

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 88



IGB·TUBS

Pfahl - Symposium 2009

Fachseminar: 19./20. Februar 2009

Organisation:

Dr. J. Gattermann
J. Fischer

Braunschweig 2009

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

VORWORT

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

Wir freuen uns außerordentlich, dass die Firma FRANKI Grundbau dieses traditionelle Symposium zum Anlass nimmt, wiederum den 2007 neugegründeten *Edgard-Frankignoul-Förderpreis* für herausragende Arbeiten junger Ingenieure auf dem Gebiet der Pfahlgründungen zu vergeben.

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

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So konnte Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, Herrn AOR Dr.-Ing. Jörg Gattermann und Herrn Dipl.-Ing. Jan Fischer. Nicht zuletzt möchten wir auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die hervorragende Arbeit während der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums unseren Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung würden wir uns sehr freuen, Sie neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes wie der Tagung *Messen in der Geotechnik* oder der neu geplanten Tagung *Stahl im maritimen Wasserbau* begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2009


Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassungen der drei Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2009:

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen	
M. Fritsch	1
Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau	
S. Henke	21
Vergleichende Untersuchungen zur Herstellung von Atlas-Pfählen in Abhängigkeit verschiedener Baugrundverhältnisse	
M. Wreczycki	31

Moderne Kajakonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen	
J. Stahlmann, J. Gattermann, J. Schmitt, C. Missal	43
Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm	
S. Höhmann, C. Wolf, G. Lehmann	69
Geotechnisches Messkonzept am JadeWeserPort	
J. Fischer, J. Gattermann, B. Bruns, J. Stahlmann	83
Gründungskonzepte für den Neubau der Kaiserschleuse in Bremerhaven	
T. Eichner, W. Els	107
Verlängerung Baudock II Meyer-Werft, Papenburg- Planung und Ausführung der Gründung	
T. Garbers, R. Carius	123
Die Gründung der Elbphilharmonie Hamburg	
J. Franke, J. Woldt	147
Schrittweise Rehabilitierung der Auftriebssicherung zweier Trockendocks in Karachi, Pakistan	
E. Schmidt, J. Ollero, O. Schwarz, I. Henning	173
1993 – 2008 - meine 15 Behördenjahre in Hamburg, eine epochale Entwicklungszeit in der Zustimmung zur Nachweisführung für die äußere Tragfähigkeit von Pfählen	
W. Körner	199
Pfahlgründungen für Offshore-Windparks – neue Entwicklungen bei der Baugrunderkundung und bei der Pfahlbemessung	
S. Weihrauch, R. Balthes, G. van der Zwaag	213
Offshore Gründungen – Innovationen aus BMU-geförderten Projekten	
J. Kutscher	231

Tragfähigkeit und Bemessung axial belasteter Offshorepfähle	
M. Achmus, F. tom Wörden, M. Müller	233
Erfahrungen beim Bau von Windenergieanlagen	
J. Wehr, G. Aschenbrenner	257
Rammbegleitende Messung des Monopiles von FINO³	
J. Gattermann, U. Berndt, B. Bruns, J. Fischer, J. Zahlmann, J. Stahlmann	277
Erfahrungen und Entwicklungen mit statnamischen Probelastungen	
P. Middendorp, P. Hölscher, A. Lambo	303
Nachträgliche Bestimmung von Spundbohlenlängen mit dem Parallel-Seismik-Verfahren	
E. Niederleithinger, M. Fritsche	315
Integritätsprüfung von 5.000 Pfählen – ein Sonderproblem	
O. Klingmüller, C. Mayer	335
Ermittlung von Art und Tiefe unbekannter Gründungselemente	
F. Rausche, O. Klingmüller	351
Ertüchtigung der Bestandspfähle unter dem Hauptbahnhof Leipzig beim Neubau des City-Tunnels Leipzig	
S. Franz, A. Städing	367
Ausführung einer Pfahlgründung für einen Kraftwerksumbau in Schweden – geometrische und geotechnische Besonderheiten	
Chr. Scholz, H. Neuenhaus	385
Spezialtiefbauarbeiten für eine große Papierfabrik	
T. Lahrs, T. Schultze, J. Fischer	401
Vorwegnahme von Setzungen bei hochbelasteten Großbohrpfählen durch den Einbau von Hubkissen an der Pfahlsohle	
G. Körber	425
Ausführung von Geotextil ummantelten Großbohrpfählen im Subrosionsgebirge und Bergsenkungsgebiet am Beispiel der Friedetalbrücke in Sollstedt	
M. Schönfeldt, U. Bärthel	439
Dimensionierung von Dehnungsgebern im Beton	
I. Göbel	457
Numerische Untersuchungen zur herstellungsbedingten Tragfähigkeit von Pfählen	
K.-P. Mahutka, S. Henke	471
Numerische Auswertung von instrumentierten Zugversuchen an Auftriebspfählen	
M. Herten, R. Schwab	493
Heftübersicht des IGB-TUBS	513

Wir danken den Inserenten:

BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH, Schrobenhausen	437
DMT GRÜNDUNGSTECHNIK GmbH, Holzbunge	105
FRANKI GRUNDBAU GmbH, Düsseldorf	41
KURT FREDRICH SPEZIALTIEFBAU GmbH, Bremerhafen	423
GKT SPEZIALTIEFBAU GmbH, Hamburg	171
GESELLSCHAFT FÜR DYNAMISCHE PRÜFMETHODEN mbH, Mannheim	349
INROS LACKNER AG, Bremen	197
ISG INGENIEURSERVICE GRUNDBAU GmbH, Seevetal	145
KELLER GRUNDBAU GmbH, Offenbach	275
PILE DYNAMICS INC., USA – Cleveland	365
PROF. RODATZ UND PARTNER GmbH, Braunschweig	469
PROFOUND, NL – Waddinxveen	313
SCANROCK GmbH, Celle	383

Wir danken den Ausstellern:

BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH, Schrobenhausen
CENTRUM PFÄHLE GmbH, Hamburg
WILHELM ERNST & SOHN VERLAG, Berlin
FRIEDRICH ISCHEBECK GmbH, Ennepetal
GESELLSCHAFT FÜR DYNAMISCHE PRÜFMETHODEN MBH,
Mannheim
LHOTZKY + PARTNER INGENIEURGESELLSCHAFT MBH,
Braunschweig
KELLER GRUNDBAU GmbH, Offenbach
SCANROCK GmbH, Celle
SUSPA-DSI GmbH, Langenfeld



**Ausschreibung des
Edgar-Frankignoul-Förderpreises 2011
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik
der Technischen Universität Braunschweig**



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

Edgard-Frankignoul-Förderpreis.

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

Er werden drei Förderpreise im Gesamtwert von

€ 7.000,-

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

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

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

Die eingereichten Arbeiten werden von einer Gutachtergruppe bewertet, die aus zwei Hochschulprofessoren und je einem Vertreter einer Behörde, einem Ingenieurbüro und der FRANKI Grundbau besteht. Der Rechtsweg ist ausgeschlossen.

Die Förderpreise werden beim nächsten Pfahl-Symposium, welches am 18. und 19. Februar 2011 in Braunschweig stattfindet, vergeben. Die Preisträger erhalten die Gelegenheit, auf dem Symposium über ihre Arbeiten zu berichten.

Einreichungsfrist: 30. November 2010

Anschreiben, Lebenslauf,
Kurzfassung mit Anlagen
und komplette Arbeit auf CD
oder per Email im pdf-Format an das:

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
z. Hd. Herrn Dr. Jörg Gattermann
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig
Email: j.gattermann@tu-bs.de

1. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2009

Dr.-Ing. Maik Fritsch

*Zur Modellbildung der Wellenausbreitung
in dynamisch belasteten Pfählen*

(Kurzfassung)

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen

Maik Fritsch

1 Einleitung

Bei Rammspfählen wird durch den Aufprall des Rammhammers ein mechanischer Spannungsanstieg im Pfahl erzeugt. Aufgrund der kurzen Kontaktzeit und der damit verbundenen Grenzwellenlänge der eingeleiteten Stoßbelastung entsteht in der Regel ein Wellenausbreitungsproblem. Zur Lösung von Wellenausbreitungsproblemen wird die eindimensionale Wellengleichung herangezogen. Die Lösungsmethoden der Wellengleichung unterscheiden sich in direkte und indirekte Verfahren. Bei den direkten Verfahren wird in der Regel durch direkte Integration der eindimensionalen Wellengleichung das Wellenausbreitungsproblem berechnet. Bei den indirekten Verfahren dagegen wird das zuerst von Smith entwickelte numerische Modell zur Lösung des inversen Problems herangezogen. Der Pfahl wird dabei als linear-elastisch angenommen, der anstehende Boden dagegen als viskoplastisch. In allen Berechnungen wird die longitudinale Gruppengeschwindigkeit der Welle anhand der Materialparameter berechnet und als konstant vorausgesetzt.

Durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig wurde zur Klärung des Wellendurchlaufes eine Tragbohle in unterschiedlichen Messebenen mit Dehnungsmessstreifen appliziert. Weiterhin wurde die Beschleunigung im Bereich des Pfahlkopfes messtechnisch mit einem Referenzsystem erfasst. Mit diesem Messaufbau wurden über 500 Schläge der Pfahlrammung auf Endtiefe erfasst.

Anhand der Versuche konnte nachgewiesen werden, dass im Interaktionsbereich zwischen Pfahl und Boden eine erhöhte Wellengeschwindigkeit der Kompressionsfront auftritt. Das bedeutet, dass die angesetzte Wellengeschwindigkeit, die sich aus dem statischen Elastizitätsmodul und der Rohdichte des Pfahlmaterials errechnet nur im nichteingebundenen Pfahlbereich Gültigkeit besitzt.

2 In situ Großversuch

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) hat im Zuge der Herstellung des Containerterminals 4 (CT4) in Bremerhaven umfangreiche dynamische Probelastungen durchgeführt. Die aufgezeichneten Messsig-

nale zeigten, bei allen Ergebnissen der Prüfungen entlang der Rammtrasse, eine erhöhte Wellengeschwindigkeit. Dieser Effekt ist bisher lediglich bei Ortbetonpfählen beobachtet worden, weil nach Art und Zusammensetzung des Pfahlbetons und aufgrund der Inhomogenitäten des Baustoffes, die Steifigkeit Schwankungen unterliegt. Die Materialeigenschaften variieren somit. Die Herstellung von Stahlerzeugnissen im Werk unterliegt einem höheren Qualitätsmanagement, so dass die Materialeigenschaften einer sehr viel geringeren Schwankungsbreite unterliegen. Um den Wellendurchlauf im Pfahl, der durch die Rammschläge auftritt, zu erfassen, wurde eine Tragbohle (Querschnitt PSp 1000, Form 22, $l = 39,0$ m) in zehn Tiefenlagen mit Dehnungsmessstreifen (DMS) instrumentiert.

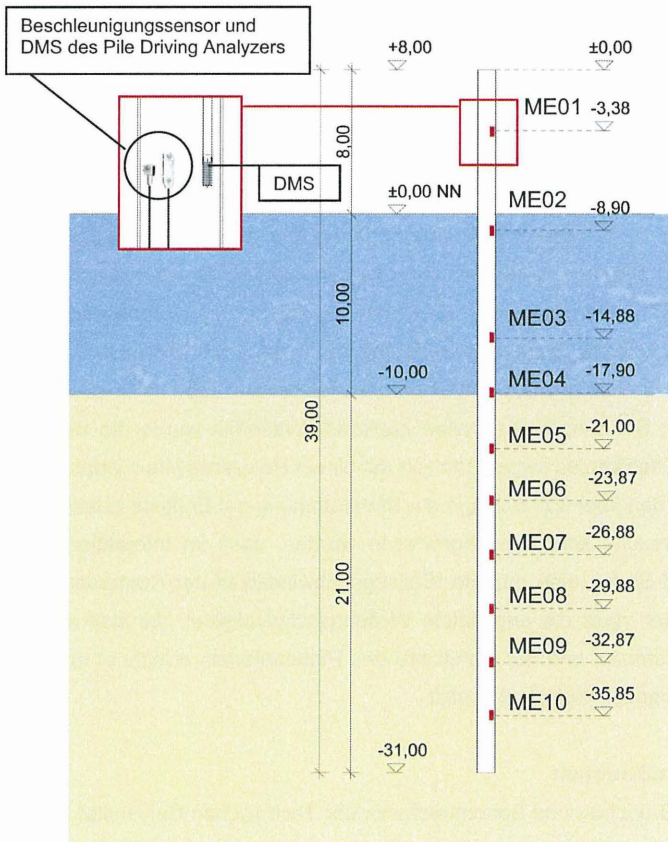


Abb. 1: Lage der Messebenen ME (Rammschlag 500)

Die Lage der Messebenen ist bezogen auf den Pfahlkopf in Abbildung 1 dargestellt. Die Einbindelängen beziehen sich auf den 500. Rammschlag. Die erste Messebene befindet sich ca. 3 m unterhalb des Pfahlkopfes. Als Referenzmesssystem sind in derselben Tieflage die Aufnehmer des Pile Driving Analyzers (PDA) mit zwei Messketten angeordnet worden.

Die Messaufnehmer wurden auf gegenüberliegenden Seiten der Profilstege angebracht, so dass an beiden Stegen je zwei Dehnungs- und zwei Beschleunigungsaufnehmer versetzt installiert wurden. Diese Anordnung wurde gewählt, um eventuell auftretende Exzentrizitäten sowie die ungleichmäßige Verteilung der Stoßkraft zu eliminieren, die bei einem eingeleiteten Schlag in den Pfahl auftreten können. Die DMS wurden jeweils an der gegenüberliegenden Seite in den entsprechenden Ebenen angebracht (vgl. Abb. 2).

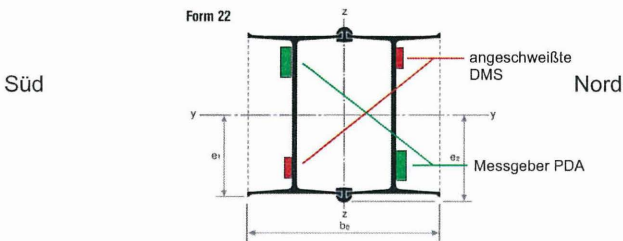


Abb. 2: Anbringung der Messketten und der DMS

Die in diesem Großversuch eingesetzten DMS sind anschweißbar und haben Abmessungen von 4x15 mm. Anschweißbare DMS besitzen den Vorteil, dass sie die beim Rammen eingebrachten hohen Energien aufnehmen können. Dies ist in der Vergangenheit bei geklebten DMS aufgrund der vor Ort hergestellten Verklebung nicht immer der Fall gewesen. Eine hohe Ausfallquote war häufig die Folge.

Die Abbildung 3 zeigt einen angeschweißten Dehnungsmessstreifen, dessen einzelne Punktschweißstellen auf der Metallplatte gut zu erkennen sind. Für den dauerhaften Schutz gegen Wassereintritt ist eine besondere Abdichtung der Messstelle erforderlich. Zu diesem Zweck wird der DMS mit einem Epoxydharz bestrichen und auf diese Weise wasserdicht versiegelt. Als eine weitere Wasserbarriere ist die gesamte Messstelle mit einem dauerplastischen Kitt geschützt. Der Kitt wird in einem schmalen Band um den DMS gelegt, mit einer Kittplatte abgedeckt und durch Andrücken mit dem Messobjekt verbunden.

Alle Messstellen sowie die gesamte Kabelführung wurden zum abschließenden Schutz gegen mechanische Beschädigungen mit einem robusten U-Profil aus Stahl eingehaust. Dadurch wird die Mantelreibung des Bodens nicht direkt auf die Messstellen übertragen.

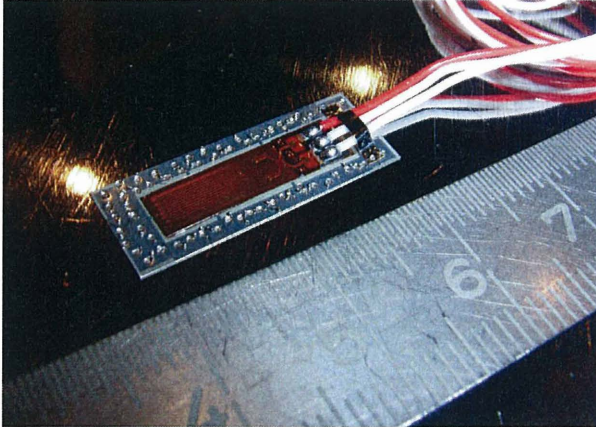


Abb. 3: Punkteschweißter DMS auf Stahl

2 Ergebnisse der Messungen

2.1 Ergebnisse im Zeitbereich

Im Folgenden wird der Durchlauf der Welle entlang des Pfahles anhand des Kraftverlaufes beschrieben. Die Abbildung 4 zeigt den berechneten und geglätteten Kraftverlauf an der vierten Messstelle für den 400. Rammschlag. Im Diagramm sind vier signifikante Extremwerte des Kraftverlaufes gekennzeichnet, die in Diagramm 5 in Anlehnung an die Pfahlgeometrie zugeordnet sind. Die Voraussetzung für die Lagebestimmung ist die theoretische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von $c = 5122 \text{ m/s}$ ($c = (E/\rho)^{0,5}$).

Die maximale Energie des Rammschlages befindet sich zum Zeitpunkt $t=0$ am Pfahlkopf [1]. 3,5 Millisekunden später, dies entspricht einer Lauflänge von ca. 18,0 Metern, erreicht das Impulsmaximum die Lage des Dehnungsmessstreifens an der vierten Messebene [2]. Nach weiteren 42 Metern tritt die größte negative Dehnung auf. Die Dehnwelle wurde zu diesem Zeitpunkt am Pfahlfuß reflektiert und befindet sich nun wieder auf der Höhe der betrachteten Messstelle [3].

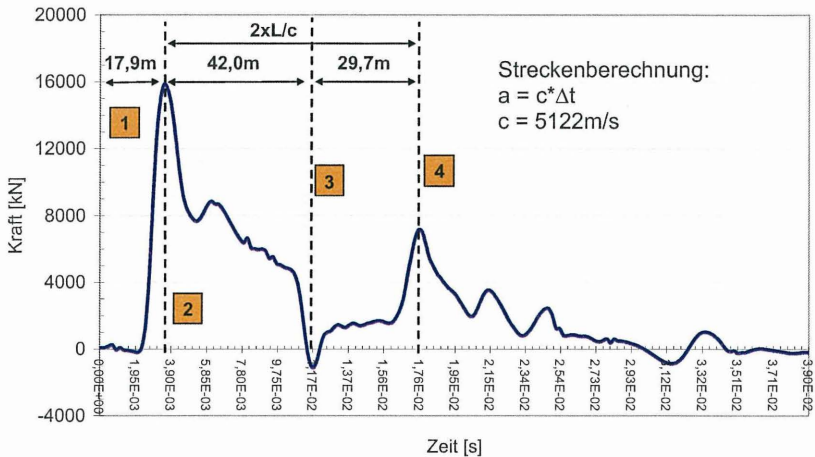


Abb. 4: Kraftverlauf der Messebene 4

Interpretiert man die Aufzeichnungen mit der Wellentheorie, so wird ein Teil der Druckwelle am Fuß als Zugwelle reflektiert. Dies bedeutet weiterhin, dass der verwendete Rammhammer eine ausreichende plastische Verschiebung des Pfahles erreicht, so dass sich die Auflagerbedingung des Pfahles zwischen einer festen und freien Lagerung bewegt. Die verloren gegangenen Wellenanteile der Anfangsamplitude sind durch Dämpfungserscheinungen und durch Energieumwandlungsprozesse (z.B. in Wärme) innerhalb der Scherzone entzogen worden.

Im weiteren Verlauf wandert die Zugwelle zurück zum Pfahlkopf, erfährt dort eine erneute Richtungsänderung und bewegt sich anschließend zurück zur betrachteten Messstelle [4]. Aus dem Wellenverlauf wird deutlich, dass es zu einer Abweichung zur theoretischen Lauflänge von 78,0 m ($2xL/c$) bezogen auf die Messstelle kommt, was auf eine Veränderung gegenüber der theoretischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit hinweist.

Zur Berechnung der Pfahlänge aus den Durchlaufzeiten dient die bereits erwähnte rechnerische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von 5122 m/s. Bis zum zweiten Wellendurchgang an der Messebene zeigt die Annahme dieser Wellenausbreitungsgeschwindigkeit eine gute Übereinstimmung.

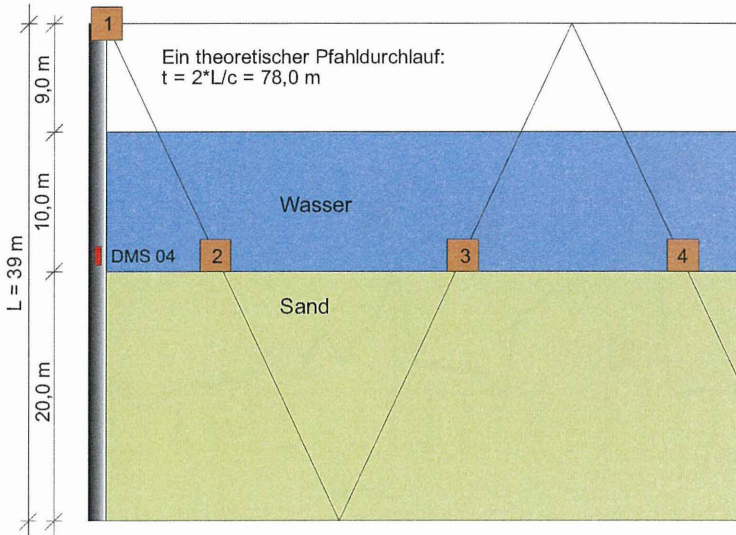


Abb. 5: Wellendurchlauf an Messebene 4

Beim zweiten Auftreffen an der Messstelle läuft die Kompressionswelle hingegen mit einer erhöhten Wellenausbreitungsgeschwindigkeit. Der Laufweg der Welle muss rechnerisch eine Strecke von 35,8 m betragen. Den Messquerschnitt erreicht die Welle allerdings schon nach 29,7 m. Dies entspricht einer Erhöhung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von ca. 20%. Das hier aufgezeigte Phänomen zeigt sich über den Rammvorgang bei allen ausgewerteten Rammschlägen an unterschiedlichen Messstellen. Anhand einer Betrachtung der Maximalwerte konnte jedoch kein einheitliches Bild der Wellenausbreitungsgeschwindigkeitszunahme nachgewiesen werden. Aufgrund dieser Tatsache wurden Kreuzkorrelationsstudien durchgeführt.

Die statistische Auswertung der Messdaten erfolgt in zwei Schritten. Im ersten Teil wird mit dem Einleitungsimpuls des Rammhammers eine Kreuzkorrelation der einzelnen Messebenen durchgeführt. Die aufgezeichneten Signale werden anschließend untereinander korreliert, um den zeitlichen Abstand zwischen den Messebenen zu bestimmen.

Zwischen den Messsignalen der einzelnen Messebenen und dem messtechnisch erfassten Sinusimpuls wurde das Signal nach der Kreuzkorrelation direkt ins Amplitudenmaximum verschoben. Das zweite Maximum stellt jeweils das dritte Auftreffen der Welle am Messquerschnitt dar. Während der Krafteinleitung ergibt sich folgerichtig der höchste Korrelationskoeffizient zwischen dem Sinusimpuls und dem Messsignal. Die Amplitudenab-

nahme der Kraft aufgrund der Energieabgabe der Welle impliziert kleinere Korrelationskoeffizienten für das Wiederauftreten der Welle am Messquerschnitt. In der folgenden Abbildung sind die Ergebnisse unterschiedlicher Messebenen als Wasserfalldiagramm aufgezeigt.

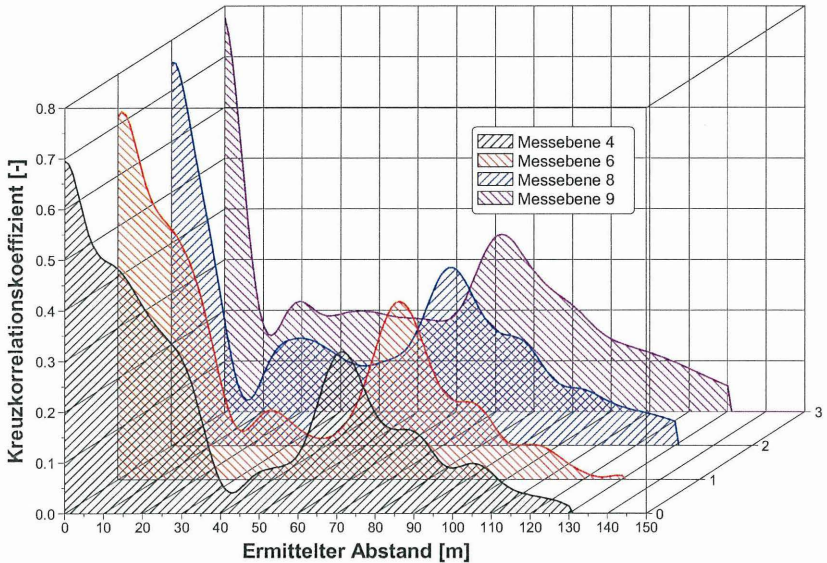


Abb. 6: Ergebnisse der Kreuzkorrelation

Anhand der Kreuzkorrelation ist für alle Messquerschnitte eine einheitliche Pfahlänge von 71,7 m ermittelt worden. Dies entspricht einer Erhöhung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von ca. 9% von 5122 auf 5571 m/s. Anhand der statistischen Auswertung konnte im Gegensatz zur Betrachtung der Maximalwerte aus den Messsignalen ein einheitliches Bild der Ausbreitungsgeschwindigkeitserhöhung nachgewiesen werden. Im zweiten Auswertungsschritt wurden unterschiedliche Messebenen untereinander kreuzkorreliert. Anhand des größten normierten Kreuzkorrelationskoeffizienten kann so die Laufzeit der Welle zwischen den Messebenen beurteilt werden. In Abbildung 7 sind die Ergebnisse der Kreuzkorrelation zwischen den einzelnen Messebenen dargestellt.

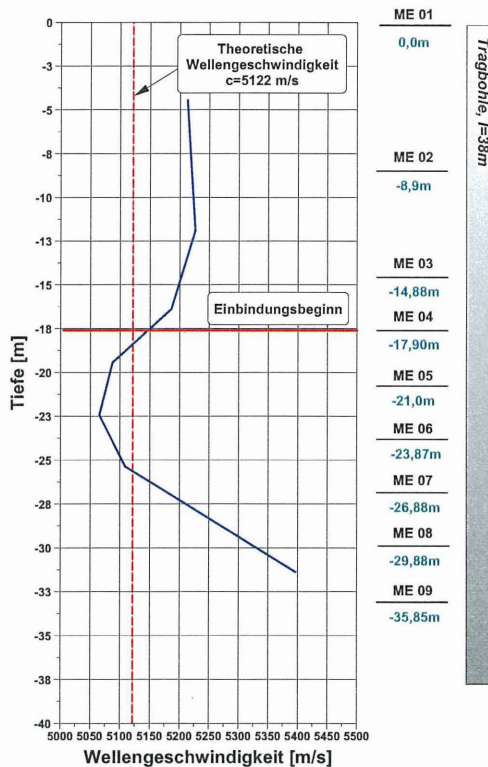


Abb. 7: Ermittelte Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten

Von Messebene 01 bis zur Messebene 04 wird eine annähernd einheitliche Wellenausbreitungsgeschwindigkeit der Einzelauswertungen im Mittel von ca. 5200 m/s erreicht. Dieser Wert ist mit der theoretischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von 5122 m/s vergleichbar. Beim Auftreffen der Welle in den Einbindungsbereich kommt es zu einer kleinen Verringerung der Ausbreitungsgeschwindigkeit, die sich bis zur Messebene 06 erstreckt und auf die Dämpfung des angreifenden Bodens zurückzuführen ist. Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit steigt danach wieder an. Beim ersten Passieren der Welle an Messebene 09 liegt der Maximalwert bei ca. 5390 m/s. Anhand der zuvor durchgeführten Untersuchungen ist deutlich geworden, dass es nach der Reflexion am Pfahlfuß zu einer weiteren Erhöhung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit kommt, die bezogen auf einen doppelten Durchlauf ein Maximum von ca. 5570 m/s besitzt.

2.1 Ergebnisse im Frequenzbereich

Die bereits dargestellten Untersuchungen sind anhand des aufgezeichneten Messsignales durchgeführt worden. Die messtechnisch erfasste Bewegung setzt sich jedoch aus unterschiedlichen Schwingungsformen zusammen. Bei allen bisher dargestellten Auswertungen ist daher die Gruppengeschwindigkeit der Kompressionswelle bewertet worden. Die Gruppengeschwindigkeit stellt die Geschwindigkeit dar, mit der sich die Kompressionsfront, d. h. das Intensitätsmaximum mehrerer sich überlagernder Wellen, fortbewegt.

Um den Frequenzgehalt unterschiedlicher Messebenen zu untersuchen, wurden die Transferfunktionen zwischen den einzelnen Messebenen betrachtet. Hierzu wurde das Amplitudenspektrum für unterschiedliche Schläge an den einzelnen Messebenen bestimmt. Im Anschluss daran wurden die Transferfunktionen durch Division der Amplitudenspektren benachbarter Messebenen gebildet. Bei einem identischen Frequenzgehalt müsste sich somit für jede Frequenz der Wert von Eins ergeben. In Abbildung 8 sind zwei Mittelwerte von Transferfunktionen gegenübergestellt.

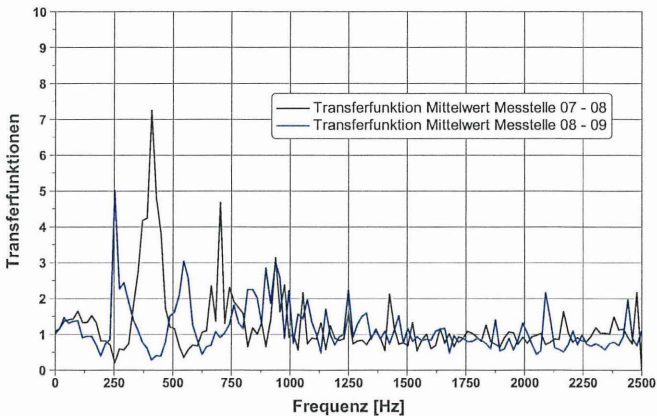


Abb. 8: Transferfunktionen einzelner Messebenen

Im Bereich von ca. 250 Hz, 400 Hz sowie 500 Hz zeigt sich ein Trend, der sich aus mehreren Datenpunkten bildet, was darauf schließen lässt, dass einzelne Frequenzen durch den Boden aus dem Messsignal gedämpft worden sind. Dieser Sachverhalt kann einen Grund für die Zunahme der Wellengeschwindigkeit darstellen, wenn langsamere Schwingungsformen aus dem Signal gedämpft werden und somit zur Beschleunigung der Gruppe beitragen.

3 Numerische Untersuchungen

Die Wellenausbreitung im Pfahl wird durch verschiedene Faktoren beeinflusst. Um eine Beurteilung dieser Parameter zu erreichen, wurden neben den Messungen zur Wellenausbreitung im Pfahl ebenfalls numerische Berechnungen durchgeführt. Die in der Dissertation dargestellten Berechnungen umfassen zwei numerische Modelle. Die ersten Untersuchungen wurden an einem rotationssymmetrischen Stab durchgeführt. Das Finite Elemente Modell (FEM) wurde in Anlehnung an das von Smith entwickelte CAPWAP Modell aufgestellt. Anhand dieser Studien soll das im Folgenden kurz diskutierte Bodenmodell verifiziert werden. Weiterhin dienen die Berechnungen zur Ermittlung der messtechnisch nicht erfassten lokalen Geschwindigkeitsverläufe entlang der Pfahlachse, so dass der Energiefluss im Pfahl bewertet werden kann. Die gemessenen Werte werden dabei adaptiv in den Berechnungen berücksichtigt.

Das zweite dreidimensionale Finite Differenzen Modell (FDM) dient zur Grundsatzuntersuchung der Änderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit infolge einer lateralen Behinderung und wird innerhalb dieser Kurzfassung nicht weiter betrachtet.

In Abbildung 9 ist das den Berechnungen zugrunde gelegte rotationssymmetrische Modell aufgezeigt. Die Einbindelängen beziehen sich wieder auf den 500. Rammschlag, da die Auswertungen für diesen Rammschlag beispielhaft durchgeführt worden sind.

Die Abbildung von Wellenausbreitungsproblemen mittels der FEM setzt eine Modellierung des Pfahles als Dehnstab oder Strukturmodell voraus. In den durchgeführten Untersuchungen mit dem Programmsystem ANSYS ist der Pfahl mit quadratischen Vier-Knoten Elementen im rotationssymmetrischen Spannungszustand und linearen Weggrößenansätzen modelliert worden. Die Freiheitsgrade des Systems sind die Knotenverschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung. Die Modellierung des Stoffverhaltens des Pfahles erfolgt unter Zugrundelegung des linear elastischen Stoffgesetzes nach Hooke.

Durch die Einbindung des Pfahles in den anstehenden Boden kommt es zu einer Interaktion von Boden und Bauwerk. Im Berechnungsmodell wird der angreifende Boden sowohl als linear elastisch-viskoplastisch im Mantelbereich als auch für den Spitzendruck berücksichtigt. Die Formulierung der Massenmatrix erfolgt bei den rotationssymmetrischen Berechnungen mit konsistenten Massen.

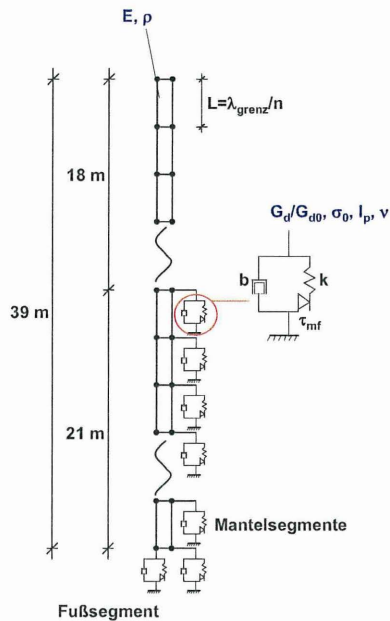


Abb. 9: Schematisches rotationssymmetrisches ANSYS Modell
(nicht maßstäblich)

3.2 Das Baugrundmodell

Der dynamische Schubmodul G_d bezeichnet das Verhältnis der dynamischen Schubspannung τ_d zur resultierenden elastischen Schubverzerrung γ .

$$G_d = \frac{\tau_d}{\gamma}$$

Der dynamische Schubmodul G_d ist keine Bodenkonstante. Vielmehr variiert er mit der Scherdehnungsamplitude γ , der Porenzahl e und der mittleren, allseitigen, effektiven Druckspannung $\bar{\sigma}'_0$ sowie bei kohäsiven Böden mit der Spannungsgeschichte in Form des Überkonsolidierungsgrades OCR. Die Abhängigkeit des Schubmoduls von γ und $\bar{\sigma}'_0$ ist in Abbildung 10 dargestellt.

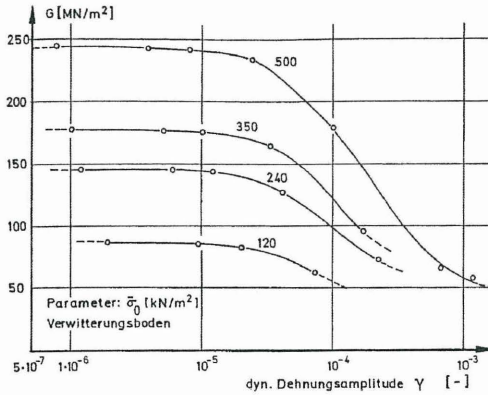


Abb. 10: Dynamischer Schubmodul in Abhängigkeit vom Druck und von der dynamischen Schubverzerrungsamplitude [Haupt, 1986]

Der Maximalwert des Schubmoduls stellt sich bei kleinen Schubverzerrungen ($\gamma < 10^{-5}$) ein und wird mit G_{d0} gekennzeichnet. Durch die Zunahme der Schubverzerrungsamplitude kommt es zu einer Abnahme des Schubmoduls G_{d0} . Dadurch kann bezogen auf die Pfahlrammung der Schubmodul G_{d0} nicht zur Berechnung der Dämpfungs- und Elastizitätsparameter angesetzt werden. In der Literatur werden unterschiedliche Ansätze zur Degradation des Schubmoduls für große Schubverzerrungen vorgeschlagen. In dieser Arbeit wird der Ansatz von [Ishibashi, Zhang, 1993] benutzt, um die Eingangsparameter für die numerischen Berechnungen zu ermitteln. Dieser Ansatz beschreibt die Abnahme des Schubmoduls G_{d0} in Abhängigkeit des effektiv angreifenden Spannungszustandes und des Plastizitätsindex I_p .

Durch die Entstehung eines plastischen Bereichs am Pfahlschaft und durch die damit verbundenen großen Schubverzerrungen ist die Vernachlässigung der Materialdämpfung nicht mehr möglich. Zur Berechnung des Dämpfungsgrades D wird ebenfalls die Formulierung nach [Ishibashi, Zhang, 1993] verwendet. Die folgende Formel für den dimensionslosen Dämpfungsgrad ist sowohl für bindige als auch nichtbindige Böden anwendbar.

$$D = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145 \cdot I_p^{1,3}}}{2} \left(0,586 \left(\frac{G_d}{G_{d0}} \right) - 1,547 \frac{G_d}{G_{d0}} + 1 \right)$$

Durch die Vielzahl an durchgeführten Probelastungen entlang der kompletten Rammtrasse in unterschiedlichen Abständen konnte mit Hilfe des rotationssymmetrischen Berechnungsmodells der Ansatz der Materialdämpfung sowohl für die bindigen als auch für die nichtbindigen Bodenbereiche überprüft werden. Die Materialdämpfung wird bei der Ermittlung der Dämpfungsparameter b als prozentuale Erhöhung der Abstrahlungsdämpfung berücksichtigt.

Anhand der durchgeführten Variationsberechnungen können folgende Aussagen zur Modellierung der Materialdämpfung abgeleitet werden:

- Zur Ermittlung der Dämpfungsparameter für die Pfahlspitze muss die Materialdämpfung als prozentuale Erhöhung zur Abstrahlungsdämpfung für nichtbindige und bindige Böden berücksichtigt werden.
- Bei der Bestimmung der inkrementellen Dämpfung am Pfahlschaft ist die Materialdämpfung nur im Bereich bindiger Bodenschichten anzusetzen.

3.3 Ergebnisse der rotationssymmetrischen Berechnungen

Im Folgenden werden einige Ergebnisse der numerischen Berechnungen dargestellt. Als Referenzwert der ermittelten Pfahlbeschleunigungen bzw. Schwinggeschwindigkeiten kann der gemessene Geschwindigkeitsverlauf der ersten Messebene herangezogen werden. In Abbildung 11 ist der gemessene Geschwindigkeitsverlauf dem der numerischen Berechnung gegenübergestellt. Der Kurvenverlauf macht deutlich, dass unter Ansatz der zuvor beschriebenen Modellparameter eine optimale Angleichung der numerisch ermittelten Schwinggeschwindigkeit erzielt worden ist.

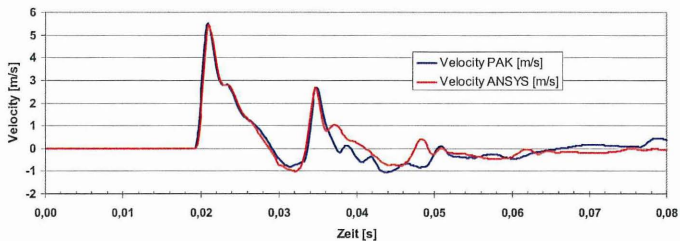


Abb. 11: Vergleich zwischen gemessenem und errechnetem Schwinggeschwindigkeitsverlauf – Messebene 01

Zur Adaption des gemessenen Geschwindigkeitsverlaufes musste ebenfalls die Ausbreitungsgeschwindigkeit im numerischen Modell angepasst werden. Die Anpassung wurde in den Berechnungen über die Rohdichte des Stahlmaterials eingeführt. Die optimale Übereinstimmung wurde mit dem ermittelten Wert aus der Kreuzkorrelationsstudie erreicht.

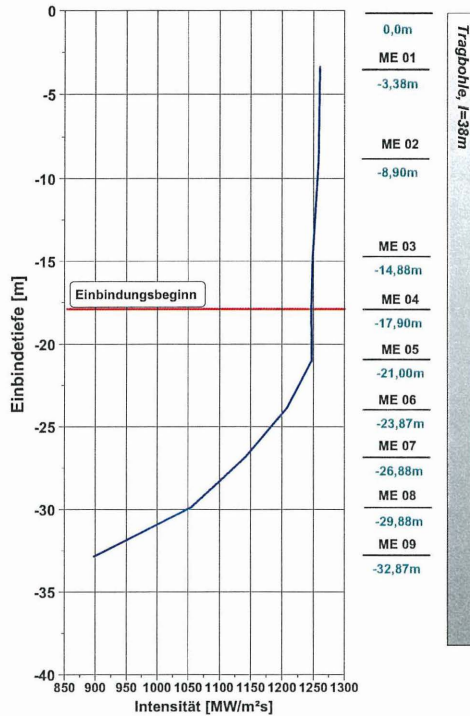


Abb. 12: Momentanes Intensitätsmaximum der Stoßbelastung über die Messquerschnitte

Anhand des numerischen Modells konnten die Schwinggeschwindigkeitsverläufe entlang der kompletten Pfahlachse ermittelt werden. Die ermittelten Schwinggeschwindigkeitsverläufe können zur Beurteilung des momentanen Energieflusses herangezogen werden. In Abbildung 12 sind die Maximalwerte der momentanen Intensität für jeden Messquerschnitt abgebildet. Ab dem sechsten Messquerschnitt kommt es zu einer kontinuierlichen Abnahme der Intensität. Diese Amplitudenabnahme kann durch die angreifenden Dämpfungskräfte aus dem angrenzenden Boden, der Abstrahlung in den Boden sowie der Energie-

umwandlung in Wärme innerhalb der Scherzone zwischen Pfahl und Boden erläutert werden. Von Messstelle 05 bis zur neunten Messebene reduziert sich die Intensität von ca. 1200 MW/m²s auf ein Maximum von ca. 900 MW/m²s.

