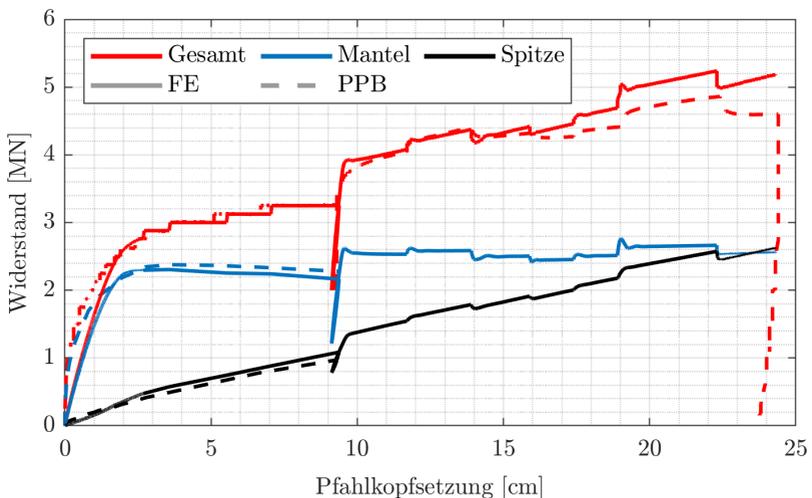


Abbildung 3: Vergleich Probepfahl P09 (mit BGV); Messung (gestrichelt) mit Ergebnissen der Nachrechnung (durchgezogen)

4.2 Baugrundverhältnisse im Testfeld

Im Bereich des Probefelds stehen bis in eine Tiefe von ca. 6 m, holozäne Flussschotter an, in denen ein Mantelreibungsausschluss erfolgte. Darunter folgen feinkörnige Beckenablagerungen, der Rosenheimer Seeton, mit einer Mächtigkeit von ca. 150 m. Durch Aufschlussbohrungen sowie Feldversuche im Probefeld sowie in der Umgebung wurden die strukturempfindlichen Beckenlagerungen, die überwiegend aus schluffigem Ton und

tonigem Schluff mit Feinsandeinlagerungen mit breiiger bis weicher Konsistenz (gemäß der Bohrsprache) besteht, bis in eine Tiefe von 70 m erkundet (vgl. CUDMANI ET AL. 2019). Die feinkörnigen Schichten werden i.d.R. als sehr schwach wasserdurchlässig eingestuft. Aus der Literatur ist bekannt, dass aufgrund der Feinsandlagen der ungestörte Seeton in-situ horizontal eine größere Durchlässigkeit aufweist. Aufgrund der Struktur, der geringen Plastizität und ihre Konsistenz stellen die feinkörnigen Sedimente ein erhöhtes Risiko für Bodenverflüssigung und demzufolge herstellbedingte Störung dar.

Die Interpretation verschiedener Feldversuche ergab eine Bandbreite der undrännierten Scherfestigkeit von 50-150 kN/m² (vgl. Abbildung 4), die höher ist als die Bohrsprache vermuten lässt. Anhand von Flügelscherversuche (FVT) können für die Seesedimenten abhängig vom Standort aber deutlich niedriger Restscherfestigkeiten ($S_t \approx 4-6$) ermittelt werden.

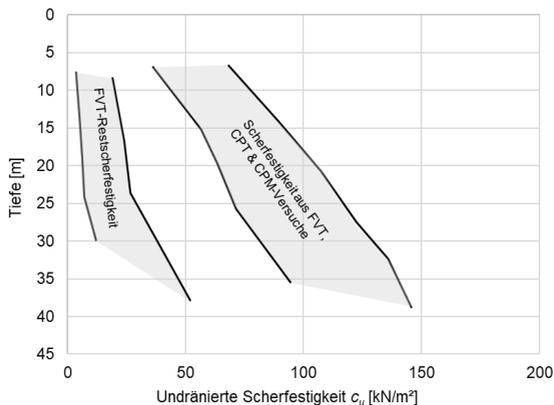


Abbildung 4: Interpretation der undrännierten Scherfestigkeit aus Feldversuchen; Daten aus SCHORR ET AL (2024) und OSTERMAYER & GOLLUP (1996)

4.3 Stoffmodell und Stoffparameter

Die numerischen Simulationen der Seeton wurden mit der Viskohypoplastizität von NIEMUNIS (2003) abgebildet. Die grundlegenden Gleichungen entsprechen dem Kompressionsmodell von Butterfield (λ und κ) sowie dem weit verbreiteten Isotach-Modell zur Vorhersage der Auswirkungen der Viskosität (Ratenabhängigkeit, Kriechen und Relaxation). Die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen wird durch das Konzept der

intergranularen Dehnung berücksichtigt. Das Stoffmodell berücksichtigt aber nicht den Einfluss des Gefüges (Struktur) bzw. einer Destrukturierung auf die Steifigkeit und die Scherfestigkeit. Bei monotoner undrännierter Scherung berechnet das Modell einen Anstieg der Scherfestigkeit in Richtung des kritischen Zustands. Die für empfindliche Böden in-situ zu erwartende Peak-Scherfestigkeit gefolgt von einer mehr oder weniger ausgeprägten Entfestigung wird mit dem Materialmodell nicht berücksichtigt (im Labor an gestörten Proben so auch nicht gemessen).

Die in Tabelle 1 aufgeführten Stoffparameter wurden durch die Nachrechnung von Labor- (an weitgehend gestörten Proben, *vhx1*) und Feldversuchen (*vhCal*) sowie von Messungen an einer Dammschüttung und der Nachrechnungen der Pfahlprobelbelastungen (*vhx2*) kalibriert. Sie stellen somit einerseits einer gestörten und andererseits einen eher ungestörten Boden dar. Basierend auf der Interpretation der Feldversuche wurde für beide Parametersätze für das ungestörte Fernfeld ein OCR von 1,5 angenommen, was mit dem erwarteten leicht überkonsolidierten Zustand aufgrund des geschätzten geologischen Alters durch Kriechen und leichte Diagenese begründet wird. Für das gestörte Nahfeld wurden unterschiedliche Ansätze für OCR mit 1,0 (normalkonsolidiert) bzw. 1,5 (wie im Fernfeld) angesetzt. Aus der Nachrechnung der Dammschüttung sowie Interpretation von Dissipationstests wurde eine mittlere vertikale Durchlässigkeit von $k_v \approx 10^{-9}$ m/s ermittelt.