4 Ergebnisse der Untersuchungen

Die innerhalb der Dissertation durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass folgende Aussagen über die Wellengeschwindigkeit in Pfählen abgeleitet werden können:

- Die elementare Wellenausbreitungsgeschwindigkeit, die sich durch den Elastizitätsmodul und die Rohdichte des Pfahlmaterials ergibt, besitzt höchstens im nicht eingebundenen Pfahlbereich Gültigkeit im unteren Frequenzbereich.
- Beim zweiten Auftreffen der Welle an den einzelnen Messebenen besitzt die Kompressionswelle eine erhöhte Wellengeschwindigkeit gegenüber der theoretischen Ausbreitungsgeschwindigkeit.
- Die Korrelationsstudien der Messdaten zeigen, dass die Welle nach dem Eintritt in den anstehenden Boden eine Beschleunigung erfährt.

Als Ursache für die Veränderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit können vier mögliche Ursachen, anhand der durchgeführten Untersuchungen festgestellt werden. Dies sind im Einzelnen:

1) Querdehnungsbehinderung

Im Bereich der Einbindung kommt es zu einer lateralen Behinderung der auftretenden Querdehnung durch die Rammbelastung. Hierdurch entsteht der Übergang vom Elastizitätsmodul zum Kompressionsmodul mit behinderter Seitendehnung als charakteristische Bezugsgröße der Ausbreitungsgeschwindigkeit.

2) Gruppen- und Phasengeschwindigkeit

Die eingeleitete Wellenfront unter der dynamischen Stoßbelastung setzt sich aus unterschiedlichen Schwingungsformen zusammen. Dies bedeutet, dass sich bei einer induzierten Dehnwelle höherfrequente Anteile langsamer fortpflanzen, als die im Messsignal ebenfalls enthaltenen niedrigfrequenten Komponenten. Messtechnisch erfasst wird die Gruppengeschwindigkeit der eingeleiteten Welle. Anhand der Versuchsauswertungen wurde gezeigt, dass die Welle bei Eintritt in den anstehenden Boden eine Beschleunigung erfährt. Dies ist genau dann möglich, wenn der

Boden die höherfrequenten Anteile aus der Kompressionsfront dämpft, so dass sich die Gruppengeschwindigkeit erhöht.

3) Dispersion im viskoelastischen Material

Unter Dispersion versteht man die Abhängigkeit der Phasengeschwindigkeit von der Wellenlänge bzw. von der Frequenz. Die Phasengeschwindigkeit viskoelastischer Materialien steigt mit ansteigender Frequenz an. Gegenüber dem Werkstoff Stahl, handelt es sich bei Boden um ein dispersives Medium. Das bedeutet, dass eine sich im Boden ausbreitende Welle gegenüber der Anfangsgeschwindigkeit eine Beschleunigung erfährt. Bei viskoelastischen Materialien tritt eine physikalische Dispersion aufgrund der Materialeigenschaft auf.

4) Dispersion von Dehnwellen

Weiterhin kann eine Dispersion der geführten Dehnwelle im Pfahl auftreten, sobald mindestens eine der wesentlichen Wellenlängen des zusammengesetzten Wellenzuges kleiner ist, als etwa das Doppelte der Querabmessung H des Pfahles. Aufgrund dieser geometrischen Eigenschaften nimmt die Ausbreitungsgeschwindigkeit höherfrequenter Wellen in einem Wellenleiter ab.

5 Literatur

Balthaus, H., 1986

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Promotion, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Heft 21

Chen, L.; Meier, K., 1996

Dispersive wave propagation analysis for condition assessment of marine timber piles, Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, 11. - 13. September 1996, Orlando, Florida, S. 721 - 732.

Doyle, J.F., 1997

Wave Propagation in Structures, Spectral Analysis Using Fast Discrete Fourier Transforms, Second Edition, Springer Verlag, New York

Elmer, K.-H., 2004

Three-Dimensional Wave Propagation and Energy Flow, International Journal of Computational Engineering Science (IJCES), Imperial College Press, Vol.5, No.3, p. 481-494

Fritsch, M., 2008

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, Promotion, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Heft 86

Gaul, L., 1999

The influence of Damping on Waves and Vibrations, Mechanical Systems and Signal Processing 13(1), Article No. mssp.1998.0185, MSSP, Academic Press

Haupt, Wolfgang, 1986

Bodendynamik, Grundlagen und Anwendung, Friedrich Vieweg und Sohn, Braunschweig / Wiesbaden

Ishibashi; Zhang, 1993

Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, Soils and Foundations, Vol. 33(1), pp. 182-191

Zhou, J.; Liang, R., 1996

Identification of Soil-Pile Interaction Model Parameters from HST Data, Proceedings of the Fifth International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Orlando, September 1996

Dr.-Ing. Maik Fritsch
INROS LACKNER AG
Lindenstraße
28755 Bremen
Tel.: +49 (0)421 65841 90
Fax: +49 (0)421 65841 10
E-mail: maik.fritsch@inros-lackner.de
Internet: www.inros-lackner.de

2. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2009

Dr.-Ing. Sascha Henke

*Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung
im Kaimauerbau
(Kurzfassung)*

Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau

Sascha Henke

Die Arbeit mit dem Titel „Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau“ entstand im Rahmen meiner Promotion am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg. Sie wurde im Zeitraum von Juni 2005 bis Mai 2008 von mir als Stipendiat im Graduiertenkolleg „Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen“ angefertigt, sodass ich im August 2008 meine Promotionsprüfung mit Auszeichnung bestehen konnte.

Kurzfassung:

Die Rammung von Pfählen beeinflusst den umgebenden Boden teilweise signifikant. Zusätzlich erfahren benachbarte oder gekreuzte Bauteile im Baugrund infolge der Pfahlrammung eine zusätzliche Beanspruchung oder Deformationen. Messungen am Europakai im Hamburger Hafen von *Gattermann et al.* (2005) haben beispielsweise ergeben, dass infolge der Rammung der Kaiplattenpfähle des Pfahlrostes die zuvor hergestellten Schrägpfähle, die durch die Kaiplattenpfähle gekreuzt wurden, derart große Verformungen erfahren haben, dass die Tragfähigkeit der Gesamtstruktur gefährdet war. Ein weiteres Messprogramm kann bei *Triantafyllidis* (1998) gefunden werden. Hierin werden Messungen an einer tiefen Baugrube am Potsdamer Platz in Berlin beschrieben. Diese Messungen zeigen, dass die maßgebende Verformung der Baugrubenwand aus der Rammung benachbarter Rüttelinjektionspfähle zur Auftriebssicherung der Unterwasserbetonsohle und nicht wie erwartet aus dem Lenzen der Baugrube resultierte.

Aufgrund dieser Erfahrungen werden in der Dissertation „Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau“ sowohl numerische Analysen zur Pfahlrammung mit Hilfe der Finite Elemente Methode als auch ein in-situ Messprogramm am Container-Terminal CT4 in Bremerhaven durchgeführt und ausgewertet. Insbesondere die numerische Simulation der Pfahlpenetration in den Baugrund ist notwendig, da bislang sowohl in der Forschung als auch in der Praxis kein belastbares Prognoseverfahren vorhanden ist, mit dem es möglich ist, den Einfluss einer Pfahlrammung auf den umgebenden Boden und angrenzende Bauwerke zu prognostizieren. In der Regel werden hierzu Messungen durchgeführt, die jedoch immer mit einem hohen Kostenaufwand verbunden sind und zudem nicht im Vorfeld einer Baumaßnahme, sondern erst im eigentlichen Baufortschritt durchgeführt werden können.

Zunächst wird in der oben genannten Dissertation auf die Grundlagen plastodynamischer Simulationen unter Verwendung eines hypoplastischen Stoffgesetzes unter Berücksichtigung intergranularer Dehnungen für trockene granulare Böden eingegangen. Für eine genaue Beschreibung des verwendeten hypoplastischen Stoffgesetzes sei auf *von Wolffersdorff* (1996), *Herle* (1996) und *Niemunis und Herle* (1997) verwiesen. Anhand diverser Berechnungsbeispiele wird die Notwendigkeit einer anelastischen Simulation der Pfahlrammung mittels FEM aufgezeigt.

Nachfolgend werden räumliche Analysen zur Pfahlrammung mit Profilen unterschiedlichen Querschnitts durchgeführt. Hieraus lassen sich vielfältige Erkenntnisse gewinnen. So lässt sich eine Aussage zur Veränderung der wesentlichen Bodenkennwerte, wie Porenzahlen und Spannungen um den penetrierten Pfahl in Abhängigkeit des Einbringverfahrens (Eindrücken und Vibrationsrammung) und der Profilform (kreisrunde Vollquerschnitte und offene Stahlprofile) treffen. Die Ergebnisse hierzu sind zudem in verschiedenen Publikationen dargestellt, siehe *Henke und Grabe* (2006, 2007a, 2007b). Allgemein kann ausgesagt werden, dass der Einfluss auf die Porenzahlen wesentlich von dem Einbringverfahren abhängt: Wird der Pfahl eingedrückt, so entstehen starke Scherungen am Pfahlmantel, sodass direkt am Pfahlmantel Dilatanz wirksam wird. Das heißt es wird dort mit steigender Lagerungsdichte eine verstärkte Auflockerung erkennbar. Erst in größerem Abstand zum eindringenden Pfahl (größer als zweifacher Pfahldurchmesser) wird die erwartete Verdichtung des Bodens deutlich. Insgesamt ist der Einflussradius auf die Porenzahlen infolge des Eindrückens mit etwa dem 5 bis 10-fachen des Pfahldurchmessers zu quantifizieren. Ganz andere Ergebnisse werden infolge einer Vibrationsrammung erzielt. In diesem Fall wird der Boden um den gesamten Pfahl bis hin zur maximalen Verdichtung verdichtet. Zonen mit einer Bodenauflockerung sind nicht erkennbar, siehe Abbildung 1. Zudem ist der Einflussradius auf lediglich den zweifachen Pfahldurchmesser beschränkt.

Für offene Querschnitte sind zudem Aussagen bezüglich einer Verspannung im Inneren des Querschnitts möglich. Ein Eindrücken der Profile lässt die Neigung zur Ausbildung eines festen Bodenpfropfens erkennen, bei einer Vibrationsrammung dagegen ist dies nicht erkennbar, siehe *Henke und Hügel* (2007).

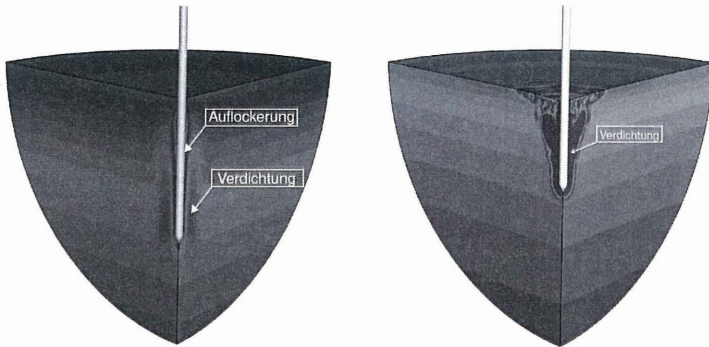


Abbildung 1: Konturplot der Porenzahlverteilung um einen eingedrückten (links) bzw. einvibrierten (rechts) Pfahl

Die numerischen Untersuchungen werden anhand des am CT4 Bremerhaven während des Baubetriebs durchgeführten Messprogramms validiert. Im Rahmen dieses Messprogramms wurde ein Schrägpfahl mit drei über der Länge verteilten Beschleunigungsaufnehmern und Dehnmessstreifen (DMS) instrumentiert, die als verlorene Aufnehmer mit dem Schrägpfahl in den Boden gerammt wurden, siehe Abbildung 2.

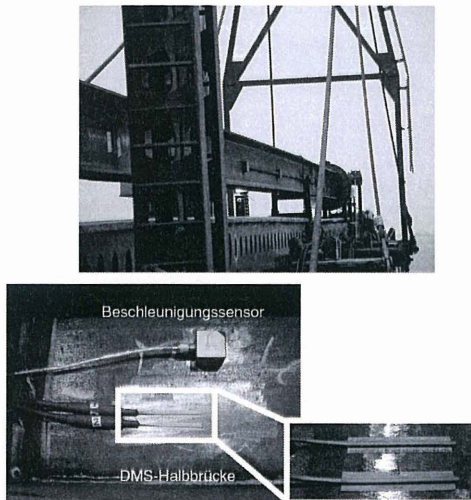


Abbildung 2: Messprogramm am Containerterminal CT4 Bremerhaven: links: instrumentierter Schrägpfahl; rechts: Detail der am Schrägpfahl applizierten Sensoren

Diese Aufnehmer dienten dazu, den Einfluss der Rammung der benachbarten Kaiplattenpfähle auf den bestehenden Schrägpfahl zu zeigen. Es kann anhand der Messergebnisse gezeigt werden, dass der Schrägpfahl sowohl durch das Vibrationsrammen als auch das Nachschlagen der Kaiplattenpfähle zu messbaren Schwingungen angeregt wird, siehe Abbildung 3.

Anhand der Messdaten lässt sich erkennen, dass die Schlagrammung einen etwa zehnfach größeren Einfluss auf den bestehenden Schrägpfahl hat als die Vibrationsrammung. Zudem wurde ein Kaiplattenpfahl mit drei gleichmäßig verteilten triaxialen Beschleunigungsaufnehmern und DMS instrumentiert, um zum einen das Eindringverhalten des Pfahls genauer zu charakterisieren und zum anderen eine Aussage bezüglich einer Übertragung der Beschleunigungen am Kaiplattenpfahl auf den benachbarten Schrägpfahl treffen zu können. Hiermit kann beispielsweise gezeigt werden, dass anhand der Dehnungs- und Beschleunigungssignale direkt auf die vorliegende Bodenschichtung geschlossen werden kann. Dies kann zukünftig unter bestimmten Bedingungen dazu genutzt werden, bereits direkt während der Rammung ein Werkzeug zu haben, mit dem es möglich ist, etwaige Hindernisse im Untergrund oder ähnliches zu erkennen. Dies würde es ermöglichen, daraufhin regelnd eingreifen zu können, damit ein möglichst optimaler Einbringprozess gewährleistet werden kann. Letztlich wurden ergänzende Messungen der Erschütterungen mit Hilfe von mehreren Geophonen in verschiedenen Abständen zum Pfahl sowohl während der Vibrationsrammung als auch während der anschließenden Schlagrammung durchgeführt. Eine ausführliche Darstellung des Messprogramms ist zum Beispiel in *Henke und Grabe (2007c)* oder *Henke (2008a, 2008b)* publiziert und kann dort nachgelesen werden.

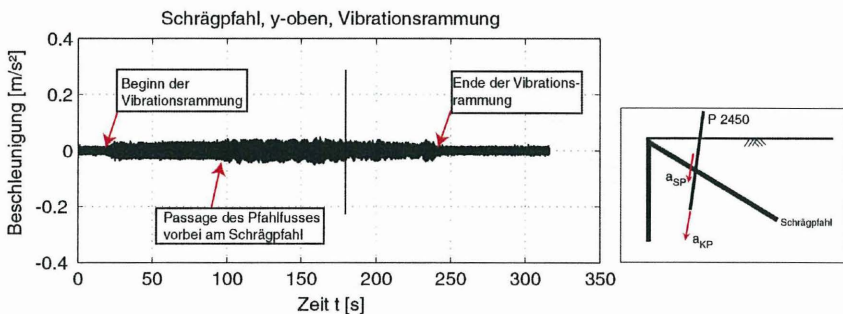


Abbildung 3: Beschleunigungen am Schrägpfahl infolge der Rammung eines kreuzenden Kaiplattenpfahls am CT4 Bremerhaven

Die aus den Messungen gewonnenen Daten dienen als Grundlage der Validierung der zuvor entwickelten numerischen Modelle. Es wird zunächst das Einvibrieren eines Peiner Stahlpfahls PST 500/158, wie er am CT4 Bremerhaven als Kaiplattenpfahl verwendet wird, simuliert. Aus dieser Simulation werden die Schwingungen an der Geländeoberkante extrahiert und mit den Messdaten verglichen. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Messdaten und Simulationsergebnissen. In einer weiteren Analyse wird die Passage des PST 500/158 Profils vorbei an einem bereits im Boden befindlichen Querpfehl simuliert. Auch hier zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen FEM und Messergebnissen, sodass gezeigt werden kann, dass sich die numerischen Modelle dazu eignen, den Einfluss einer Pfahlrammung auf die Umgebung und angrenzende Bauteile zu prognostizieren.

Mit den nunmehr validierten Finite Elemente Modellen werden verschiedene Fallbeispiele betrachtet. So wird die Pfropfenbildung in geschlossenen Rohrquerschnitten in Abhängigkeit des Einbringverfahrens untersucht. Eingedrückte Pfähle neigen zur Pfropfenbildung, dynamisch eingebrachte Pfähle eher nicht, siehe *Henke und Grabe* (2008a, 2008b). Diese Problematik wird zurzeit weitergehend untersucht und es werden Parametervariationen durchgeführt, um Aussagen über den Einfluss weiterer Parameter, wie Lagerungsdichte und Rohrdurchmesser auf die Neigung zur Pfropfenbildung zu treffen, siehe *Henke und Grabe* (2009). In einer weiteren Untersuchung wird die Effizienz des von *Kleibl* (2005) entwickelte Einbringverfahren „gerichtetes Vibrationsrammen“ untersucht. Es kann gezeigt werden, dass durch dieses Verfahren im Vergleich zum herkömmlichen Vibrationsrammen zum einen die Erschütterungen um den Pfahl reduziert werden und zum anderen ein beschleunigter Eindringvorgang ermöglicht wird. In weiteren Fallbeispielen wird die Zusatzbeanspruchung benachbarter bzw. gekreuzter Pfähle infolge einer Pfahlrammung untersucht. Zunächst wird die Nachgründung im Zentrum einer bestehenden Pfahlgruppe simuliert. Hierbei zeigt sich, dass das Einbringverfahren und der Abstand zwischen bestehenden und neu gerammten Pfählen einen wesentlichen Einfluss auf die zusätzlichen Beanspruchungen, die die bestehende Gründung erfährt, haben. Weiterhin wird die Rammung kreuzender Pfähle betrachtet. In diesem Fallbeispiel wird ein Pfahl benachbart zu einem quer im Boden liegenden Pfahl installiert. Als Resultat dieser Untersuchung kann geschlossen werden, dass auch die Profilform und die Lagerungsdichte die zusätzliche Deformation des Querpfehls wesentlich beeinflussen. Es kann gezeigt werden, dass ein Vollprofil aufgrund seiner großen Pfahlfußfläche einen wesentlich stärkeren Einfluss auf das bestehende Bauteil ausübt als ein Peiner Stahlpfahl mit vergleichsweise kleiner Spitzendruckfläche, siehe *Henke* (2008a, 2008b) oder *Henke und Grabe* (2008c).

Somit ist ersichtlich, dass der Abstand zum bestehenden Bauteil, die Lagerungsdichte des Bodens, das Einbringverfahren und die Profilform einen maßgeblichen Einfluss auf die Zusatzbeanspruchungen infolge einer Pfahlrammung haben. Dies wird abschließend in der Arbeit im Rahmen einer Parameterstudie weitergehend untersucht. Im Zuge dieser Parameterstudie wird die Erddruckerhöhung auf eine Wand infolge einer benachbarten Rammung untersucht. Es werden verschiedene Profile (HEM 200, PST 600/159, Rohrprofil mit Außendurchmesser $d_a = 61$ cm und zwei kreisrunde Vollprofile unterschiedlichen Durchmessers) in unterschiedlichen Abständen zur Wand in Böden unterschiedlicher Lagerungsdichte gerammt (Eindrücken und Vibrationsrammung). Aus diesen Analysen werden Bemessungshilfen gewonnen, die dem praktisch tätigen Ingenieur zukünftig ein hilfreiches Werkzeug zur Vorbemessung liefern, siehe zum Beispiel Abbildung 4.

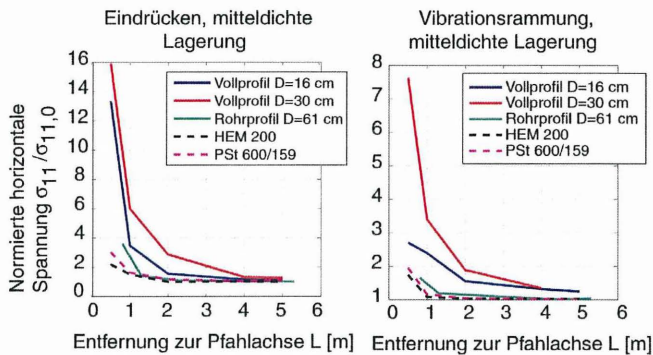


Abbildung 4: Bemessungshilfen aus der Parameterstudie bezüglich der Erddruckerhöhung auf eine Wand infolge einer benachbarten Pfahlrammung in mitteldicht gelagerten Sand, links: Eindrücken; rechts: Vibrationsrammung

Hiermit ist es möglich, bereits in der Planungsphase einer Baumaßnahme die zu erwartenden Zusatzbeanspruchungen auf bestehende Bauteile infolge einer benachbarten Rammung abzuschätzen und somit Aussagen dahingehend zu treffen, ob die Pfahlrammung einen schädigenden oder beeinträchtigenden Einfluss auf diese Bauteile ausübt, siehe Henke (2008b).

Somit kann resümierend gesagt werden, dass im Rahmen der Dissertation „Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau“ ein hilfreiches Werkzeug entwickelt wurde, mit dessen Hilfe es möglich ist, die Penetration von Bauteilen unterschiedlichen Querschnitts in den Untergrund numerisch zu simulieren und hieraus

Aussagen über den Einfluss der Rammung auf den umgebenden Untergrund und in der Nähe befindliche Bauteile zu treffen. Zudem ist es möglich, die numerischen Analysen anhand eines Vergleichs mit Messdaten zu validieren. Abschließend kann anhand verschiedener Fallbeispiele die Wirksamkeit dieses numerischen Tools gezeigt werden und hilfreiche Bemessungshilfen zur Abschätzung der Zusatzbeanspruchungen infolge einer Pfahlrammung können zur Verfügung gestellt werden.

Referenzen

Gattermann J., Fritsch M., Stahlmann J. (2005): Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik und Bodenmechanik der IGB-TUBS, Heft 80, 21-41.

Henke S., Grabe J. (2006): Simulation of pile driving by 3-dimensional Finite-Element analysis. Proceedings of 17th European Young Geotechnical Engineers' Conference, Zagreb, Croatia, ed. by V. Szavits-Nossan, Croatian Geotechnical Society, S. 215-233.

Henke S., Grabe J. (2007a): Simulation der Pfahleinbringung mittels dreidimensionaler Finite-Elemente Analysen. Vorträge zum 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 76, S. 155-166.

Henke S., Grabe J. (2007b): Simulation of pile installation by three-dimensional Finite Element analyses. Darmstadt Geotechnics, No. 15, Ed.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach. S. 179-192.

Henke S., Grabe J. (2007c): Messtechnische Untersuchung zur Pfahlherstellung während der Rammarbeiten am Container-Terminal CT IV Bremerhaven. Tagungsband zum HTG-Kongreß 2007 in Dresden, Hrsg. Hafenbautechnische Gesellschaft, S. 221-231.

Henke S., Hügel H.M. (2007): Räumliche Analysen zur quasi-statischen und dynamischen Penetration von Bauteilen in den Untergrund. Tagungsband zur 19. Deutsche Abaqus-Benutzerkonferenz in Baden-Baden. Artikel 2.13.

Henke S. (2008a): Numerische und messtechnische Untersuchungen zur Pfahlrammung. Tagungsband zum Workshop Seehäfen für Containerschiffe zukünftiger Generationen, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 16, S. 133-172.

Henke S. (2008b): Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 18.

Henke S. und Grabe J. (2008a): Numerische Untersuchungen zur Pfropfenbildung in offenen Profilen in Abhängigkeit des Einbringverfahrens. Bautechnik, 85(8):521-529

Henke S. and Grabe J. (2008b): Numerical Investigation of Soil Plugging Inside Open-ended Piles With Respect to the Installation Method. Acta Geotechnica, 3(3):215-223

Henke S., Grabe J. (2008c): Numerical investigation of the interaction between inclined piles and newly driven piles in pile grillages. Proc. of 11th Baltic Sea Geotechnical Conference in Gdansk, S. 707-714, ed. by Z. Mlynarek, Z. Sikora and E. Dembicki, Polish Committee on Geotechnics & Gdansk University of Technology.

Henke S., Grabe J. (2009): Numerical simulations concerning the tendency of soil plugging in open-ended steel-piles. 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering OMAE2009, Honolulu, Hawaii. Zur Veröffentlichung akzeptiert.

Herle, I. (1997): Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 142.

Kleibl A. (2005): Theoretische und experimentelle Untersuchungen des Wirkprinzips Gerichtetes Rütteln. Freiburger Forschungshefte, A881 Maschinenbau/Automation. Technische Universität Bergakademie Freiberg.

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

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

Von Wolffersdorff P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of cohesive-frictional materials. Vol. 1, S. 251-271.

Dr.-Ing. Sascha Henke
Technische Universität Hamburg-Harburg
Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Harburger Schloßstraße 20
21073 Hamburg
Email: sascha.henke@tu-harburg.de
Telefon: ++49/40/428783816

3. Preisträger des Frankignoul-Förderpreises 2009

Dipl.-Ing (FH) Marcel Wreczycki

*Vergleichende Untersuchungen zur Herstellung
von Atlas-Pfählen in Abhängigkeit
verschiedener Baugrundverhältnisse
(Kurzfassung)*

Die geschichtliche Entwicklung verschiedener Pfahltypen verdeutlicht, dass gerade in den letzten Einhundert Jahren eine zunehmende Spezialisierung ihren Einzugsbereich in den Bereich der Pfahlgründungen gehalten hat.

Mit steigenden Lasten, immer komplizierteren Konstruktionen, sowie neuen Erkenntnissen auf dem Gebiet der Baustoffkunde bediente man sich verschiedener Materialien und Verfahrenstechniken, die mit ihren Eigenschaften den heutigen zum Teil sehr individuellen Anforderungen in jeder Hinsicht gerecht werden. Zudem darf in der heutigen Zeit die Planung von Pfahlgründungen nicht nur allein unter den Gesichtspunkten der Konstruktion und Festigkeitslehre betrachtet und vollzogen werden. Vielmehr muss sie sich im Einklang mit den wirtschaftlichen Aspekten und dem Kosten-Nutzen-Gedanken einer speziell zu bewältigenden Pfahlgründungssituation befinden. Diese Herausforderungen verlangen vom heutigen Ingenieur und Planer interdisziplinäre Kenntnisse, die sich in einer T-Struktur fachübergreifend sowohl in die Breite wie auch in die Tiefe erstrecken. Dies versetzt ihn letztlich in die Lage ein optimal abgestimmtes Pfahlgründungssystem für eine spezielle Situation zu kreieren, und verleiht dem Begriff der Planung als Mittel der vorweggenommenen Willensbildung seinen Inhalt.

Das Ziel dieser Arbeit war neben der detaillierten Dokumentation des Herstellungsverfahrens für Atlas-Pfähle, eine Analyse und Sichtung der Bohrdaten, die vom installierten Messdatenerfassungssystem „TARALOG“ im Laufe der Jahre aufgezeichnet wurden. Mit Hilfe dieser Daten sollten verschiedene Möglichkeiten zu deren weiterer Verwendung ergründet werden. Unter anderem sollten die Möglichkeit untersucht werden, Prognosen für die zeitliche Dauer künftiger Bohrvorgänge anzustellen.

Doch schon bei der ersten stichprobenartigen Sichtung der Daten zeigten sich eklatante Fehler in der Erfassung, die sich in minimalen und maximalen Spitzenwerten zeigten. Da diese fehlerhafte Datenaufzeichnung so gut wie bei jedem Pfahl auftrat, war das empirische Daten-Rohmaterial für eine statistische Auswertung weitestgehend unbrauchbar. Ebenso im Verborgenen blieben die Ursachen für die fehlerhafte Datenaufzeichnung.

Um die kontaminierten Datensätze im Nachhinein von ihren Fehlern zu befreien und zu säubern, mussten die Ursachen, die zu deren Entstehung führten, identifiziert werden. Zu diesem Zweck wurde das Herstellungsverfahren einer Prozessanalyse unterzogen, und parallel zur Datenanalyse nach dem Top-Down-Verfahren vom Groben ins Kleine heruntergebrochen. In Anlehnung an die Aufgabenstellung wurde das Verfahren in vier Hauptarbeitsphasen unterteilt. Dieser Unterteilung folgte eine weitere in einzelne Aktivitäten. Die Unterteilung wurde als Prozesskette visualisiert. Die einzelnen Phasen des Herstellungsverfahrens wurden mit der Datenaufzeichnung in Beziehung gesetzt, um die Fehlerquellen herauszukristallisieren. Diese Fehlerquellen waren sowohl menschlichen Ursprungs, sowie auch in der Maschinentechnik und der Sensorik des Erfassungssystems zu finden.

Die Prozessanalyse des Herstellungsverfahrens erfolgte durch Beobachtungen des Herstellungsprozesses auf der Baustelle und Befragungen verschiedener Fachkräfte. Gesichtet wurden dabei die Aufzeichnungen der Jahre 2006 und 2007 mit 74 Bauvorhaben und insgesamt 10178 Pfählen. Dies geschah - der Software des Anbieters gehorchend - in zwei Stufen.

Das massive Auftreten von Spitzenwerten (Peaks o. Ausreißer) ließ sich nach diesem Prozess auf drei Hauptursachen zurückführen, von denen zwei hausgemacht und als falsche Werte zu betrachten waren. Die dritte Hauptursache ist als ein durch den Baugrund gegebener Einfluss anzusehen und kann nicht als fehlerhafte Datenaufzeichnung gewertet werden. Diese Hauptursachen zogen weitere Ursachen für fehlerhafte Datenaufzeichnung nach sich.

Eine Gliederung der Fehlerquellen finden Sie als Organigramm im Anhang.

Der Prozess der Fehleranalyse würde den 5-Seiten-Rahmen dieser Kurzfassung sprengen. Dazu empfehle ich Ihnen sich bitte das Kapitel „Identifikation von Fehlerquellen“ in der Thesis anzuschauen. In diesem sind unter anderem die visuellen Charakteristika zur

leichteren Identifikation der Fehler in Diagrammen dargestellt, und der Bezug zum Herstellungsverfahren aufgeführt.

Nach der Identifikation der einzelnen Fehlerquellen wurden eine Reihe von Lösungsvorschlägen von mir unterbreitet, um künftige Daten fehlerfrei aufzeichnen zu können. Diese entnehmen Sie bitte auch der Thesis.

Trotz der Identifikation einer Reihe von Ursachen konnten nicht alle fehlerhaften Datenaufzeichnungen erklärt werden. Die Ursache für deren Aufkommen wird von mir in einem Fehler in der Software des Messdatenerfassungssystems vermutet.

Die Untersuchungen um Möglichkeiten für eine zeitliche Prognose für künftige Bohrvorgänge anstellen zu können wurden den beiden Stufen der Datensichtung zugeordnet.

STUFE I

Datensätze gebündelt als ganze Bauvorhaben im Durchschnitt analysiert

STUFE II

Datensätze im Einzelnen als Pfahl analysiert

STUFE I

- Daten gebündelt und synthetisiert zu Vertragsnummern / Bauvorhaben
- Analyse der Parameter:
 - Bohrzeit,
 - Betonierzeit,
 - Gesamtherstellungszeit,

angegeben als:

- Durchschnittswert,
- Minimalwert,
- Maximalwert,
- Gesamtanzahl (Stück /Meter),

aller Datensätze (Pfähle) einer gebündelten Vertragsnummer.

- Konzeption eines Programms zur:
 - Rechnungserstellung
 - Prognose von Herstellungszeiten
 - Baustellencontrolling
 - Herstellungsnachweis

STUFE II

- Betrachtung einzelner Datensätze (Pfähle)
- Analyse der Parameter:
 - Zeit

- Bohrfortschritt

- Vergleich unstimmiger Datenaufzeichnung mit den Phasen des Herstellungsverfahrens.
- Herausarbeiten der Ursachen für fehlerhafte Datenaufzeichnung in Verbindung mit Lösungsvorschlägen.
- Untersuchung von Prognosemöglichkeiten unter Zuhilfenahme einer Regressionsanalyse
- Herausarbeiten der Nettobohrzeit für vergleichende Untersuchungen mit den Werten der Drucksondierung

Stufe I beinhaltet die Sichtung ganzer Vertragsnummern bzw. Bauvorhaben mit den Angaben der verschiedenen Herstelldauern bezüglich Bohrung, Betonierung und Gesamtherstelldauer einzelner Pfähle, sowie den Durchschnittsangaben ganzer Bauvorhaben.

Aus dieser Stufe entspringen Daten, die man über das Programm des Anbieters einer Synthese unterziehen und als EXCELL - Datei auslagern kann. Die in dieser Form gebündelten Daten eignen sich für eine weitergehende Programmierung, die dem Anwender in einem Netzwerk folgendes gestattet.

- Unterstützung bei der Abschätzung von Herstellungszeiten durch abrufen von Aufwandswerten als Faktoren

Die bisherige Ermittlung von Aufwandswerten für die Abschätzung der Pfahlherstellungszeiten erfolgt auf zweierlei Weise.

Die erste Methode basiert auf der Grundlage bereits realisierter Tiefengründungen, die sich in unmittelbarer Nachbarschaft der zu tätigenden befinden. Dabei werden Bauakten dieser Bauvorhaben gesichtet, und die Vergleichbarkeit bzw. die Übertragbarkeit der tatsächlichen Aufwandswerte geprüft.

Die zweite basiert gänzlich auf der Sachkunde und dem Erfahrungsschatz der kalkulierenden Verantwortlichen. Dabei wird im Schnitt mit 120m Tagesleistung für eine Atlas-Kolonne bei durchschnittlicher Pfahllänge gerechnet.

Mit den Aufzeichnungen der verschiedenen Parameter der letzten Jahre, existiert nun ein ständig wachsender und sich erweiternder Datensatz, der durch wenige simple Rechenoperationen zu – in Frage kommenden – Aufwandswerten verarbeitet werden kann. Diese, in übersichtlicher Form zusammengestellt, bieten zumindest eine schnelle Alternative zur mühseligen und zeitraubenden Sichtung von alten Bauakten.

- Baustellencontrolling
- automatische Rechnungserstellung

Über eine Schnittstelle kann man die Herstelldaten mit einem Kalkulationsprogramm koppeln und die Werte einfließen lassen bzw. abrufen.

- Generierung von Herstellungsnachweisen

Bei entsprechender Standardisierung von Herstellprotokollen können diese automatisch erstellt werden.

Durch die Möglichkeit der Fernübertragung der Daten von der Baustelle an das Büro via Internet, kann dieser Ablauf bei entsprechender Programmierung völlig autark und automatisch vonstatten gehen.

Die Möglichkeiten einer solchen Programmierung wurden mit einem Informatiker diskutiert und für praktikabel befunden.

Um die Informationen für die Funktionsweise eines solchen Programms zu erhalten, schauen Sie sich bitte das entsprechende Kapitel in der Thesis an.

Stufe II umfasste die Sichtung einzelner Pfähle und deren Parameter.

In dieser detaillierteren Datenauflösung wurde die Möglichkeit untersucht, auf der Grundlage einer multiplen Regressionsanalyse Zeit-Daten aus den Werten der Drucksondierungen zu prognostizieren.

Dieses statistische Analyseverfahren scheitert allerdings an der bestehenden Kontamination der Datensätze. Eine Prämisse der Regressionsanalyse ist ein Ausreißerfreier Datensatz und unabhängige Variablen. Allein die maschinentechnische Seite bringt eine Vielzahl an Variablen mit sich, die nicht alle Unabhängigkeit darstellen.

Ein weiterer Bestandteil dieser Thesis war ein Vergleich des erfassten Parameters Zeit mit den Spitzendruckwerten einer Drucksondierung. Dies geschah bei zwei unterschiedlichen Bauvorhaben mit unterschiedlichen Baugrundverhältnissen.

Die für die vergleichenden Untersuchungen herangezogenen Daten stammen von den Bauvorhaben Prologis Logistikhallen an der Bredowstraße, und dem Partikel Therapie Zentrum an der Feldstraße in Kiel.

Die Pfähle an der Bredowstraße wurden mit den Geräten der alten Generation hergestellt. Die an der Feldstraße hingegen mit denen der neuen Generation, die über eine load-sensing-Steuerung verfügen, und somit eine gleich bleibende Beaufschlagung der Motoren aufweisen.

Dabei wurden die Spitzendruckwerte verschiedener Drucksondierungen mit dem Lineal abgegriffen, und der Einflussbereich auf den Pfahlplänen abgezirkelt. Die sich in diesem Einflussbereich befindlichen Pfähle wurden den Drucksondierungen zugeordnet, und mit dem Parameter Zeit verglichen. Die fehlerhaften Daten des Parameters Zeit wurden vorab korrigiert und gesäubert, was einige Zeit in Anspruch nahm. Dies geschah unter Zuhilfenahme des Programms EXCELL.

Die Ergebnisse wurden in Diagrammen zusammengestellt, wobei aus jedem Vergleich zwei Diagramme generiert wurden. Die Diagramme zeigen die Werte des Bohrvorganges.

Das erste Diagramm zeigt den Vergleich bei einem Intervall von 10cm.

Schon bei diesem Vergleich wird ein Trend erkennbar.

Beim zweiten Diagramm wurden die Werte vorab einer Mittelwertbildung unterzogen. Sie zeigen geglättete Daten im 1m Intervall. Aus dieser Glättung wurde bei den meisten Vergleichen ein eindeutiger Zusammenhang festgestellt.

Im Anhang befinden sich einige Beispiele des Bauvorhabens Bredowstraße. Links der Vergleich im 10cm Intervall und rechts im 1m Intervall. Die blaue Linie zeigt die Werte der Drucksondierung, und die rosa Linie die des Parameters Zeit.

Diese Diagramme bilden nur einen kleinen Teil der vergleichenden Untersuchungen.

Die kompletten Daten entnehmen Sie bitte dem Anhang. Diese enthalten auch die Auszüge aus den jeweiligen ASKI-Dateien der Messdatenerfassung.

Bei diesen vergleichenden Untersuchungen zeigten die Daten der Pfähle, die in unmittelbarer Nähe zur Drucksondierung hergestellt wurden eine große Übereinstimmung mit den Daten der Drucksondierung. Dies war insbesondere dort der Fall, wo der Schichtenaufbau bzw. der Schichtenhorizont Gleichmäßigkeit aufwies wie beim Bauvorhaben Bredowstraße. Weitere Untersuchungen bezüglich des Einflussbereiches und des Abstandes eines Pfahles zur Drucksondierung sind notwendig um die Ergebnisse weiter zu verifizieren.

Folgende Aussagen lassen sich nach der Bearbeitung dieses Themas treffen.

Zur Qualität der gespeicherten Daten

Die in der Jean Lutz Datenbank gespeicherten Daten weisen durchgehend Fehler unterschiedlichen Charakters auf.

Die Ursachen für diese Fehler wurden durch die Prozessanalyse zum größten Teil identifiziert.

Die Ursachen für deren Entstehung wurden in geordneter Weise aufgeführt.

Dies macht eine Zuordnung der Fehler und eine Korrektur der kontaminierten Daten weitestgehend möglich.

Vergleiche mit händischen Aufzeichnungen zeigten weitere Unstimmigkeiten, die in einem Fehler in der Software des Messdatenerfassungssystems vermutet werden.

Zur Verwendung der Daten

Nach erfolgter Korrektur der Daten ist eine weitere Verwendung der Daten für verschiedene Zwecke möglich.

Dennoch weisen die Daten ein verstecktes Fehlerpotenzial auf, das Sie für statistische Analyseverfahren mit dem Ziel der Prognose von Herstellungszeiten nur bedingt Einsatzfähig macht.

Unter anderem eignen sich die Daten bei künftiger fehlerfreier Erfassung für die automatische Rechnungserstellung, die Abschätzung von Herstelldauern, und das Baustellencontrolling, sowie als Herstellungsnachweis.

Dies nach entsprechender Programmierung durch einen Informatiker.

Zur Aufzeichnung künftiger Daten

Die während der Fehleridentifikation ausgearbeiteten Lösungsvorschläge vermeiden bei Umsetzung das Auftreten der identifizierten Fehler bei der künftigen Datenaufzeichnung. In einigen Fällen muss allerdings noch die praktikable Umsetzung untersucht werden.

Zur weiteren Verwendung des Messdatenerfassungssystems

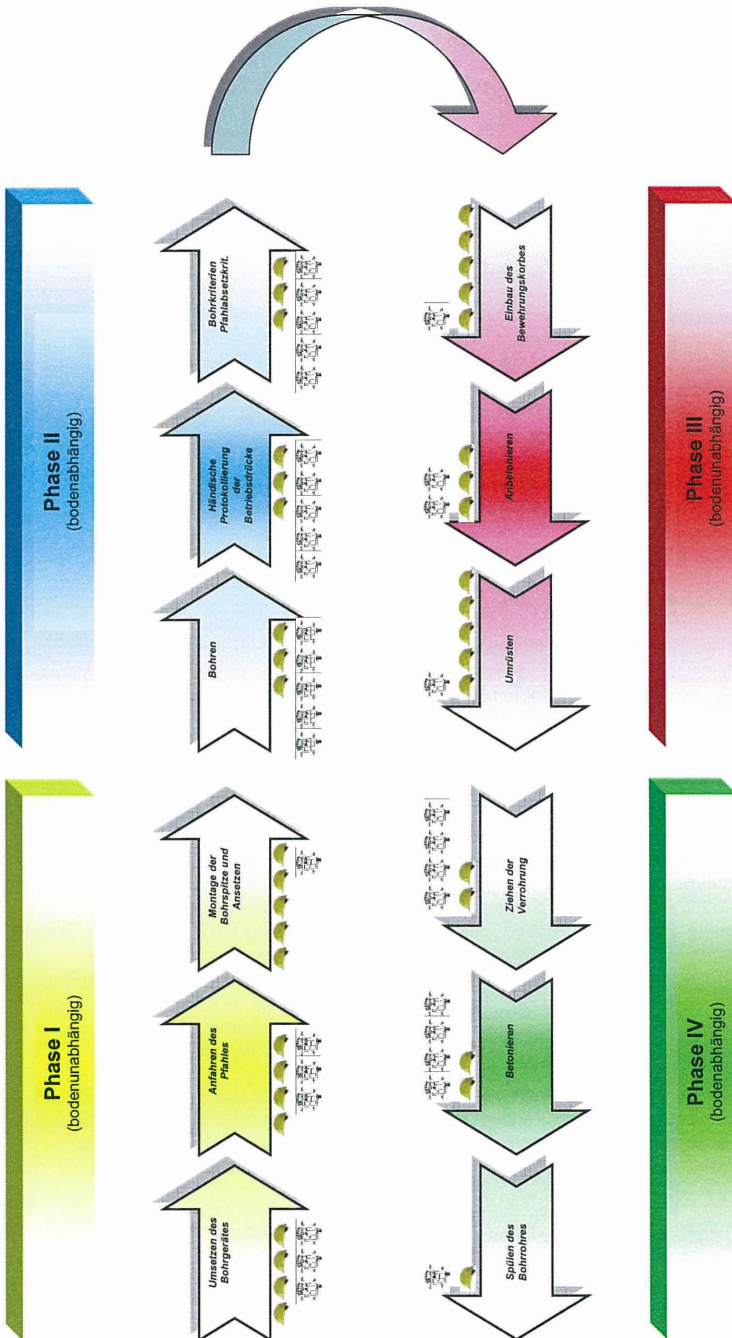
In Anbetracht der Tatsache das die Bohrgeräte der neuen Generation mit der speicherprogrammierbaren Steuerung SPS ausgerüstet sind, die durch entsprechende Programmierung und zusätzliche Sensorik den größten Teil der Aufgaben des Messdatenerfassungssystems übernehmen kann, sollte sich das Augenmerk zukünftig darauf richten.

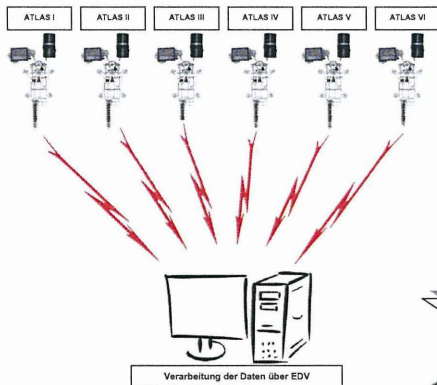
Die Vergangenheit hat gezeigt, dass sich z.B durch sprachliche Barrieren die Serviceleistungen der Firma Jean Lutz nicht in vollem Umfang entfalten können. Zudem sollten bei laufendem Betrieb die Serviceleistungen auch zeitnah erfolgen. Eine Ferndiagnose des Systems wird durch die Firma durch ein Aufschalten in Echtzeit nicht angeboten.

Zum Vergleich der Spitzendruckwerte mit den Daten der Aufzeichnung

Nach der Generierung der Diagramme aus den ASKI-Dateien der Datenaufzeichnung ist meinem Erachten nach zumindest beim Bauvorhaben Bredowstraße ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den Werten der Drucksondierung und den Werten der Datenaufzeichnung festzustellen. Siehe Anhänge CPT Vergleich Bredowstraße.

Ich hoffe, dass ein Blick in die Thesis offene Fragen klären wird.





Voraussetzungen:

- Einheitliche Eingabeprotokolle
- Fehlerfreie Datenerfassung
- Regelmäßige Datenpflege

1.

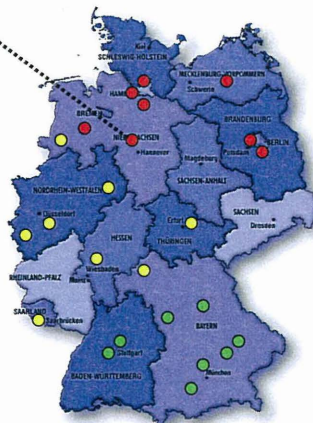
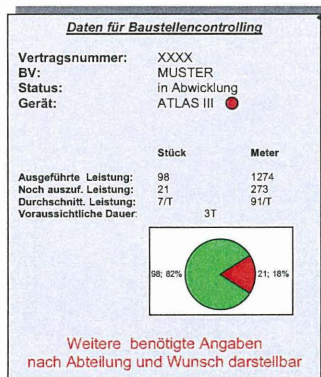
Endsendung der Daten

2.

Bündelung der Daten

3.

Synthese der Daten



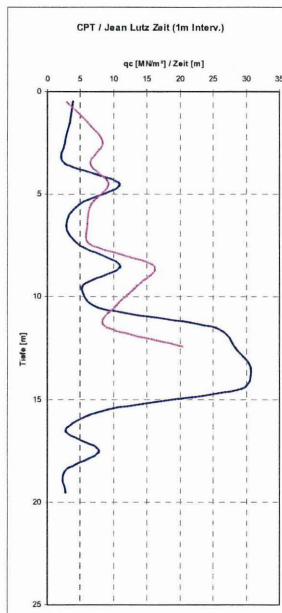
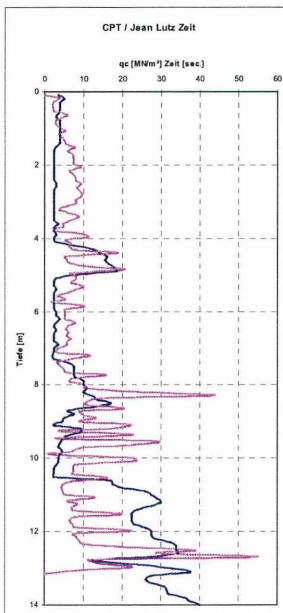
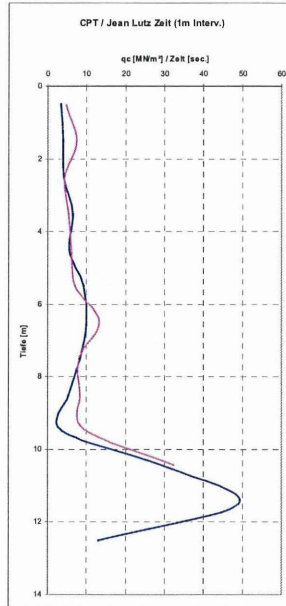
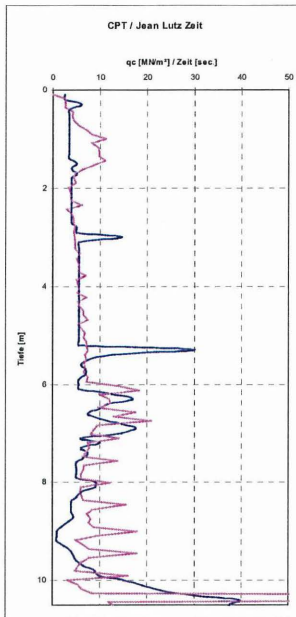
Visualisierung

5.

Aufbereitung Transformation

4.

Beispiele PTZ Kiel:



Komplette Grundbauprojekte

- Pfahlgründungen
- Baugruben
- Schlitzwände
- Dichtwände
- Gebäudesicherungen
- Bodenverbesserungstechniken

FRANKI

GRUNDBAU



Seit über 75 Jahren Ihr Partner für eine sichere Gründung



**FRANKI Grundbau
GmbH & Co. KG**

Hittfelder Kirchweg 24-28
21220 Seevetal

Tel: 04105-869-0
Fax: 04105-869-299

info@franki.de
www.franki.de

Moderne Kajakonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen

Joachim Stahlmann, Jörg Gattermann, Christian Missal, Jürgen Schmitt

1 Einleitung

Neue Kaimauerkonstruktionen für den seit Jahren ansteigenden Containerumschlag in norddeutschen Häfen erfordern aus Hochwasserschutzgründen sowie für die Containerschiffe der 6. Generation Geländesprünge von bis zu 30,60 m in größtenteils eiszeitlich geprägtem schwierigen Baugrund mit großen Erd- und Wasserdrücken sowie großen Belastungen durch die hohen und weit ausladenden Containerbrücken. So wurden in den letzten Jahren in den Häfen Hamburg und Bremerhaven und zurzeit in Hamburg und Wilhelmshaven neue Schiffsliègeplätze gebaut. In der Schiffsentwicklung gibt es bereits Pläne für 12.000 TEU Containerschiffe mit Abmessungen von ca. 430 m Länge und einem Tiefgang von fast 16 m.



Generation		Kapazität (TEU)	Länge (m)	Breite (m)	Tiefg. (m)
1. (1968)		750	180	25	9.00
2. (1972)		1,500	225	29	11.50
3. (1980)		3,000	275	32	12.50
4. (1987)		4,500	275	39	13.50
5. (1997)		5,500	325	41	14.10
6. (1999)		8,000+	345	43	14.50
7. (2007)		11,000	360	42,3	15.50 – 16.00
Simulation JadeWeserPort		12,000	430	58	16.00

Abbildung 1: Entwicklung der Container-Schiffsgrößen

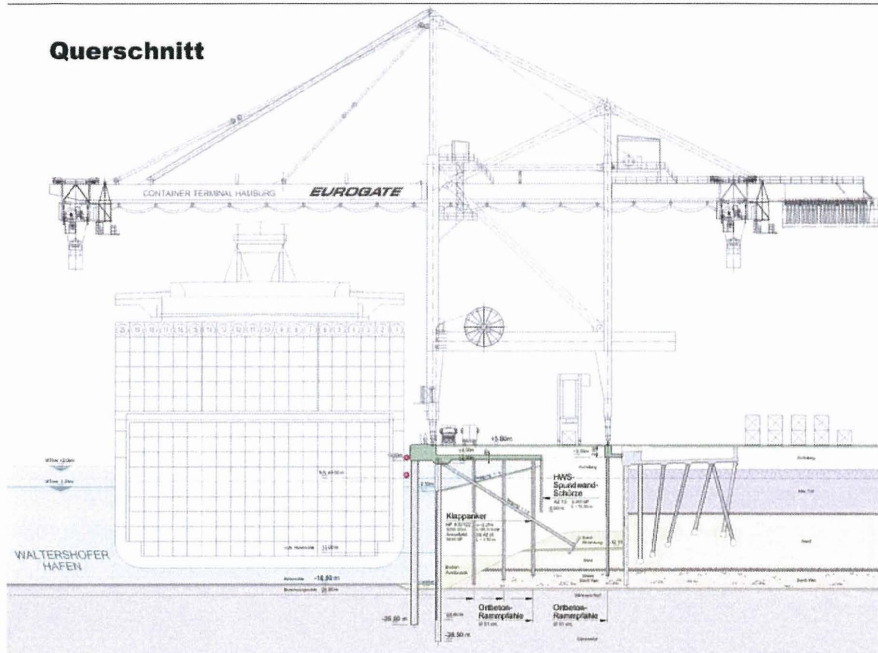


Abbildung 2: Beispielhafter Gesamt-Querschnitt einer modernen Kakenkonstruktion

2 Anforderungsprofil

Im Wesentlichen resultieren die Anforderungen an neu zu bauende Kakenkonstruktionen aus ihrer Lage im Hafen. Handelt es sich um einen Neubau oder eine Fortführung einer bestehenden Konstruktion? Wird sie in eine vorhandene Böschung (Landbauweise) oder im offenen Wasser (Wasserbauweise) gebaut? Wird die neue Kaje vor eine vorhandene gesetzt? Diese Fragestellungen und ihre Anforderungen werden nachfolgend an sechs unterschiedlichen Kaimauertypen aus Norddeutschland aufgezeigt.

Allen Kaken gemeinsam ist der Einfluss der Tide auf die Konstruktion. Aus Extremereignissen resultierende hohe Wasserüberdrücke auf die Wand müssen reduziert oder verhindert werden. Aus diesem Grund hat das Amt für Strom- und Hafenbau (heute: Hamburg Port Authority HPA) den mittlerweile weit verbreiteten Kaimauertyp mit geöffneter Hauptwand und überbauter Böschung entwickelt. Diese Entwicklung, beruhend auf der Idee der alten

Pier-Konstruktionen hat gleichzeitig den positiven Nebeneffekt der Herabsetzung des Erddrucks auf die Wand. Als zusätzliches Bauelement bedarf dieser Typ jedoch des Einbaus einer Spundwandschürze am hinteren Ende der Kaiplatte zur Sicherung gegen den hydraulischen Grundbruch.

Vom Baugrund her binden bei allen Kajenkonstruktionen in den norddeutschen Häfen die Wände und Reiberohre in die tiefliegenden Tonschichten ein oder durchörtern sie. In Hamburg ist dies der sogenannte Glimmerton und im Westen, z.B. in Wilhelmshaven, steht der Lauenburger Ton an. Auf diesen Tonschichten haben sich eiszeitlich bedingt geröllhaltige Sandschichten abgelagert, welche für die Rammarbeiten vorher ausgetauscht werden. Der Austausch kann großflächig erfolgen oder auch ganz gezielt nur in der Rammtrasse.

3auphase ①

Herstellung eines Rammgrabens

Aushubboden auf das Rüttelsieb.
Steinfreier Sandboden per Förderband
in Kleppschuten.
Kontrolle UK: Rammgraben !

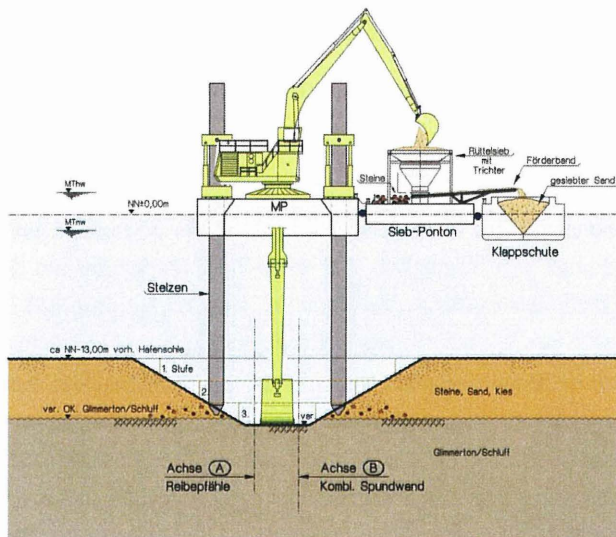


Abbildung 3: Herstellung des Rammgrabens am Predöhlkai 1. Liegeplatz [Tworuscjka, 2005]

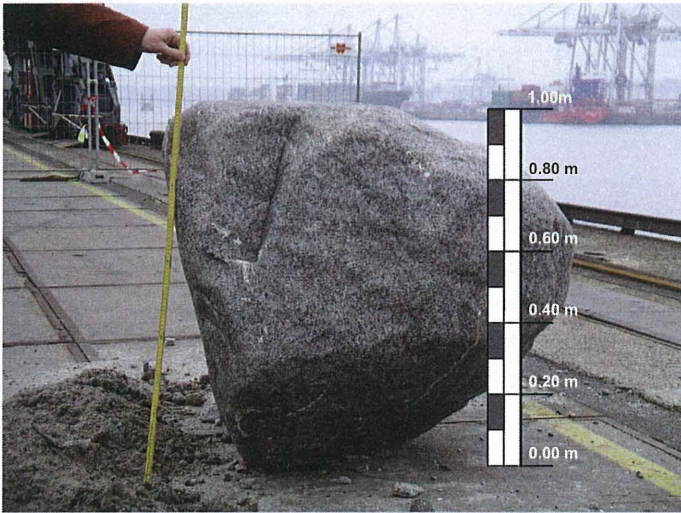


Abbildung 4: Geräumter Findling am Predöhlkai 1. Liegeplatz [Tworuschka, 2005]

3 Sechs unterschiedliche Kaimauertypen und ihre Besonderheiten

Hamburg, Predöhlkai 1.-3. Liegeplatz (Wasserbauweise)

Beim Neubau des 1. Liegeplatzes (LP) am Predöhlkai handelt es sich um eine sogenannte Wasserbaustelle, bei der nach vorhergehendem Bodenaustausch die Tragbohlen und Reiberohre mit hoher Energie in die Hafensohle im Wasser freistehend eingetrieben werden. Als Besonderheit beim Predöhlkai 1.-3. LP werden Klappanker am Kopf der Wand eingehängt und die untere Hälfte der Ankertafel zur ersten Lagesicherheit einvibriert. Danach wird als Erstes gezielt die Ankertafel mit Sand überspült und erst danach die gesamte Kaikonstruktion mit Sand hinterfüllt. Noch vor Beginn des Überbaus werden somit die Wand und die Anker mit ca. 2/3 der Endbelastung beansprucht. Die Schräganker erfahren bei dieser Wasserbauweise erheblich größere Durchbiegungen infolge Sandeinspülung und nachfolgender Setzungen durch die Rammung der Kaiplattenpfähle. Messungen am Europakai 3. LP zeigten Durchbiegungen bis zu 40 cm. Der Neubau des Predöhlkais wird vor die vorhandene Kaianlage gesetzt (vgl. Abb. 5).

Kaimauer - Regelquerschnitt

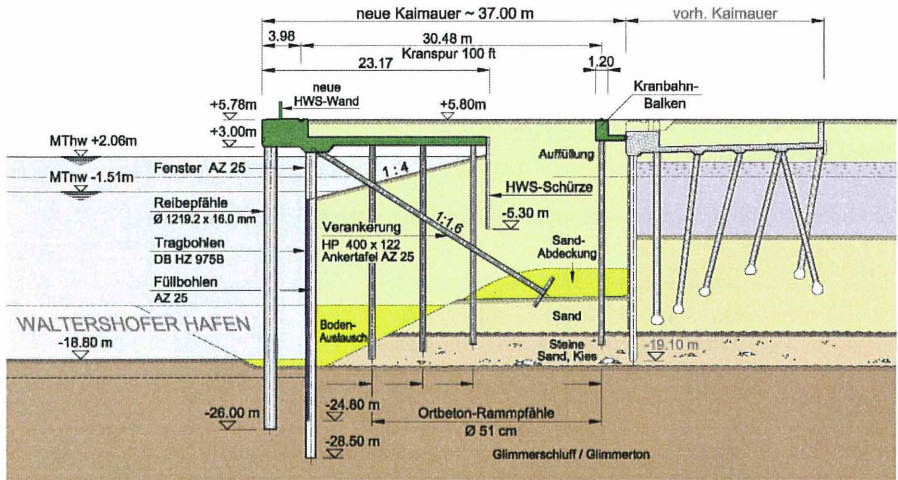
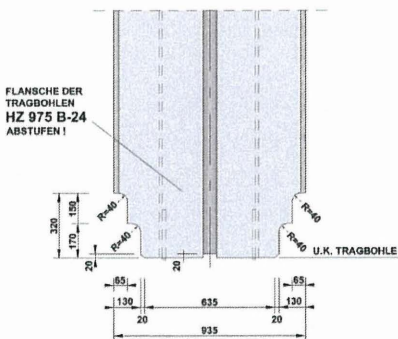


Abbildung 5: Regelquerschnitt Predöhlkai 1. LP [Strom- und Hafenbau, 2005]

FUSSAUSBILDUNG IM FLANSCH



FUSSAUSBILDUNG IM STEG

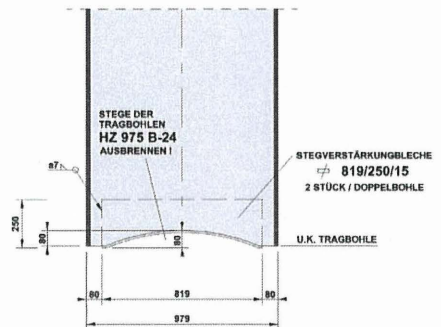


Abbildung 6: Beispielhafte Weiterentwicklung in der Fußausbildung [Tworuschka, 2005]

Hamburg, Burchardkai 1.-4. Liegeplatz (Wasserbauweise)

Hamburg, Europakai 3.-5. Liegeplatz (Wasserbauweise)

Am Europakai wurde, entgegen der üblichen Planungen, die Hauptwand mit einer Neigung von 10:1 angeordnet. Diese Neigung setzt die Kolkgefahr, hervorgerufen durch die Strahlruder der Containerschiffe, herab. Der größere Teil des Schwallis wird nach oben abgeleitet. Der dadurch gewonnene Vorteil verursacht jedoch auch höhere Baukosten.

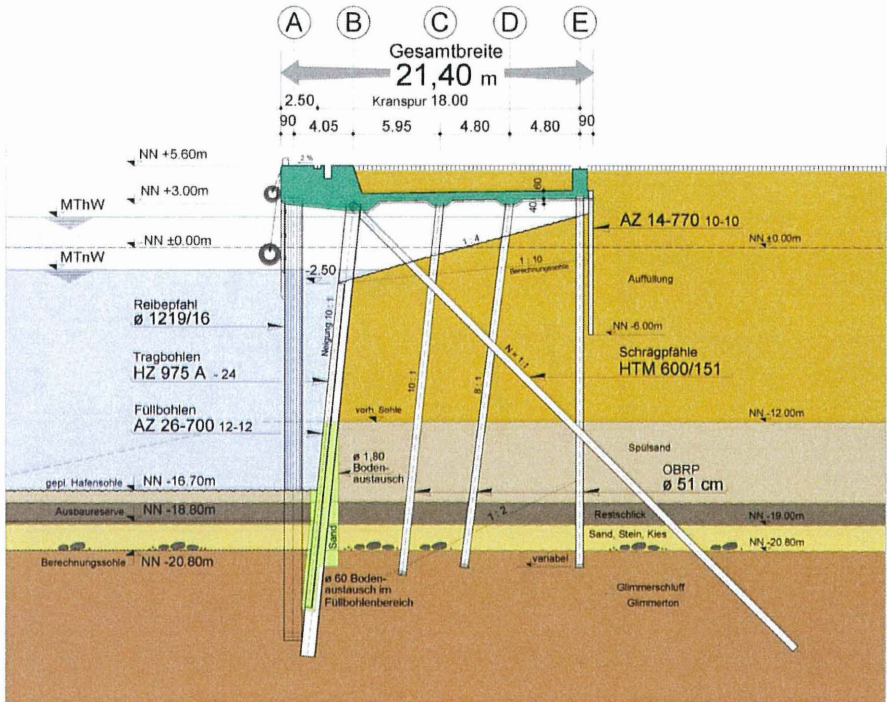


Abbildung 8: Regelquerschnitt Europakai 5. LP [Höhmann et al., 2009]

Bremerhaven, CT I-III und 4 (Wasserbauweise)

Die Besonderheit der Containerkaje in Bremerhaven liegt in der Lage an der Wesermündung und der Angriffsfläche nach Westen. Durch die vorherrschende Windrichtung ist mit erheblicher zusätzlicher Beanspruchung durch Wellenschlag auf die Konstruktion zu rechnen. Durch die Anordnung einer Wellenkammer wird die Energie der Wellen reduziert und Wellenüberschläge auf die Kaje vermieden.

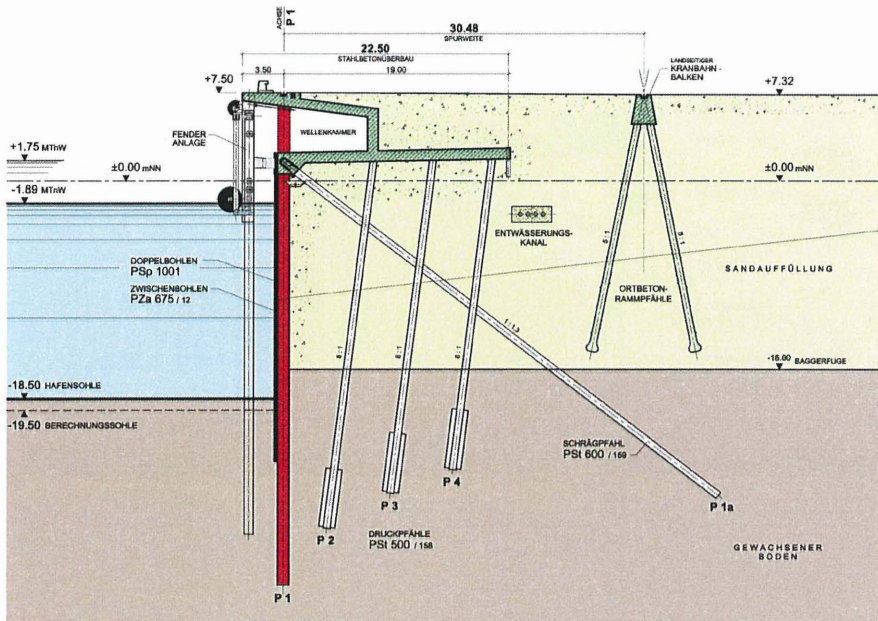


Abbildung 9: Regelquerschnitt CT4 in Bremerhaven [Vollstedt und Woltering, 2008]

Wilhelmshaven, JadeWeserPort (Wasserbauweise)

Der Querschnitt des JadeWeserPorts entspricht größtenteils der 'Hamburger Bauweise'. Allerdings ist hier hervorzuheben, dass die Böschung unterhalb der Kaiplatte flach ausgebildet wird, um somit eventuelle Nachbaggerarbeiten einzusparen. Das Gewicht des Massiven Kaikopfes wird durch die Anlage eines Versorgungskanals reduziert.

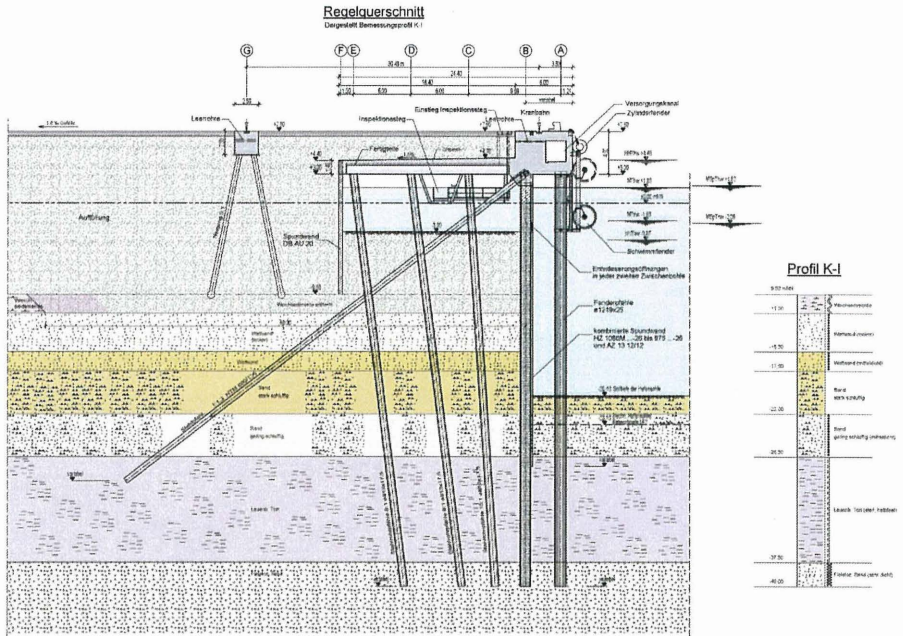


Abbildung 10: Regelquerschnitt JadeWeserPort [JWP, 2009]

Hamburg, CT Altenwerder (Landbauweise)

Im Gegensatz zur Wasserbauweise werden bei der Landbauweise wie in Altenwerder die Tragbohlen der Wand in einen Schlitz eingestellt und nur wenige Meter zur besseren Vertikallastaufnahme gerammt. Der auf Mantelreibung tragende Schräganker wird in den gewachsenen Boden gerammt. Durch die Abbaggerung des Bodens vor der Wand nach der kompletten Herstellung der Konstruktion ergeben sich im Vergleich zu einer Wasserbaustelle andere Tragverhältnisse. Dieses fand auch Berücksichtigung bei der Bestimmung der Erddruckumlagerung in der EAU 2004, Kapitel 8.2.2.3.

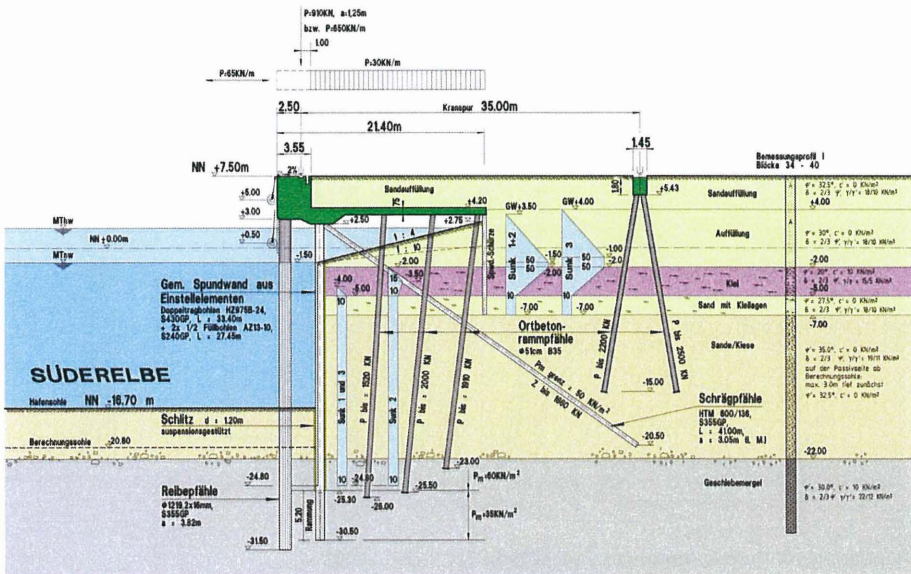


Abb. 11: Querschnitt CT Altenwerder [Strom- und Hafenbau, 1999]

4 Geotechnisches Messkonzept

Seit mehreren Jahrzehnten führt das IGB-TUBS geotechnische Messungen und numerische Berechnungen an Kajeinbauwerken in Norddeutschland aus. Hierzu zählen die Bestimmung der Spannungen und Verformungen im Boden sowie in der Konstruktion. Zahl-

reiche Kaikonstruktionen wurden oder werden zudem mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente oder Finiten Differenzen modelliert, die Verformungen und Beanspruchungen prognostiziert und anhand der Messergebnisse verifiziert.

Mit den aus den Untersuchungen gewonnenen Erkenntnissen konnten die geforderten Sicherheiten nachgewiesen werden. Ebenso konnten die Erkenntnisse dazu genutzt werden, Konstruktionen oder Bauverfahren zu modifizieren und dadurch die Baukosten zu mindern.

Die wichtigsten messtechnischen Fragestellungen bei der Beurteilung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens einer Kaikonstruktion ist die Erfassung der auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdrücke, des stützenden Erddrucks vor der Wand, der Wandverformung, des Normalkraftverlaufs und der Durchbiegung der Schräganker. Hinzu kommt am Predöhlkai die Bestimmung des Spannungsverhaltens des Klappankerfußes.

Zur Bestimmung der Entwicklung von Ankerkräften wurden bisher an den Ankerköpfen sowie mit erheblichem Aufwand an tiefer liegenden Stellen Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. Da in Altenwerder aufgrund des inhomogenen Baugrundes und der erforderlichen großen Länge der Schräganker die Bestimmung der Mantelreibung über die gesamte Länge von Interesse war, wurde hier zum ersten Mal die Entwicklung der Normalkraft im Anker an jedem Meter seiner Länge bestimmt.

Gemessene Durchbiegungen der Schräganker an der Wasserbaustelle Europakai infolge der Hinterfüllung und der Herstellung der Kaiplattenpfähle wiesen hohe Beanspruchungen des Ankers nach. Nach Umstellen des Pfahleinbringverfahrens von Rammen auf Drehbohren konnten die Durchbiegungen vermindert werden [GATTERMANN, 1999]. Bei der Landbaustelle CT Altenwerder ist die gemessene Ankerdurchbiegung aufgrund des gewachsenen Bodens erwartungsgemäß nicht sehr groß. Die Durchbiegung infolge der Herstellung der Ortbetonrammpfähle wurde dort mit maximal 3 cm festgestellt [GATTERMANN et al., 2005].

Einen Überblick bezüglich Auswahl und Einbau von Messgebern an den vom IGB-TUBS messtechnisch begleiteten Konstruktionen gibt Tabelle 1.

Tabelle 1: Vom IGB-TUBS untersuchte Kaimauerbauwerke

Fertigstellung	Bezeichnung / Tätigkeiten / Veröffentlichungen	Länge [m]	Geländesprung* [m]
1992	O' Swaldkai West, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Betonspannung, 3D FE-Modell, [MAYBAUM, 1996]	190	21,00
1995	Burchardkai 8. Liegeplatz (LP), Hamburg Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung, [GATTERMANN, 1998]	335	24,50
1997	Container Terminal (CT) III, Bremerhaven Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Setzungsmessungen, Tragfähigkeiten, [STAHLHUT, 2000]	700	27,00
1997	Predöhlkai 6. LP, Hamburg Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung, [STEGNER und GATTERMANN, 1998]	300	23,30
1998	Verlängerung Europakai, Hamburg Inklinometer, DMS, [GATTERMANN, 2001]	290	23,60
1998	Burchardkai 1. LP, Hamburg Inklinometer	368	24,50
1999	Predöhlkai 7. LP, Hamburg Inklinometer	300	25,10
2001	CT Altenwerder 1.+ 2. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	947	28,30
2002	CT IIIa, Bremerhaven Inklinometer, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell, [FRITSCH et al., 2005]	340	27,00
2003	CT Altenwerder 3. + 4. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	615	28,30
2005	Predöhlkai 1. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005]	440	26,48
2005	Probefeld JadeWeserPort, Wilhelmshaven, Tragfähigkeiten, Wandverformung, 3D FD-Modell	40	-
2008	CT 4, Bremerhaven Tragfähigkeiten, Inklinometer, 3D FD-Modell, [FRITSCH et al., 2005], [FRITSCH, 2008]	1700	27,00
2011	JadeWeserPort, Wilhelmshaven Inklinometer, DMS, Erd- und Wasserdruck, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell	1725	30,60
2010	Europakai, 5. LP, Hamburg Inklinometer, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell	430	26,50

* Geländesprung: Höhe Kaimauerkopf - Tiefe Berechnungshafensohle

Schräganker

Bei einer Land- wie bei einer Wasserbaustelle werden zur Rückverankerung der Spundwand zur Aufnahme der horizontalen Lasten Schrägpfähle eingebracht und an die Wand angeschlossen. Aufgrund der Ausbildung der Anschlussstelle der Schrägpfähle ist deren Anbindung gelenkig und wird momentenfrei gerechnet. Im Allgemeinen treten daher die maximalen Normalkräfte am Anschlusspunkt auf und werden sukzessive über die Mantelreibungsfläche entlang der Pfahlachse reduziert.

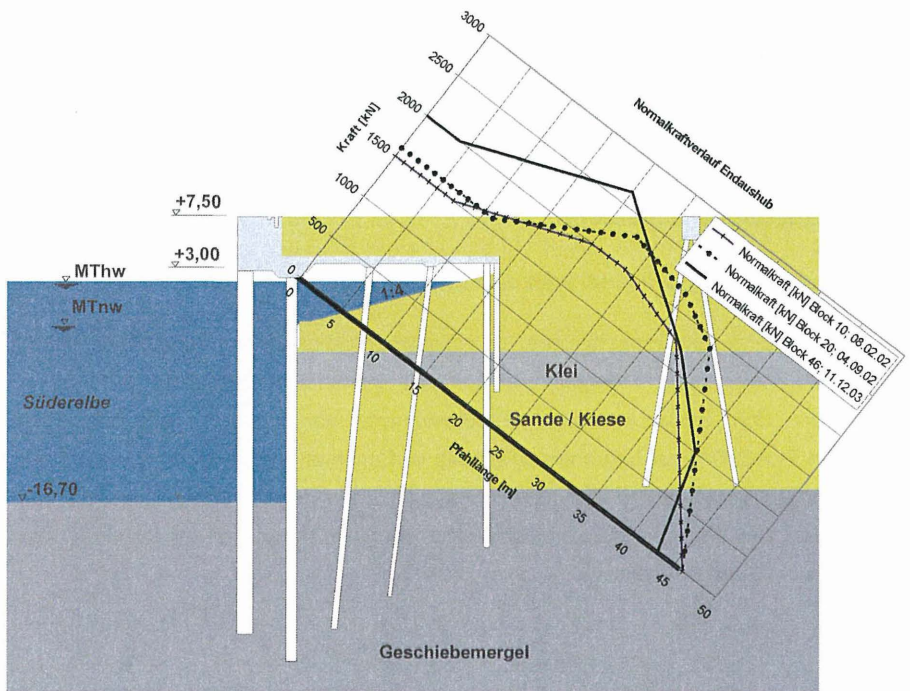


Abbildung 12: Gemessene Normalkraftverläufe zum Zeitpunkt des Endaushubs

Aus dieser Annahme heraus wurden in der Vergangenheit meistens nur am Kopf des Ankers DMS zur Bestimmung der Normalkraft appliziert. Anhand der erstmalig vom IGB-TUBS durchgeführten Gleitmikrometermessungen an drei Schrägankern in Altenwerder

wurde jedoch festgestellt, dass sich der Normalkraftverlauf entlang des Pfahlschafts nicht wie erwartet einstellt (Abb. 12).

Durch die freie Unterwasserböschung bleibt die Normalkraft im Pfahl vom Pfahlkopf bis zum Eintritt in den anstehenden Baugrund konstant. Anschließend steigt die Normalkraft entlang des Pfahls an, was im statischen Sinne einer negativen Mantelreibung entsprechen würde, und erreicht ihren lokalen Extremwert in etwa der Mitte der Ankerlänge. Es existieren bereits verschiedene theoretische Ansätze für dieses spezielle Tragverhalten. Variationsberechnungen haben gezeigt, dass dieses Tragverhalten auch in nichtbindigen Böden und ohne 'Öffnung' der Hauptwand erzeugt werden kann [BOLEY et al., 2004]. Festzuhalten bleibt jedoch, dass dieses Phänomen in Landbaustellen, also in gewachsenen Böden erheblich stärker auftritt, als an hinterfüllten Kaimauern [STAHLMANN et al., 2004]

5 Numerische Simulation

5.1 Numerische Modelle und Bauzustände

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kajakonstruktionen im norddeutschen Raum sind für die in Abbildung 13 dargestellten Varianten numerische Berechnungen durchgeführt worden. Zum Einsatz kam für die Berechnung der Varianten das Finite Differenzen Programm FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) der Firma Itasca. Die Bauteilgeometrien sind vereinfacht und mit äquivalenten Steifigkeiten durchgeführt worden. Das Finite Differenzen Modell besteht aus Brick- und Wedge-Zonen im dreidimensionalen Spannungszustand.

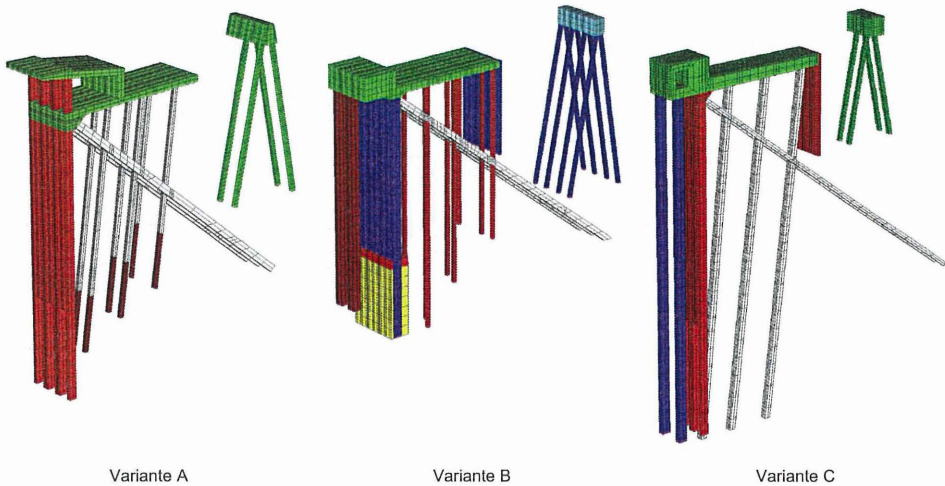


Abbildung 13: Dreidimensionale Modelle der Tragkonstruktion der betrachteten Varianten

Die Variante A zeigt eine Kajakonstruktion mit offener Wellenkammer. Die wasserseitige kombinierte Spundwand besteht aus Doppelbohlen (PSP1001-22) mit einer Länge von 41,0 m und Zwischenbohlen (PZA675-12/23) mit einer Länge von 30,5 m, die mit 45,0 m langen Schrägpfählen (PSt600/159) rückverankert ist. Die vertikalen Lasten aus der Kaiplatte und dem Wellenkammerüberbau werden mit zusätzlichen Kaiplattenpfählen (PSt500/158) mit verstärktem Pfahlfuß abgetragen. Der separate Kranbahnbalken der landseitigen Kranbahn wird mit Ortbetonrammpfählen ($d = 61 \text{ cm}$) tiefgegründet. Der Geländesprung zwischen Kaikopf und Hafensohle beträgt 27,0 m.