Tabelle 1: Kalibrierte Stoffparameter Viskohyoplastizität

Satz	e_r	ν	λ	κ	β_R	I_v	D_r	φ_c	m_T	m_R	R	β_χ	χ
<i>vhCal</i>	0.86	0.2	0.04	0.005	0.5	0.02	10^{-7} s^{-1}	30°	5	5	10^{-4}	0.3	0.5
<i>vhx1</i> / <i>vhx2</i>		0.38	0.04 / 0.02	0.01 / 0.005									

vhCal: aus Feld- und Laborversuchen

vhx1 aus Laborversuchen (eher konservativ und gestört), *vhx2*: aus der Nachrechnung einer Dammschüttung

4.4 Diskrete Scherzone (DSZ)

Zunächst wurde eine Netzfeinheitsstudie zur Kalibrierung des P10 ohne Berücksichtigung der Baugrundstörung mit dem Parametersatz *vhCal* für ungestörte Bedingungen durchgeführt, wobei w_s (Dicke des Elementspalts neben dem Pfahl) und w_b (Höhe der Elemente unterhalb der Pfahlspez) geändert wurde (analog zu einer WIP-Modellierung). Als Störung des Baugrunds wurden die ersten Elementreihen neben dem Pfahl ($w_d = 2,7$ m) mit

Abbildung 6 stellt die infolge der Entspannung resultierenden Spannungspfade ($p' - q$) für ein exemplarisches Bodenelement unmittelbar am Rand zum Aushub infolge einer radialen Verschiebung u_a dar. Der Entspannung-Ansatz führt zunächst zu einem starken Anstieg der deviatorischen Spannung q mit einer geringen Abnahme des mittleren effektiven Drucks bis zur Annäherung an die kritische Zustandslinie, gefolgt von einem schnellen Rückgang sowohl von q als auch von p' , während der Spannungspfad der kritischen Zustandslinie mit einer Entfestigung folgt. Der Kontourplot des resultierenden mittleren Drucks p' in Abbildung 6 (rechts) zeigt die räumliche Wirkung dieser Entspannung vorwiegend in dem Nahfeld. Mechanisch gesehen kann diese Entspannung einen aus einem nicht vermeidbaren Bodenentzug im Zuge der Aushubarbeiten bzw. die Konvergenz des Bohrlochwandung durch den (äußeren) Überschneidung des Anfängers der Bohrerbohrung beim Eindrehen und auch beim Ziehen der Verrohrung dar.

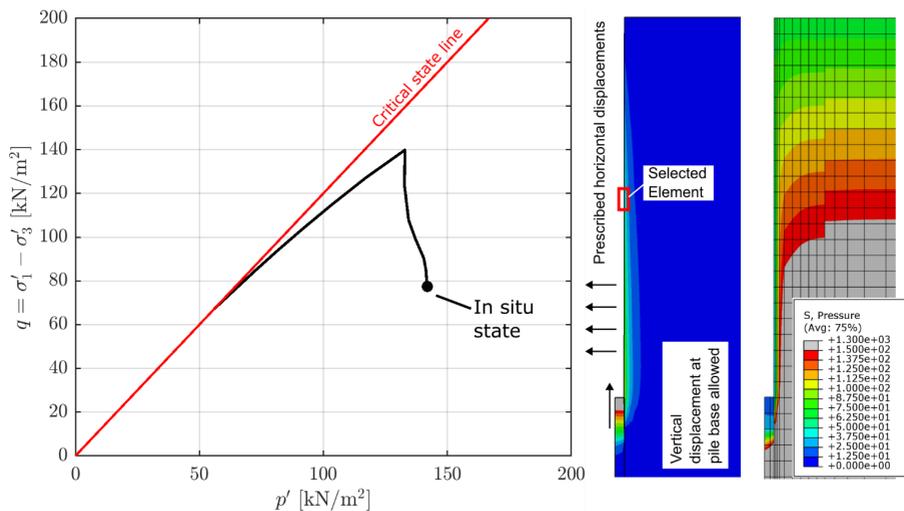


Abbildung 6: Einfluss der Entspannung u_a auf den Spannungszustand (links); Kontourplot mit Betrag der Verschiebung (mitte) bzw. resultierenden mittleren Spannung (rechts)

Um die Elemente im Kernbereich unmittelbar unterhalb der Pfahlspitze nicht durch diesen Prozess zu verspannen, wurden die Knoten dieser Elemente und die Randknoten der Elemente daneben während der Entspannung getrennt. Die Knoten des Kerns wurden dabei in der horizontalen Richtung festgehalten. In der vertikalen Richtung konnten sie sich für eine Entspannung aufgrund des Pfahlaushubs frei bewegen und zeigen dabei eine gewisse

Hebung bei einer Reduktion des mittleren Drucks infolge des Bodenaushubs. Nach der Aktivierung der Pfahlelemente wurden die zugehörigen Knoten des Kerns und am Rand wieder miteinander verbunden.

Die Modellierung der herstellbedingten Störung erfolgt in dem FE-Modell unter Verwendung der zu variierenden Entspannung (u_a) mit einer angenommenen bilinearen Verteilung mit dem Maximalwert $u_{a,max}$ an der Pfahl UK (vgl. Abbildung 6) und $u_a = 0$ an der Seeton OK bzw. 3 m unterhalb der Pfahl UK. Durch eine Anpassung von $u_{a,max}$ kann für die angenommene Netzdiskretisierung die Nachrechnung anhand der Ergebnisse der PPB (z.B. im vorliegenden Fall für den Probepfahl P10 ohne BGV) kalibriert werden.

Dieser Vorgang ist beispielweise in Abbildung 7 dargestellt, wo der in Abhängigkeit von der Entspannung berechneten Pfahlwiderstand über $u_{a,max}$ aufgetragen ist. Das ausgeführte Belastungsprogramm der beiden Phasen der Pfahlprobepbelastung wurde dabei detailgetreu nachgerechnet. Die Simulationen wurden mit der Netzdiskretisierung $w_s = 0,1$ m und $w_b = 1$ m mit dem Parametersatz *vhCa1* und OCR = 1,5 im Fernfeld und mit *vhx2* und OCR = 1,0 im gestörten Nahfeld (innerhalb eines Radius von 2,7 m vom Pfahlmantel) durchgeführt (vgl. Tabelle 1, bzw. Abbildung 5). Um eine möglichst gute Übereinstimmung mit den weitgehend dränierten konstanter Lasthaltungsphasen bzw. CRP-Phase mit den unterschiedlichen Geschwindigkeiten zu vergleichen, erfolgte die Nachrechnung gekoppelten mit der erwarteten hydraulischen Durchlässigkeit von $k = 10^{-9}$ m/s.

Die Ergebnisse in Abbildung 7 zeigen, dass mit einer Entspannung $u_{a,max} \approx 2$ cm eine gute Übereinstimmung sowohl des Gesamtwiderstands von 2,7 MN als auch der in-situ ermittelten (mittleren) Mantelreibung von $q_s = 19$ kN/m² bei einer Pfahlverschiebung von $s = 12$ cm erzielt werden konnte.

Die Nachrechnung der Pfahlprobepbelastung mit der kalibrierten Entspannung ($u_{a,max} \approx 2$ cm) ist in Abbildung 8 für verschiedene hydraulische Durchlässigkeiten dargestellt. Unter dränierten Bedingungen liegt der berechnete Spitzenwiderstand mit zunehmender Verformung etwas über der gemessenen Linie. In der dränierten Nachrechnung wird der rechnerische Grenzzustand an der Pfahlspitze auch bei der maximalen Pfahlkopfverschiebung nicht erreicht.