In der Variante B wird eine Kajakonstruktion mit einer vorgelagerten Reihe Reibepfähle ($d = 1,2 \text{ m}$) dargestellt. Die Gründungstiefe beträgt -32,0 mNN. Hinter den Reibepfählen steht eine kombinierte Spundwand bestehend aus Doppelbohlen (HZ975B-24) mit einer Länge von 40,0 m und Zwischenbohlen (AZ13-10 Spundwandprofil) mit einer Länge von 27,45 m. Die Rückverankerung erfolgt über Schrägpfähle (HTM600/136) mit einer Länge von 45,0 m. Die Kaiplatte ist mit drei Reihen Ortbetonrammpfählen ($d = 51 \text{ cm}$) tiefgegründet und schließt mit einer Spundwandschürze (PU 12), die eine Länge von 11,2 m aufweist, ab. Die wasserseitige Spundwand ist unterhalb der Kaiplatte bis -2,0 mNN geöffnet, der Boden ist unterhalb der Kaiplatte mit einem Böschungswinkel von 1:4 ausgeräumt. Der

landseitige Kranbahnbalken ist auf Ortbetonrammpfählen separat tiefgegründet. Zwischen Kaikopf und Hafensohle beträgt der Geländesprung 24,2 m.

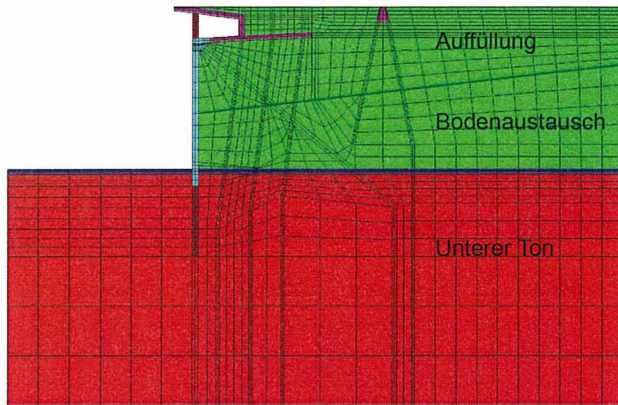
Variante C weist ebenfalls eine vorgelagerte Reihe von Reibepfählen mit einer Gründungstiefe von -43,5 mNN auf. Der Durchmesser beträgt 1,2 m. Die dahinterliegende kombinierte Spundwand besteht aus Doppelbohlen PSp1036S (Gründungstiefe -43,5 mNN) und Spundwandprofilen PZa612 (Gründungstiefe -27,5 mNN). Die Rückverankerung erfolgt über einen Schrägpfahl (PSt600/159) mit einer Länge von 52,0 m. Zusätzlich werden die Lasten aus der Kaiplatte mit drei Reihen Stahlrohrpfählen mit einem Durchmesser von 0,8 m abgetragen. Die Kaiplatte schließt mit einem 13,9 m langen Spundwandprofil (Larssen 605k) ab. Der Boden unterhalb der Kaiplatte ist bis -3,0 mNN ausgeräumt. Die Gründung der separaten landseitigen Kranbahn erfolgt mit Ortbetonrammpfählen (d = 61 cm) auf einer Gründungstiefe von -9,70 mNN). Der Geländesprung beträgt 27,3 m zwischen Kaikopf und Hafensohle.

Tabelle 2: Bauzustände der betrachteten Varianten

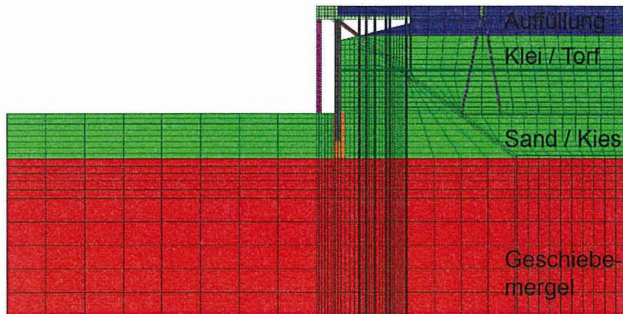
Bauzustand	Variante A	Variante B	Variante C
0	Primärspannungszustand		
1	Herstellung Tragbohlen, Füllbohlen und Schrägpfähle	Herstellung Reibepfähle	Herstellung kombinierte Spundwand
2	Auffüllung bis UK Kaiplatte	Herstellung kombinierte Spundwand	Aushub
3	Herstellung Kaiplattenpfähle	Herstellung Schrägpfähle	Herstellung Schrägpfähle
4	Aufschüttung Kranbahn	Herstellung Kaiplattenpfähle, Spundwandschürze und Kranbahnpfähle	Auffüllung bis UK Kaiplatte
5	Herstellung Kranbahnpfähle	Herstellung Kaiplatte	Herstellung Kaiplattenpfähle und Spundwandschürze
6	Herstellung Wellenkammerfundament	Aufschüttung landseitig (+7,5 mNN)	Herstellung Reibepfähle
7	Herstellung Kranbahnbalken und Wellenkammerüberbau	Abaggerung wasserseitig (-1,7 mNN), Aushub Raum unter Kaiplatte	Herstellung Kaikopf und Kaiplatte
8	Auffüllung landseitig (+7,5 mNN)	Abaggerung wasserseitig (-8,2 mNN)	Aushub Raum unter Kaiplatte
9			Kranbahnpfähle, Kranbahnbalken
10	Abaggerung wasserseitig (-19,5 mNN - Hafensohle)	Abaggerung wasserseitig (-16,7 mNN - Hafensohle)	Abaggerung wasserseitig (-19,8 mNN - Hafensohle)
10a		Abaggerung wasserseitig (-20,7 mNN - Berechnungssohle)	
11	Verkehrslasten		Verkehrslasten

Wie bereits oben beschrieben, können die unterschiedlichen Varianten in Wasser- und Landbaustellen untergliedert werden. Aus den unterschiedlichen Herstellungsverfahren und der möglichst realitätsnahen Abbildung ergibt sich die Notwendigkeit, dass in der numerischen Simulation die entsprechenden Bauzustände nach dem Primärspannungszustand berücksichtigt werden (Tabelle 2).

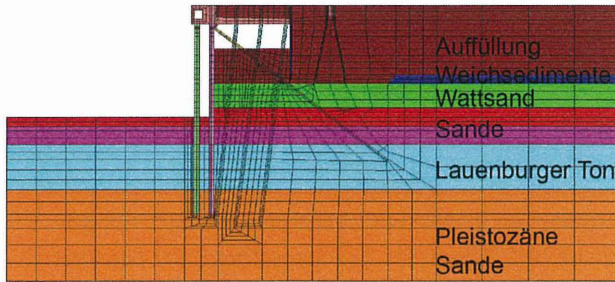
Das Materialverhalten der Bauteile der Kaikonstruktion wird mit dem linear-elastischen Stoffgesetz nach HOOKE abgebildet. Die Umrechnung der Steifigkeiten der einzelnen Tragelemente erfolgt in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 'Numerik in der Geotechnik' der DGGT in äquivalente Rechteckquerschnitte.



Variante A



Variante B



Variante C

Abbildung 14: Baugrundaufbau der betrachteten Varianten

Zur Abbildung des Materialverhaltens des Bodens wird das linear-elastische – ideal-plastische Stoffgesetz von Mohr-Coulomb verwendet, da hierfür aus den vorliegenden Baugrundaufschlüssen die Eingangsparameter vollständig abgeleitet werden können. Die Tabelle 3 gibt die berücksichtigten Bodenparameter für die drei betrachteten Varianten an. In der Abbildung 14 werden für die Varianten Schnitte durch den Baugrund dargestellt.

Tabelle 3: Bodenkennwerte der betrachteten Varianten

Schicht	Wichten γ / γ'	Steifemodul E_s	Querdehnzahl μ	Reibungswinkel ϕ'	Kohäsion c'
	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[°]	[kN/m ²]
Variante A					
Unterer Ton	20,0 / 10,0	25.000	0,35	10,0	100
Auffüllung	21,5 / 11,5	100.000	0,35	37,0	0
Variante B					
Klei / Torf	16,0 / 6,0	2.000	0,35	20,0	10
Sand / Kies	18,0 / 8,0	100.000	0,35	30,0	0
Geschiebemergel	22,0 / 12,0	50.000	0,35	27,5	10
Auffüllung	18,0 / 8,0	20.000	0,35	30,0	0
Variante C					
Weichsedimente	16,0 / 6,0	300	0,4	17,5	0
Wattsand	18,0 / 8,0	15.000	0,3	30,0	0
Oberer Sand	20,0 / 10,0	37.000	0,3	27,5	0
Unterer Sand	20,0 / 10,0	11.000	0,3	27,5	0
Lauenburger Ton	18,5 / 8,5	17.000	0,4	15,0	30
Pleistozäne Sande	20,0 / 10,0	92.000	0,3	37,5	0
Auffüllung	19,0 / 9,0	74.000	0,3	32,5	0

5.2 Normalkraftverlauf

5.2.1 Tragbohle

In der Abbildung 15 ist der Normalkraftverlauf in der Tragbohle für den Bauzustand 10 – Herstellung der Hafensohle – für die betrachteten Varianten dargestellt. Der prinzipielle Normalkraftverlauf in der Tragbohle steigt vom Kaikopf beginnend zunächst durch das Eigengewicht der Konstruktion, dann zusätzlich durch die Reibung des landseitig anstehenden Bodens an. In Abhängigkeit vom Boden können unterhalb der Hafensohle die Normalkräfte durch Mantelreibung abgetragen werden. Ein wesentlicher Anteil der Normalkraft wird als Spitzendruck der Doppelbohle in den Baugrund abgetragen. Die in der Variante B im oberen Bereich der Tragbohle auftretende Zugkraft lässt sich durch die numerische Auswertung und das Verformungsverhalten der Tragbohle im Bereich der Spundwandfenster erklären.

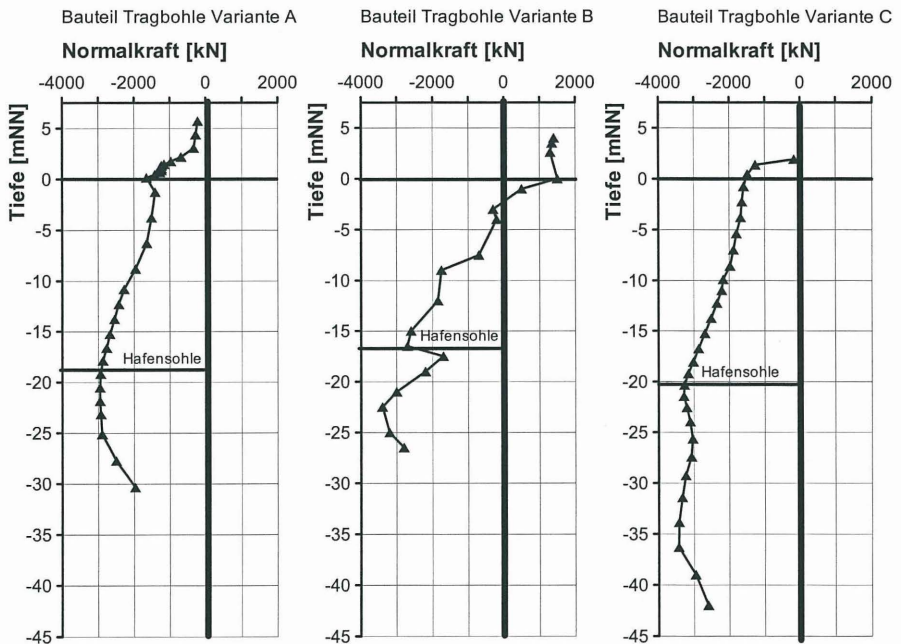


Abbildung 15: Normalkraftverlauf in der kombinierten Spundwand (Bauzustand 10)

5.2.2 Schräganker

Die Abbildung 16 zeigt den Normalkraftverlauf im Schräganker für den Bauzustand 10. In den drei betrachteten Varianten wird das Maximum der Normalkraft nicht wie anzunehmen am Pfahlkopf erreicht. Dies wird in der Variante A weniger deutlich als in den Varianten B und C. Hier wird das Maximum der Normalkraft bei 20 m Ankerlänge erreicht. Dies entspricht dem Ende des durch die Kaiplattenpfähle und die Spundwandschürze verdübelten Bodenbereichs. Das heißt, dass durch die Verdübelung des Bodens und die mögliche Verschiebung dieses Bodenpakets nach links weitere Zugkräfte in den Schrägpfahl eingetragen werden. Der Abbau der Normalkraft kann erst wirksam erfolgen, wenn der Schräganker diese verdübelten Bodenschichten verlässt. Wie in den Darstellungen deutlich wird, werden die Normalkräfte schließlich über Mantelreibung bis zum Ankerende abgebaut.

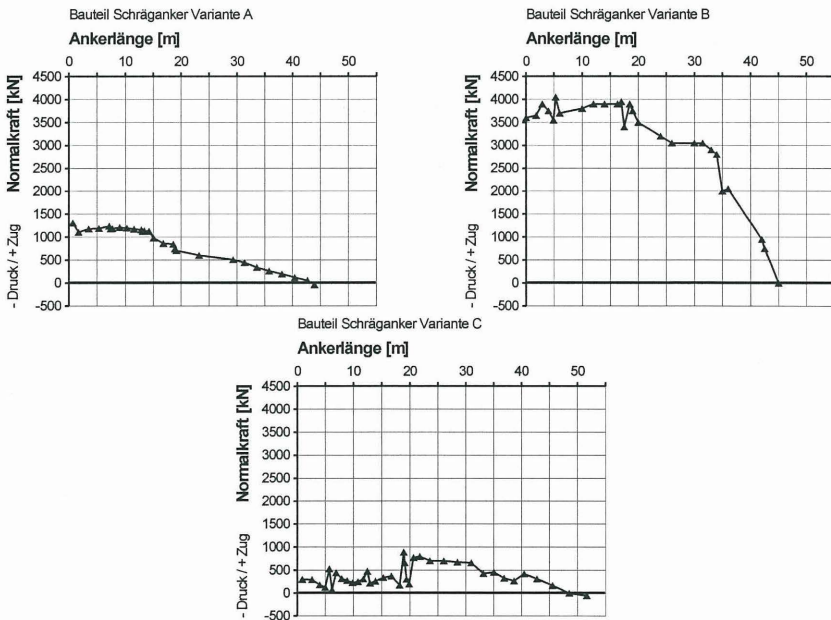


Abbildung 16. Normalkraftverlauf im Schrägpfahl (Bauzustand 10)

5.3 Erddruckverteilung

In der Abbildung 17 wird für die betrachteten Varianten die horizontale Erddruckverteilung auf die kombinierte Spundwand in Bauzustand 10 dargestellt. In den Varianten A und C stellt sich an der Tragbohle wasser- und landseitig ein nahezu gleich großer Erddruck ein. Dies deutet in den numerischen Berechnungen daraufhin, dass die Auflagerbedingungen der Tragbohle nicht einer vollen Einspannung entsprechen. Eine mögliche Erklärung wäre, dass in diesen Varianten das gesamte Bodenpaket mit der kombinierten Spundwand und dem Kranbahnbalken nach links verschoben wird. Dies jedoch widerspricht der Annahme, dass der Tragbohlenfuß unverschieblich ist. Die Variante B zeigt hier ein anderes Verhalten. Der aktive Erddruck ist im Vergleich zum passiven Erddruck gering, so dass in diesem Fall von einer unverschieblichen Einspannung als Auflagerbedingung für die Tragbohle ausgegangen werden kann.

Auffällig ist, dass der numerisch ermittelte passive Erddruck in allen drei Varianten unter den analytisch zu erwartenden Ergebnissen liegt.

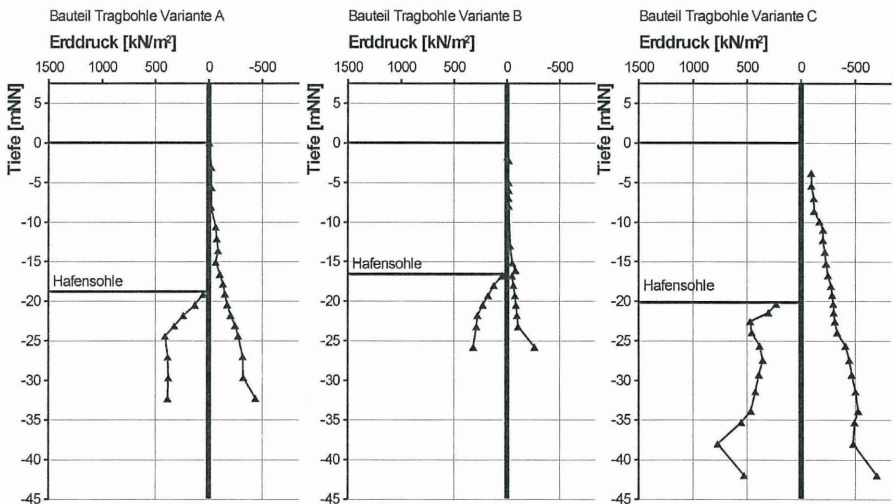


Abbildung 17: Erddruckverteilung der betrachteten Varianten (Bauzustand 10)

5.4 Horizontale Verschiebungen der Variante A

Am Beispiel der Variante A werden in den Abbildungen 18 und 19 die horizontalen Verschiebungen für die Bauzustände 10 und 11 dargestellt. Es wird hier deutlich, dass der gesamte durch die Kaipplattenpfähle verdübelte Bodenbereich einschließlich der Tragbohle nach links verschoben wird. Die größten horizontalen Verschiebungen treten unterhalb der Grenze zwischen Bodenaustausch und Auffüllung auf.

Die bereits im vorhergehenden Abschnitt geäußerte Vermutung, dass sich das gesamte Bodenpaket horizontal verschiebt, wird sowohl im Bauzustand 10 als auch 11 bestätigt. Daher ist anzunehmen, dass es sich bei der Auflagerbedingung für die Tragbohle um keine unverschiebliche Einspannung handelt.

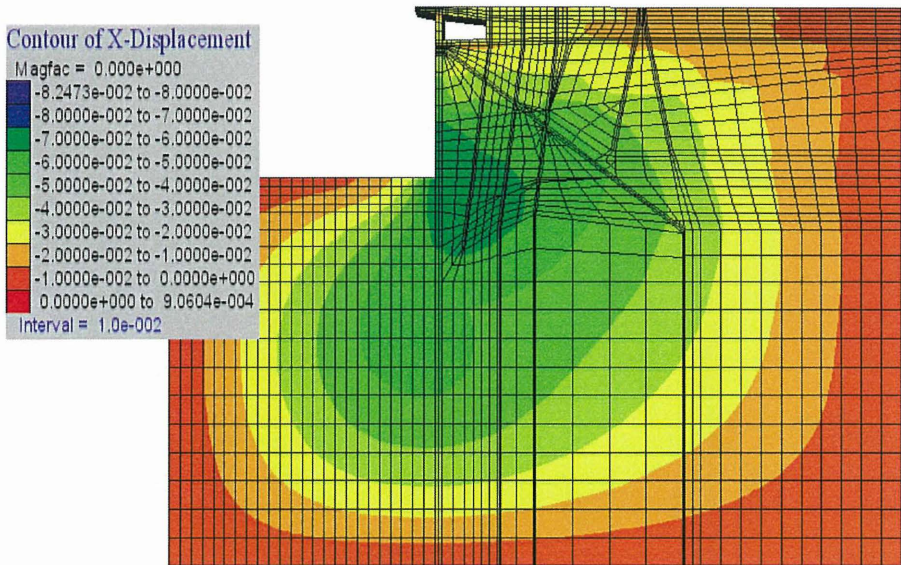


Abbildung 18: Horizontalverschiebungen der Variante A (Bauzustand 10)

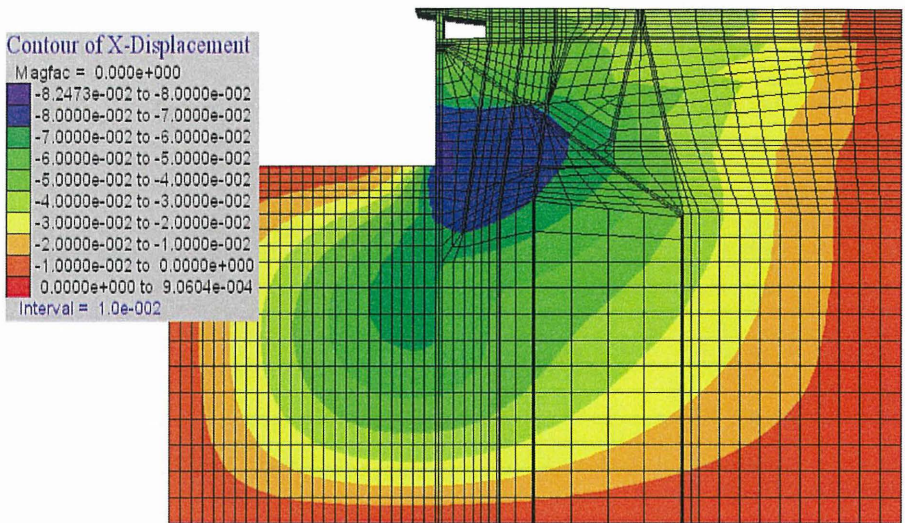


Abbildung 19: Horizontalverschiebungen der Variante A (Bauzustand 11)

5.5 Zusammenfassung der numerischen Simulationen

Neben der möglichen Erfassung des Tragverhaltens von norddeutschen Kajenkonstruktionen durch geotechnische Messungen ist es ebenso möglich diese numerisch abzubilden. Hiermit wird es möglich, das Tragverhalten besser zu verstehen und die Konstruktionen wirtschaftlich optimieren zu können. Auch können die zu verwendenden Profile besser an die anstehenden Böden und die Bemessungslasten angepasst werden, wenn geeignete numerische Modelle realitätsnahe Variantenuntersuchungen zulassen. Grundsätzlich müssen dafür die numerischen Modelle weiter anhand von geotechnischen Messungen während der Bau- und der Betriebsphase kalibriert werden.

6 Literatur

Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg (1999)

Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer 1. Bauabschnitt, *Firmenprospekt*

Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg (2005)

Predöhlkai 1. Liegeplatz, Querschnitt Regelblock 8-13, *Firmenprospekt*

Bergs, T. (2005)

Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **78**, Dissertation

Boley, C., Morgen, M., Fritsch, M., Piepenbreier, O., Stahlmann, J. (2004)

Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung durch Pfähle bei Kaimauern, *Kaimauern - Messungen und Numerik -*, *Gemeinsamer Sprechtag der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg*, **7**, S. 131-150, 2004

EAU (2004)

Empfehlungen des Arbeitskreises 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen, *Herausgegeben vom Arbeitsausschuss 'Ufereinfassungen' der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.*, 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, ISBN: 3-433-02852-4, 2005

Fritsch, M., Gattermann, J., Stahlmann, J. (2005)

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Kaimauern aus dynamischen Probebelastungen im Endzustand, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, *Pfahlsymposium 2005*, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, **80**, S. 71-86

Fritsch, M. (2008)

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **86**, Dissertation

Gattermann, J. (1998)

Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **59**, Dissertation

Gattermann, J. (1999)

Pfahlrostsystem der Kaiplatte 'Verlängerung Europakai', Hamburg - Änderung des Einbringverfahrens aufgrund geotechnischer Messungen -, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, *Pfahlsymposium 2001, Fachseminar: 25./26. Februar 1999*, **60**, S. 407-420

Gattermann, J., Fritsch, M., Stahlmann, J. (2005)

Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, *Pfahlsymposium 2005*, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, **80**, S. 21-44

Glötzel, F. (1994)

Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, *Messen in der Geotechnik, Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 47-64

Hamburg Port Authority, Hamburg (2008)

Burchardkai, Neubau Liegeplatz 2, *Firmenprospekt*

Hömann, S., Wolf, C., Lehmann, G. (2009)

Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88, 2009*

JadeWeserPort (2009)

JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG, www.jadeweserport.de, 2009

Maybaum, G. (1996)

Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 52, Dissertation*

Stahlhut, O. (2000)

Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 64, Dissertation*

Stahlmann, J., Fritsch, M., Gattermann, J. (2004)

Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen, *Kaimauern - Messungen und Numerik -, Gemeinsamer Sprechtag der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg, 7, S. 115-130, 2004*

Stegner, G., Gattermann, J. (1998)

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg, in *Messen in der Geotechnik '98, Fachseminar am 19./20.02.98 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, S. 351-370*

Thut, A.; Alonso, E.; Lloret, A.; Amstad, Ch.; Kovari, K.; Lunardi, P. (1999)

Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik, *Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, 4, S. 107-132*

Tworuschka, H. (2005)

Geplante Bauausführung Containerterminal 4, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, 80, S. 59-70*

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl.-Ing. Christian Missal
Dipl.-Ing. Jürgen Schmitt

j.stahlmann@tu-bs.de
j.gattermann@tu-bs.de
c.missal@tu-bs.de
j.schmitt@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de
Tel.: 0531 391-2730

Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm

Sebastian Höhmann, Christian Wolf, Gero Lehmann

1 Einleitung

Um dem anhaltenden Wachstum des Containerverkehrs Rechnung zu tragen und den Standort Hamburg diesbezüglich zu stärken, soll der Containerterminal Tollerort umfassend modernisiert und erweitert werden. Mit Hilfe des Baus des 5. Liegeplatzes für Großschiffe durch die HPA und die Entstehung von Lagerflächen durch die HHLA soll die Umschlagskapazität des Terminals mehr als verdoppelt werden.

Der 5. Liegeplatz erstreckt sich über insgesamt 430 m bis zum Hachmannkai und wird in 15 Blöcken (Block 14 bis 28) zu je ca. 27 m unterteilt. Dabei stellen die ersten beiden Blöcke eine Fertigstellung der bereits vorhandenen Flügelwand des 4. Liegeplatzes dar.

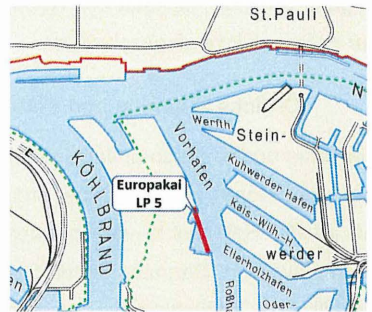


Abb. 1: Lageplan Europakai LP 5

Gegenstand der Ausschreibung ist der Ausbau und die Herstellung der Kaimauer mit einer Wassertiefe von NN -16,70 m und einer geplanten Ausbaureserve von NN -18,80 m. Zudem werden Auffüllarbeiten auf einer Fläche von ca. 4 ha bis auf eine Höhe von NN +5,70 m ausgeführt.

Den Auftrag für den Bau eines Sondervorschlages erhielt die ARGE „Neubau Europakai – Liegeplatz 5“ der Firmen F+Z Baugesellschaft mbH, Hochtief Construction AG und Heinrich Hirdes GmbH. Die Bauarbeiten hierzu haben im September 2008 begonnen, wobei die Bauzeit ca. 21 Monate betragen soll.

Im Rahmen der Gesamtbaumaßnahme sind zudem der Teilrückbau der Vulkan- und Sägereipier, der Rückbau der Roßhofspitze sowie Nassbaggerarbeiten zur Teilräumung der Hafenschlicke eingeschlossen.

2 Örtliche Situation und Vorarbeiten

Der Baugrund ist durch umfangreiche Wasserbohrungen und Drucksondierungen erkundet und ausgewertet worden. Dabei ergab sich ein für das Gebiet typischer Schichtenverlauf mit ab der Hafensohle vorhandenen Schlickschichten, die eine Mächtigkeit von bis zu 12 m aufweisen. Darunter stehen Sande bzw. Geschiebemergel an, bei denen es sich um eiszeitliche Geröllablagerungen handelt. Hier ist örtlich mit größeren Steinen, sog. Findlingen, zu rechnen, die eine Rammung stark beeinträchtigen können.

Die Geröllschichten werden durch Glimmertone und Glimmerschluffe unterlagert, die einen für bindige Böden hohen Spitzenwiderstand von bis zu $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$ aufweisen. Für die Rammung der Tragglieder werden daher entsprechend hohe Rammenergien und Rammzeiten eingeplant.

Die Peildaten zeigen, dass die derzeitige Hafensohle auf ca. NN -6,00 m bis NN -9,00 m liegt.

Ein besonderes Problem für das geplante Bauwerk sind die anstehenden Weichschichten in der angetroffenen Mächtigkeit. Im Bereich des Ausbaus der Flügelwand der Blöcke 14/15 waren daher schon bei Bau des 4. Liegeplatzes zur Begrenzung der Setzungen Sandsäulen im Raster von ca. 3 x 3 m eingebaut worden.

Dennoch wurden Setzungen von bis zu 1,10 m infolge der zur Herstellung der Arbeitsebene nötigen Sandauffüllung vorausgesagt. Diese würden nach derzeitigen Erfahrungen zu unzulässigen Biegebeanspruchungen der bereits vorhandenen Schrägpfähle führen. Vorgabe des Baugrundgutachters war es daher, diese Bauteile nicht durch weitere Sandauffüllungen zu belasten.

Aus diesem Grund sah der Amtsentwurf einen Ausbau des vorhandenen Bodens bis auf max. NN -3.00 m und eine Auffüllung mittels Geoton mit Körnung 0/2 vor. Die Baggerarbeiten mussten abschnittsweise zwischen den vorhandenen Schrägpfählen erfolgen.

Im Bereich des Regelquerschnittes der Blöcke 16 bis 28 sollte vorab der gesamte anstehende Schlick geräumt werden. Ein Bodenaustausch bis NN -19,00 m Tiefe erwies sich jedoch im Bereich der vorhandenen Pierbauwerke (Hellinghöft, Sägereipier) als nicht durchführbar. Hier verblieben Restschlickdicken von ca. 3,00 m Mächtigkeit.

3 Ausführung

3.1 Regelquerschnitt Blöcke 16 bis 28

Die beauftragte Kaimauerkonstruktion berücksichtigt die Anforderungen und Erfahrungen, die aus dem Bau und Betrieb der in Hamburg vorhanden Terminals gewonnen wurden. Dabei erfolgte eine Optimierung in Hinblick auf Funktionalität und Wirtschaftlichkeit.

Der Kaimauerquerschnitt ist in der üblichen Hamburger Bauweise als überbaute Böschung mittels Pfahlrostplatte auf Pfahlreihen mit rückseitiger Sickerschürze ausgebildet.

Als Hauptwand kommt eine kombinierte Spundwand mit Tragbohlen DB HZ 975A-24 sowie als Füllbohlen eine AZ 26-700 zum Einsatz. Die in der Ausschreibung vorgesehene Neigung von 12:1 wurde auf 10:1 erhöht. Die Rückverankerung erfolgt über Schrägpfähle Typ HTM 600/158 im doppelten Systemabstand und einer Neigung von 1:1. Für die Reibepfähle sind Stahlrammrohre $\varnothing 1219 \times 16$ mm vorgesehen.

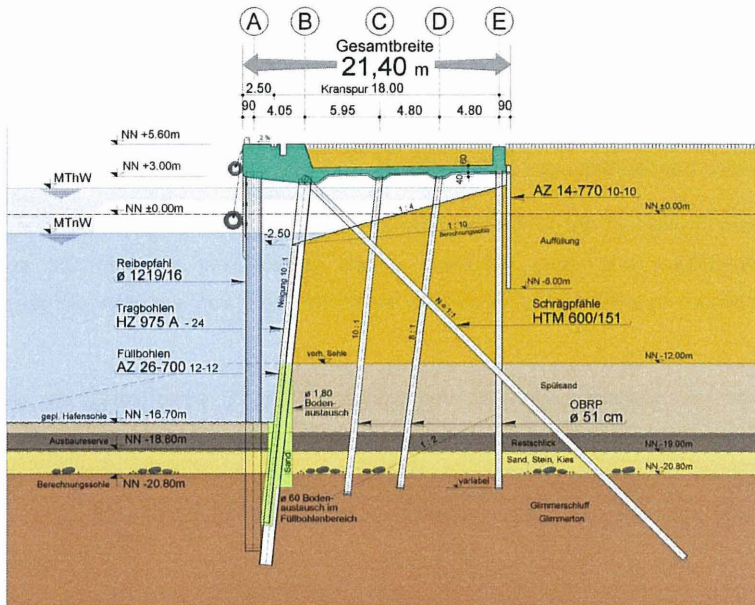


Abb. 2: Ausführungsquerschnitt Blöcke 16 bis 28

Während der bereits ausgeführten Arbeiten wurden in der Rammflucht der Achse B Räumungsbohrungen auf ca. 1,80 m Breite bis max. NN –24,60 m in den Glimmertone vorgenommen. Da die Räumungsbohrungen vertikal, die Spundwand jedoch geneigt ist, und sich zudem die Schichtoberkante der Geröllschicht verändert, ergab sich für die Trasse der Bohrungen eine leichte Bogenform.

Als Bedarfsposition für den Einbau der Füllbohlen sind Lockerungsbohrungen bis NN –24,80 m vorgesehen.

Nach Herstellung des noch auszuführenden Stahlbetonüberbaues wird jede 2. Füllbohle bei NN –2,50 m abgebrannt und ausgebaut sowie eine unter 1:4 geneigte Böschung bis zur Sickerschürze profiliert.

Die Stahlbetonüberbauplatte einschließlich Kranbahnbalken wird auf 3 Reihen unter 10:1 bzw. 8:1 geneigten und unter dem Kranbahnbalken lotrecht ausgeführten Ort betonrammpfählen ø 51 cm gegründet. Die jeweiligen Absetztiefen werden nach Rammkriterien festgelegt.

Der Stahlbetonüberbau weist Plattendicken von 0,80 bis 0,50 m in abgestufter, teilweise gevouteter Form in der Festigkeitsklasse C 25/30 auf. Der Kaikopf besteht aus Beton C 30/37.

3.2 Flügelwand Block 14/15

Der Ausbau der vorhandenen Flügelwand des 4. Liegeplatzes (Blöcke 14/15) sollte ursprünglich als eine durch Ortbetonrammpfähle gegründete Überbauplatte erfolgen.

In Hinblick auf die Schwierigkeiten bei der Ausführung des oben genannten Entwurfes wurde von der ARGE ein Nebenangebot entwickelt, welches eine Gründung auf 4 Reihen Stahlrohrpfähle $\varnothing 660 \times 12 \text{ mm}$ mit Fußauskreuzung vorsieht. Diese werden mit Stahlbetonfertigteilterstützungen und Halbfertigteil-Filligranplatten überbaut. Die Auffüllungsarbeiten können somit gänzlich entfallen, da die Stahlpfähle freitend eingbracht werden und eine Rammebene nicht mehr erforderlich ist.

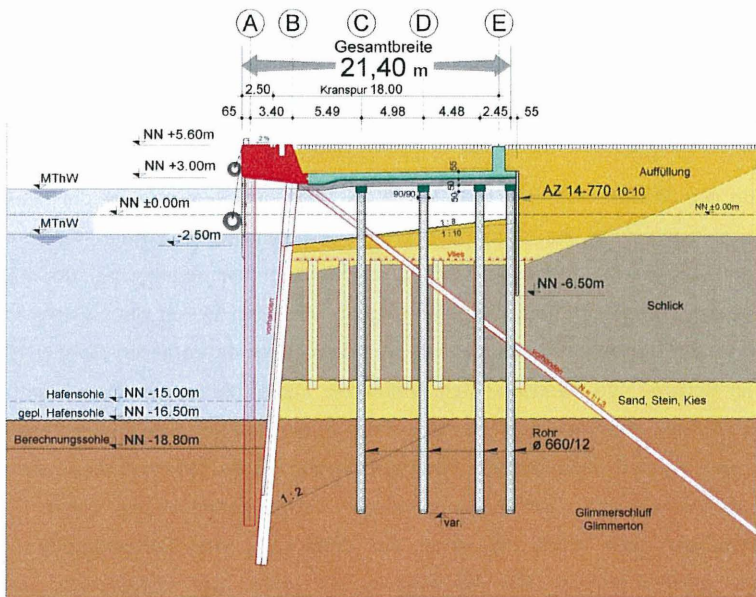


Abb. 3: Querschnitt Blöcke 14/15

4 Berechnungsannahmen

Die Berechnungssohle der Konstruktion liegt bei NN -20,80 m und führt bei einer Kaioberkante von NN +5,60 m zu einem Geländesprung von 26,40 m.

Als die maßgebenden äußeren Beanspruchungen des Bauwerks ergaben sich Belastungen aus den Containerbrücken von 750 kN/m bei einer Spurweite von 18,00 m. Zudem wurde eine Verkehrslast aus Hafenbetrieb von 30 kN/m² berücksichtigt.

Der anzusetzende Wasserüberdruck bewegte sich von maximal 40 kN/m² während der Aufspülarbeiten zu 10 kN/m² im Endzustand für die Hauptwand in Achse B. Die landseitige Sickerschürze nimmt im Endzustand den größten Teil des Wasserüberdrucks von 50 kN/m² auf. Bei der Berechnung wurden die bekannten Wasserüberdruckfiguren der Leistungsbeschreibung Teil C der HPA angesetzt.

5 Bauausführung

Im Vorfeld der Bauausführung wurden umfangreiche Abbruch- und Nassbaggerarbeiten im Bereich der vorhandenen Pierbauwerke (Hellinghöft, Sägereipier) durchgeführt. Aufgrund zahlreicher Verdachtspunkte ergaben sich zudem umfassende Arbeiten zur Kampfmittelräumung.

Zu Beginn der ARGE – Arbeiten mussten im Bereich der Rammtrasse der Hauptwand Austauschbohrungen bis zur Unterkante der Geröllschichten ausgeführt werden. Diese dienen zur Minimierung des Rammrisikos im Rahmen der Ausführung der schweren Rammung der Tragbohlen. Zur Durchführung der Arbeiten wurde ein System mit zwei gekoppelten Toyo-Pumpen verwendet, die in einem zuvor einvibrierten Rohr $\varnothing$ 1800 mm die oberen Schlick- und Sandschichten entfernten. Dabei diente die obere Pumpe dazu die Sandschichten innerhalb des Rohres zu verwirbeln und ein pumpfähiges Medium zu schaffen. Die untere Pumpe förderte dann das Wasser-Boden-Gemisch nach oben in das wieder zu verfüllende Nachbarrohr. Durch die Verwirbelung fielen größere Gesteinsbrocken nach unten, so dass die Zerstörung des Schneidrades komplett vermieden werden konnte. Die Beseitigung der unter der Sandschicht liegenden Geröllsteine erfolgte mit Hilfe eines Kugelgreifers, wobei bedarfsweise größere Hindernisse mit einem Kreuzmeißel zerschlagen wurden.



Abb. 4: Arbeiten zum Bodenaustausch im Bereich der Rammachse B

Die im Anschluss begonnenen Rammarbeiten der Tragbohlen wurden von einer Hubinsel aus vorgenommen. Mit Hilfe eines Vibrators wurden die Bohlen einvibriert und anschließend im Bereich der Glimmertone auf Tiefe nachgerammt.

Beim weiteren Einbau der Füllbohlen werden zwischen den Tragbohlen Lockerungsbohrungen $\varnothing 60$ cm mit Hilfe einer SVB-Schnecke durchgeführt. Das Einbringen der Füllbohle erfolgt mit einem Vibrator und Nachrammen bis auf Endtiefe.

Vor den Schrägpfahlarbeiten sind die Reibepfähle der Rammachse A einzubringen. Dies erfolgt freireitend durch einen Vibrator und Nachrammen mittels Rammhären IHC S 90. Für die Hindernisbeseitigung im Bereich der Reibepfähle ist der Einsatz eines Bergerohres $\varnothing 1200$ mm als Bedarfposition vorgesehen.

Im weiteren Verlauf der Arbeiten werden zur Verankerung der Kaimauer von einem Schwimmponton aus Stahlpfähle des Typs HTM 600/158 eingerammt. Rammvorbereitend wird hierzu der Pfahl auf einen Schwingmäkler gelegt und mit Hilfe einer Visiereinrichtung auf Position gebracht. Der Anschluss der Pfähle an die Tragbohlen erfolgt stahlbaumäßig

mittels Rohrtraversen $\varnothing 508$ mm. Nach den Schrägpfahlarbeiten sind die Reibepfähle der Rammachse A einzubringen. Dies erfolgt freireitend durch einen Vibrator und Nachrammen mittels Rammhären IHC S 90. Für die Hindernisbeseitigung im Bereich der Reibepfähle sind ein auf den Rohrdurchmesser abgestimmten Kugelgreifer und Meißel vorgesehen. Die Sandgewinnung aus der Süderelbe und das Einspülen des Sandes in Teilabschnitten erfolgt durch Hopperbagger und Spülleitungen. Dabei soll versucht werden, einen Teil der noch vorhandenen Hafenschlicke aus dem Spülfeld herauszutreiben. Nach Herstellen der neuen Arbeitsebene kann mit dem Einbringen der Ortbetonrammpfähle $\varnothing 51$ cm sowie der hinteren Sickerschürze begonnen werden. Die Ortbetonrammpfähle haben eine geplante Absetztiefe von ca. NN -21,00 m und sind somit ebenfalls in den schwer rambbaren Glimmerton einzubringen.

Der Einbau der Gründungselemente in den Blöcken 14/15 erfolgt schwimmend im HF-Vibrationsverfahren. Lediglich die statisch erforderliche Einbindelänge zum Abtrag der Vertikallasten in den tragfähigen Baugrund ab NN -15,00 m wird nachgerammt. Anschließend wird der Überbau in Teil-Fertigteilbauweise erstellt.

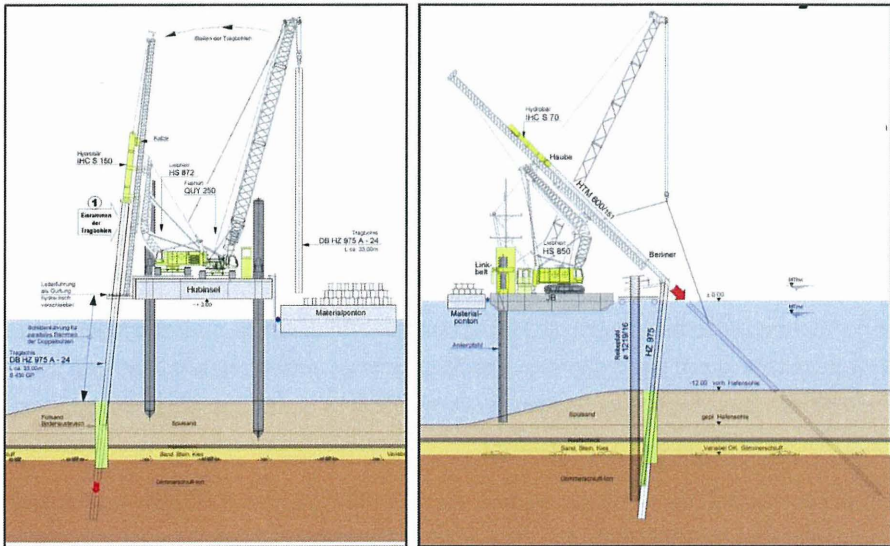


Abb. 5: Bauablauf der Tragbohlen- und Schrägpfahlrammung

6 Messprogramm

Im Bereich der Blöcke 16 bis 19 werden durch die eingangs erwähnten setzungsempfindlichen Schlickschichten Mitnahmesetzungen der Schrägpfähle erwartet. Diese Problematik ist schon in bereits ausgeführten Bauvorhaben beobachtet worden. Mit Hilfe von Inklinometermessungen konnten beispielsweise beim Bau des Europakais 4. LP Durchbiegungen von bis zu 38 cm gemessen werden. Diese begründen sich teilweise aus den Setzungen aus Hinterfüllungsarbeiten, aber auch aus der Rammung der zur Gründung des Überbaus eingebrachten Ortbetonrammpfähle.

Vergangene Untersuchungen zu diesem Thema beschränken sich meist auf das Durchbiegungsverhalten des Pfahls und die Darstellung des Normalkraftverlaufes. Die bisher bekannten Berechnungsansätze beschreiben das Problem nur unzureichend. Teilweise werden bei setzungsempfindlichen Bauwerken bestimmte Ankertypen nicht mehr zugelassen. Im Bereich des Hamburger Hafens werden deshalb vor allem Stahlpfähle verwendet. Das Tragverhalten dieser Pfähle wird im Rahmen eines Forschungsprojektes der Bilfinger Berger AG / F+Z Baugesellschaft genauer untersucht. Ziel ist es, eine vereinfachte Abschätzung der Pfahlbeanspruchung aus Setzungsbiegung in Verbindung mit dem Normalkraftverlauf zu entwickeln. Mit der Hamburg Port Authority wurde dahingehend ein regelmäßiger Erfahrungsaustausch vereinbart.

Entscheidend für die Ermittlung der Momentenlinie sind Erkenntnisse über folgende Randbedingungen:

- Belastungsverlauf auf der Pfahloberseite
- Lagerungsbedingungen (Auflagerbedingungen, gebettete Bereiche)
- Kopfpunktverschiebung
- Einfluss aus Theorie II.-Ordnung
- Ausbildung der plastischen Bereiche und deren Auswirkung
- Grenzbedingungen für die Stahltragfähigkeit
- Übertragung auf andere Ankersysteme (Klappanker, Rundstahlanker, GEWI, etc.)
- Einfluss auf den Schnittgrößenverlauf (bsp. Landbaustelle, Wasserbaustelle)

Hierzu ist im Vorwege aus den bekannten Messungen am Europakai LP 4 von 1997 versucht worden, das Tragverhalten zu beschreiben. Dabei konnten mit Hilfe des

Differenzenverfahrens aus den Verformungskurven der Inklinometermessungen die Tangentenneigung und die Krümmung bestimmt werden. Die erste und zweite Ableitung der Funktion der Biegelinie wird näherungsweise durch Differenzenquotienten ersetzt.

Somit konnte über die Betrachtung der zweiten Ableitung über die Stablänge die Stelle der maximalen Krümmung κ ermittelt werden. Die Abschnittslänge Δx wurde aus dem Abstand der Messpunkte der Inklinometermessungen festgelegt, was im Rahmen dieser Überlegung als ausreichend genau betrachtet werden kann.

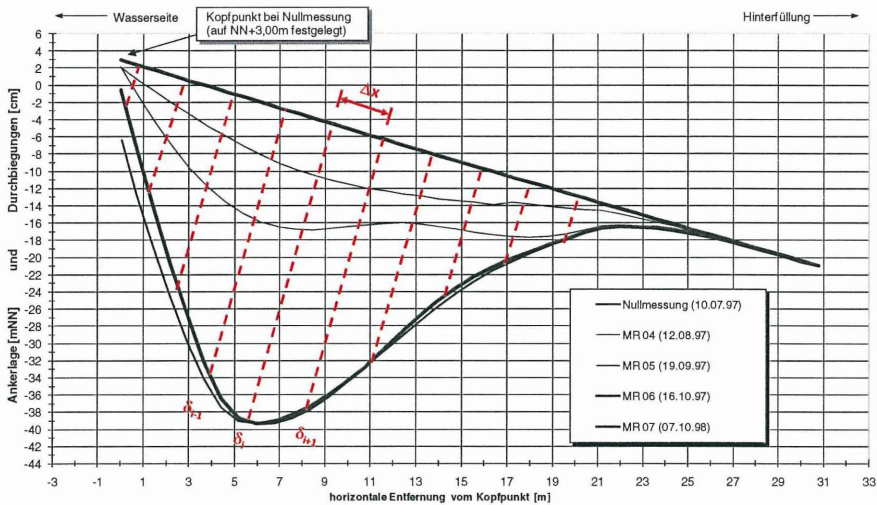


Abb. 6: Darstellung des Differenzenverfahrens aus Deformationsmessungen am Schrägpfahl Nr. 17, Block 3 [Gattermann 1998]

Die Stelle der maximalen Krümmung κ liegt dabei neben der Stelle der maximalen Durchbiegung $\delta_{\max}$.

Unter Zugrundelegung der Bernoulli-Hypothese lässt sich daraus der Dehnungsverlauf über den Stahlquerschnitt darstellen. Die gemessene Ankerkraft am Schrägpfahlkopf wurde dabei vereinfacht als Normalkraft an der Belastungsstelle übertragen. Über die Krümmung konnte zudem die entsprechende Randdehnung ermittelt werden. Eine

Überlagerung der Dehnungen aus Normalkraft und Biegung zeigt, dass am unteren Rand die Dehnungen an der Streckgrenze eines Stahls S355 von $\varepsilon_s = f_{y,k} / E = 0,17\%$ überschritten sind.

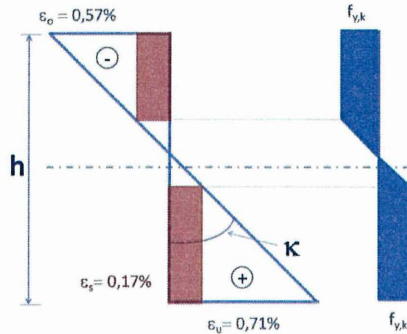


Abb. 7: Ermittelter Dehnungs- und Spannungsverlauf im Bereich der maximalen Durchbiegung am Testpfeil Nr. 17 Europakai LP 4 (1997)

Bei weiterer Durchbiegung wird die Randdehnung am unteren Rand weiter steigen. Bei Ausbildung eines Fließgelenkes bzw. Durchplastifizieren des Querschnittes ist die Weiterleitung der Normalkraft über N_{pl} immer noch möglich. Legt man die Fließgrenze von ca. 1 bis 4 % bzw. die Bruchdehnungsgrenze von ca. 20% zugrunde, sind jedoch enorme Reserven zu erwarten.

Nach Erreichen eines vollplastischen Querschnittes wären nach Elastizitätstheorie die zugeordneten Schnittgrößen nicht mehr elementar ermittelbar. Die dem Dehnungsverlauf zugehörigen Schnittgrößen müssten dann über ein gesondertes Verfahren (bsp. Traglasttheorie) ermittelt werden.

Beim Neubau des Europakais LP 5 soll nun das genaue Tragverhalten mit einem umfangreichen Messprogramm untersucht werden. Die Messungen werden vom Institut für Grundbau der TU-Braunschweig begleitet.

Im Gegensatz zu den vergangenen Messungen werden dazu drei Schrägpfähle neben dem üblichen Inklinometerrohr mit Dehnungsmessstreifen an den Flanschnenseiten versehen. Zwei Messpfähle liegen dabei in setzungsempfindlichen Bereichen, in denen auf vorhandene Schlickschichten der Hinterfüllungssand aufgebracht wird.



Abb. 8: Mit Messgebern bestückter Schrägpfahl

Durch die Messeinrichtung besteht die Möglichkeit den über die Durchbiegungslinie numerisch ermittelten Dehnungsverlauf mit Hilfe der DMS zu verifizieren. Darauf aufbauende FEM-Berechnungen sollen zudem das Tragverhalten des Pfahls unter verschiedenen Randbedingungen untersuchen.

Ziel ist, nach Abschluss dieses Forschungsvorhabens in Zusammenarbeit mit der Hamburg Port Authority ein adäquates und wirtschaftliches Bemessungskonzept zu entwickeln, das der Tragsicherheit genügt.

7 Zusammenfassung

Durch den Bau des 5. Liegeplatzes am Europakai verfügt Hamburg über einen zusätzlichen Liegeplatz für Großcontainerschiffe. Zudem entsteht durch den Bau weiteres Terminalgelände, das dem Betreiber HHLA als zusätzliche Lagerfläche zur Verfügung stehen wird.

Die Konstruktion der Kaimauer besteht aus einer wasserseitig einfach rückverankerten gemischten Spundwand und einer auf Ortbetonrammpfählen gegründeten Überbauplatte.

Aufgrund der schwierigen Baugrundverhältnisse ist für die Gründung ein umfangreicher Geräteeinsatz notwendig. Hierzu wurde zum genauen Stellen der Tragbohlen die Hubinsel ANNEGRET eingesetzt.

Im Auftrag der Hamburg Port Authority erfolgt die Bauausführung durch eine Arbeitsgemeinschaft, gebildet aus den Firmen F+Z Baugesellschaft mbH, Hochtief Construction AG und Heinrich Hirdes GmbH. Die technische Federführung und Bearbeitung obliegt dabei der F+Z Baugesellschaft.

Zum Zeitpunkt der hier erschienenen Veröffentlichung im Februar 2009 ist das Stellen der Tragbohlen abgeschlossen und die Rammung der Schrägpfähle zur Hälfte fertig gestellt. Die im Rahmen des Projektes mit Messgebern versehenen Schrägpfähle sind erfolgreich eingebracht worden und sollen im Rahmen der weiteren Bauzustände wichtige Daten zum Tragverhalten von Schrägpfählen liefern.

Literatur

Gattermann [1999] „Pfahlrostsystem der Kaiplatte 'Verlängerung Europakai', Hamburg“, in Pfahlsymposium IGB-Braunschweig 1999

Autoren:

Sebastian Höhmann
Christian Wolf
Gero Lehmann

F+Z Baugesellschaft mbH
Kanalstr. 44
22085 Hamburg
www.fz-bau.de

Geotechnisches Messkonzept am JadeWeserPort

Jan Fischer, Jörg Gattermann, Benedikt Bruns, Joachim Stahlmann

1 Einleitung

Das Verhalten von Kajeonstruktionen insbesondere hinsichtlich der Abtragung der Lasten in den Baugrund ist bis heute noch nicht vollständig geklärt. Die Interaktionen zwischen dem Baugrund und den Gründungsstrukturen sind im Vorfeld der Baumaßnahme oftmals nur durch Versuche in Probefeldern ausreichend beschreibbar. Darüber hinaus sind zur Überprüfung der in den statischen Berechnungen getroffenen Annahmen und ggf. erforderlichen Anpassung der Prognosemodelle sowie zur Überwachung der Konstruktion geotechnische Messungen erforderlich. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) kann auf jahrzehntelange Erfahrungen bei der geotechnischen Überwachung von Hafenbauwerken im norddeutschen Raum verweisen. Im Rahmen der Planungsphase des JadeWeserPorts wurden zur Optimierung der Bauausführung vom IGB-TUBS Untersuchungen zur Tragfähigkeit unterschiedlicher Pfahlsysteme durchgeführt. Vergleichbare Messungen werden auch während der Bauphase durchgeführt. Darüber hinaus soll mit einem innovativen Messverfahren der Kraftverlauf über die Tiefe an ausgewählten Schrägpfählen kontinuierlich gemessen werden. Zusätzlich wird die Neigung und Durchbiegung der Hauptwand und deren Rückverankerung an 10 ausgewählten Querschnitten überwacht.

2 Projektbeschreibung

Durch den kontinuierlich steigenden Export globaler Güter und die Entwicklung der Energiepreise hat sich auch die Größe von Containerschiffen stark weiterentwickelt. Die zurzeit größten Containerschiffe werden als Schiffe der Emma-Mærsk-Klasse, mit einer Länge von knapp 400 m, einer Breite von ca. 56 m und einem Tiefgang von bis zu 16,5 m bezeichnet. Bei einer maximal befahrbaren Tiefe der Elbe von ca. 14,5 m und einer Fahrrin-

rentiefe der Außenweser von ca. 14,0 Meter unter SKN als Zufahrtspassage zu den Containerterminals in Hamburg und Bremerhaven wird deutlich, dass Containerschiffe dieser Klasse diese Häfen tideunabhängig nicht mehr anlaufen können. Um im internationalen Wettbewerb des Containerumschlages konkurrenzfähig zu bleiben, wurde 2002 von den Ländern Niedersachsen und Bremen der Bau des ersten deutschen Tiefwasserhafens in Wilhelmshaven beschlossen. Nautische Simulationen haben bestätigt, dass der geplante Hafen mit einer kurzen Revierfahrt von nur 23 Seemeilen und Tide unabhängig von Containerschiffen der Emma-Mærsk-Klasse angelaufen werden kann [JadeWeserPort, 2009]. Für den Bau des Containerhafens wird eine rd. 300 ha große Fläche im Süden des Voslapper Grodens vom Hauptdeich beginnend nach Osten in die Jade vorgestreckt. Die Nordflanke erstreckt sich über eine Länge von 1.900 m. Die 1.250 m lange südliche Begrenzung verläuft parallel zur Niedersachsenbrücke. Die 120 ha große Terminalfläche hat eine Abmessung von 1.725 x 650 m. Die Verbindung zwischen der Terminalfläche und dem Festland bildet eine 170 ha große Logistik-, Industrie- und Gewerbefläche (siehe Abbildung 1).



Abbildung 1: Simulation des JadeWeserPorts [JadeWeserPort, 2009]

Bei einer Wassertiefe von 18,0 m unter SKN und einer Länge der Stromkaje von 1.725 Metern können maximal vier Großcontainerschiffe von geplanten 17 Containerbrücken zeitgleich abgefertigt werden. Die jährliche Umschlagkapazität des JadeWeserPorts wird mit 2,7 Mio. TEU prognostiziert.

3 Baugrundverhältnisse

Die nachfolgenden Ergebnisse beziehen sich auf das Baugrundgutachten, welches vom Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah + Partner, Hannover erstellt wurde. Im Bereich der 1.725 m langen Kaje werden in größeren Tiefen tragfähige, pleistozäne Sande angetroffen. Durchgeführte Drucksondierungen in diesem Bereich zeigten Spitzendruckwerte um 30 MN/m² sowie Mantelreibungswerte von bis zu 0,3 MN/m² (CPT). Die Lagerungsdichte wird als dicht bis sehr dicht beschrieben. Oberhalb der tragfähigen Sande befindet sich ein ca. 10,0 m mächtiges Schichtpaket aus Lauenburger Ton mit einer steifen bis halbfesten Konsistenz. Dem überlagert sind gering tragfähige, marine Sedimente aus Sand-, Schluff und Schlickschichten anzutreffen. Ein Längsschnitt mit dem Verlauf des Baugrundes im Bereich der Kaje zeigt Abbildung 2.

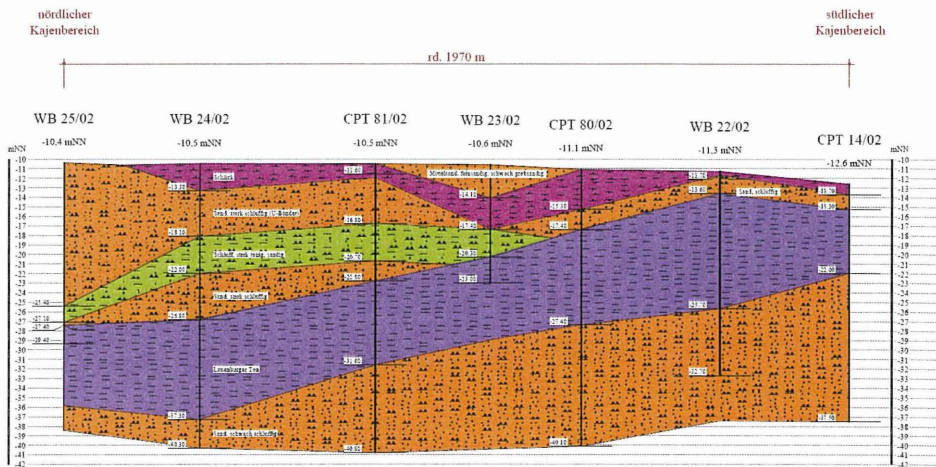


Abbildung 2: Baugrundschnitt über 1.970 m im Bereich der Kaje

Die Besonderheit im Bodenaufbau am JadeWeserPort ist das Schichtenpaket aus Lauenburger Ton (in Abbildung 2, lila dargestellt), welches von Norden nach Süden, in Richtung Niedersachsenbrücke ansteigt. Die tragfähigen Sande beginnen im nördlichen Bereich des Kajenbauwerkes in einer Tiefe von ca. -37,0 mNN. Am südlichen Ende der Kaje sind die tragfähigen Sandschichten bereits in einer Tiefe von ca. -24,0 mNN anzutreffen.

4 Geotechnisches Messkonzept

Neben der Überprüfung der Tragfähigkeiten ausgesuchter Tragbohlen, Reibepfähle, Schräganker und Kaiplattenpfähle wurde das IGB-TUBS beauftragt, das in der Ausschreibung ausgewiesene geotechnische Messprogramm durchzuführen.

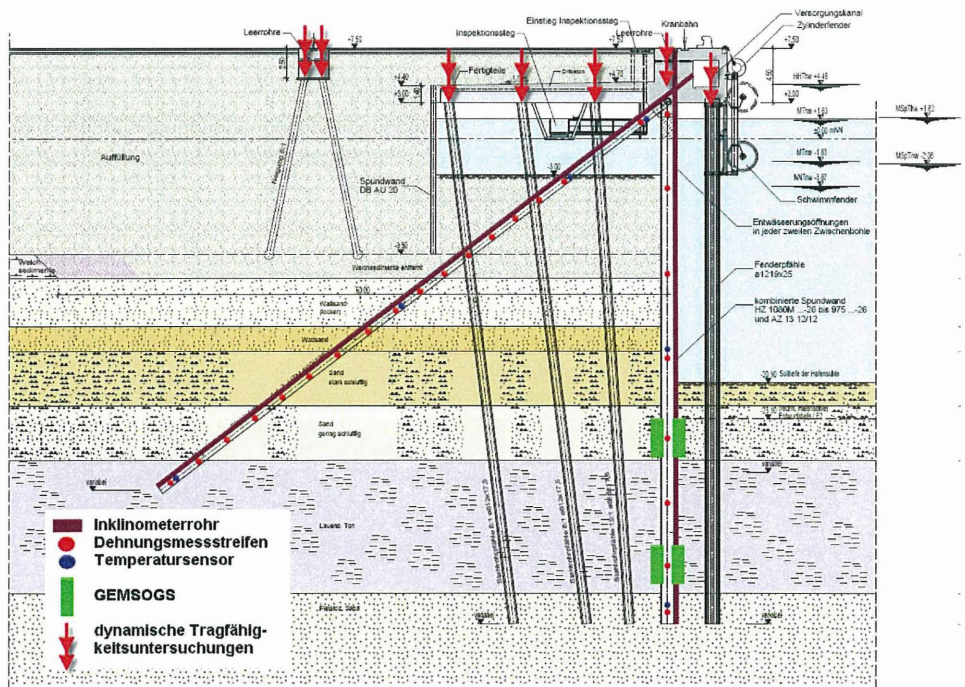


Abbildung 3: Regelquerschnitt Kajenkonstruktion mit geotechnischem Messprogramm

Aufgrund der nach GATTERMANN et al. [2005] gemachten guten Erfahrungen am CT Altenwerder mit dem Gleitmikrometermessverfahren zur Bestimmung der Normalkraftentwicklung in den Schrägankern, wurde bei diesem Projekt die gleiche Durchführung vorgesehen. Aktuelle Weiterentwicklungen im Rahmen von Forschungsvorhaben am IGB-TUBS trugen zu einem Sondervorschlag auf der Grundlage von Dehnungsmessstreifen bei, dessen Begründung im Folgenden kurz erläutert wird.

Zum Einsatz von Dehnungsmessstreifen (DMS) zur Bestimmung von Dehnungen bzw. Stauchungen an Stahlquerschnitten liegen jahrzehntelange Erfahrungen vor. Die Applizierung an Rammbohlen war aufgrund der hohen während der Rammung eingeleiteten dynamischen Beanspruchungen jedoch nicht erfolgreich. Die Klebungen hielten der Beanspruchung nicht stand und die Dichtigkeit gegen drückendes Wasser konnte nicht gewährleistet werden. Aus diesen Gründen war es meist nur möglich, die DMS nach der Rammung der Bohlen am Kopf oberhalb der Wasserlinie anzubringen. Darüber hinaus waren die Absolutwerte der Messsignale durch eingetretene Hysterese und Drifts infolge der bei der Applizierung herrschenden 'rauen' Wetter- und Baustellenbedingungen meist verfälscht.

Beim Bau des CT Altenwerder (1999-2003) wurde daher vom IGB-TUBS erstmalig das Gleitmikrometermessverfahren zur Bestimmung der Normalkraft über die gesamte Ankerlänge zum Einsatz gebracht. Hierzu wurde ein L-Profil an Steg und Flansch angeschweißt und unten verschlossen. So wurde ein Hohlraum geschaffen, indem nach der Rammung das Gleitmikrometerrohr eingeführt und mit einem geeigneten Mörtel fest mit dem Stahl verbunden wurde. Somit konnten mit der Sonde (Länge: 100 cm) an den 46 m langen Schrägankern jeweils 46 Längenveränderungen im tausendstel Millimeterbereich aufgezeichnet werden. Nachteilig stellte sich die manuelle Durchführung der Messungen heraus. Ein spezielles Gerüst musste vor die Kaikante gehängt werden und zwischen den Messterminen lagen jeweils mehrere Wochen.

Das IGB-TUBS hat deshalb für die neu auf dem Markt verfügbaren schweißbaren DMS eine rambbare und doch wasserdichte Applikation entwickelt, die am CT 4 in Bremerhaven und im Rahmen der Forschungen an der FINO³-Plattform bereits zum Einsatz kam.

Diese Applikationen sollen jetzt am JadeWeserPort und auch am Neubau des 5. Liegeplatzes des Europakais in Hamburg [HÖMANN et al., 2009] verwendet werden. Hiermit ist es möglich, die Änderungen des Normalkraftverlaufes infolge des Hinterfüllvorgangs und

der späteren Belastung im Betrieb kontinuierlich, d.h. mit frei wählbarer Auflösung aufzeichnen. Dieses ist für die Interpretation der unterschiedlichen Lastverteilung von sehr großer Bedeutung. Gleichzeitig kann auch der Rammvorgang hochfrequent gemessen werden.

Weiterhin werden die Verformungen in der Wand und in den Schrägankern messtechnisch erfasst. Neu ist noch der geplante Einsatz der vom IGB-TUBS entwickelten GEMSOGS, die erfolgreich bei der Rammung des Monopiles von FINO³ eingesetzt wurden. Hiermit kann die Erd- und Wasserdruckentwicklung auf die Wand auf der Land- wie auch auf der Wasserseite kontinuierlich ermittelt werden.

Die Funktionsweisen der eingesetzten Messtechniken werden nachfolgend beschrieben. Einen Überblick über das geotechnische Messprogramm am Regelquerschnitt der Kajakonstruktion JadeWeserPort zeigt die Abbildung 3.

4.1 Pfahltragfähigkeiten

4.1.1 Voruntersuchungen an einem Probefeld

Im Zuge der Ausschreibungsphase zur Herstellung des JadeWeserPorts in Wilhelmshaven wurden zwei Testfelder hergestellt, die zum einen die Machbarkeit der Vibrations- und Rammarbeiten nachweisen und zum anderen Aufschluss über die Tragfähigkeit der verwendeten Pfahltypen an zwei unterschiedlichen Standorten der geplanten Kaje geben sollten. Das IGB-TUBS erhielt von der HOCHTIEF Construction AG, Geschäftsstelle Civil Engineering and Marine Works, Bremen im Jahr 2005 den Auftrag, rambbegleitende Messungen, dynamische Probelastungen sowie Inklinometermessungen durchzuführen.

Um das Ansteigen der tragfähigen Bodenschichten von Norden nach Süden bestmöglich beurteilen zu können, wurde ein nördliches und ein südliches Probefeld im Bereich der 1.725 m langen Stromkaje festgelegt. Das nördliche Testfeld liegt im Bereich der Wasserbohrung 24/02 (WB 24/02), das südliche Testfeld im Bereich der Wasserbohrung 22/02 (vgl. Abbildung 2).

Tabelle 1 zeigt die Pfahltypen, deren Längen und maximale Einbindungen in den Baugrund sowie die bei der Rammung verwendeten Hydraulikhämmer.

Tabelle 1: Tragelemente – Testfeld Nord / Süd

	Pfahl	Pfahltyp	Hammer	Länge [m]	Einbindelänge [m]
NORD	N1	TB PSp 1035S	Menck MHU 270T	48,5	30,0
	N3	TB PSp 1035S	Menck MHU 270T	48,5	30,0
	N5	Rohr 1219/25	Menck MHU 270T	51,0	31,0
	N7	PSt 600/159	IHC S70	40,0	22,0
SÜD	S1	TB PSp 1035S	Menck MHU 270T	42,0	20,0
	S3	TB PSp 1035S	Menck MHU 270T	42,0	20,0
	S5	Rohr 1219/25	Menck MHU 270T	42,0	16,0
	S7	PSt 600/159	IHC S70	40,0	17,0

Die Länge und die Form der bei den Probefeldern verwendeten Pfahlsysteme wurden an den geplanten Kagenquerschnitt angepasst (vgl. Abbildung 3). Da die Tragbohlen und Reibpfähle der Hauptwand in die tragfähigen Sandschichten einbinden, sind die Längen der vergleichbaren Pfähle aus den Probefeldern entsprechend ausgelegt. Die kleineren PSt Profile sollen Aufschlüsse für die Rückverankerung liefern. Die hierfür geplanten Schrägpfähle binden rd. zwei Meter in den Lauenburger Ton ein. Aus diesem Grund steht der Pfahlfuß der PSt Bohlen ebenfalls in dem Lauenburger Ton. Um möglichst realistische Kriterien zu erhalten, wurde für die Rammung der PSt Bohlen ein kleinerer Hydraulikhammer verwendet, wie er auch bei der Schrägpfahlrammung zum Einsatz kommt.

Im Detail wurden alle acht Stahlpfähle rambbegleitend nach dem 'high strain' Verfahren gemessen. An einem der letzten aufgezeichneten Rammschläge wurde in der Folge eine Tragfähigkeitsanalyse nach dem CAPWAP-Verfahren durchgeführt (End-Of-Driving). Bei der Rammung von Pfählen kommt es in dessen Nahbereich zu Umlagerungen und Auflöckerungen im Boden. Mit zunehmender Standzeit der Pfähle stellt sich ein 'Festwachseffekt' ein, der sich in einer Zunahme der Pfahlwiderstände zeigt. Um die Veränderung der Tragfähigkeit über die Zeit beurteilen zu können, wurden zusätzliche dynamische Probelastungen (Restrike) nach einer Standzeit von ca. zwei Wochen und rd. drei Monaten an allen acht Pfählen durchgeführt. Ferner kann durch die Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren die Veränderung der Mantelreibung und des Spitzendrucks ermittelt werden.

Abschließend wurde an je zwei Tragbohlen eines Testfeldes deren Lotstellung mittels Inklinometermessungen bestimmt.

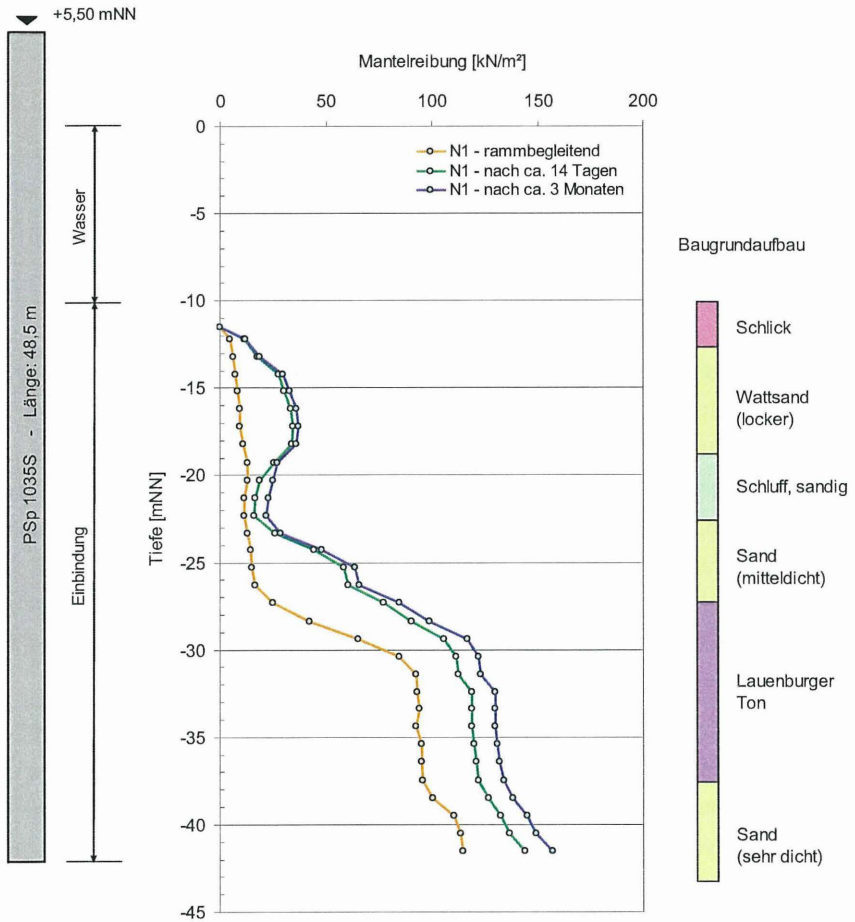


Abbildung 4: Zunahme der Mantelreibung über die Zeit am Beispiel des Pfahls N1

Abbildung 4 zeigt das Ergebnis der CAPWAP – Auswertung am Beispiel der Doppelbohle N1 aus dem nördlichen Testfeld. Die Entwicklung der Mantelreibung ist über die Einbinde-

tiefe dargestellt. Außerdem sind die Länge der Tragbohle und der schematische Aufbau des Baugrundes aufgetragen. Die Zunahme der Pfahlmantelreibung über die Zeit ist deutlich zu erkennen. Nach einer Standzeit der Tragbohle von zwei Wochen konnte ein Zuwachs der Mantelreibung von rd. 50% festgestellt werden. Bei der zweiten dynamischen Probebelastung, nach einer Standzeit von ca. drei Monaten wurde eine Steigerung der Mantelreibung von insgesamt 64% festgestellt.

Abbildung 5 zeigt die Entwicklung der Mantelreibung über die Tiefe bei allen vier Pfählen des südlichen Testfeldes. Beispielhaft ist hier die Auswertung der dynamischen Probebelastungen vom 06.12.2005 nach einer Standzeit von drei Monaten dargestellt. Die Doppel-Tragbohlen und das Rohr zeigen einen ähnlichen Verlauf der Mantelreibung. Die Mantelreibungswerte des kleineren Doppel-T-Trägers sind deutlich geringer.

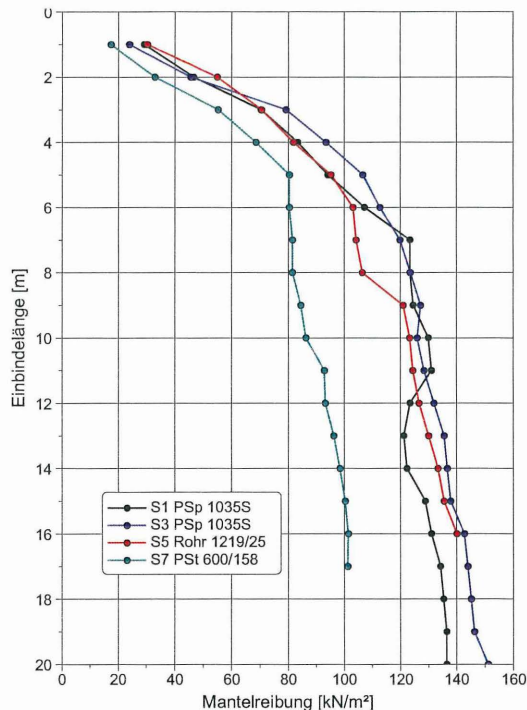


Abbildung 5 : Mantelreibungswerte über die Einbindelänge im Probefeld Süd
dynamische Probebelastung vom 06.12.2008

Am Fuß eines Stahlrohres kann es im Inneren des unten offenen Rohres zu einer Verspannung des Bodens kommen. Im Moment einer festen Pfropfenbildung ist das Rohr mit den Eigenschaften eines Verdrängungspfahles mit Vollquerschnitt zu vergleichen, die Radialspannungen auf die Außenfläche des Pfahles steigen an. Zwischen den Stegen einer Doppel-Tragbohle kann sich ebenfalls ein Pfropfen ausbilden. Die Verspannung des Bodens zwischen den Flanschen eines Doppel-T-Trägers ist als geringer zu bewerten. Abbildung 6 zeigt den möglichen Grad der Verspannung im Pfahlfußbereich der am Probefeld verwendeten Pfahlsysteme. Durch das geschlossene Profil kann sich im Innenbereich der Doppel-Tragbohle und des Rohres eine höhere Horizontal- oder Radialspannung einstellen.

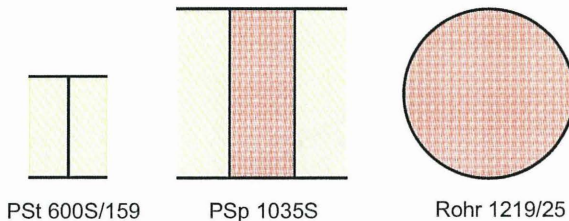


Abbildung 6: mögliche Verspannung des Bodens im Fußbereich bei unterschiedlichen Pfahlsystemen

Die Pfähle des südlichen Testfeldes binden nach einigen Metern in den steifen bis halbfesten Lauenburger Ton ein. Kommt es bei der Rammung zur Ausbildung eines Pfropfens im Pfahlfußbereich, so wird der anstehende Boden verdrängt. Als Ergebnis dieser Verdrängungsarbeiten sind höhere Mantelreibungswerte möglich (vgl. Abbildung 5).

Eine weitere Ursache für die höhere Mantelreibung der Doppel-Tragbohlen oder des Rohres kann mit dem Berechnungsansatz des CASE- oder CAPWAP-Verfahrens erklärt werden. Der Berechnung der Mantelreibung wird der Umfang oder die Abwicklung des Pfahles zugrunde gelegt. Bildet sich kein Pfropfen während der Rammung, so berechnet sich die tatsächliche Mantelreibung einer Doppel-Tragbohle oder eines offenen Stahlrohres aus der Summe der Widerstände innen und außen. Im Vergleich zu einem PSt Profil wird daher eine höhere Mantelreibung ermittelt.

Vergleicht man die Entwicklung der Gesamttragfähigkeit über die Zeit, so konnte ein deutlicher Anstieg der Pfahlmantelreibung festgestellt werden. Die Erhöhung des Spitzendrucks über die Zeit ist im Vergleich hierzu geringer. Abbildung 7 zeigt an den Ergebnissen des südlichen Probefeldes die Zunahme der Gesamttragfähigkeit an den drei Messterminen. Die Ergebnisse des nördlichen Probefeldes sind vergleichbar.

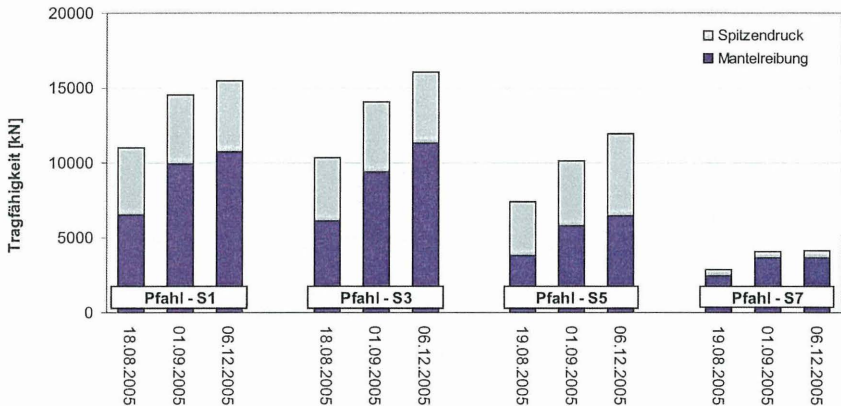


Abbildung 7: Tragfähigkeitszuwachs über die Zeit (Testfeld Süd)

Zusätzlich zur Auswertung der Tragfähigkeit bei Erreichen der Endtiefe (End of Driving) wurde anhand der aufgezeichneten Daten der rambbegleitenden Messung die Tragfähigkeit der Pfähle bei unterschiedlichen Absetztiefen betrachtet. Im Einzelnen wurde die Tragfähigkeit der Pfähle nach dem CAPWAP-Verfahren für die folgenden Tiefenlagen berechnet:

- Mitte Lauenburger Ton
- Einen Meter in den tragfähigen Sand
- Einen Meter vor Endtiefe
- Endtiefe

Beispielhaft ist das Ergebnis in der nachfolgenden Abbildung 8 am Rohr N5 des nördlichen Probefeldes dargestellt. Die Gesamttragfähigkeit des Pfahles N5, bei einer Einbindung bis Mitte Lauenburger Ton, liegt bei rd. 4.900 kN. Bindet der Pfahl einen Meter in die

tragfähigen Sandschichten ein, so konnte eine Verdoppelung der Tragfähigkeit festgestellt werden. Durch die Steigerung der Einbindung bis auf Endtiefe konnte eine maximale Tragfähigkeit von rd. 11.000 kN berechnet werden.

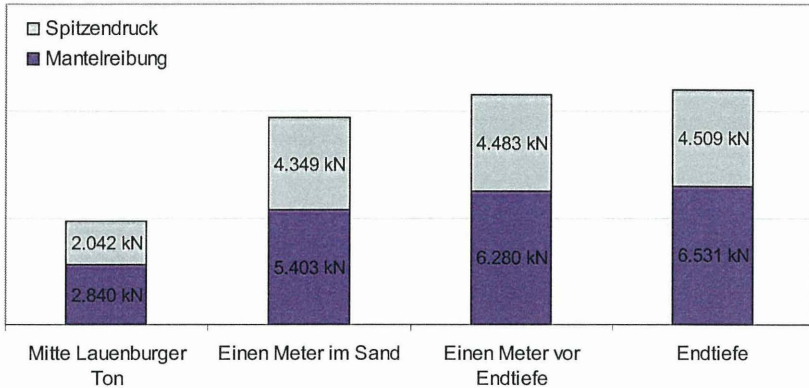


Abbildung 8: Entwicklung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Einbindetiefe
rammbegleitende Messung an Pfahl N5

4.1.2 Erste Ergebnisse an der Hauptwand

Die ersten Messungen an dem Kajenbauwerk fanden am 20. und 22.10.2008 statt. Hierbei wurde die Tragbohle T132 aus dem südlichen Bereich der Hauptwand rambbegleitend gemessen.

Bei einer rambbegleitenden Messung nach dem 'high strain' Verfahren wird die Dehnung und die Beschleunigung in einem Abstand, der etwa dem 1,5 bis 2,0 – fachen der Querschnittsabmessung des Pfahlsystems entspricht, unterhalb des Pfahlkopfes gemessen. Die Messung erfolgt während des gesamten Rammvorganges. Bei der Auswertung der rambbegleitenden Messung wird die Tragfähigkeit nach dem CASE-Verfahren [EA-PFÄHLE, 2007] der Rammtiefe gegenübergestellt. Da in der Regel keine genauen Kenntnisse über den Dämpfungsfaktor J_c des Bodens vorhanden sind, wird die Auswertung für unterschiedliche CASE-Dämpfungsfaktoren durchgeführt. Im Vergleich zu einer dynami-

schen Probelastung sind die Elemente des Messsystems bei einer rambbegleitenden Messung einer deutlich längeren Beanspruchung ausgesetzt. Von den Ergebnissen der bereits auf Endtiefe gebrachten Tragbohlen am JadeWeserPort konnte eine Mindestschlagzahl von ca. 2.000 Schlägen, bei einer maximalen Energie des verwendeten Hydraulikbärs (MHU 270T, Fa. Menck) von ca. 300 kJ, erwartet werden. Um eine kontinuierliche Messung während des gesamten Rammvorgangs zu gewährleisten, wurden die Kabelverbindungen zusätzlich durch Anbringen von Ösen an der Doppelbohle gesichert. Tabelle 2 zeigt die wichtigsten Daten der rambbegleitend gemessenen Tragbohle.