Unter undränierten Bedingungen bricht die Simulation zwar frühzeitig bei $s = 15$ cm ab, die Ergebnisse zeigen jedoch, dass der maximale Pfahlspitzenwiderstand allmählich erreicht

wird, während dabei die Pfahlmantelreibung tendenziell deutlich überschätzt wird. Anhand der Ergebnisse der Nachrechnungen unter Ansatz der Entspannung von 2 cm liegen für den Pfahlmantel eher dränierte und bei der Pfahlspitze eher undränierte Verhältnisse vor.

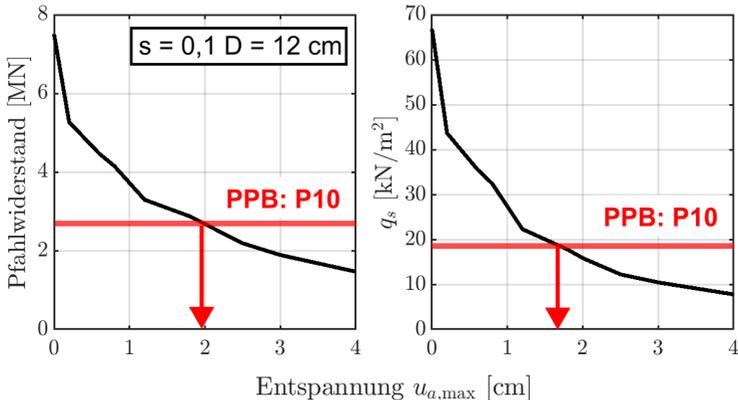


Abbildung 7: Einfluss der Entspannung auf Pfahlwiderstand (links) bzw. mittlere Mantelreibung q_s - Kalibrierung $u_{a,max}$

Insgesamt zeigt die gekoppelte Nachrechnung mit $k = 10^{-9}$ m/s dennoch eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der PPB. Insbesondere die Laststufen mit konstanter Geschwindigkeit konnten gut abgebildet werden. Es wird darauf hingewiesen, dass der numerische Ansatz mit bilinearen „Entspannung“ nur einen möglichen Ansatz darstellt. Es ist jedoch sehr wahrscheinlich, dass die tatsächliche Bodenstörung über die Tiefe keine lineare Zunahme mit der Tiefe bei zur Pfahl UK zeigt und in-situ durch den Boden, die Pfahlherstellung die die abschnittsweise Betonage beeinflusst.

4.5 Embedded Beam (EB)

Mit den Parametersätzen $vhx2$ bzw. $vhCal$ und einem äquivalenten Modell der DSZ-Modellierung – jedoch ohne die dort berücksichtigte „Entspannung“ – wurde die eingesetzten 1D nichtlinearen, elasto-plastische t-z-Kurve kalibriert. Wie in Abbildung 9 gezeigt, konnte das Modell unter Verwendung einer einheitlichen t-z Beziehung für den gesamten Pfahlmantel im Seeton eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den PLT-Ergebnissen erzielen.

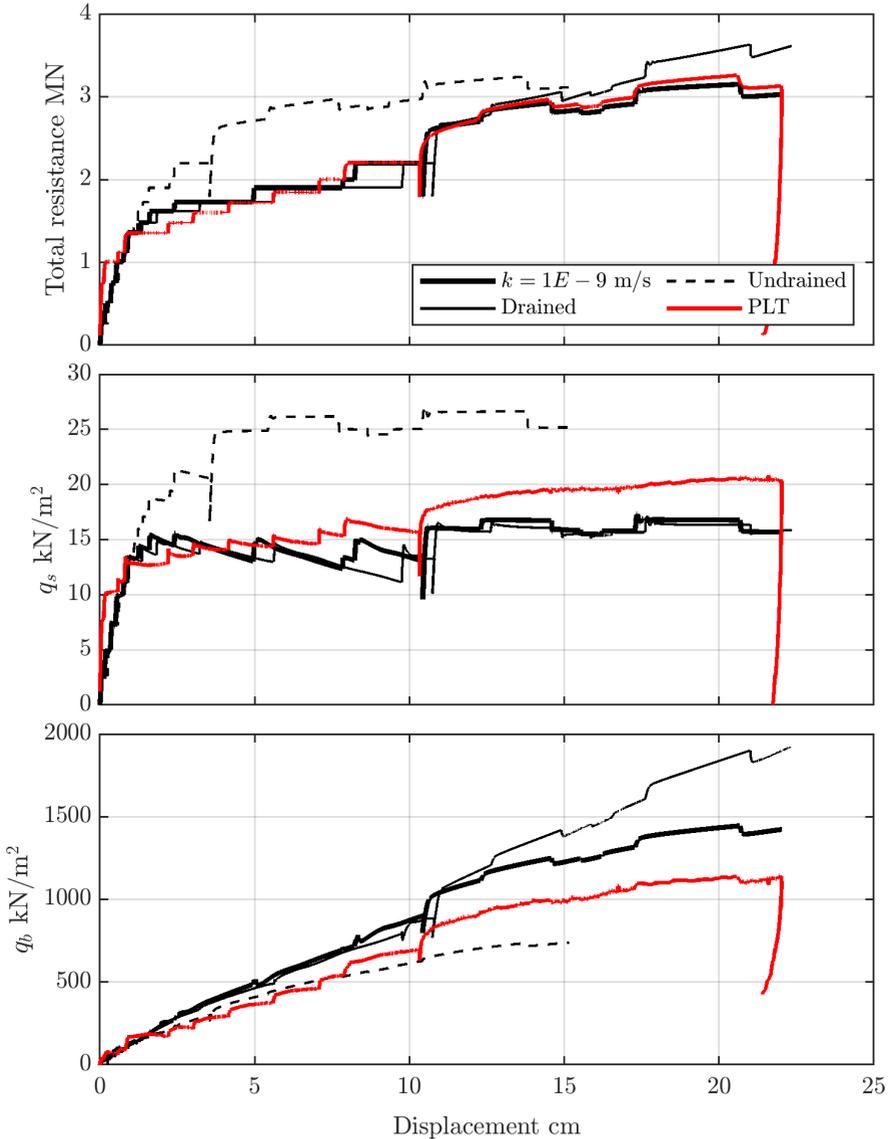


Abbildung 8: Mobilisierung des Pfahlwiderstands für unterschiedliche hydraulischen Durchlässigkeiten während der Durchführung der Probelastung; Gesamt (oben) mittleren Pfahlmantelreibung q_s sowie Spitzenwiderstand q_b