Tabelle 2: Pfahldaten T132

Pfahlnummer:	T132
Pfahlsystem	Arcelor HZ 975 D
Rammdatum	20. und 22.10.08
Rambbär/Hammer	MENCK MHU 270 T
Länge (incl. Hülse) [m]	36,50
Länge ab Aufnehmer [m]	34,30
Einbindelänge [m]	max. 22,47
Elementfläche [cm ²]	841,7
Schläge gesamt	2.394

Die Tragbohle T132 wurde am 20.10.2008 in 90 Minuten bei 2101 aufgezeichneten Rammschlägen 21,0 m in den Boden gerammt. Durch das aufkommende Hochwasser und die Lage der wasserempfindlichen Messgeber 2,2 m unterhalb der Bohlenoberkante, musste die Rammung unterbrochen werden.

Die Rammung der letzten ca. 1,5 m bis auf Endtiefe erfolge am 22.10.2008, nach einer Standzeit der Bohle von ca. zwei Tagen. Die im Anschluss durchgeführte Lotung an der Doppelbohle ergab eine Einbindetiefe von 22,47 m. Die ausgeführten Schläge und die gemessenen Pfahlkopfsetzungen sind in Tabelle 3 angegeben. Die Setzungen des Pfahlkopfes wurden während des gesamten Rammvorgangs vor Ort erfasst.

Tabelle 3: Ausgeführte Schläge und gemessene Eindringtiefen

T 132		
Rammdatum	Schläge [-]	Eindringtiefe [m]
20.10.2008	2101	21,0
22.10.2008	293	1,47

Durch die Standzeit der Bohle von ca. zwei Tagen zwischen den beiden Messterminen und dem damit verbundenen „Anwachseffekt“ zeigt sich bei den ersten aufgezeichneten Rammschlägen am 22.10.2008 ein deutlicher Anstieg der Tragfähigkeit nach CASE. Mit Zunahme der Rammschläge reduzierte sich die Tragfähigkeit wieder.

Abbildung 9 zeigt die Auswertung der rambegleitenden Messung, beispielhaft für den CASE-Dämpfungsfaktor $J_c = 0,6$. Die Tragfähigkeit ist über die jeweilige Einbindetiefe dargestellt. Zusätzlich ist der Aufbau des Baugrundes aus dem Bemessungsprofil aufgetragen. Im Bereich des Lauenburger Tones ist ein kontinuierlicher Anstieg der Tragfähigkeit festzustellen. Im Übergang in den pleistozänen Sand kommt es zu einem deutlichen Zuwachs der Tragfähigkeit. Bei gleicher Einbindetiefe wurden nach einer Standzeit der Bohle von rd. zwei Tagen rd. 50% höhere Widerstände gemessen. Durch Umlagerungen während der Rammung kommt es in der Folge wieder zu einer Abnahme der Tragfähigkeit.

Um den tatsächlichen Dämpfungsfaktor J_c für den Baugrund am JadeWeserPort bestimmen zu können, wird an der Tragbohle T 132 eine statische Probelastung durchgeführt. Nach einer ausreichend langen Standzeit kann nun, durch eine weitere dynamische Probelastung an demselben Pfahl, der tatsächliche Dämpfungsfaktor für diesen Bereich der Kaje bestimmt werden.

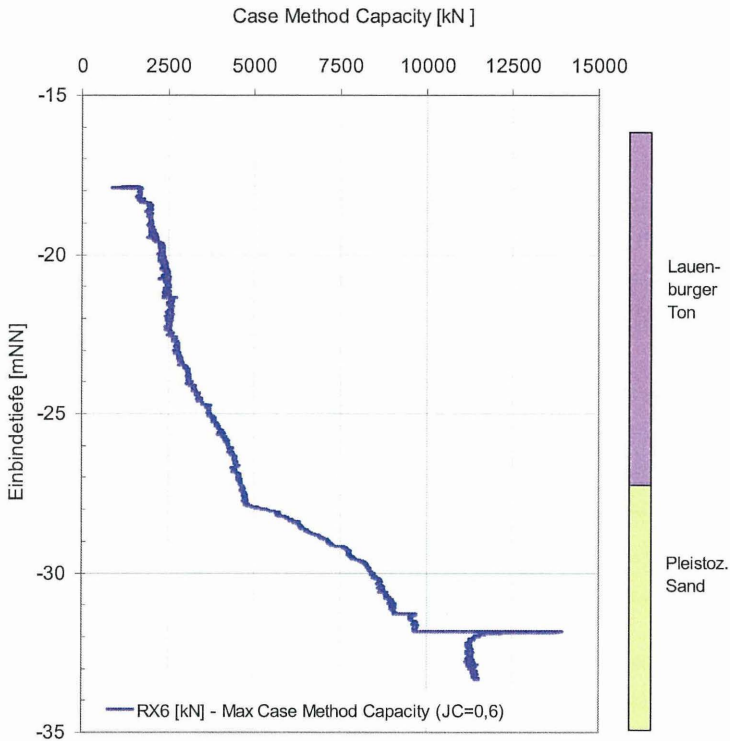


Abbildung 9: Rammbegleitende Messung an der Doppelbohle T132

Vergleicht man das oben dargestellte Ergebnis mit den rammbegleitenden Messungen am südlichen Probefeld, so wurden Abweichungen bei der Anzahl der Rammschläge und der Entwicklung der Tragfähigkeit über die Einbindetiefe nach CASE festgestellt. Der Abstand zwischen dem südlichen Probefeld und der Tragbohle T132 beträgt lediglich 45 m, der Baugrundaufbau sollte daher vergleichbar sein. Für die Rammungen wurde jeweils ein Hydraulikhammer vom Typ MHU 270T verwendet. Bei einer geringeren eingeleiteten Energie zur Einbringung der Pfähle S1 und S3 bis auf Endtiefe von rd. -33,0 mNN wurden deutlich weniger Schläge als bei der Rammung der Doppel-Tragbohle T132 benötigt. Im

Bereich der pleistozänen Sande zeigt sich, bei einem definierten Dämpfungsfaktor J_c , eine höhere Tragfähigkeit nach CASE für die Tragbohle T132.

Als mögliche Ursache für die höheren Widerstände nach CASE und die deutliche Zunahme der Rammschläge gegenüber dem südlichen Probefeld sind lokale Abweichungen der Bodeneigenschaften möglich. Nähere Informationen können im Rahmen des weiteren Baufortschrittes bei Annäherung der Hauptwand an das Probefeld gewonnen werden. Als weitere Erklärung könnte die Verwendung unterschiedlicher Profile in Betracht gezogen werden. Tabelle 4 zeigt einen Vergleich der verwendeten Profile hinsichtlich Breite, Höhe, Querschnitt und Innenfläche.

Tabelle 4: Vergleich der verwendeten Profile (Form 22)

	Breite [mm]	Höhe [mm]	Stahl- Querschnitt [cm ²]	Innenfläche [cm ²]
PSp 1035S	938	1036	976	4.911
HZ 975 D	942	987	796	4.698

Durch die unterschiedlichen Eigenschaften wie Steifigkeit, Stahlquerschnitt oder Innenfläche zwischen den Stegen können abweichende Effekte entstehen. Möglicherweise kommt es, im Gegensatz zu den etwas größeren PSp Bohlen, bei der Rammung der HZ Profile zu einer deutlicheren Ausbildung eines Pfropfens im Pfahlfußbereich (vgl. Abbildung 6). Durch die Pfropfenbildung entstehen hohe Spannungen auf den Pfahlmantel und die Pfahlspitze, die sich in der Folge durch höhere Widerstände und eine erhöhte Anzahl von Rammschlägen zeigt. Durch die unterschiedlichen verwendeten Profile, Rammführungen, Rammhaube und andere bei der Rammung verwendete Komponenten ist ein veränderter Energieeintrag in die Pfahlsysteme ebenfalls möglich. Auch dies führt dann zu den beschriebenen Abweichungen hinsichtlich Widerständen und Rammschlägen der unterschiedlichen Profile. Zusammenfassend ist festzustellen, dass noch ein erheblicher Untersuchungs- und Forschungsbedarf besteht.

4.2 Bestimmung der Verformung von Schrägpfahl und Tragbohle

Für die Bestimmung der Wandverformung oder Anker-Durchbiegung kommt das Inklinometermessverfahren zum Einsatz, welches in seiner Funktion und Genauigkeit ausführlich in GLÖTZL [1994] beschrieben ist. Aufgrund der hohen Rammenergie beim Einbringen der Tragbohlen oder Schräganker besteht das Inklinometermessrohr aus einem Vierkantstahlprofil (50 x 50 mm), das vor dem Einbringen des Stahlprofils am Flansch angeschweißt wird. Für die gesicherte Interpretation der gemessenen Wandverformung, speziell der eingetretenen Fußverschiebung, ist die genaue Bestimmung der Kajakopflage unbedingt erforderlich.

4.3 Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Schräganker

Die wichtigsten Einflussfaktoren auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten bei diesem Bauwerk sind die auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdrücke, der Erdwiderstand vor der Wand, die Wandverformung, der Normalkraftverlauf und die Durchbiegung der Schräganker.

Zur Rückverankerung der Spundwand und zur Aufnahme der horizontalen Lasten werden Schrägpfähle eingebracht und an die Wand angeschlossen. Aufgrund der Ausbildung der Anschlussstelle ist deren Anbindung gelenkig und wird momentenfrei gerechnet. Im Allgemeinen treten rechnerisch die maximalen Normalkräfte am Anschlusspunkt auf und werden sukzessive über die Mantelfläche entlang der Pfahlachse reduziert. Das geotechnische Messprogramm sieht die Ermittlung der Normalkraft im Schräganker sowie dessen Verformung über die Tiefe vor.

Die Bestimmung der Normalkraft in einem Schräganker wird über das Hooksche Gesetz ermittelt ($F = E \cdot A \cdot \epsilon$). Für die Ermittlung der Dehnung als einziger Unbekannten in dieser Gleichung, werden DMS eingesetzt. Bereits bei geringen Dehnungen oder Stauchungen ändert sich deren elektrischer Widerstand. Diese Widerstandsänderung kann unter Berücksichtigung der Temperaturkompensation in eine Dehnung umgerechnet werden. Der Vorteil der DMS liegt in der Möglichkeit der kontinuierlichen Messung. Damit ist es möglich, jede Änderung im Spannungs-Verformungsverhalten der Kaje eindeutig dem Baufortschritt zuzuordnen.

4.3.1 Erfahrungen

Bereits im Jahr 2006 wurde, wie bereits erwähnt, vom IGB-TUBS eine Tragbohle am Containerterminal 4 (CT4) in Bremerhaven an zehn Messebenen mit schweißbaren DMS bestückt. Die DMS wurden mittig auf der Außenseite der beiden Stege punktgeschweißt, wasserdicht versiegelt und vor den Einwirkungen bei der Rammung geschützt. Während des Rammvorgangs der Doppelbohle wurden alle DMS mit einer Frequenz von 5 kHz gemessen. Zur Kontrolle der aufgezeichneten Daten wurden an der obersten Messebene zusätzlich die Dehnung mit dem Pile Driving Analyzer (PDA) gemessen. Abbildung 10 zeigt den Verlauf der gemessenen Dehnung über die Zeit am Beispiel eines Rammschla- ges. Vergleicht man die mit den beiden Messsystemen aufgezeichneten Ergebnisse, so ist eine weitgehende Übereinstimmung festzustellen.

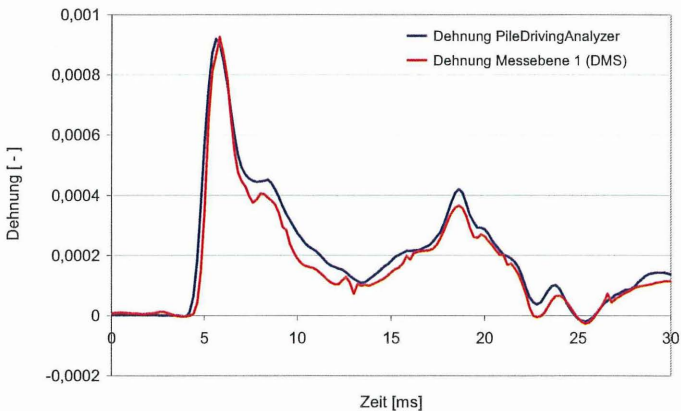


Abbildung 10: Vergleich der Dehnungen der beiden Messsysteme [Fischer, 2006]

Die an den neun weiteren Messebenen aufgezeichneten Dehnungsverläufe konnten durch die Ergebnisse der ersten Messebene, vergleichbaren Ergebnissen an Modellpfählen und numerischen Simulationen als plausibel eingestuft werden. Abbildung 11 zeigt den Verlauf der Dehnung an den zehn Messebenen. Weiterführende Ergebnisse wurden in [Fritsch, 2008] veröffentlicht.

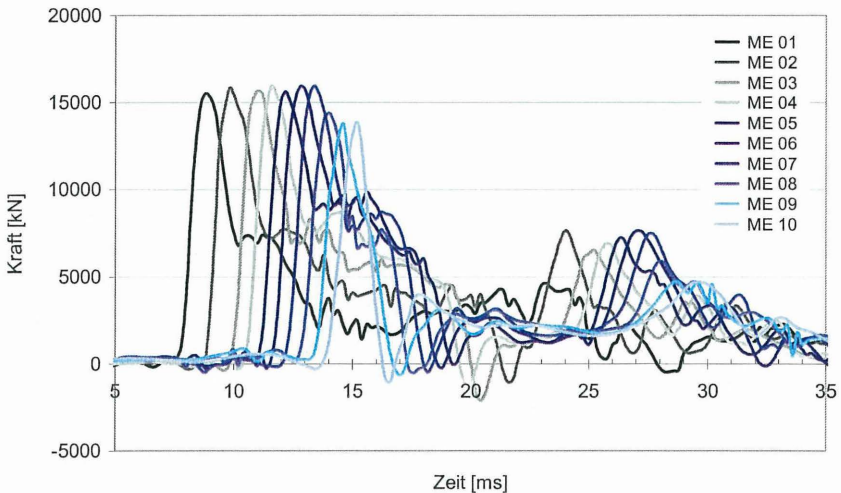


Abbildung 11: Kraftverlauf an allen Messebenen - Rammschlag 300 [Fischer, 2006]

4.3.2 Applizierung der Dehnmessstreifen

Durch die schwere Rammung der Schrägpfähle bis in den Lauenburger Ton sowie die angestrebte Messdauer über mehrere Jahre sind an die Applizierung der DMS höchste Anforderungen gestellt. Aus diesem Grund sind sowohl die DMS als auch der Schutz vor Wasser langzeitstabil und gesichert anzubringen. Auf einer Metallfolie vorkonfektionierte DMS werden vor der Einbringung des Ankers am Tragprofil angebracht. Zur gesicherten wasserdichten Einkapselung wurden im IGB-TUBS Deckel aus Stahl entworfen und gefertigt, die mit dem Tragprofil fest verschraubt werden. Für die Befestigung der Deckel sind 4 Bohrungen notwendig. Jeweils zwei am Steg gegenüberliegende Deckel werden miteinander verschraubt. U-Stahlprofile, die im Pfahlfußbereich durch einen Rammschuh geschlossen werden, schützen die Messgeber sowie die Kabelverbindungen beim Rammen der Tragprofile. Zwischen den Messstellen angeordnete Ösen stabilisieren die Kabel und dienen als Zugentlastung. Jeder der 10 Schräganker wird mit insgesamt 34 DMS (17 auf jeder Stegseite) bestückt. Durch Temperaturänderungen auftretende Dehnungen werden

durch zusätzlich installierte Temperatursensoren PT100 kompensiert. In den folgenden Abbildungen sind ein applizierter DMS sowie die wasserdichte Einkapselung durch den Deckel zu sehen.



Abbildung 12 : applizierter DMS und wasserdichter Verschluss

4.4 Spannungsermittlungen an einer Tragbohle

Zur Ermittlung der Erd- und Wasserdrücke auf die Kajakonstruktion ist im Rahmen der Forschung am IGB-TUBS zusätzlich geplant, eine Tragbohle in zwei Ebenen mit dem bereits bei der Rammung des Monopiles der Forschungsplattform FINO³ zum Einsatz gekommenen Sensorenpaket GEMSOGS auszurüsten. Hierdurch werden zusätzliche Aussagen über die Entwicklung des Erddrucks im Fußbereich der Wand sowie des zugehörigen Porenwasserdrucks möglich. Gerade die Ermittlung dieser Kräfte tief unten am Fuß ist von großer Bedeutung für die Interpretation des Gesamtverhaltens der Konstruktion. Die Funktionsweise der GEMSOGS ist ausführlich in BERNDT et al. (2008) sowie GATTERMANN et al. (2009) beschrieben.

Literatur

- Berndt, U.; Bruns, B.; Gattermann, J.; Stahlmann, J.:** Erfolgreicher Einsatz der GEMSOGS bei der Rammung des Monopiles von FINO3; *Messen in der Geotechnik 2008*, 23.-24.10.2008 in Braunschweig, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, Heft 87, S. 255-274, 2008
- EA-Pfähle:** Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin*, ISBN: 978-3-433-01870-5, 2007
- JadeWeserPort** Realisierungs GmbH & Co. KG, www.jadeweserport.de, 2009
- Fischer, J.:** Untersuchungen zur Wellenausbreitung in Pfählen bei dynamischen Probebelastungen, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Diplomarbeit, unveröffentlicht*, 2006
- Fritsch, M.:** Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, Heft 86, 2008
- Gattermann, J., Fritsch, M., Stahlmann, J.:** Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse, *Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005*, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, **80**, S. 21-44, 2005
- J. Gattermann, U. Berndt, B. Bruns, J. Fischer, J. Zahlmann, J. Stahlmann;** Rammbegleitende Messung des Monopiles von FINO³; *Pfahlsymposium 2009*, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, Heft 88, 2009
- Glötzl, F.:** Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, *Messen in der Geotechnik, Fachseminar*: 26./27. Februar 1994, **44**, S. 47-64
- Hömann, S., Wolf, C., Lehmann, G.:** Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm, *Pfahlsymposium 2009*, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, Heft 88, 2009
- Powroschnik, L.:** Berechnung der Setzungsbiegung von Schrägpfählen Darmstadt, *Technische Hochschule, Dissertation*. 1993.

Dipl.-Ing. Jan Fischer
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl.-Ing. Benedikt Bruns
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

j.fischer@tu-bs.de
j.gattermann@tu-bs.de
b.bruns@tu-bs.de
j.stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de
Tel.: 0531 391-2730

Tragfähigkeitsprüfungen

- mit Hilfe der dynamischen Messmethode
- Durchführung und Auswertung von statischen Probelastungen

Integritätsprüfungen von Pfählen

- nach der 'Low-Strain'/'High-Strain'-Methode

Schwingungsmessung und Untersuchung

- Gebäude-, Anlagen- und Menschenbelastungen gem DIN 4150, §26 Messstelle

Elektronisches Riss- bzw. Bewegungsmonitoring

Lärm- bzw. Schallmessungen

Betonüberdeckungsmessung + Bewehrungsnachweis

- mit Hilfe von FERROSCAN

Betondickenmessung

- Impuls-Reflexions- und Ultraschallmessverfahren

Dynamische Betonqualitätsprüfung

- u.a. Rückprallhammer-Analyse (DIGI-SCHMIDT) etc.

Bohrlochdetektor

- zum Auffinden von Stahl und Eisen in größeren Tiefen (z.B. Spundwandlängenermittlung)

Ultraschallwanddickenmessung

- für Stahl, Aluminium und einige Kunststoffe

Dynamische Plattendruckversuche

Feuchtigkeitsmessung

Thermografie und Thermoanalytik

Nachweis der Gebäudedichtheit (BlowerDoor)

Gebäude-Energieberatung

Weitere mobile Geräte für

- Detektion von radioaktiver und elektromagnetischer Strahlung (im Frequenzbereich < 200 kHz und von 800- 250 MHz)
- Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung (Luft/Wände), Endoskopie usw.

Kalibrierung

- spez. Schwingungsmesswert- und Dehnungsmesswertaufnehmer

DMT Gründungstechnik GmbH
24361 Holzbunge
Tel. 04356 603
Fax 04356 625

www.dmt-holzbunge.de

Gründungskonzepte für den Neubau der Kaiserschleuse in Bremerhaven

Dipl.-Ing. Thomas Eichner

Dipl.-Ing. Wolfgang Els

HOCHTIEF Construction AG Hamburg

Einleitung

Die Kaiserschleuse in Bremerhaven stellt wie die Nordschleuse die Verbindung zwischen den tideunabhängigen Überseehäfen und der Weser her (Bild 1). In diesen Häfen wird ein großer Teil des deutschen Automobilumschlags abgewickelt, für den die Unabhängigkeit von der Tide einen wesentlichen Vorteil darstellt. Der Neubau der Kaiserschleuse in Bremerhaven ersetzt das bisherige Bauwerk von 1897, das den Anforderungen an die heutigen Schiffsabmessungen nicht mehr gerecht wurde. Wegen der sehr begrenzten Platzverhältnisse ist es erforderlich, den Neubau mit einer Kammerlänge von 305 m sowie einer nutzbaren Breite von 55 m direkt am Standort der alten Schleuse zu errichten.

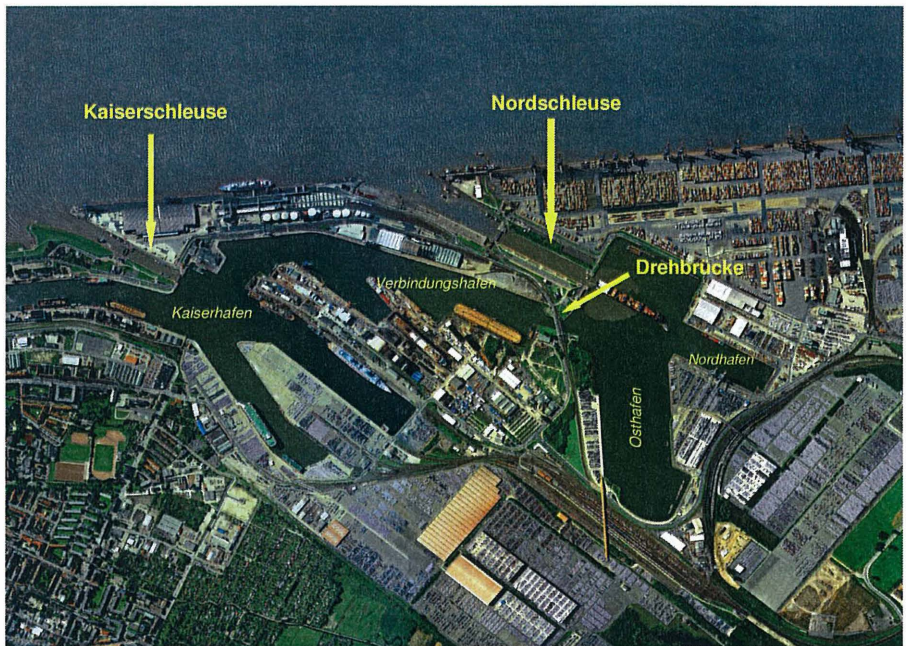


Bild 1: Lage der Kaiserschleuse

Die neue Schleuse hat eine Drempeltiefe von NN -13,0 m und kann bei Weserwasserständen von NN -3,00 m bis NN +2,80 m betrieben werden. Die neue Schleusenanlage stellt gleichzeitig den Hochwasserschutz für das Hafengebiet dar. Wegen der beweglichen Tore ist eine doppelte Verschlussicherheit erforderlich, so dass für beide Schleusenhäupter der Hochwasserlastfall zu berücksichtigen ist. Zusätzlich sind entlang der Schleusenammer und im weiteren Umfeld Hochwasserschutzwände zu errichten.

Die neue Schleuse erhält an beiden Häuption Hubschiebetore, die entsprechend große Torkammern neben der eigentlichen Schleuse erfordern. Es werden insgesamt drei identische Tore hergestellt, so dass immer zwei Tore den Betrieb aufrechterhalten können, auch wenn das dritte Tor aufgrund einer Beschädigung oder planmäßiger Wartung nicht einsatzbereit ist. Die Tore sind ca. 57 m lang, 21 m hoch und 11 m breit. Zur Überführung des Straßenverkehrs sind beide Schleusenhäupter und Tore mit einer Fahrbahn für Begegnungsverkehr ausgestattet. Für die Bemessung des Tores wurde die Bemessungslasten des DIN Fachberichtes 101 zugrunde gelegt.

Um im Rahmen der Bauarbeiten die Kollisionspunkte mit den bestehenden Anlagen zu vermeiden, wurde die Achse der Schleusenammer um wenige Meter nach Osten versetzt. Dadurch ergeben sich eine Schleusenammerwand in der bestehenden Ammer und eine Ammerwand hinter der alten Wasserlinie. Für die Torkammerbauwerke ergibt sich somit die Lage im Hafenbecken für das Binnenhaupt sowie für das Außenhaupt östlich des alten Vorhafens. Ebenfalls zu der Baumaßnahme gehört die Errichtung der neuen Vorhafenwände der Schleusenanlage und im südlichen Anschluss daran die Errichtung eines neuen Schlepperhafens. Insgesamt werden bei diesem Bauvorhaben etwa 640.000 m³ Erde bewegt, 31.000 t Spundwand und 47.000 m³ Beton verbaut. Die Gesamtlänge der Spundwandbauwerke beträgt 2750 m, einschließlich 750 m Baugrubenumschließung sowie 1100 m Hochwasserschutzwände (Bild 2).



Bild 2: Übersicht neue Schleusenanlage mit Bestand

Baugrundaufbau

Der Boden ist im gesamten Baufeld ähnlich aufgebaut. Die obere inhomogene Deckschicht mit einer Mächtigkeit bis zu etwa 1,5 m besteht aus Mutterboden und Auffüllungen mit Resten von Fundamenten sowie Pflaster- und Asphaltflächen. Unterhalb dieser Schicht steht weicher bis breiiger Klei an. Die Unterkante dieser Schicht schwankt zwischen NN -15,0 m und NN -17,0 m. Darunter wiederum befindet sich eine Sandschicht von mindestens mitteldichter bis teilweise sehr dichter Lagerung. Ab einer Tiefe von NN -28 m bzw. NN -34 m folgt dann Lauenburger Ton in steifer bis halbfester Konsistenz. Aus dem vorliegenden Bodenprofil ergibt sich, dass die wesentlichen Gründungselemente die auftretenden Lasten in der tragfähigen Sandschicht abgeben müssen.

Der Klei oberhalb der Sandschicht neigt wegen des hohen Wassergehaltes bei Belastung zu großen Setzungen. Diese führen dann zu entsprechenden Zusatzbelastungen.

Torkammer Außenhaupt

Die Torkammer des Außenhauptes befindet sich östlich der neuen Schleusenachse. Zu Beginn der Bauarbeiten war die Baugrube von allen Seiten von Land umgeben. Im Zuge der Baumaßnahme wurde die Westseite zur Schleuse hin abgegraben, um die anschließende Drempelbaugrube vom Wasser aus rammen zu können. Die

Torkammerpfeiler an der Schleusenseite dienen als Auflager für das Schiebetor und müssen die eingeleiteten Lasten aus der Wasserspiegeldifferenz von Weser und Schleusenkammer auch im Hochwasserfall aufnehmen. Die Pfeiler werden als Massivbauwerke mit Abmessungen von ca. 9 x 9 m in einer trockenen Baugrube ausgeführt. Die Baugrube ist mit einer kombinierten Peiner Spundwand PSp 1001 System 22/23 mit einer Länge von bis zu 36,5 m eingefasst und mit drei Aussteifungslagen versehen. Wegen der Gefahr des Auftriebs ist die dritte Steifenlage zunächst unter der zweiten Gurtlage bei maximalem Trockenaushub eingebaut. Vor dem Lenzen der Baugrube wird diese Aussteifungslage dann auf ihre endgültige Tiefe abgesenkt. Nach dem maximal möglichen Trockenaushub wird die Baugrube geflutet und bis auf Endtiefe ausgehoben. Danach werden die Auftriebspfähle eingebracht und die Unterwasserbetonsohle eingebaut.

Für die Querung von Versorgungsleitungen ist in das Außenhauptbauwerk ein begehrbarer Leitungstunnel integriert. Dieser beginnt in dem nördlichen Torkammerpfeiler, führt dann mittig im Drempel unter der eigentlichen Schleuse hindurch bis zum Toranschlag. Aus diesem Grund ist unterhalb der Torpfeiler eine Gesamtdicke der Sohle von 4,50 m erforderlich, während am Binnenhaupt ohne Leitungstunnel eine Sohlendicke von 3,0 m ausreichend ist (Bild 3).

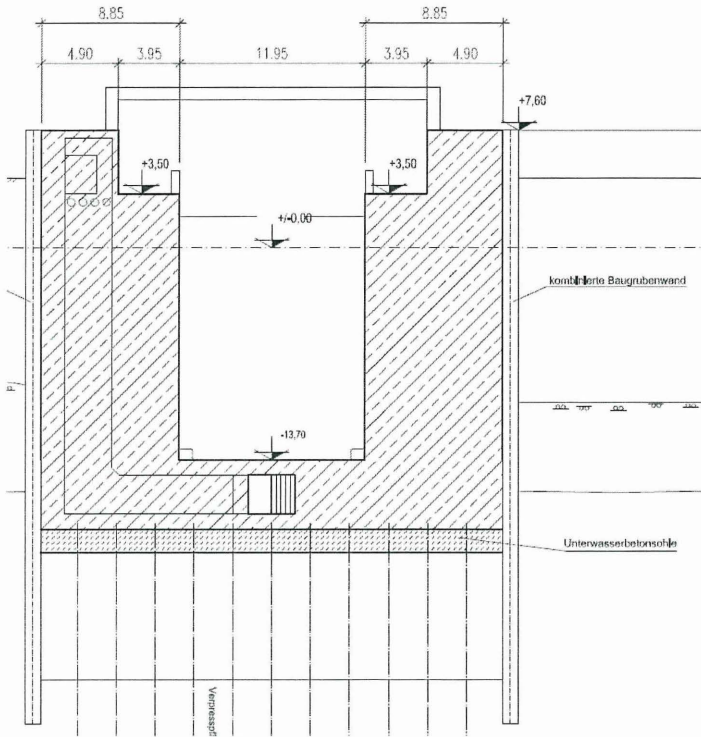


Bild 3: Schnitt durch den Torkammerpfeiler

Die eigentliche Torkammer schließt an die Baugrube der Torkammerpfeiler an (Bild 4). Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist hier keine Betonwand vorgesehen. Das Bauwerk wird als einfach verankerte kombinierte Spundwand PSp 1035 S System 22/23 mit Längen von bis zu 32 m ausgeführt (Bild 5). Im gelenzten Zustand wirkt die Unterwasserbetonsohle als unteres Auflager des Systems. Wegen des Gründungskonzeptes und der Geometrie des Systems ist hier statisch eine Ortbetonsohle mit einer Stärke von 1,2 m ausreichend, so dass sich ein Höhenversprung zur Pfeilerbaugrube von 3,30 m ergibt.

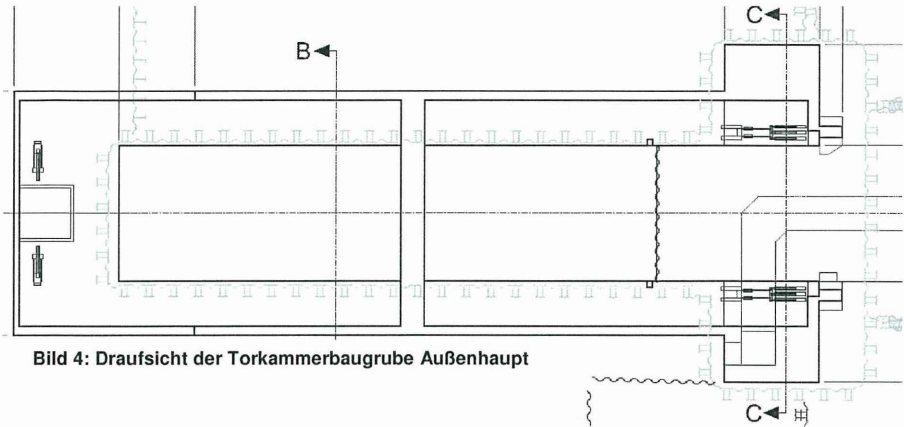


Bild 4: Draufsicht der Torkammerbaugrube Außenhaupt



Bild 5: Einbringen der Zwischenbohlen an der Torkammerbaugrube Außenhaupt

Die Rückverankerung erfolgt mit PSt – Pfählen 400/119 unter einer Neigung von 35°. Diese flache Neigung ergibt sich aus dem Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit, da aus der Betrachtung des Endzustandes zusätzliche Vertikallasten aus dem Bauwerk selbst und dem Schleusentor auftreten, die für die Bemessung der Spundwand im Endzustand relevant werden. Der Anschluss der Schrägpfähle erfolgt im oberen Betonholm der Torkammer. Dieser Holm bildet im oberen Abschnitt der Torkammer zugleich die Sohle eines beidseitig des Tores verlaufenden Arbeitsraumes von knapp vier Metern Breite, in dem die Seilantriebe und die weitere Betriebstechnik untergebracht wird. Zur Aufnahme der Lasten aus diesem Arbeitsraum wurde hinter der Torkammerspundwand eine weitere Reihe Lotpfähle eingebracht (Bild 6).

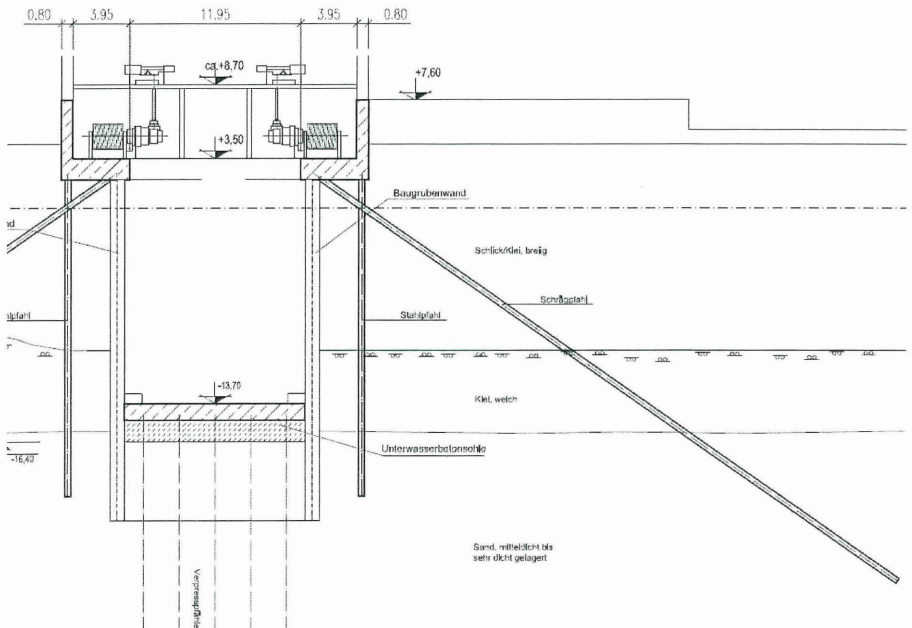


Bild 6: Schnitt durch die Torkammer

Die Verpresspfähle unterhalb des Bauwerks dienen im Bauzustand sowie in den planmäßigen Revisionszuständen der Torkammer als Auftriebssicherung. Während des Schleusenbetriebs werden die Pfähle als vertikal belastete Druckpfähle berücksichtigt.

Hier werden GEWI – Pfähle eingesetzt. Das Raster dieser Pfähle wurde je nach Belastung an eine wirtschaftliche Auslastung angepasst und von einer Arbeitsbühne über der Baugrube aus hergestellt (Bild 7).



Bild 7: Arbeitsbühne über der Torkammerbaugrube mit zwei Verpresspfahleinheiten

Torkammer Binnenhaupt

Im Gegensatz zu der Torkammer des Außenhauptes, befindet sich die Torkammer des Binnenhauptes während der Bauphasen vollständig im Wasser. Hier werden drei Aussteifungslagen vorgesehen, die wie die untere Aussteifungslage am Außenhaupt über dem Wasserspiegel eingebaut und dann vor dem Lenzen der Baugrube abgesenkt werden. Die Höhenlagen der Aussteifungen konnten soweit optimiert werden, dass bei der Baugrube des Binnenhauptes eine Wellenwand Larssen 607n mit Längen bis ca. 28,0 m zum Einsatz kommt (Bild 8).

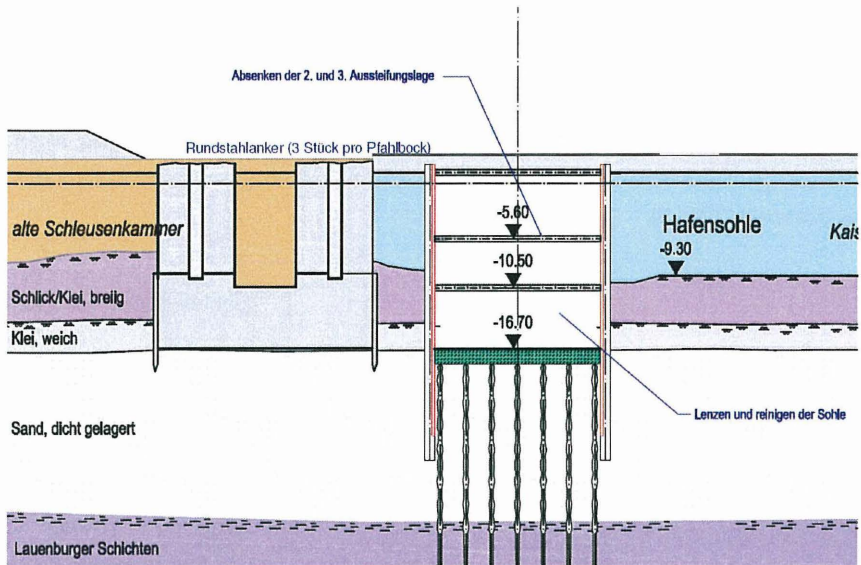


Bild 8: Querschnitt durch die Torkammerbaugrube

Im Schutz der Baugrubenwand wird am Binnenhaupt, auch wegen der Einflüsse des direkt angrenzenden Hafenbeckens, die Torkammer vollständig in Massivbauweise hergestellt. Die Auftriebssicherung der Baugrube besteht hier wie am Außenhaupt aus GEWI-Pfählen, die ebenfalls von einer Arbeitsbühne aus eingebracht werden.

Mit den heutigen Möglichkeiten der rechnergestützten Tragwerksabbildung können zunehmend Tragwirkungen bei der Bemessung berücksichtigt werden, die bei der Zerlegung eines Systems in verschiedene einfachere Modelle als Systemreserve unberücksichtigt bleiben. Des Weiteren ermöglicht die Arbeit mit dem Computer eine genaue Berechnung der Einwirkungen gemäß den vorgegebenen Richtlinien, so dass eine Vereinfachung nicht mehr nötig ist. Vor dem Hintergrund der geforderten Wirtschaftlichkeit kann so die Gesamtauslastung der Tragwerke gesteigert werden.

Im Endzustand ist die Torkammer des Binnenhauptes zur alten Torkammer hin einseitig hinterfüllt. Das Binnenhaupt stellt zudem die zweite Hochwasserschutzlinie dar, so dass im Fall von Hochwasser zusätzliche Kräfte in Richtung des Hafenbeckens auftreten. Um das

Kippen der Torkammer zu vermeiden, ist das Bauwerk im oberen Bereich zusätzlich in horizontaler Richtung gehalten. Da das neue Außenhaupt direkt an das aus Trassbeton bestehende Binnenhaupt angrenzt, können keine Schrägpfähle direkt an die Baugrube anschließen. Die auftretenden Kräfte werden über horizontale Rundstahlanker bis hinter den Bestand geführt und dort mit Hilfe eines Pfahlbocks in die tragfähigen Schichten des Bodens eingeleitet (Bild 9).

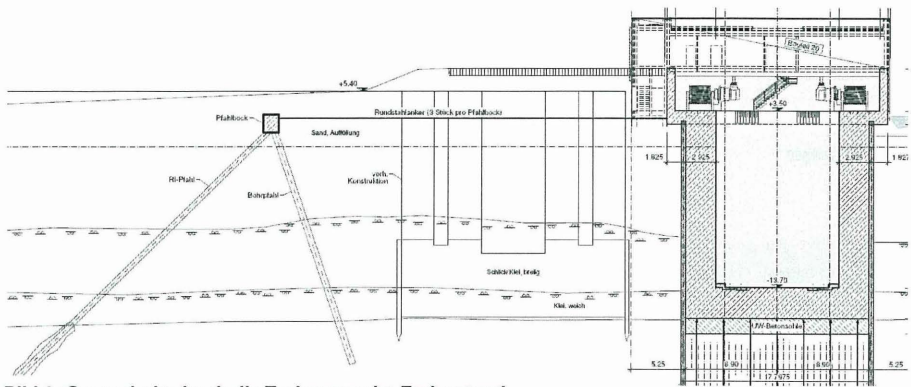


Bild 9: Querschnitt durch die Torkammer im Endzustand

In diesem Bereich ist zusätzlich zu dem Bestand und der Rückverankerung der Torkammer die westliche Schleusenwand mit der zugehörigen Rückverankerung aus Schrägpfählen unter 45° sowie einer Pollergründung, bestehend aus sechs PST-Profilen, zu finden. Eine derart dichte Anordnung von Gründungselementen erfordert eine erhöhte Genauigkeit in der Ausführung sowie eine entsprechend detaillierte Planung. In den kritischen Bereichen wurde von dem Technischen Büro der HOCHTIEF Construction AG die Kollisionsprüfung mit einem dreidimensionalen Modell durchgeführt, das auch die bestehenden Bauwerke wie Torkammer und Kaimauer enthält (Bild 10). Zudem sind hier die einzelnen Profilabmessungen in korrekter Größe wiedergegeben, so dass eine unmittelbare Überprüfung der auftretenden lichten Abstände erfolgen kann. Bei der rechnerischen Kollisionsprüfung anhand der Achslagen ist der Einfluss der Ausdehnung des Profils bei zwei schräg zueinander stehenden Profilen nicht zu unterschätzen.