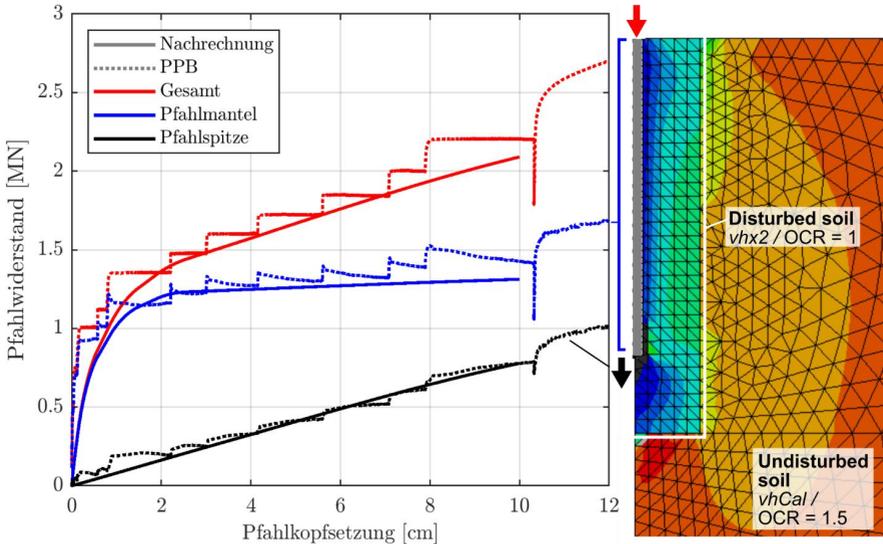


Abbildung 9: Nachrechnung mit dem EB-Ansatz (links) und das FE-Modell mit gewählter Diskretisierung (rechts)

Für die Pfahlspitze wurde ein plastisches Verhalten mit Verfestigung nach einer relativen Verschiebung von $\Delta s = 10$ cm definiert. Für den Pfahlmantel wurde eine kinematischen bzw. für die Pfahlspitze eine isotrope Verfestigung berücksichtigt. Die Nachrechnung mit dem EB-Ansatz erfolgt unter dränierten Bedingungen, da im Boden keine Scherzone auftreten und ohne die Berücksichtigung der herstellungsbedingten Baugrundstörung nur vernachlässigbare Porenwasserüberdrücke vom Modell prognostiziert werden. Dies ist insofern wichtig, als bei der Kalibrierung gewährleistet werden muss, dass die parametrischen t-z-Kurven möglichst nahe auch die tatsächlichen Belastungsgeschichte wie auch die Störung des Baugrunds infolge der Pfahlherstellung abbilden müssen.

4.6 Zusammenfassung

Insgesamt wurde mit beiden Modellierungsansätze eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Pfahlprobebelastung für den Probepfahl P10 erzielt. Das DZ-Modell mit höherem Detaillierungsgrad (Anzahl der Elemente) und Aufwand (sowohl für die Kalibrierung als auch für die Modellierung der Entspannung) konnte jedoch im Gegensatz

zum EB den zeitabhängigen Pfahlwiderstand gut abbilden. Aus Sicht der Autoren könnten 1D-Viskosefederelemente auf der Grundlage der Viskohypoplastizität entwickelt werden, die dann die Zeitabhängigkeit und ggf. die Durchlässigkeit des Bodens berücksichtigen können.

5 Fallbeispiel: Westtangente Rosenheim - Mangfallbrücke

5.1 Modellbeschreibung

Im Rahmen des Neubaus der Bundesstraße B15, Westtangente Rosenheim, wurden zwei Brückenbauwerke mit einer Gesamtlänge von rund 670 m zur Querung der Mangfall und des Mangfallkanals sowie das angrenzenden Gewerbegebiets Aicherpark und der Bahnlinie Holzkirchen - Rosenheim errichtet (REBSTOCK ET AL. 2022). Im Fokus diesem Beitrag steht die Schrägeilbrücke mit einer Spannweite zwischen den beiden Pylonen von ca. 100 m.

DSZ-Modell: Zur Prognose der Setzung wurde ein halb-symmetrisches 3-D FE Modell (CUDMANI, ET AL., 2019) des Baugrunds mit ca. 630.000 Elemente aufgebaut. Die Pfahlgruppe des Pylons mit insgesamt 17 Großbohrpfählen $\varnothing 1,2$ m und einem Achsabstand der Pfähle von ca. 3,2 m hat die gleiche Diskretisierung wie die Pfahlkopfplatte (vgl. Abbildung 11). Die ersten Elementspalten neben den Pfählen (Interface) sind möglichst (achs-)symmetrisch mit einer Dicke von 0,2 m entsprechend der Kalibrierung (vgl. Abschnitt 4.4) angeordnet. Die Zwischenräume zwischen den Pfählen mit ihrem Interface sind mit sog. Wedge-Elementen mit dreieckigem Grundriss ausgefüllt. Das Netz ist in der Z-Richtung identisch mit einem Abstand von 1 m (bzw. 0,5 m im Pfahlkopfbereich und zunehmend unterhalb des Pfahlfußes) diskretisiert.

Die Pfahl-Boden-Interaktion wurde im Modell mit dem diskreten Scherzone-Ansatz mit der „Entspannung“ im Bereich des Pfahlmantels in Anlehnung an dem verbesserten Probepfahl P09 kalibriert (vgl. Abbildung 3). Der Vergleich der Modellprognose mit den Ergebnissen eines umfangreichen Messprogramms mit Porenwasserdruckgeber, kombinierten Gleitdeformeter- bzw. Vertikalinklinometer, geodätischen Messungen an Messlinien außerhalb der Pylone sowie an den Pfahlköpfen und Bauwerken, Neigungssensoren sowie auch Betonverformungsgebern wurde in REBSTOCK ET AL. (2022) veröffentlicht, wobei eine qualitativ gute Übereinstimmung festgestellt wurde.

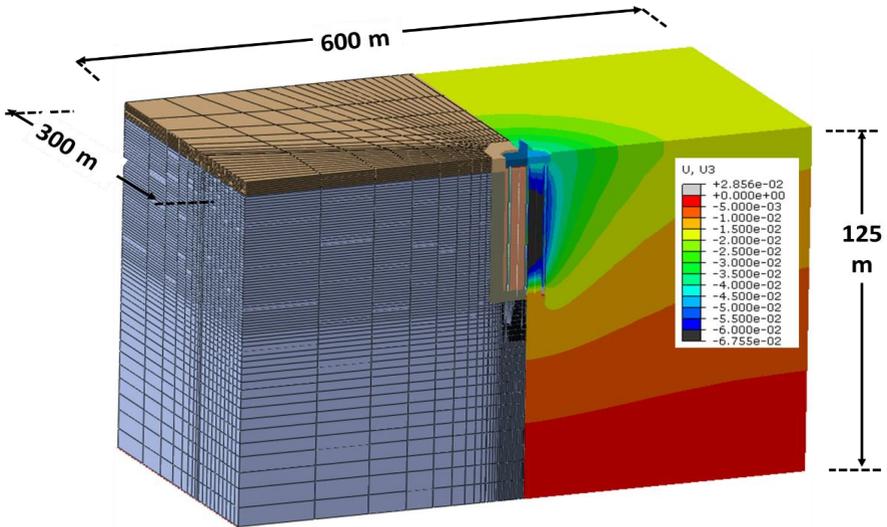


Abbildung 10: DSZ-Modell; Ansicht des FE-Modells zur Prognose der Setzung; FE-Netz (links) und Vertikalverformung U3 nach 40 Jahre (rechts)

EB-Modell: Zur Untersuchung des Einflusses des numerischen Ansatzes wurde ein vereinfachtes, jedoch äquivalentes, FE-Modell mit dem EB-Ansatz und nur etwa 80.000 Elementen verwendet (EMB-Modell, vgl. Abbildung 11). Das EB-Modell besteht aus einem Netz mit einer Elementgröße von ca. 2 m in der Nähe der Pfahlgruppe, die sich im Fernfeld auf etwa 3,5 m ansteigt.

Für die Pfahlkappe und den Brückenpfeiler wurde das gleiche Netz aus dem detaillierten Modell (DSZ) übernommen, somit entspricht die Lage der Bohrpfähle und der Verdrängungssäulen der des detaillierten Modells. Die Pfahl-Boden-Interaktion wurde im Modell mit dem EB-Ansatz mit t-z-Kurven für den Pfahlmantel bzw. die -spitze am verbesserten Probepfahl P09 kalibriert. Für die vorliegenden Berechnungen wurden in beiden Modellen nur das Eigengewicht der CMC-Säulen der Baugrundverbesserung sowie deren Wirkung zur Bodenverbesserung ($OCR = 1,5$) berücksichtigt.

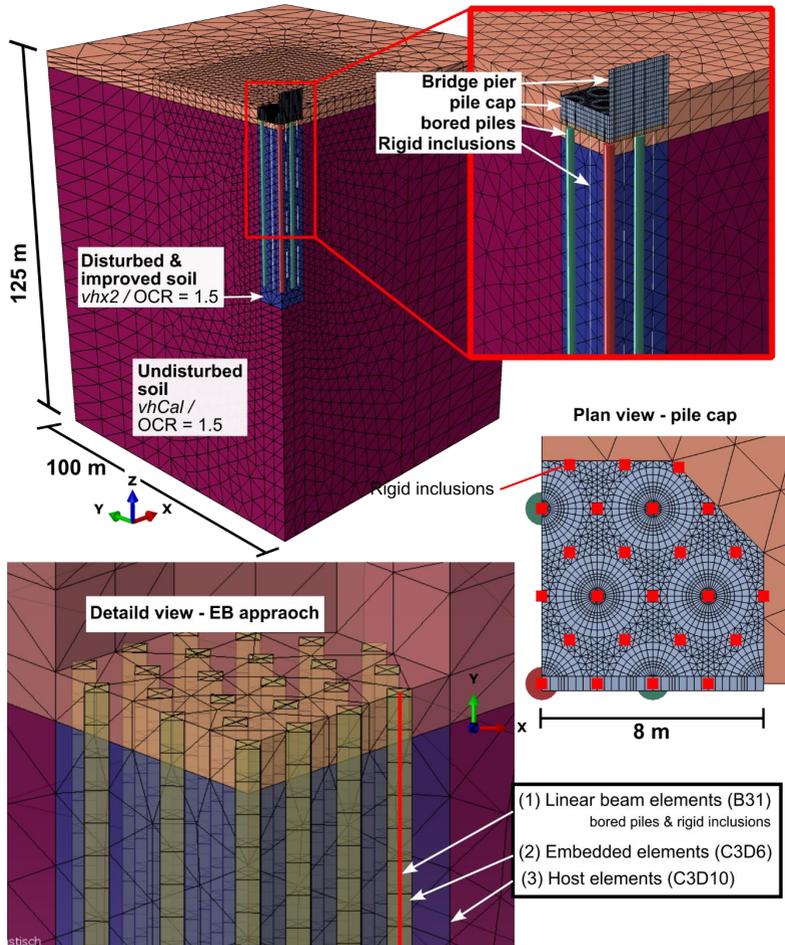


Abbildung 11: EMB- Modell; Ansicht mit Detailausschnitt (oben), Grundriss mit Position der Bohrpfähle bzw. Verdrängungssäulen in rot (rechts) sowie durchsichtige Ansicht mit Host-Elemente (unten links)

5.2 Vertikalverschiebung

Der Vergleich der Gleitdeformetermessungen (GD) mit den FE-Ergebnissen in REBSTOCK ET AL. (2022) zeigt auf, dass mutmaßlich die Steifigkeit des ungestörten Bodens unterhalb

der Pfahlgruppe steifer als ursprünglich prognostiziert ist. Aus diesem Grund wurden für diese erneuerte Berechnung die Parametersätze vh_{Cal} im Fernfeld (FF) mit einer höheren Steifigkeit bei $OCR > 1$ und vh_{x2} im Nahfeld (NF) bei $OCR \approx 1,5$ angesetzt. Diese neuen Parametersätze scheinen für die Pfahlgruppe zutreffend; die Modell-Ansätze zeigen nicht nur eine sehr gute Übereinstimmung zwischen einander sondern auch mit geodätischen Verformungsmessungen (vgl. Abbildung 12, relativ zu der Setzung im Fernfeld).

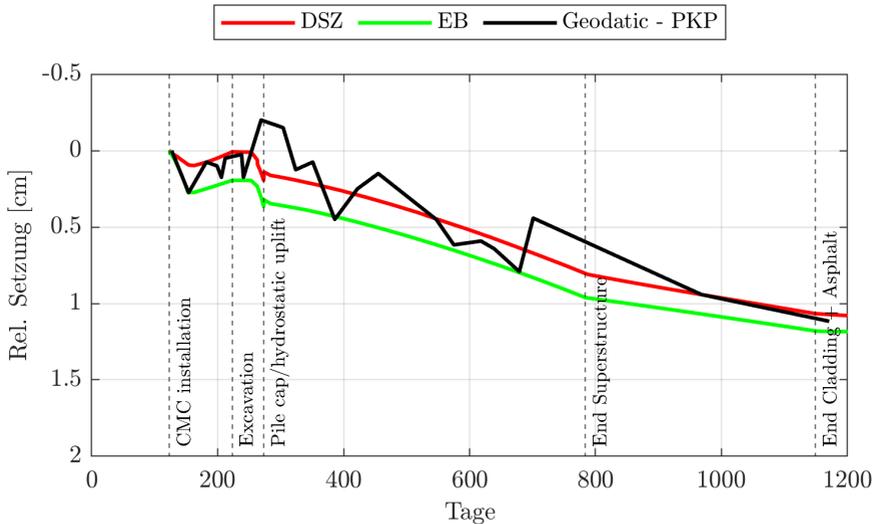


Abbildung 12: Vergleich geodätische Messungen der Setzung des PKP mit Modellprognosen

Obwohl beide Modelle nahezu identische Last-Setzung-Verläufe für den Brückenpfeiler zeigen, sind die Setzungsprofile über die Tiefe jedoch unterschiedlich. Dies wird in Abbildung 13 verdeutlicht, in der die rechnerische Vertikalverschiebung über die Tiefe sowohl innerhalb der Pfahlgruppe (in-situ nicht gemessen) als auch außerhalb der bleibenden Spundwände, für die Phase Aufbringung der Ausbaulasten und nach 1 Jahr Kriechen dargestellt sind.