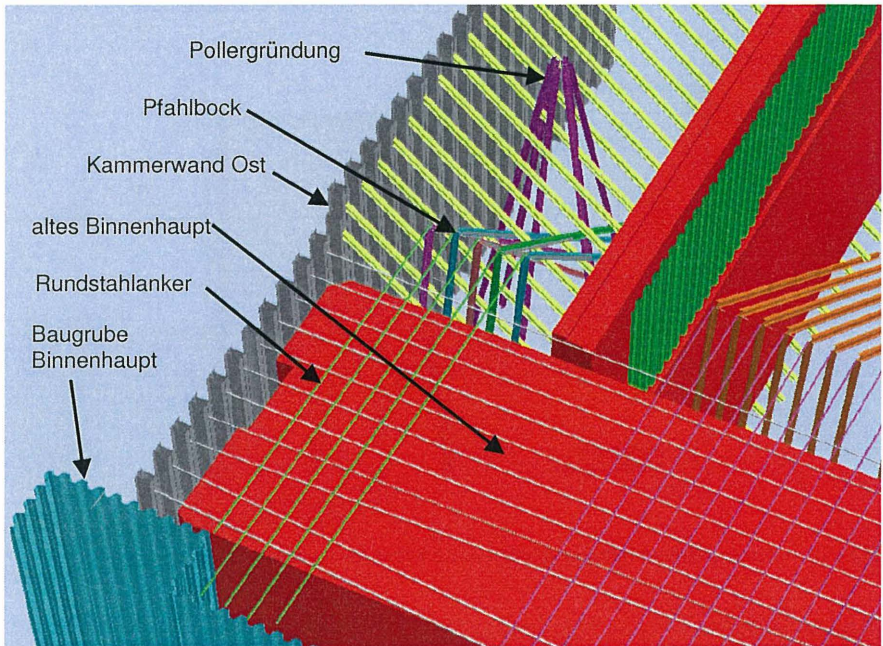


Bild 10: 3-D Modell der Verankerungselemente zur Kollisionsprüfung

Uferwand Kaiserhafen

Wegen der Lage des neuen Binnenhauptes in dem bestehenden Hafenbecken, ist die Zufahrt zum Tor durch eine Erweiterung der Uferwand am Kaiserhafen herzustellen. Die Überfahrhöhe der Straße auf dem Schleusentor beträgt ca. NN +7,60 m, was einen zunehmenden Anstieg der Geländehöhe nach Norden zum Binnenhaupt hin zur Folge hat. Gleichzeitig wird der Landstreifen in dieser Richtung schmaler, so dass hier eine fangedammartige Tragkonstruktion naheliegt. Neben der eigentlichen Schleuse ist eine Betriebsfläche mit einem Niveau von NN +4,50 m vorgesehen, an die dann die Straße anschließt. Die Hochwasserschutzwand sichert hier zugleich den Geländesprung zwischen Betriebsfläche und Zufahrt. Dadurch, dass die beiden Uferwände mit einem horizontalen Rundstahlanker verbunden sind, lässt sich die Hochwasserschutzwand ebenfalls an diesen Anker anschließen, so dass die erforderliche Einbindelänge der Wand vergleichsweise gering ist (Bild 11 und 12).

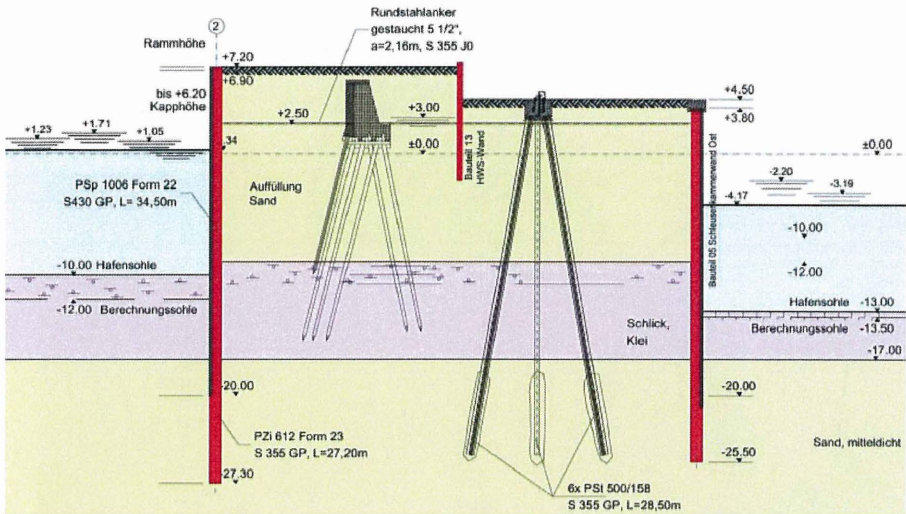


Bild 11: Querschnitt Uferwand am Kaiserhafen und östliche Schleusenkammerwand



Bild 12: Ansicht des Fangedamms vor der Verfüllung

Ein weiterer Vorteil dieser Verankerung ist, dass die bestehende Kajenkonstruktion lediglich bis unterhalb der Ankerlage abzubrechen ist und so der gesamte darunterliegende Bestand bestehen bleiben kann.

Vorhandene Bestände, die durch eine vorgesetzte Konstruktion überbaut werden sollen, müssen bereits während der Planung mit berücksichtigt werden (Bild 13). Hierbei muss wiederum unterschieden werden, ob es sich um eine Konstruktion aus der Zeit der ersten Kaiserschleuse handelt, die im Wesentlichen aus Holz und Ziegelsteinen bzw. Trassbeton besteht, oder einer Ertüchtigungsmaßnahme der Hafenwände aus der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts, die in der Regel in Stahlspundwandbauweise ausgeführt wurde.

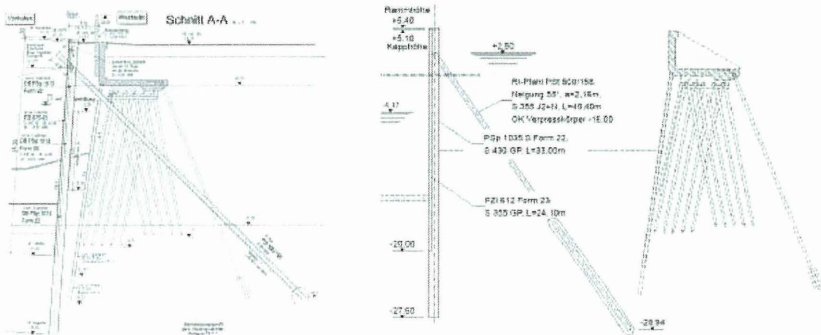


Bild 13: Querschnitte mit Stahlspundwand im Bestand

Kollisionen mit Stahlspundwänden im Bestand werden vermieden, während die Bestandsbauteile aus Ziegelsteinen mit begrenzter Mächtigkeit sowie die Holzgründungen mit entsprechend starkem Einbringgerät durchstoßen werden können. Das schlagende Einbringen von Stahlpfählen ist wegen der Hindernisse im Boden dem vibrierenden Einbringen vorzuziehen. Rüttel-Injektionspfähle dagegen haben aufgrund der Mantelreibung Vorteile unter dem Gesichtspunkt der Einbindelänge. Um beide Vorzüge zu kombinieren, werden bei diesem Bauvorhaben Pfähle mit RI-Ausrüstung unter schlagendem Vortrieb in den Boden eingebracht. Probelastungen an vergleichbaren Pfählen zeigen, dass bei diesem Verfahren auch die Tragfähigkeit von herkömmlichen RI-Pfählen erreicht wird (Bild 14).



Bild 14: Schleusenammerwand West: Einbringen eines Schrägpfahles

Das alte Außenhaupt besteht aus massivem Trassbeton, mit hoher Festigkeit. Daher ist es hier erforderlich, das Haupt mit Bohrverpresspfählen zu durchdringen oder wie am Binnenhaupt die Verankerung über einen rückverlegten Pfahlbock zu erreichen (Bild 15)

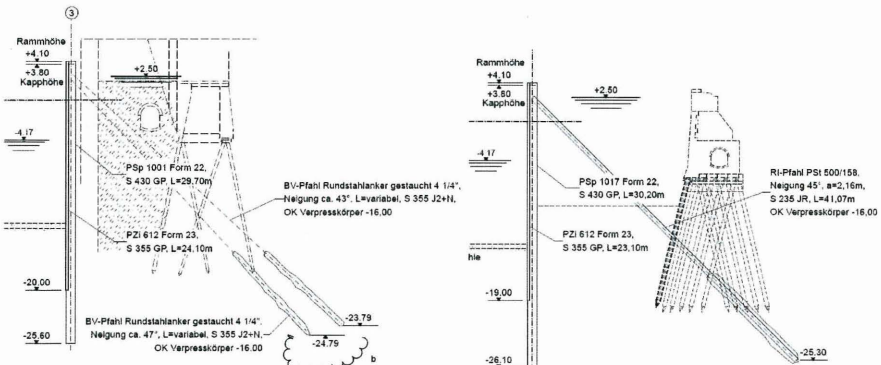


Bild 15: Querschnitte mit Trassbeton bzw. Holzpfahlgründung im Bestand

Zusammenfassung

Das Bauvorhaben Kaiserschleuse zeigt beispielhaft, dass die Ansprüche an Planung und Ausführung stetig zunehmen. Dies ist zum einen durch die großen Abmessungen des Bauwerkes begründet, als auch mit sehr großen Baugruben- und Gründungstiefen, die die Anforderungen überproportional steigen lassen. Weiterhin zeigt sich, dass das Bauen in beengten Verhältnissen an Standorten, die bereits intensiv genutzt werden und somit starken Bestand aufweisen, viele Aufgabenstellungen beinhaltet, die in den Planungs- und Bauprozess einbezogen werden müssen. Hier ist während der gesamten Planungs- und Ausführungsphase eine enge Vernetzung zwischen Bauherrn, ausführenden Einheiten und den Planern erforderlich.

Die ARGE Kaiserschleuse, bestehend aus den Firmen HOCHTIEF Construction AG, STRABAG, Gustav W. Rogge und Aug. Prien, kann durch die intensive Zusammenarbeit mit dem Bauherren und den Planern unter der Führung der Abteilung Technik der HOCHTIEF Construction AG, Niederlassung CEM, den hohen Anforderungen gerecht werden.

An dieser Stelle gilt der Dank allen Beteiligten, die an diesem interessanten Bauvorhaben mitwirken.

Kontaktadresse:

HOCHTIEF Construction AG

Technik

Lübeckertordamm 1

20099 Hamburg

Telefon: 040 21986-403

Internet: www.hochtief-construction.de/cem

Verlängerung Baudock II Meyer-Werft, Papenburg Planung und Ausführung der Gründung

Dipl.-Ing. Thomas Garbers,
Ingenieurservice Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. Ralf Carius
Enders und Dührkop Ingenieurgesellschaft mbH

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung.....	1
2. Baugrubenkonzept	4
2.1. Vertikale Baugrubenumschließung	4
2.2. Horizontale Baugrubendichtung	6
2.2.1. Dichtsohle.....	7
2.2.2. Unterwasserbetonsohle	8
3. Pfahlgründung	12
3.1. Vorplanung des Gründungskonzeptes	12
3.2. Sondervorschlag FRANKI Grundbau	15
3.3. Pfahlprobebelastungen	15
3.4. Ausführung	16
4. Schlussbemerkungen	20

1. Einleitung

Spezialtiefbau erwartet man zunächst eher in Großstädten und weniger im ländlich geprägten Emsland. Wenn allerdings die Meyer Werft in Papenburg ihre Schiffbaukapazitäten erweitern will, wird es, wie auch an anderen Werfstandorten, baulich anspruchsvoll.

Derzeit teilen sich im Wesentlichen drei Schiffbauunternehmen den Weltmarkt für große Kreuzfahrtschiffe. Dies sind der italienische Staatskonzern Fincantieri, die norwegische Aker-Gruppe und die Meyer Werft in Papenburg an der Ems. Dieser mehr als 200 Jahre alte Schiffbaubetrieb ist immer noch in Familienhand und gilt als deutsches Vorzeigeunternehmen. Mit rd. 2.500 Mitarbeitern in Papenburg ist die Werft der wichtigste Arbeitgeber im Emsland.

Die Herzstücke der Meyer Werft Papenburg bilden das Baudock I und das Baudock II (Bild 1). Aus dem ehemals weltgrößten überdachten Baudock I lief im Jahre 1985 das erste Kreuzfahrtschiff der Werft vom Stapel.

Im Jahr 2000 wurde das noch größere, ebenfalls überdachte Baudock II fertiggestellt. Die rd. 78 m hohe Hallenkonstruktion misst 384 Meter in der Länge und 125 Meter in der Breite (freitragend). Das in der Halle liegende Trockendock ist 362 m lang und rd. 45 m breit. Seine Tiefe ab der Geländeoberfläche beträgt etwa 11 m.

Aufgrund einer gestiegenen Nachfrage nach Kreuzfahrtschiffen wird das Baudock II derzeit um rd. 120 m verlängert. Mit einer Länge von über 500 m wird es somit dann das längste überdachte Baudock der Welt.



Bild 1: Luftansicht mit den überdachten Baudocks I (links) und II (rechts)

Die Gründung des bestehenden Baudocks II erfolgte auf Ortbetonrammpfählen System FRANKI (Bild 2). Um die Dockbaugrube trocken ausheben und im Schutze der



Bild 2: Rammarbeiten in der ausgehobenen Baugrube im Jahr 2000



Bild 3: Innenansicht des fertigen Baudocks II

Spundwände die zur Gründung und Verankerung der Docksohle erforderlichen Pfähle von der Baugrubensohle aus rammen zu können, wurden seinerzeit Spundwände eingerammt und das hoch anstehende Grundwasser mit Schwerkraftbrunnen großflächig abgesenkt.

Eine derartige Vorgehensweise zur Trockenhaltung der Baugrube konnte jedoch für die aktuelle Verlängerung des Docks nicht mehr genehmigt werden. Vor diesem Hintergrund wurden Vorüberlegungen für alternative Baugrubenkonzepte durchgeführt, die im Folgenden zusammengefasst werden. Anschließend werden Details der Pfahlgründung vorgestellt.

2. Baugrubenkonzept

Bei der Planung der ca. 13 m tiefen Baugrube für die Baudockerweiterung war insbesondere der hohe Grundwasserstand zu beachten, der bei Hochwasser der Ems bis nahe der Geländeoberfläche ansteigen kann.

Eine weitere Herausforderung stellte die anstehenden Baugrundsichtung dar. Diese ist durch oberflächennah locker gelagerte fluviatile Sande und Torfe und durch teilweise bis zu 2 weitere Weichschichtenhorizonte gekennzeichnet. Unter den bis rd. 10 m Tiefe reichenden setzungsempfindlichen Schichten folgen stark wasserführende pleistozäne Sande in teils sehr dichten Lagerungen. Für eine "horizontale" Dichtung der Baugrubensohle gegen aufströmendes Grundwasser konnten somit in den entsprechenden Tiefen keine natürlichen dichtenden Bodenschichten vorhanden.

2.1. Vertikale Baugrubenumschließung

Da der bestehende Teil des Baudocks eine Einfassung mit Stahlspundwänden aufweist, wurde aus technischer Sicht ebenfalls ein Spundwandverbau bevorzugt. Wie im Jahr 2000 sollten die Spundwände eingerammt werden. Da sich aber aufgrund der in der Planungsphase stark angestiegenen Preise für Stahl die Kostendifferenz zwischen einer üblicherweise teureren Ortbetonschlitzwand und der Stahlspundwand stark verringert hatte, und weil die Verfügbarkeit von Spundwandstahl in ausreichenden Massen nicht von vornherein sicher war, wurde auch eine Bauvariante mit Schlitzwänden betrachtet. Bei einer Schlitzwand wurde als Vorteil die schnelle und sichere Verfügbarkeit der Baustoffe Bewehrungsstahl und Beton bewertet. Für Stahlspundwände hingegen war nach allgemeinen Anfragen mit sehr langen Lieferzeiten von etwa 24 Wochen zu rechnen. Die

sich jeweils auch in Abhängigkeit von der Art der horizontalen Dichtsohle ergebenden Verbauvarianten sind in Bild 4 + 5 dargestellt.

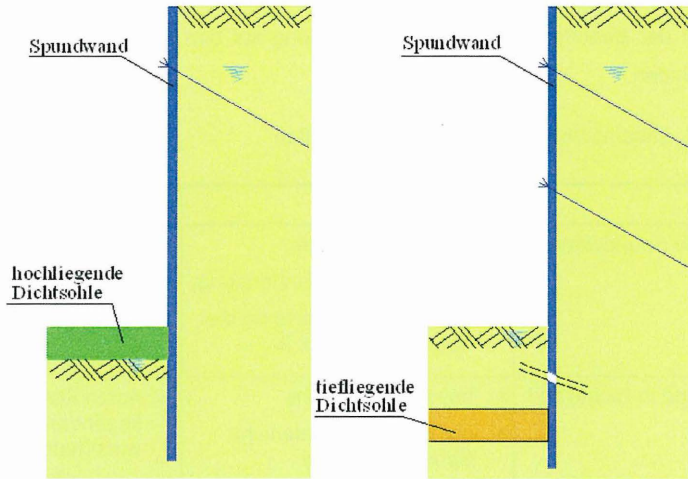


Bild 4: Verbauvarianten mit gerammter Spundwand

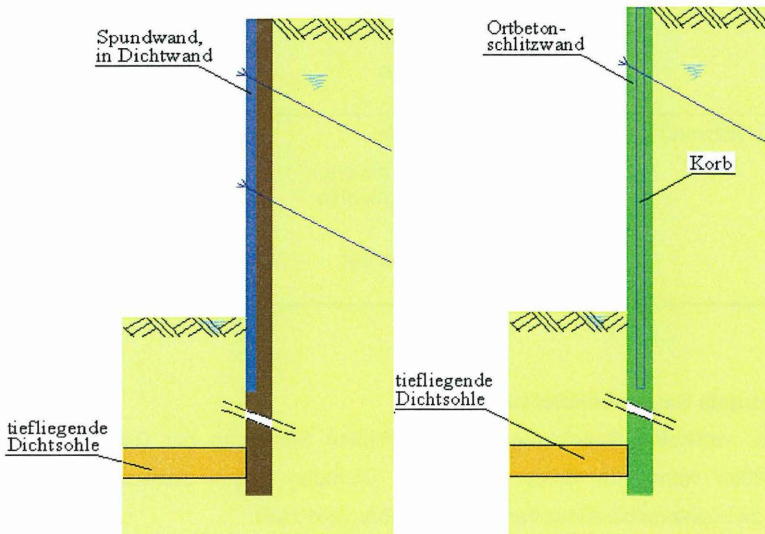


Bild 5: Varianten der tief liegende Dichtsohlen (mit Spundwand in Dichtwand und mit Ortbetonschlitzwand)

Die wesentlichen Vor- und Nachteile der betrachteten Bauweisen sind der Übersicht halber in Tabelle 1 kurz zusammengefasst. Im Zuge des Vergabeverfahrens ergab es sich, dass ein Bieter kurzfristig Spundwände in ausreichenden Mengen zur Verfügung hatte. Mit der Beauftragung fiel die Entscheidung auf den favorisierten Wandverbau mit Spundwänden.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Verbauvarianten

System	Vorteile	Nachteile
Gerammte Spundwand	▪ bewährtes System, ▪ kostengünstige Einbringung, ▪ einfacher Anschluss an die Spundwand Dock II	▪ nur in Kombination mit hoch liegender Dichtsohle wirtschaftlich ▪ Verfügbarkeit und Preisentwicklung
Spundwand in Dichtwand	▪ bewährtes System, ▪ nur statisch erforderliche Spundwandlänge ▪ Aushub im Trockenen ▪ Baugrubenumschließung in Spundwandtechnik ▪ Reduzierung der Leerschlaglängen Pfahlherstellung	▪ nur in Kombination mit tief liegender Dichtsohle wirtschaftlich ▪ zusätzliche Ankerlage unterhalb des Grundwasserspiegels
Ortbetonschlitzwand	▪ bewährtes System, ▪ sowohl mit hoch als auch tief liegender Dichtsohle möglich ▪ kurze Lieferzeiten der Baustoffe	▪ im Vergleich zu Spundwänden im Hafen-/Wasserbau meist nicht wirtschaftlich

2.2. Horizontale Baugrubendichtung

Neben der vertikalen Abdichtung und dauerhaften Sicherung der Dockbaugrube mit Spundwänden waren für deren horizontale Dichtung gegen aufsteigendes Wasser vorrangig zwei unterschiedliche Varianten denkbar, und zwar:

- 1 eine tief liegende "injizierte" Dichtsohle und
- 2 eine Unterwasserbetonsohle

Vor dem Hintergrund des gewählten Spundwandverbaus und einer erforderlichen verformungsarmen Gründung der Baudocksohle auf Pfählen werden die beiden Varianten nachfolgend erläutert.

2.2.1. Dichtsohle

Bei einer durch Hochdruckinjektion (HDI) hergestellten oder aus Weichgel bestehenden Dichtsohle ist der anstehende Boden hydraulisch gebunden bzw. die Poren mit Gel gefüllt: Durch die so erreichte relative Undurchlässigkeit der Schicht kann die Baugrube in Kombination mit einer Restwasserhaltung im „Trockenen“ ausgehoben werden.

Dichtsohlen können in unterschiedlichen Höhenlagen angeordnet werden. Bei einer üblichen Ausführung liegt die Unterkante einer tief liegenden Dichtsohle in einer auftriebssicheren Tiefe (Bild 5), d. h. dass das Bodeneigengewicht zwischen Aushubsohle und Unterkante der Dichtsohle zur Auftriebssicherung aktiviert wird. Im Falle der Dockbaugrube hätte dies wegen des hoch anstehenden Grundwassers und der großen Aushubtiefe zu erforderlichen Tiefen der Dichtsohle von ca. 27 m unter OK Gelände geführt. Bei der geplanten Ausführung mit geramten Spundwänden hätten auch diese entsprechend tief einbinden müssen, was rammtechnisch nur mit großem Aufwand und somit mit erheblichen Kosten verbunden gewesen wäre.

Alternativ hätte die Baugrubenwand auch als in eine Dichtwand eingestellte Spundwand oder als Ortbetonschlitzwand ausgeführt werden können (Bild 5). Da bei diesen Varianten aber eine horizontale Stützung der Spundwand auf Docksohlenniveaugefehlt hätte, hätten die H-Lasten aus Erd- und Wasserdruck durch zusätzliche Anker aufgenommen werden müssen. Aufgrund der relativ geringeren Steifigkeit der zur Verfügung stehenden Spundwände wäre hier eine zusätzliche Ankerlage erforderlich gewesen. Da diese Anker weit unterhalb des Grundwasserstandes hätten angeordnet werden müssen, hätte dies eine entsprechend aufwändige Ausführung mit sich gebracht.

Um die geforderte Wasserundurchlässigkeit der Dichtsohle zu erreichen bzw. um die mit zunehmender Tiefe zu erwartenden Herstelltoleranzen auszugleichen, hätten zudem die Einstich- /Injektionspunkte für die Sohlherstellung in einem entsprechend engen Raster ausgeführt werden müssen. Generell muss die Umweltverträglichkeit einer Dichtsohle sichergestellt und mit der zuständigen Wasserbehörde abgestimmt werden. Dies ist

insbesondere bei Weichgelsohlen relevant. Der Baustoff Weichgel mit Natriumaluminat gilt im Sinne des Bewertungsschemas des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) zwar als zulassungsfähig, aber dennoch war die Genehmigungslage für die Baudockgrube als Unsicherheitsfaktor einzustufen. Die Ausführungsvariante mit einer tief liegenden Dichtsohle wurde vor dem Hintergrund der Kosten und der Ausführungsrisiken verworfen.

Bei Herstellung mittels HDI kann auch eine hoch liegende Dichtsohle zur Ausführung kommen. Zur Aufnahme der nicht durch Eigengewicht abgedeckten Wasserauftriebskräfte wäre dann aber eine zusätzliche Verankerung gegen Auftrieb erforderlich. Wie auch bei der hier betrachteten Dockbaugrube, bietet sich diese Variante besonders dort an, wo auch das spätere Bauwerk selbst nicht auftriebsicher ist und die Pfähle auch für den Endzustand genutzt werden können. Die vertikale Verankerung von HDI-Dichtsohlen wird im Allgemeinen mit Kleinverpresspfählen ausgeführt, da sich bei diesem Pfahltyp die günstigsten Anschlussmöglichkeiten an die Bewehrung in Form eines GEWI-Traggliebes bieten. Da mit den Baudockpfählen aber neben den Auftriebskräften auch große Druckkräfte (im Endzustand) abzutragen sind, wäre gegenüber einer Ausführung mit höher tragfähigen Ortbetonrammpfählen eine unwirtschaftlich große GEWI-Pfahlanzahl erforderlich geworden. Neben dem größeren Ausführungsrisiko führte dies dazu, dass auch die Variante mit hoch liegender HDI-Dichtsohle und GEWI-Pfählen nicht weiter verfolgt wurde.

2.2.2. Unterwasserbetonsohle

Bei der Ausführung von Unterwasserbetonsohlen ist in vielen Baugruben schon das Betoneigengewicht zur Auftriebssicherung ausreichend. Wenn das Sohlgewicht wie bei der Baudockgrube jedoch nicht ausreicht, muss eine vertikale Verankerung zur Auftriebssicherung eingebaut werden (Bild 6). Unterwasserbetonsohlen bieten den Vorteil einer unteren Abstützung der Baugrubenwände im maximalen Belastungsfall, so dass durch diese Kombination Kosteneinsparungen möglich sind. In den 1990er Jahren wurden in Berlin eine Vielzahl von tiefen Baugruben mit verankerter Unterwasserbetonsohle ausgeführt. Diese Sohlen wurden meist mit Kleinverpress(GEWI)- oder RI-Pfählen rückverankert. Die Ausführung dieser Pfahltypen kann zeitlich nach dem Unterwasseraushub der Baugrube von einem Ponton aus erfolgen (Bild 7).

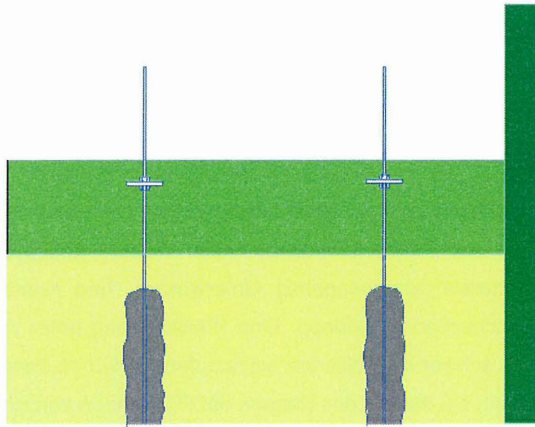


Bild 6: Baugrube mit verankerter Unterwasserbetonsohle

So kann sichergestellt werden, dass die Aushubarbeiten nicht durch die vorhandenen Pfähle erschwert bzw. die Pfähle beim Aushub nicht beschädigt werden.



Bild 7: GEWI-Pfahlherstellung vom Ponton

Aufgrund der begrenzten Tragfähigkeit von GEWI-Pfählen bis ca. 1000 kN wäre, wie schon in Abschnitt 2.2.1 erwähnt, eine sehr unwirtschaftliche Reduzierung des Rasters erforderlich gewesen. Nach entsprechenden Kostenvergleichen wurde daher eine Gründung mit höher tragfähigen Ortbetonrammpfählen angestrebt.

Die Herstellung von Ortbetonrammpfählen erfolgt normalerweise zeitlich vor dem Erdaushub mit entsprechend lang verfüllten Leerschlägen. Die Leerschlaglängen müssten vorliegend dann aber nach dem Erdaushub unter Wasser gekappt werden, um die Bewehrung an den darauf einzubringende Unterwasser- und Konstruktionsbeton der Docksohle sauber anschließen zu können. Eine Pfahlkappung unter Wasser ist aber als denkbar schwierig und schwer kontrollierbar einzustufen. Es wurde daher eine modifizierte Pfahlherstellung geplant, bei der auf das Kappen der Pfählenden verzichtet werden könnte (s. Abschnitt 3).

Bei Unterwasserbetonsohlen besteht allgemein die Gefahr, dass durch ein ggf. nicht kontinuierliches Einbringen des Betons Undichtigkeiten entstehen. Ein erschwertes gleichmäßiges Einbringen des Betons war vorliegend zudem wegen der in einem relativ engen Raster stehenden Rückverankerungen / Bauwerkspfähle zu erwarten.

Die wesentlichen Vor- und Nachteile der betrachteten Dichtsohlenvarianten sind in Tabelle 2 zusammenfassend aufgeführt. Bzgl. der horizontalen Abdichtung der Baugrube fiel die Entscheidung nach Abwägung der Kosten und Risiken auf eine Unterwasserbetonsohle, die mit Ortbetonrammpfählen verankert bzw. gegründet wird. Auf die Rammpfahlgründung wird in nachfolgendem Abschnitt 3 vertiefend eingegangen.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Dichtsohlenvarianten

System	Vorteile	Nachteile
tief liegende Dichtsohle (HDI oder Weichgel)	▪ bewährtes System, ▪ Aushub im Trockenem ▪ Reduzierung der Pfahlleerschlaglängen ▪ einfacher Anschluss der Pfähle an die Docksohle	▪ geringe erf. Rasterabstände infolge großer Bohrtiefen ▪ Baugrubenumschließung in Dichtwandtechnik erforderlich ▪ zusätzliche Ankerlage unterhalb des Grundwasserspiegels
hoch liegende Dichtsohle (HDI)	▪ geringere Bohrtiefen ▪ Aushub im Trockenem ▪ Baugrubenumschließung in Spundwandtechnik ▪ Reduzierung der Pfahlleerschlaglängen ▪ einfacher Anschluss der Pfähle an die Docksohle	▪ rel. hohes Ausführungsrisiko ▪ Auftriebspfähle erforderlich (Gewi- oder RI-Pfähle) ▪ geringe GEWI-/RI-Pfahlabstände infolge hoher Druckkräfte
verankerte Unterwasserbetonsohle	▪ bewährtes System, ▪ nur eine Ankerlage oberhalb des Grundwasserspiegels ▪ Abstützung der Baugrubenwand durch Sohle ▪ einfacher Anschluss der Pfähle an die Sohle ▪ Pfahlherstellung nach Aushub (GEWI- + RI-Pfähle)	▪ Ausführungsrisiko größer ▪ Reparaturen bei Undichtigkeiten schwierig ▪ Pfahlabstände werden von der UWB-Sohle vorgegeben ▪ Aushub unter Wasser, ▪ Unterschied Widerstands-Setzungs-Verhalten zum Dock 2 (GEWI- und RI-Pfähle) ▪ große Leerschlaglängen ▪ Anschluss an die Sohlen (Ortbetonpfähle)

3. Pfahlgründung

3.1. Vorplanung des Gründungskonzeptes

Das bestehende Baudock II (1.BA) ist vollständig auf FRANKI-Rammpfählen mit ausgerammtem Fuß im Raster von etwa 3 m x 3 m gegründet. Um ein möglichst gleichmäßiges Widerstands-Setzungs-Verhalten zwischen den beiden Bauabschnitten zu gewährleisten, sollte auch die Verlängerung der Baudocksohle auf Ort betonrammpfählen, jedoch nicht zwingend mit ausgerammtem Fuß, gegründet werden. Alternative Gründungssysteme, wie sie für verankerte Unterwasserbetonsohlen eingesetzt werden (Ri-Pfähle, GEWI-Pfähle), schieden aus den in Abschnitt 2.2.2 erläuterten Gründen aus.

Für die Erarbeitung des Gründungskonzeptes wurde von folgenden Höhenverhältnissen bzw. Tiefenlagen und Dicken der Baudock-Unterwasserbetonsohle ausgegangen:

OK Gelände	NN +2,0 m
OK Baudocksohle	NN -8,9 m
UK Baudocksohle	NN -11,7 m

bestehend aus (von oben nach unten):

bewehrter Konstruktionsbeton		d = 1,20 m
unbewehrte Ausgleichsbetonschicht	i.M.	d = 0,10 m
<u>unbewehrter Unterwasserbeton</u>	<u>i.M.</u>	<u>d = 1,50 m</u>
Gesamtdicke Beton		d = 2,80 m

Die Pfähle der Baudocksohle sind in den unterschiedlichen Gebrauchszuständen extremen Lastwechseln ausgesetzt. Bei gelenktem Baudock verursacht der Wasserauftrieb charakteristische Pfahlzugkräfte von rd. $N_{z1,k} = 510 \text{ kN}$. Die größte Belastung der Pfähle auf Druck ergibt sich aus dem Eigengewicht eines über Pallungen auf der Sohle abgesetzten Kreuzfahrtschiffs in einer Größenordnung von etwa $N_{D1,k} = 1.600 \text{ kN}$. Dabei wurde bereits berücksichtigt, dass die Lasten auf der Baudocksohle zu einem kleineren Teil auch über die flächige Bettungsreaktion des Bodens und zu einem größeren Teil über die Pfähle abgetragen werden („kombinierte Pfahl-Platten-Gründung“). Ein für die Pfahlgründung nahezu neutraler Lastzustand stellt sich ein, wenn das Dock geflutet wird.

Über das Last-Verformungsverhaltens von geramnten Ortbetonpfählen unter zyklischen Beanspruchungen in der vorgenannten Größenordnung liegen mit Ausnahme der positiven Erfahrungen in Baudock I und II keine belastbaren Erfahrungswerte vor. Nachfolgend wird daher ein Bemessungsvorschlag für die Ausschreibungsvariante mit Ortbetonrammpfählen (ohne Fuß) vorgestellt.

Anhaltswerte für die Tragfähigkeit zyklisch belasteter Pfähle bietet zunächst die DIN 1054:2005-01, Anhang D, Tabelle D.2. Die Werte gelten vornehmlich für Mikropfähle über Grundwasser. Die Vorgaben der Tabelle liegen für vollverdrängende Systeme auf der sicheren Seite, so dass eine Übertragbarkeit auch auf geramnte Vollverdrängungspfähle zulässig ist.

In der Bemessung soll zunächst die charakteristischen Lastspanne, das heißt der gesamte Kraftbereich von der maximalen Zugkraft bis zur maximalen Druckkraft für die Ermittlung des erforderlichen charakteristischen Zugwiderstandes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) zugrunde gelegt werden.

Der charakteristische Zugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) soll zudem bei einer hier anzunehmenden Anzahl von Lastwechseln $N < 100$ um den Faktor $1 / 0,8$, also noch um 25% größer sein als die charakteristische Lastspanne.

Die Werte in DIN 1054:2005-01, Anhang D, Tabelle D.2 wurden für N 1, 100, 1000, 10.000, 100.000 und > 1 Mio. Lastwechsel angegeben. Sie beruhen auf Versuchen, bei denen die Lastwechsel mit relativ hohen Frequenzen, also tendenziell eher wie eine dynamische Beanspruchung aufgebracht wurden. Die Lastwechsel im Baudock hingegen ergeben sich dazu verhältnismäßig langsam, so dass nicht in dem Maße mit vergleichbaren dynamischen Lockerungseffekten des den Pfahl umgebenden Korngefüges und/oder z. B. mit Umlagerungserscheinungen infolge von schlagartig auftretenden Porenwasserüberdrücken gerechnet werden muss.

Aufgrund der unterschiedlichen Herstellweisen ergibt sich zwischen Mikropfählen und Rammpfählen auch ein unterschiedliches Lastabtragungsverhalten. Der Anteil der Pfahldruckkraft, der bei Rammpfählen über den verdichteten Boden am Fuß abgetragen wird, dürfte deutlich größer sein als bei gebohrten und mantelverpressten Mikropfählen.

Vor diesem Hintergrund war es aus geotechnischer Sicht vertretbar, den charakteristischen Zugwiderstand $R_{2Z,K}$ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) bezogen auf die charakteristische Lastspanne zu reduzieren. Voraussetzung für die vorgenommene Reduzierung der Lastspanne war, dass die Ort betonrammpfähle mindestens bis in eine Tiefe von NN –28 m geführt werden. Nach den vorliegenden Drucksondierungen steigt der Spitzenwiderstand in diesem Tiefenbereich (i.M. NN – 27,8 m) von etwa $q_c \leq 17,5 \text{ MN/m}^2$ sprunghaft auf Werte von i.M. $q_c \geq 25 \text{ MN/m}^2$ an, so dass dann ein sehr verformungsarmer Kraftabtrag über den Pfahlfuß gewährleistet wäre.

Der auf o. g. Grundlagen ermittelte charakteristische Zugwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{1Z,K}$ (GZ 1B, "Bruchzustand") ist erfahrungsgemäß doppelt so groß wie der charakteristische Zugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $R_{2Z,K}$ (GZ 2). Daraus ergibt sich

$$R_{1Z,K} \geq 2 \times R_{2Z,K}$$

Das Konzept sah vor, den so ermittelten Wert $R_{1Z,K}$, also die Zugkraft im Bruchzustand, über statische Probelastungen nachzuweisen.

Wie schon erwähnt, liegen über das Last-Verformungsverhaltens von Rammpfählen unter zyklischen Beanspruchungen u.W. keine vergleichbaren Erfahrungswerte vor. Etwaige Lockerungsvorgänge am Pfahlmantel sind, wie schon oben erläutert, wegen der geringen Geschwindigkeit mit denen die Lasten im Baudock wirksam werden und auch in Anbetracht der Gruppenwirkung der Pfähle sowie Erfahrungen mit Schleusenbauwerken eher nicht zu erwarten. Da aber über Jahrzehnte fortschreitende Hebungen nicht vollends ausgeschlossen werden können, wurde sicherheitshalber empfohlen, die Setzungs- und Hebungsvorgänge sowohl der bestehenden als auch der geplanten Baudocksohle in zeitlicher Abhängigkeit zu den sich aus dem Schiffbaubetrieb ergebenden Lastwechseln weiterhin zu beobachten. Bei einem sich abzeichnenden ungünstigen Verformungsverhalten von Pfählen/Pfahlgruppen könnten dann rechtzeitig geeignete Ertüchtigungsmaßnahmen ergriffen werden. Sofern über mehrere Jahre hinweg keine fortschreitenden Hebungen festgestellt werden, kann das Messprogramm ggf. auch wieder eingestellt werden.

3.2. Sondervorschlag FRANKI Grundbau

Die Entscheidung bezüglich der Pfahlart fiel auf einen Sondervorschlag mit Ortbetonrammpfählen mit ausgerammtem Fuß nach dem System FRANKI. Beim diesem Pfahlsystem wird aufgrund der Geometrie des Pfahlfußes bzw. wegen der hohen Energie, mit der der Pfahlfuß ausgerammt wird, im Vergleich zum ausgeschriebenen Rammpfahl ohne ausgerammtten Fuß, ein höherer Anteil der Druckkräfte im Fußbereich abgetragen. Der FRANKI-Rammpfahl trägt zudem auch die Zugkräfte zu einem vergleichsweise größeren Teil über den ausgerammtten Fuß ab, da er aufgrund seiner Form gleichsam einem Spreizdübel wirkt. Vor dem Hintergrund der erforderlichen Minimierung von Setzungsdifferenzen zwischen der Bestandssohle und der neuen Sohle ergab sich der wirtschaftliche Vorteil dieses Pfahltyps somit gegenüber Rammpfählen ohne Fuß aufgrund der möglichen kürzeren Pfahllängen.

3.3. Pfahlprobelbelastungen

Um neben den positiven Ergebnissen der Beobachtung der Baudocks I und II weitere Sicherheit über das Widerstands-Setzungs-Verhalten der Pfähle bei wechselnden Belastungen zu erhalten, wurden im Vorwege zwei statische Probelbelastungen ausgeführt. Die Ausführung erfolgte mit der Länge der späteren Bauwerkspfähle von der Geländeoberkante aus. Da der Baugrund für die Probelpfähle somit etwas ungünstiger war als im Tiefenbereich der späteren Ausführung, konnte auf aufwendige Maßnahmen zur Ausschaltung der Mantelreibung am Pfahlschaft verzichtet werden.

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten gem. DIN 1054:2005-01 ergaben sich folgende nachzuweisende Pfahlkräfte:

$$\begin{array}{lll} \max. R_{1Z,K} \geq 1,3 \cdot 1,05 \cdot 1,5 \cdot 510 & = & 1045 \text{ kN (Endzustand)} \\ \max. R_{1Z,K} \geq 1,3 \cdot 1,05 \cdot 1,5 \cdot 760 & = & 1557 \text{ kN (Bauzustand)} \\ \max. R_{1D,K} \geq 1,2 \cdot 1,05 \cdot 1,5 \cdot 1600 & = & 3016 \text{ kN} \end{array}$$

Da die generelle Tragfähigkeit der FRANKI-Rammpfähle für o. g. Kräfte ohne Wechselbeanspruchung ausreichend belegt sind (FRANKI-Fußkurven), sollte im Rahmen der statischen Probelbelastungen das Verhalten der Pfähle unter den wechselnden Bauwerkslasten überprüft werden. Hierzu wurden insgesamt 10 Lastwechsel, anfänglich

zwischen den Bauwerkslasten, im weiteren Verlauf bis zur maximal möglichen Zugkraft von 1.200 kN bzw. Druckkraft von 2.450 kN simuliert. Auch bei diesen gegenüber den Gebrauchskräften erhöhten Belastungen wurden bei steigender Anzahl der Lastwechsel tendenziell abnehmende Setzungs- bzw. Hebungs differenzen festgestellt.