Innerhalb der Pfahlgruppe sind die Verformungen direkt unterhalb der PKP vergleichbar. Der DSZ-Ansatz zeigt jedoch, dass die größten Verformungen im unteren Drittel der Pfahlänge (Tiefe 30-45 m) auftreten. Dies scheint mit der beobachteten größeren Störung

im unteren Pfahlbereich konsistent zu sein. Im Gegensatz dazu zeigt der EMB-Ansatz ein eher verschmiertes Verformungsprofil.

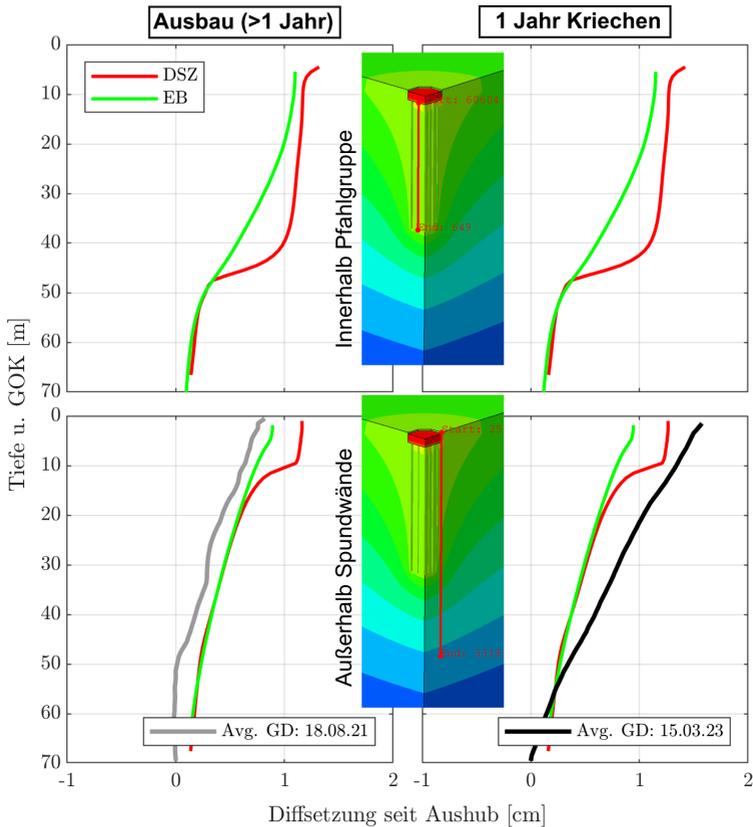


Abbildung 13: Prognostizierte Vertikalverformung für die zwei Ansätze

Außerhalb der Spundwände zeigen beide Ansätze vergleichbare Setzungen, mit einer konstanten Abnahme über die Tiefe. Der Einfluss der modellierten „Entspannung“ ist nur in den größeren Setzungen im Pfahlkopfbereich (z.B. Tiefe 15-20 m) erkennbar. Darüber hinaus zeigen die beiden Modelle mit dem Parametersatz $vhx2$ größere Setzungen als die Messung nach Aufbringen der Ausbaulasten. Diese Prognosen liegen jedoch beide unterhalb der gemessenen vertikalen Verformungen nach 1 Jahr Kriechen. Die Tatsache, dass das Verformungsprofil für beide Ansätze deutlich kleiner ist als in situ

gemessen, deutet darauf hin, dass die „Mitnahmesetzung“ durch die Ansätze deutlich unterschätzt wurde und der Einflussbereich wahrscheinlich größer ist als in der Modellierung angenommen.

5.3 Pfahlkräfte

Der Vergleich der aus den FE-Modellen ausgewerteten Pfahlnormalkräfte (Differenzkräfte, Null = Beginn Herstellung der PKP) mit der Interpretation eingebauten Betonverformungsgeber (BVG, 4 Messebene pro Messpfahl mit jeweils 3 oder 4 Gebern) ist in Abbildung 14 (unten) dargestellt. Die aus den BVG-Messdaten interpretierten Normalkräfte der drei Messpfähle (P08-P10) sind in grau (nach dem Rohbau) bzw. schwarz (nach dem Ausbau) dargestellt. Alle Messpfähle zeigen einen deutlich größeren Abtrag von Pfahlkräften durch den oberen Pfahlmanteldrittel (Mobilisierung von Mantelreibung) als im Modell prognostiziert, gefolgt bei offensichtlich großen Negativmantelreibungen im mittleren Pfahldrittel – welche in allen Pfählen zu einer Zunahme der Axialkraft führte.

Der Unterschied zwischen Rand- (P08 / P10) und Mittelpfahl (P09) fällt insbesondere im mittleren und unteren Pfahldrittel auf, wo im mittleren Bereich die negative Mantelreibungen höher sind bzw. den Abtrag von Pfahlkräften in den Baugrund im unteren Bereich weniger ausgeprägter ist. Der Vergleich mit den beiden unterschiedlichen FE-Ansätzen zeigt folgendes:

DSZ-Ansatz: Der Unterschied in der Verteilung der Pfahlnormalkräfte zwischen Mittel- und Randpfahl ist deutlich größer, was auf die Abbildung der Baugrundstörung zurückzuführen ist. Dabei wird z.B. für den Mittelpfahl kaum Mantelreibung mobilisiert. Eine schlechte Übereinstimmung ist vor allem zwischen ca. 10-20 m u. Pfahl OK zu beobachten. Die Messergebnisse deuten entweder auf einen systematischen Messfehler oder auf eine lokal negative Mantelreibung hin, deren Ursache nicht genau geklärt werden konnte.

EB-Ansatz: Der EB-Ansatz Säulen prognostiziert eine Gruppenwirkung mit maximalen Pfahlkopfkraften in den Pfählen in der Nähe dem Lastangriff (mit ca. 2,3 MN), gefolgt von den Randpfählen (mit ca. 1,6 MN) und dann dem Mittelpfahl (mit ca. 1,2 MN) nach dem Ausbau.

Der DSZ-Ansatz prognostiziert geringfügige höhere Pfahlspitzenwiderstände von < 400 kN als den EB-Ansatz. Bemerkenswert ist, dass bei den Messungen kaum Pfahlspitzenwiderstände gemessen wurden.

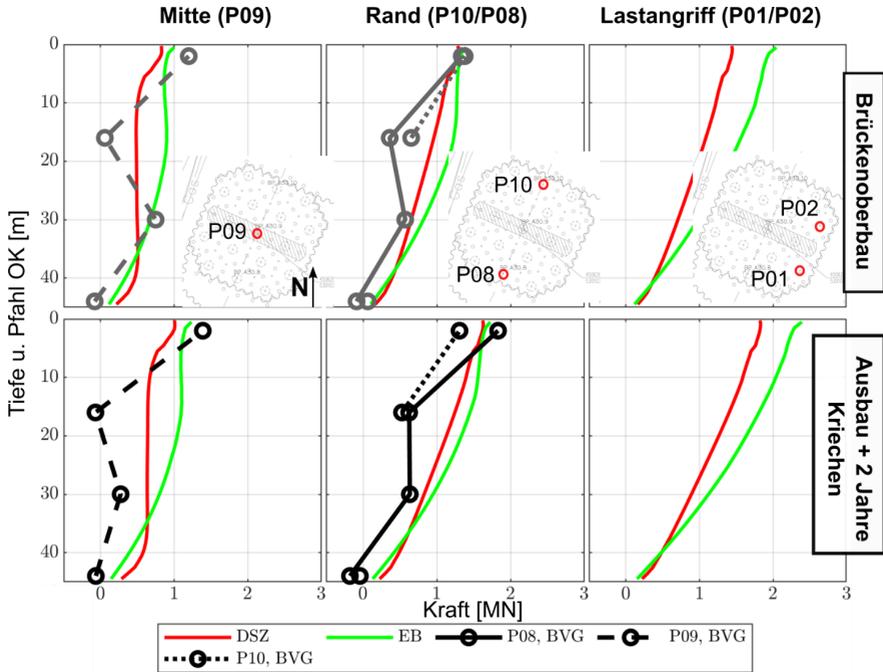


Abbildung 14: Vergleich der prognostizierten Pfahlnormalkräfte mit den aus der Messung Interpretierten (unten)

6 Schlussfolgerungen

Am Beispiel einer Pfahlprobebelastung und einer Mischgründung im Rosenheimer Seeton wurde gezeigt, dass eine realistische Abbildung des Pfahl-Boden-Interfaces (mit zufriedenstellender Nachrechnung einer PPB) insbesondere in feinkörnigen Böden unerlässlich ist, um das Tragverhalten und die Setzung der Gründung zutreffend zu prognostizieren. Darüber hinaus kann es auch bei einer realitätsnahen Abbildung zu Unterschieden kommen: im vorliegenden Beispiel überwiegend in der Kraftaufteilung bzw. Mobilisierung von Mantelreibungen (wenig maßgebend), aber auch in den zu erwartenden Mitnahmesetzungen.

Aus der Literatur ist bekannt, dass bei empfindlichen, leichtplastischen Tonen, wie dem vorliegenden Seeton, eine herstellbedingte Störung mit anschließend Konsolidierung und Spannungsrelaxation eine mögliche Erklärung für die gemessenen geringen

Radialspannungen ist. Diese herstellungsbedingte Störung wurde mit zwei grundsätzlich unterschiedlichen Modellierungsansätzen in den Simulationen berücksichtigt: Stör- bzw. Scherzone im Boden (DSZ-Ansatz) bzw. ausschließlich in der Interaktionsfläche (EMB-Ansatz).

Eine innovative numerische Strategie zur Modellierung der Boden-Pfahl-Wechselwirkung wurde vorgestellt: die sogenannte "Entspannung" mit diskreter Scherzone. Dieser Ansatz ist grundsätzlich in der Lage, den Mechanismus für den häufig in leichtplastischen Tonen beobachteten geringeren erwartete mobilisierte Pfahltragfähigkeit näherungsweise und damit das zeitabhängige Tragverhalten realitätsnah abzubilden. Beim EMB-Ansatz hingegen muss die Kalibrierung so erfolgen, dass die t-z-Kurven die geplante Belastungssituation widerspiegeln.

Es wurden am Beispiel der Mangfallbrücke einige Unterschiede im Tragverhalten der Pfähle festgestellt, wobei der DSZ-Ansatz ein deutlich ausgeprägteres Gruppenverhalten sowie einen Einfluss der Konsolidierung des gestörten Bodens innerhalb der Pfahlgruppe zeigte. Der Vergleich der Pfahlkräfte mit den interpretierten Kräften aus den Dehnungsmessungen zeigte, dass das Bodenverhalten innerhalb der Pfahlgruppe von keinem der Modelle genau vorhergesagt wurde: die Messungen ergaben ähnliche Pfahlkräfte am Kopf, die für die Rand- und Mittelpfähle mobilisiert wurden. Eine Gruppenwirkung war aus den Messungen lediglich in den mobilisierten Pfahlmantel ersichtlich.

Mit diesem DSZ-Ansatz konnte eine bessere qualitative Übereinstimmung mit den interpretierten Pfahlkräften in der Mitte der Mischgründung erzielt werden. Dies deutet darauf hin, dass die abgebildete Baugrundstörung durch die „Entspannung“ in den Randbereichen nicht ausreichend war und der gestörte Bereich möglicherweise größer ist als bisher angenommen, so dass auch an den Randpfähle negative Mantelreibungen auftreten.

Hinsichtlich der Verformungsprognosen des Pylons wurden jedoch keine Unterschiede zwischen den Ansätzen festgestellt. Für praktische Anwendungen scheint der EMB-Ansatz eine effiziente und zufriedenstellende Lösung zur Prognose der Setzung zu sein. Für Untersuchungen des Verhaltens der Gründung an der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, insbesondere wenn der Ausnutzungsgrad deutlich kleiner als 1 ist, kann der EMB-Ansatz verwendet werden. Für Pfähle als „Setzungsbremsen“ oder in einer KPP, die einen höheren Ausnutzungsgrad haben, ist dieser Ansatz kritisch anzusehen.

Literatur

- Berre, T.; Bjerrum, L.** Shear strength of normally consolidated clays. *In 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973*
- Burland, J. B.** Shaft friction of piles in clay: a simple fundamental approach. *Ground Engineering, 6(3) S. 30-42, 1973*
- Burghignoli, A.; Miliziano, S.; Soccodato, F. M.** Cementation effects in two lacustrine clayey soils. *Geotechnical and Geological Engineering, 28(6):815-833, 2010*
- CHANDLER, R. J.** The shaft friction of piles in cohesive soils in terms of effective stress. *Civil Eng and Public Works Review, 60(708) S. 48-51, 1968.*
- Cudmani, R., Rebstock, D., and Schorr, J.** Geotechnical challenges for the numerical prediction of the settlement behaviour of foundations in Rosenheim's Seeton. *In Triantafyllidis, T., Editor, Recent Developments of Soil Mechanics and Geotechnics in Theory and Practice, S. 323-346, 2019.*
- Doherty, P. and Gavin, K.** The shaft capacity of displacement piles in clay: A state of the art review. *Geotechnical and Geological Engineering, 29(4) S. 389-410, 2011*
- FLAATE, K.** Effects of pile driving in clay. *Canadian Geotechnical Journal, 9(1) S. 81-88, 1972*
- Granitzer, A.-N. and Tschuchnigg, F.** Practice-oriented validation of embedded beam formulations in geotechnical engineering. *Processes, 9(10) S. 17-39, 2021*
- Karlsrud, K.** Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results. *PhD Dissertation, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2012*
- Niemunis, A.** Extended hypoplastic models for soils. *Monografie, Politechnika Gdanska. Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, 2003*
- Ostermayer, H. and Gollup, P.** Baugrube Karstadt in Rosenheim, *Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, 25. - 27. September 1996. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. Essen, 1996*

Rebstock, D. Verspannung und Entspannung von Sand entlang von Baukörpern. *Dissertation, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 2011, urn:nbn:de:swb:90-238911*

Rebstock, D.; Schorr, J.; Cudmani, R.; Kergl, K. Beurteilung der Messergebnisse der Gründungen einer Schrägseilbrücke in Rosenheimer Seeton. 36. *Christian Veder Kolloquium, TU Graz, Österreich, Juni, 2022*

Ridgway, A.; Jardine, R. A re-evaluation of driven pile capacities for sites involving low plasticity, low OCR clays. *In Proceedings of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference, editor, Confronting New Challenges and Sharing Knowledge, pages 347-356, 2007*

Sadek, M.; Shahrou, I. A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28(9) S. 931-946, 2004*

Schorr, J.; Vogt, S.; Cudmani, R. Interpretation of cone pressuremeter tests to estimate the strain dependant stiffness and strength of sensitive lacustrine clay. *Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization Barcelona, 18 - 21 Juni, 2024*

Seed, H.; Reese, L. The action of soft clay along friction piles. *Transactions of the American Society of Civil Engineers, 122(1) S. 731-754, 1957*

Autoren

Joshua Schorr, M.Sc.

j.schorr@boleygeotechnik.de

Boley Geotechnik GmbH
Auenstraße 100, 80469 München

boleygeotechnik.de
Tel.: 089 30908770

Dr.-Ing. Daniel Rebstock
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani

d.rebstock@tum.de
r.cudmani@tum.de

Zentrum Geotechnik

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Technische Universität München
Franz-Langinger-Str. 10, 81245 München

cee.ed.tum.de/gbft
Tel.: 089 289-27131, -27133

*Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Geomechanik und Geotechnik
(vormals Grundbau und Bodenmechanik)*

**Die meisten Hefte können kostenfrei
auf unserer Homepage www.IGG-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 Bentonit-suspensionen 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 Fruchtenicht, 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 kontaminierten 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 historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen 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 abgeordneten 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 Schlitzwandbauweise 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 Qualitätssicherung 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 Auswertemethoden 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 Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

- Nr. 71 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2003**
 Fritsch, M. Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
 Kirsch, F.; Schallert, M.
- 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. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**
 Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
 Nendza, M.
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag-
 verhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J. **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
 Fritsch, M.
- Nr. 77 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2004**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
 Kuhn, C.
- Nr. 78 Bergs, T. **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungs-
 verhalten 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. **Pfahl-Symposium 2005**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
 Fritsch, M.
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen
 Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**
 Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2006**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
 Kuhn, C.
- Nr. 83 Stahlmann, J. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**
 Rosenberg, M. 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. **Messen in der Geotechnik 2014**
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014
Bruns, B.; Kuhn, C.
- Nr. 99 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2015**
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2015
Stein, P.; Sychla, H.;
Zahlmann, J.
- Nr. 100 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2015**
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 30. September und
01. Oktober 2015
- Nr. 101 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2016**
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 2016
Stein, P.
- Nr. 102 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2017**
Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2017
Stein, P.
- Nr. 103 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2017**
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 28. und 29. September 2017
- Nr. 104 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2018**
Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig
Stein, P. am 22. und 23. Februar 2018
- Nr. 105 Gährken, A. **Untersuchungen zum Einfluss der Spannungsgeometrie auf
das Verformungs- und Schädigungsverhalten von Steinsalz,**
Dissertation, 2018
- Nr. 106 Stahlmann, J. **Normalszenarien und Monitoringkonzepte für
Tiefenlager mit der Option Rückholung,**
Mintzlaff, V. ENTRIA-Arbeitsbericht-15, 2019
León Vargas, R.P.
Epkenhans, I.
- Nr. 107 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2019**
Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2019
Stein, P.
- Nr. 108 Missal, C. **Numerisches Modell zur Entwicklung der Permeabilität
von Steinsalz in Abhängigkeit von Schädigung,
Fluiddruck und Spannungszustand,** Dissertation, 2019
- Nr. 109 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2019**
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. September 2019
Daumlechner, E.

- Nr. 110 Stahlmann, J.
Hinzmann, N.
Stein, P.
Gattermann, J. **Messen in der Geotechnik 2020**
Fachseminar in Braunschweig
am 20. und 21. Februar 2020
- Nr. 111 Fischer, J. **Ramminduzierte Spannungsfeldänderungen
im Nahbereich von Rohrprofilen großen Durchmessers,**
Dissertation, 2021
- Nr. 112 Stein, P. **Stress state developments during the installation of pipe
piles in sand and their influence on the lateral load-bearing
behaviour,** Dissertation, 2023
- Nr. 113 Stahlmann, J.
Gattermann, J. **Pfahl-Symposium 2023**
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. Februar 2023
- Nr. 114 Stahlmann, J.
Rosenberg, M.
Daumlechner, E. **Stahl im Wasserbau 2023**
Fachseminar in Braunschweig am 28. und 29. September 2023
- Nr. 115 Hinzmann, N. **Pfahl-Boden-Interaktion beim Rückbau von Rohrpählen
durch die Erzeugung eines hydraulischen Überdrucks
im Pfahlinneren,** Dissertation, 2024
- Nr. 116 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Daumlechner, E. **Messen in der Geotechnik 2024**
Fachseminar in Braunschweig
am 22. und 23. Februar 2024
- Nr. 117 Bruns, B. **Zur Schallausbreitung im System Pfahl-Wasser-Boden bei der
Rammung von Offshore-Gründungspfählen,** Dissertation 2024
- Nr. 118 Epkenhans, I. **Untersuchungen zur Richtungsabhängigkeit im Verformungs-
und Schädigungsverhalten von Steinsalz aus flacher Lagerung,**
Dissertation 2024
- Nr. 119 Milatz, M.
Gattermann, J.
Daumlechner, E.
Wiebicke, M. **Pfahl-Symposium 2025**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2025

Eigenverlag: Institut für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 391-62000
Fax : (0531) 391-62040
E-Mail : igg@tu-bs.de
Internet : www.igg-tubs.de
ISBN.Nr. : 978-3-948141-11-0

Druck: DruckVoll UG Anne Seckelmann
Weinbergweg 40 a · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 390 679 64
Fax : (0531) 390 718 35
E-Mail : info@druckvoll-bs.de
Internet : www.druckvoll-bs.de

Druck auf 90 g/qm Soporset Premium
EU Ecolabel und FSC© -zertifiziert