Die maximalen Verformungen stellten sich schließlich mit Werten von etwa $h = 3 \text{ mm}$ (Hebung) und $s = 4 \text{ mm}$ (Setzung) äußerst gering dar, so dass das Gründungskonzept mit FRANKI-Rammpfählen vor dem Hintergrund der Verformungsanforderungen bestätigt werden konnte. Aufgrund des Belastungsaufbaus war eine höhere Belastung der Pfähle leider nicht möglich. Das Widerstands-Hebungs/Setzungs-Diagramm ist nachfolgendem Bild 7 zu entnehmen.

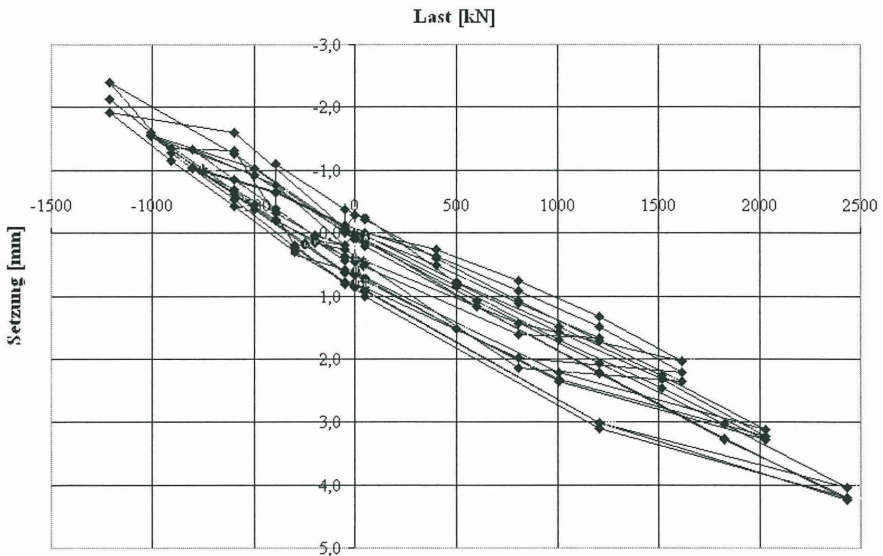


Bild 7: Widerstands-Hebungs/Setzungs-Diagramm der Probebelastung

3.4.Ausführung

Vor dem Hintergrund dass die Baugrube mit einer Unterwasserbetonsohle horizontal abgedichtet und die Gründung mit Ortbetonrammpfählen ausgeführt werden sollte, waren für die Ausführungsplanung im Wesentlichen folgende Randbedingungen/Anforderungen relevant:

- Pfahlrammung nur von einer trockenen Arbeitsebene rd. 3 m unter OK Gelände aus möglich
- Vermeidung von Betonpfahlschäften im Leerschlagbereich, weil störend für den Unterwasseraushub
- Anschluss der Pfähle sowohl an die Unterwasserbeton- als auch die Konstruktionssohle

Wegen der großen Eigengewichte der Rammgeräte und der dynamischen Belastungen beim Einbringen und Ziehen der Vortreibrohre, konnte die Pfahlherstellung nur vom Land aus, und nicht z.B. von einem schwimmenden Ponton, erfolgen. Die Rammebene wurde somit im Schutze der fertigen Spundwandumschließung und einer Restwasserhaltung auf einer Voraushubebene rd. 3 m unter OK Gelände hergerichtet.

Rammpfähle werden allgemeinüblich mit Stabstahl bewehrt und, um den Betonquerschnitt im Schaftbereich zu gewährleisten, bis zur Rammebene betoniert. Anschließend wird der Schaft bis zur Fundamentunterkante gekappt und die Bewehrung freigelegt. Aufgrund des geplanten Unterwasseraushubes musste diese Vorgehensweise modifiziert werden. Zunächst musste der Leerschlag von der Arbeitsebene bis zur Pfahloberkante anstelle mit Beton mit Kies verfüllt werden. Zudem war zumindest der obere Teil des Pfahlschaftes durch ein voll tragfähiges Tragglied auszubilden, um die Oberkante des Ortbetonschaftes unterhalb der Unterwasserbetonsohle enden lassen zu können. Dieses Tragglied war zudem robust auszuführen, um Beschädigungen beim Unterwasseraushub auszuschließen. Als in den Rammpfahlquerschnitt einzustellende Tragglieder kamen zwei Varianten in Frage, und zwar:

- 1 HEM-Profilstahlträger und
- 2 Fertigteil aus Beton.

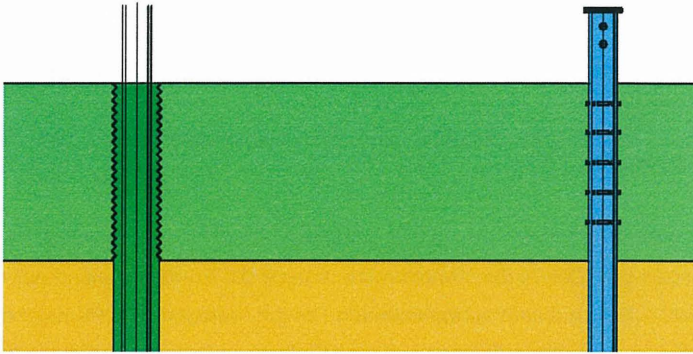


Bild 8: Traglieder (Beton, Stahl)

Bei der Variante mit Profilstahlträgern handelt es sich um ein schon auf anderen Baustellen in Kombination mit FRANKI-Rammpfählen eingesetztes bewährtes System. Die Anschlüsse an die Unterbeton- und Konstruktionsbetonsohle können zudem relativ einfach vorgefertigt und im Bedarfsfall auch unter Wasser noch ergänzt werden. Als nachteilig war der hohe Stahlpreis zu bewerten.

Bei der Variante mit einem Betonfertigteile ist in erster Linie das hohe Gewicht des Fertigteils und die damit verbundenen gerätetechnischen Probleme nachteilig. Die Ausführung erfolgte daher mit einem Fertigteil aus Profilstahl (Bild 9).

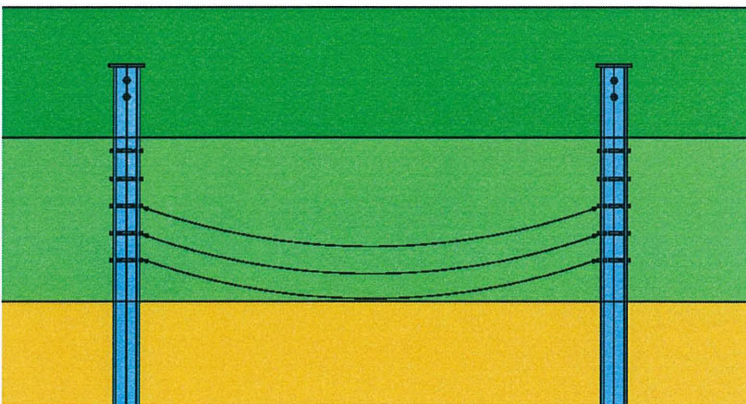


Bild 9: Anschluss der HEM-Profile an die Sohlen

Aufgrund des engen Terminrahmens, der zu erwartenden schweren Rammung und des Fertigteiltraggliedes wurde folgende modifizierte FRANKI-Rammpfahlherstellung festgelegt:

- Einrammung der Vortreibrohre mit unterer Abdichtung durch eine Fußplatte mit Kopframmung (Hydraulikrammbär Junttan HK 14a)
- Ausrammung der Pfahlfüße durch Freifallbär (Innenrammung)
- Einstellen des Tragglieder (HEM-Profil)
- Betonieren des Pfahlschafts bis maximal zur Unterkante der Unterwasserbetonsohle
- Ziehen der Vortreibrohre

Die Pfahlherstellung erfolgte im Zusammenspiel zwischen einer hoch leistungsfähigen KC-Ramme für das Einrammen und das Ziehen der Vortreibrohre und zwei FRANKI-Rammen für die Fußherstellung und den Einbau der HEM-Profile (s. Bild 10). Für die Abtragung der Pfahlkräfte von 760 kN (Bauzustand) bzw. 510 kN Zug und 1600 kN Druck wurden insgesamt 645 Pfähle mit einer Länge von ca. 13,5 m zzgl. Leerschlag von ca. 11,0 m ausgeführt (Rammtiefe rd. L = 24,5 m).



Bild 10: FRANKI-Rammen und KC-Ramme auf der Arbeitsebene 3 m unter OK Gelände

Die wesentlichen Vor- und Nachteile sowie Risiken der gewählten Bauweise lassen sich nach Abschluss der Arbeiten wie folgt zusammenfassen:

Vorteile

- gleiches Widerstands-Setzungs-Verhalten der Pfähle wie die ausgeführten Pfähle des Docks II
- durch den Einbau robuster Tragglieder Vermeidung von Schäden beim Unterwasseraushub
- durch das HEM-Profil Anschluss an Unterwasserbeton- und Docksohle möglich
- Einsatz von geramten Spundwänden möglich
- keine Ankerherstellung gegen drückendes Wasser
- hohe Tagesleistung aufgrund der gewählten Gerätekombination

Nachteile

- schwere Rammung überwiegend durch mitteldicht bis dicht gelagerte Sande (ca. 26 m Rammtiefe)
- erhöhter Aufwand zur Sicherstellung der Lagesicherheit der Tragglieder beim Einbringen, Betonieren und Rohrziehen
- Erhöhter Aufwand zur Sicherstellung der Lagegenauigkeit der planmäßigen Oberkante des Betons des Pfahlschaftes
- erschwerter Unterwasseraushub zwischen den herausstehenden Traggliedern

Im Rahmen der Ausführungsplanung war durch ein umfangreiches Qualitätssicherungsprogramm sicherzustellen, dass die Nachbearbeitung der Pfähle bzw. HEM-Profile durch Taucher auf ein Minimum beschränkt werden konnte.

4. Schlussbemerkungen

Rückblickend haben sich das geplante Ausführungskonzept und die durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen bewährt. So wurde/wurden:

- die geplante Ausführungszeit für die Pfahlherstellung um eine Woche auf 11 Wochen reduziert ,

- an nur 20 Pfählen die Einbautoleranzen der HEM-Profile überschritten, so dass zusätzliche Knaggen für einen einwandfreien Anschluss an den unbewehrten Unterwasserbeton eingebaut werden mussten,
- an lediglich 5 Pfählen ein Abstemmen des Beton erforderlich, da die Betonoberkante innerhalb der Unterwasserbetonsohle lag,
- ein Pfahl mit GEWI-Pfählen ertüchtigt, da nicht zweifelsfrei nachgewiesen werden konnte, dass der Korrosionsschutz für das HEM-Profil durch den Pfahlbeton sicher gestellt war.

Die Dockbaugrube konnte nach Aushärten des Unterwasserbetons mit einer geringen Restwasserhaltung trocken ausgehoben und die Stahlträger für den darauf einzubringenden Konstruktionsbeton inkl. Bewehrung vorbereitet werden (Bild 11). Die Baumaßnahme befindet sich insgesamt im Terminplan, so dass die Werftleitung davon ausgeht, die Dockerweiterung zeitnah in den Schiffbaubetrieb mit einzubeziehen.



Bild 11: Blick auf die Unterwasserbetonsohle und die HEM-Profiltragglieder

Autoren

Garbers, Thomas, Dipl.-Ing.

ISG

Ingenieurservice Grundbau GmbH

Hittfelder Kirchenweg 24-28

D-21220 Seevetal

Tel: 0049 (0)4105 580 5711

Fax: 0049 (0)4105 580 5729

Email: TGarbers@isg-seevetal.de

Carius, Ralf, Dipl.-Ing.

Enders und Dührkop

Ingenieurgesellschaft mbH

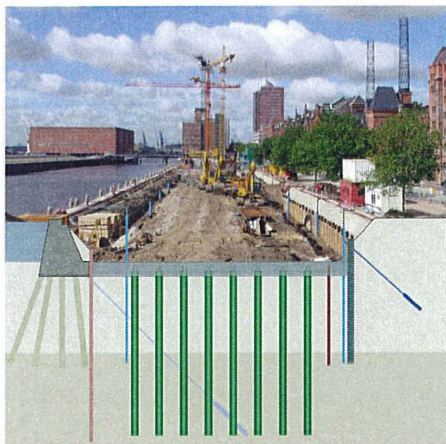
Hasenhöhe 126

D-22587 Hamburg

Tel.: 0049 (040) 870868 32

Fax: 0049 (040) 873010

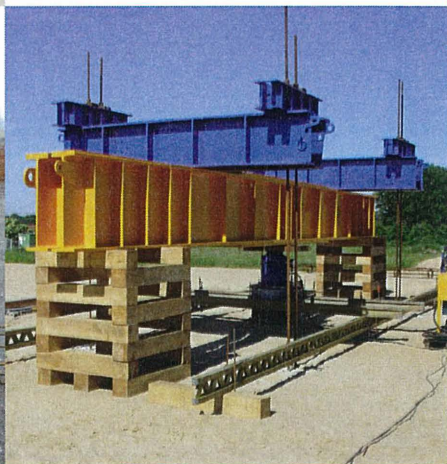
Email: Carius@enders-duehrkop.de



Ingenieurservice
Grundbau GmbH

Hittfelder Kirchweg 24
21220 Seevetal
Tel.: +49 (0) 4105-58057-0
Fax: +49 (0) 4105-58057-29
info@isg-seevetal.de
www.isg-seevetal.de

Die Planer für eine sichere Gründung



**Beratung
Planung
Konstruktion
Projektsteuerung
Qualitätskontrolle**

Die Gründung der Elbphilharmonie Hamburg

Jörg Franke, Jürgen Woldt, IGB Ingenieurgesellschaft, Hamburg

1. Das Bauvorhaben Elbphilharmonie Hamburg

1.1. Der Kaiserspeicher von 1875

Noch vor dem Beginn des Baus der Hamburger Speicherstadt 1885 entstand 1875 an der westlichen Spitze des Gebietes der heutigen HafenCity der Kaiserspeicher. Er war auf Holzpfählen mit gemauerten, durch Gewölbe verbundenen Kopffundamenten gegründet. Im 2. Weltkrieg wurde er stark beschädigt und 1962 abgerissen. Die Pfähle und der Großteil der gemauerten Fundamente verblieben im Boden.

1.2. Der Kaispeicher A von 1965

An der Stelle des Kaiserpeichers wurde 1965 nach dem Entwurf des Architekten Werner Kallmorgen der neue Kaispeicher A erbaut. Die aus Senkkästen bestehenden, historischen Kaimauern am Kaiserkai und am Dalmannkai waren bereits 1961 und 1962 durch eine Spundwand mit Stahlbetonüberbau und Schrägverankerung mit MV-Pfählen ertüchtigt worden. Ausgenommen von dieser Maßnahme war das Kaimauerstück nördlich des Kaispeichers A, da der neu geplante Speicher bis an den Sandtorhafen reicht.

Der Grundriss des neuen Kaispeichers ist trapezförmig mit Hauptkantenlängen von ca. 108 m x 85 m. Seine Gründung besteht aus Stahlbetonfundamenten, die überwiegend mit Stahlbetonbalken verbunden sind. Die Fundamente ruhen auf 1.111 geramnten Pfählen und auf einer Kastenspundwand, die die nördliche Begrenzung zum Sandtorhafen bildet.

Der überwiegende Teil der Pfahlgründung besteht aus Ortbetonrammpfählen, sogenannten Vibro-Pfählen. Zur Herstellung der Vibro-Pfähle wurde ein Rohr mit einem Durchmesser von 52 cm und verlorener Spitze in den Boden gerammt, ein Bewehrungskorb eingestellt und das Rohr mit Beton gefüllt. Beim Ziehen des Rohres wurde durch auf- und abwärts gerichtete Rammschläge der Beton im Fußbereich komprimiert und eine Fußaufweitung auf 62 cm bis 71 cm erreicht.

Im nördlichen Randbereich des Speichergrundrisses mussten die Pfähle wegen des Hohlraums über der Böschung hinter der Kastenspundwand verrohrt oder halbverrohrt herge-

stellt werden. Eine Ausnahme bilden die Pfähle in der Nordostecke des Speichers. Hier wurden Fertigbeton-Rammpfähle 38/34 cm und ein Stahlprofilpfahl PSP 30 eingebaut.



Bild 1 Der Kaispeicher von 1875

1.3. Die Elbphilharmonie Hamburg

Die Elbphilharmonie soll durch seine spektakuläre Architektur und einen herausragenden Standort zu einem Wahrzeichen Hamburgs werden. Die Lage in der westlichen Spitze der HafenCity ermöglicht einen beeindruckenden Blick über die Innenstadt und den Hafen Hamburgs.

Der Kaispeicher A bildet den Sockel des Neubaus der Elbphilharmonie. Der Kaispeicher hat eine Höhe von ca. 35 m und einen trapezförmigen Grundriss. Der neue Teil des Gebäudes ragt mit deckungsgleichem Grundriss bis zu 65 m über den Speicher hinaus. Innerhalb des Sockels entstehen hauptsächlich ein Parkhaus und die Zugänge zu drei Konzertsälen, einem Luxushotel und Wohnungen oberhalb des Sockels.



Bild 2 Die Elbphilharmonie Hamburg nach der Fertigstellung

Die Stahlbetonkonstruktion im Inneren des Speichers wurde bis zur alten Gründungssohle zurückgebaut. Die bis zu 2,4 m dicke Bodenplatte des Neubaus wurde auf der alten Bodenplatte hergestellt. Die aufgehende neue Konstruktion ist durch drei Stahlbetonkerne gekennzeichnet, die sich über die Gesamthöhe des Bauwerks erstrecken.

Zur Gründung des Neubaus wurden die vorhandenen Ort betonrammpfähle herangezogen. Höher belastete Bereiche wie z. B. die drei Kerne erhielten eine Nachgründung, die ebenfalls aus Pfählen besteht. Als Herstellungsebene dieser Pfähle diente – nach dem Abbruch der alten Konstruktion – die Sohle des Kaispeichers A.

Westlich, südlich und östlich des beschriebenen Bauwerks schließen sich eingeschossige neue Tiefgaragen an. Die westlich und südlich vorgelagerte Tiefgarage wird auf die vorhandene Kaikonstruktion mit Uferspundwand und die dahinter liegenden Senkkästen aufgesetzt. Die östliche Tiefgarage wird auf neuen Pfählen gegründet.

1.4. Baugrundverhältnisse

Der Untergrund im Bereich des Kaispeichers ist gekennzeichnet durch eine künstlich aufgefüllte Schicht unter der Sohlplatte und eine darunter folgende Weichschicht aus Torf und Klei, die etwa bei ± 0 mNN einsetzt. Sie ist ca. 6 m dick und stark kompressibel. Unter der Weichschicht folgt die gründungsfähige Sandschicht, die ab ca. $-24,0$ mNN von Geschiebemergel unterlagert wird. Ab etwa $-32,0$ mNN folgt Glimmerton.

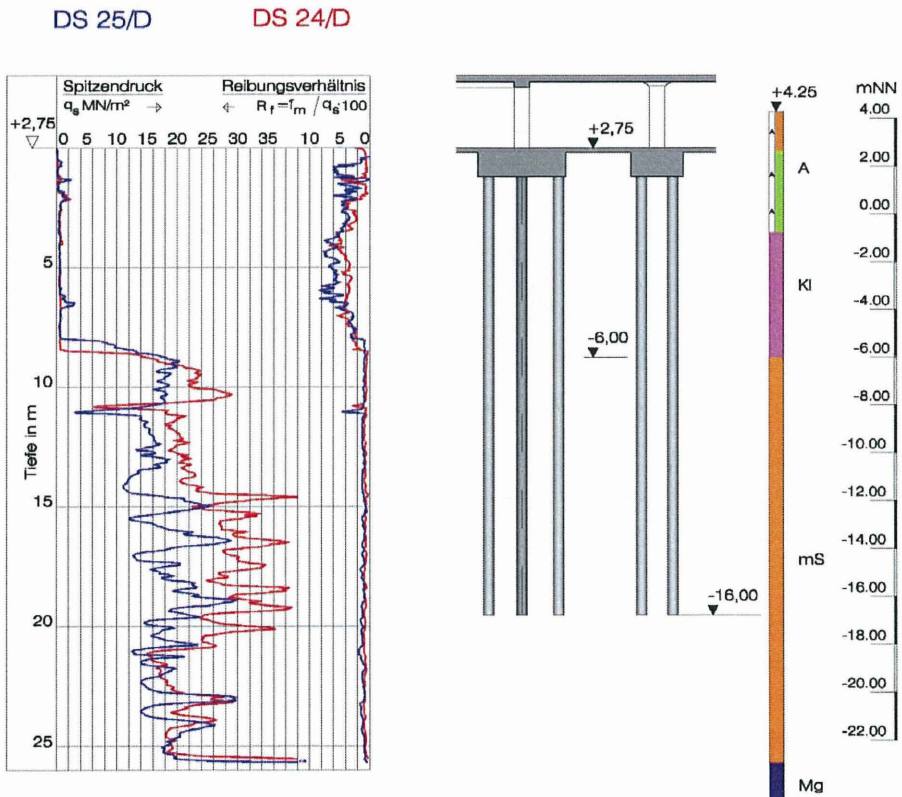


Bild 3 Ergebnisse von Drucksondierungen außerhalb und zwischen den Bestandspfählen

Die Lagerungsdichte des Sandes im natürlichen Zustand liegt oberhalb von ca. – 12 mNN zwischen mittleren Spitzendruckwerten von $q_c = 10 \text{ MN/m}^2$ und $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$ entsprechend mitteldichter Lagerung und unterhalb von – 12 mNN zwischen mittleren Spitzendruckwerten von $q_c = 15 \text{ MN/m}^2$ und $q_c = 20 \text{ MN/m}^2$ entsprechend dichter Lagerung.

Die Diagramme der Drucksondierungen wie die der DS 24/D in Bild 3 mit kurzem Abstand zu den Pfählen in der Sandschicht zeigen bis in den Bereich des Pfahlfußes deutlich höhere Spitzendrucke als Drucksondierungen wie die DS 25/D mit größerem Abstand zu Pfählen, vergleiche Bild 4. Die Verdichtungswirkung der Verdrängungspfähle wird somit durch die Drucksondierungen abgebildet. Im Tiefenbereich unterhalb der Pfahlfüße geht die Zunahme der Spitzendruckwerte wieder zurück und erreicht hier Werte, die der natürlichen, von den Pfählen unbeeinflussten Lagerung entsprechen, siehe auch FRANKE, WOLDT (2004).

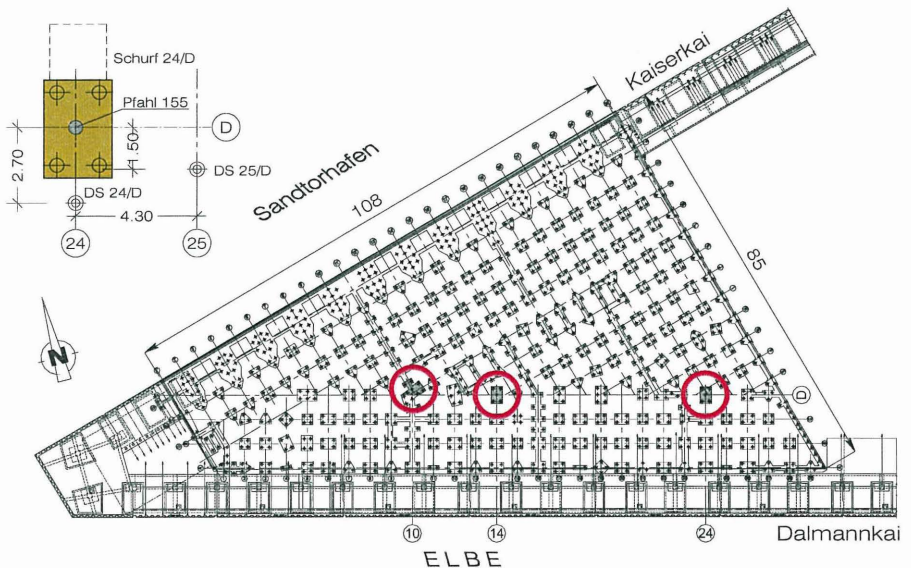


Bild 4 Bestandsgründung des Kaispeichers A mit der Lage der Probepfähle

An den drei in Bild 4 gekennzeichneten Fundamenten wurden vor der Entkernung des Kaispeichers statische Probelastungen durchgeführt. Die Pfahlanordnung unter den Fundamenten ist gekennzeichnet durch einen zentralen Probelastungspfahl unterhalb einer Gebäudestütze und größtenteils punktsymmetrisch angeordneten Randpfählen. Die Probepfähle unterschieden sich in ihrer zulässigen Last, der Fußtiefe und ihrem Fußdurchmesser. Den ausgewählten Pfählen wurden nach dem Pfahlplan von 1964 Gebrauchsbelasten von 160 t und 130 t zugewiesen.

Die Probelastungspfähle wurden direkt unter dem Fundament gekappt, auf einer Länge von ca. 1,5 m abgespitzt und mit Hilfe einer Stahlhülse mit 70 cm Durchmesser soweit neu aufbetoniert, dass zwischen neuem Pfahlkopf und Fundamentunterkante eine lichte Höhe von 75 cm verblieb, siehe Bild 5 und Bild 6. Die durch das Kappen und die nachfolgende Probelastung verursachte Beanspruchung der Randpfähle wurde von der TUHH mit Hilfe von Dehnmessstreifen gemessen, KÖNIG et al. (2006).



Bild 6: Probelastung an den Bestandspfählen

Die Probelastungseinrichtung bestand hauptsächlich aus drei hydraulischen Pressen von jeweils 2.500 kN Maximalkraft zum Erzeugen der Belastung, einer Kalotte zur Zentrierung der Kraft sowie der Messeinrichtung aus zwei vertikal und zwei horizontal messenden Weggebern mit einer Genauigkeit von 1/100 mm. Das Widerlager bildete der noch nicht entkernte Kaispeicher A. Der Probepfahl wurde zunächst bis zur Gebrauchslast entspre-

chend der Hälfte der erwarteten Grenzlast belastet und dann vollständig entlastet. Es folgte die Wiederbelastung über die Gebrauchslast bis zu Grenzlast. Die Laststufen wurde auf die rechnerisch ermittelte zu erwartende Grenzlast abgestimmt. Zur Kontrolle der Setzungsmessungen, deren Festpunkt das Fundament war, wurde die Stütze über dem Fundament kontinuierlich nivelliert. Für die zulässige Hebung der Stütze wurde ein Grenzwert von 5 mm festgelegt. Das Ergebnis der Berechnung der zulässige Lasten nach DIN 1054 und der statischen Pfahlprobelbelastungen ist in Tabelle 1 zusammengestellt:

Tabelle 1 Tragfähigkeit und Setzung der Bestandspfähle als Einzelpfähle

Pfahl	Fundament	Pfahlfuß		Zulässige Pfahllasten		Probelastung 2005	
		Tiefe	Durchmesser	Baujahr 1964	Abschätzung 2004	Grenzlast	Grenzsetzung
379	14/D	- 16,8 mNN	62 cm	160 t	2.100 kN	4.200 kN	12 mm
155	24/D	- 16,8 mNN	71 cm	160 t	2.600 kN	4.900 kN	15 mm
309	10/D	- 14,8 mNN	62 cm	130 t	1.800 kN	3.900 kN	14 mm

Vorlaufend zu den Pfahlprobelbelastungen wurden an den drei Fundamenten in Schürfgruben die Pfahlgeometrie erkundet, die Festigkeit des Fundament- und des Pfahlbetons und die Integrität der Pfähle bestimmt. Weiterhin wurden aus dem Untergeschoss Drucksondierungen durchgeführt. Nach den Ergebnissen der Labortests sind die Betonfestigkeiten entsprechend B 35 bis B 45 anzusetzen. Mit Integritätsprüfungen konnten die in den Plänen angegebenen Pfahllängen bestätigt werden und eine Durchgängigkeit des Pfahlquerschnitts nachgewiesen werden.

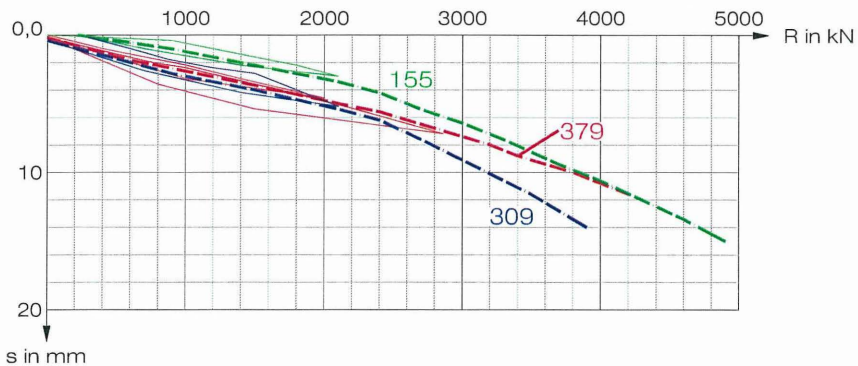


Bild 7 Pfahlwiderstands-Setzungslinien der probelasteten Bestandspfähle

Die Grenze der äußeren Tragfähigkeit der Pfähle wurde in keinem Fall erreicht. Dies geht aus den Pfahlwiderstands-Setzungslinien deutlich hervor. Aus den Ergebnissen der Pfahlprobelastungen lassen sich mit einer globalen Sicherheit von 1,75 zulässige äußere Tragfähigkeiten von 2.400 kN bzw. 2.200 kN ableiten. Dies entspricht einer Laststeigerung in der Größenordnung von 40 % bis 50% gegenüber den 1964 der Bemessung zu Grunde gelegten Werten. Diese Werte entsprechen unter der Annahme der Betongüte B 35 weitgehend der inneren Tragfähigkeit der Pfähle. Die Pfähle weisen damit ein deutliches „Anwachsen“ auf. In KÖNIG (2008) wird dieses Phänomen mit Bezug auf dieses Bauvorhaben hauptsächlich durch die Relaxation von Tangentialspannungen und die damit einhergehende Vergrößerung der Radialspannungen, die sich während der Herstellung um den neu hergestellten Pfahl ausbilden, erklärt.

Bei Pfahl 379 bildete die innere Tragfähigkeit durch Pfahlbruch die Grenzlasterlast. Der Bruch wurde durch eine leichte Schrägstellung des Pfahls und eine daraus resultierende Biegebeanspruchung verursacht. Eine nachlaufende Integritätsprüfung des Pfahls ergab eine Schädigung ca. 1,4 m unterhalb des Pfahlkopfes.

Neben den drei getesteten Pfahltypen, die die Mehrzahl der Gründungspfähle des Kaispeichers ausmachen, wurden die Tragfähigkeiten für Pfähle mit alten Tragfähigkeiten von 80 t, 90 t und 110 t rechnerisch bestimmt.

2.1.2. Auswahl des Pfahlsystems der Nachgründungspfähle

Die Probelastungen an vorhandenen Pfählen des Kaispeichers A ergeben für die neu festgelegten Gebrauchslasten Setzungen von 4 mm bis 5 mm der Einzelpfähle. Die Setzungen von neu herzustellenden Pfählen für die Nachgründung müssen mit diesen Setzungen verträglich sein. Nur wenn die den neuen Pfähle zugewiesene Gebrauchslast die genannten Setzungen erfährt, wird vermieden, dass die vorhandenen Pfähle überlastet werden.

Diese Vorgehensweise setzt voraus, dass die Gruppenwirkung der Bestandspfähle und der Nachgründungspfähle den gleichen Einfluss auf ihr jeweiliges Tragverhalten ausübt.

Der Abbruch der inneren Stahlbetonkonstruktion des Kaispeichers A ermöglichte es auf der bestehenden Bauwerkssohle mit Großgeräten zu arbeiten.

Klassische Bohrpfähle wurden nicht in Betracht gezogen da sie gegenüber den Verdrän-

gungsbohrpfählen höhere Setzungen aufweisen. Ihr Einsatz wäre nur mit Zusatzmaßnahmen möglich, die die Setzung verringern oder kompensieren. Als Maßnahmen sind die Mantelverpressung oder Fußverpressung sowie eine Vorspannung des Pfahls mit einem Belastungskissen zu nennen.

Vollverdrängungsbohrpfähle sind grundsätzlich geeignet, bergen aber im vorliegenden Fall infolge der Vorverdichtung des Untergrundes durch die vorhandenen Pfähle das Risiko, dass sie nicht auf die erforderliche Tiefe gebracht werden können.

Teilverdrängungsbohrpfähle zeigen bei dem vorliegenden Untergrund ein Setzungsverhalten, dass dem der vorhandenen Pfähle sehr ähnlich ist. Der Teilverdrängungsbohrpfahl wurde deshalb für die Nachgründung des Kaispeichers A ausgewählt.

Im Rahmen der Baumaßnahme HTC III, das in ca. 150 m Entfernung nördlich des Sandtorhafens liegt, wurden 1993 drei statische Probelastungen an Teilverdrängungsbohrpfählen mit $\varnothing$ 60 cm durchgeführt. Die Untergrundverhältnisse sind mit denen des Kaispeichers gut vergleichbar.

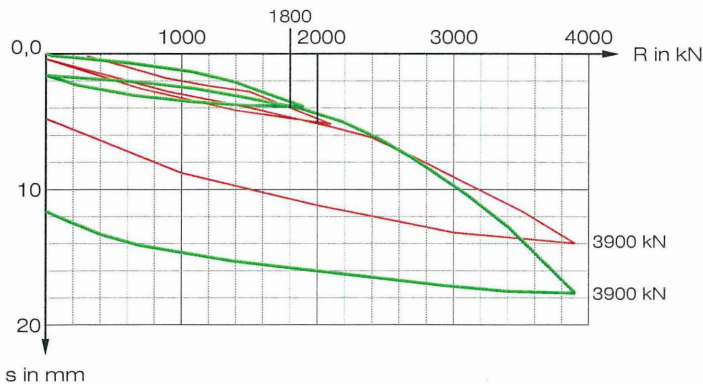


Bild 8 Probelastungsergebnisse des durch den Kaispeicher vorbelasteten Ort betonrammpfahls und des nicht vorbelasteten Teilverdrängungsbohrpfahls HTC III

Der in Bild 8 dargestellte Vergleich der Probelastungsergebnisse des durch den Kaispeicher vorbelasteten Ort betonrammpfahls mit dem nicht vorbelasteten Teilverdrängungsbohrpfahl zeigt, dass die Setzungen des Einzelpfahls der beiden Pfahltypen zwischen 4 mm und 5 mm im Bereich der Gebrauchslast fast gleich sind. Ein verträgliches Abtragen der Lasten der alten und neuen Pfähle ist damit gegeben.

Die Entlastung der Proebelastungspfähle des Kaispeichers vor der Proebelastung entspricht der Lastgeschichte der vorhandenen Bauwerkspfähle, da die Kaispeicherkonstruktion bis auf die Fassaden abgebrochen wird.

In Bild 9 sind die Bereiche der 621 Nachgründungspfähle innerhalb des Kaispeichers dargestellt.

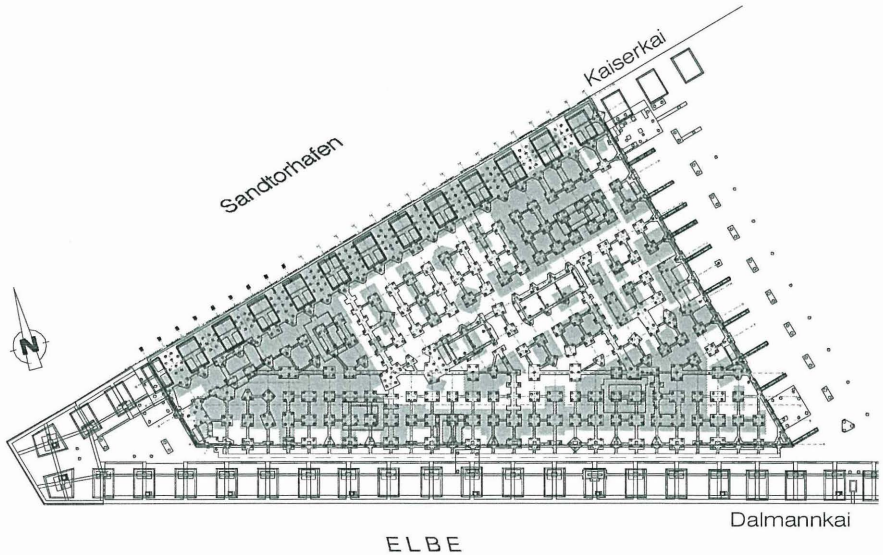
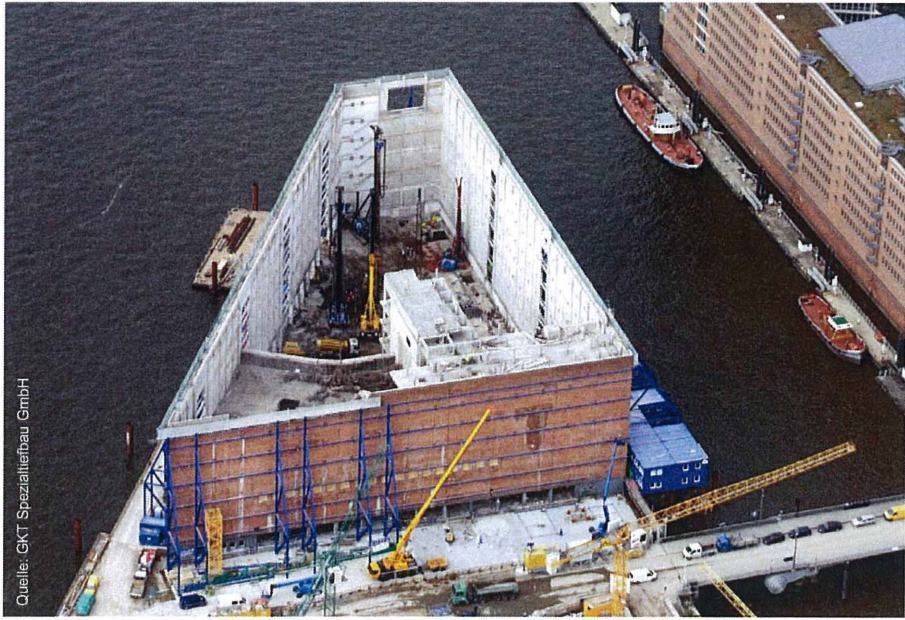


Bild 9 Bereiche der Nachgründungspfähle

Die Festlegung der Gebrauchslasten erfolgte unter der Maßgabe, dass die zusätzlichen Pfähle in einem Achsabstand von mindestens 1,50 m angeordnet werden und bei der Abstufung der Absetztiefe der Pfähle untereinander und zu den vorhandenen Pfählen ein Steigungsmaß von 1:1 einzuhalten ist.

2.2. Gründung der historischen Fassade

Die historische Fassade aus Ziegelmauerwerk von 1964 ist ca. 35 m hoch und hat eine abgewinkelte Länge von ca. 340 m. Die Fassade besteht aus einer 11,5 cm dicken Außenschale und einer tragenden 24 cm dicken Innenschale, die über eine 2 cm breite Fuge durch überstehende Ziegel miteinander verzahnt sind.



Quelle: GKT Spezialtiefbau GmbH

Bild 10 Pfahlherstellung in dem bereits größtenteils entkernten Kaispeicher A mit weitgehend fertiggestellter, umlaufender Fassadestützung

Die Gründung der Fassade des Kaispeichers folgt zwei unterschiedlichen Konzepten: Die Nordfassade, die direkt an den Sandtorhafen grenzt, ruht auf einer Kastenspundwand, die gleichzeitig die Uferwand darstellt und die über die Bodenplatte des Kaispeichers horizontal gehalten wird. Die Kastenspundwand bindet in den Gründungshorizont aus Elbsand ein. Die West-Süd- und Ostfassaden sind, wie der gesamte innere Speicher, auf Ortbetonrammpfählen gegründet, die ihre Last im Elbsand abtragen.

Im Zuge der Entkernung des Kaispeichers blieben nur die Fassade und die Bodenplatte erhalten. Die Fassaden wurden durch 30 m hohe Gerüstböcke ausgesteift. Die Gründung der Gerüstböcke erfolgte im Norden auf im Wasser gerammten Stahlrohrpfählen. An den übrigen Seiten stand das Gerüst auf der Bodenplatte der neuen vorgelagerten, eingeschossigen Tiefgarage, die den Kaispeicher an drei Seiten umgibt, siehe Bild 10.

Die Stahlbetondecken und die Stahlbetonskelettbalken des alten Speichers wurden durch bündige Sägeschnitte von der Fassade und den Außenstützen getrennt, die in der Innenschale des Mauerwerks verblieben.

2.3. Gründung der vorgelagerten Tiefgaragen

Dem trapezförmigen Grundriss des Kaispeichers ist im Westen, Süden und Osten eine eingeschossige Tiefgarage vorgelagert. Die westliche und südliche Tiefgarage wird auf der vorhandenen Kaimauer aus Spundwand, Senkkästen und Stahlbetonüberbau sowie auf der vorhandenen Pfahlgründung der Fassade des Kaispeichers aufgelagert.

Die östliche Tiefgarage wird auf neuen Pfählen und auf den vorhandenen Pfählen unterhalb der Fassade gegründet. Die neuen Pfähle sind auf Zug und Druck zu bemessen, da die Tiefgarage bei Sturmflut unter Auftrieb steht. Zum Ausgleich von Differenzsetzungen zu dem aufgehendem Bauwerk wurde das Auflager der Tiefgaragendecke an der Fassade schleppplattenartig ausgebildet.

2.4. Hindernisbeseitigung, Hülsenpfähle

Aus der Altplanrecherche der Gründungselemente waren die Hindernisse aus Stahlbeton, Mauerwerk und Holz bekannt.

Die bestehende Gründungskonstruktion aus Fundamentbalken und Betonplatte wurde im Bereich der Nachgründungspfähle durchbohrt oder gesägt. Durch die entstandenen Öffnungen wurden vor der Pfahlherstellung für alle 621 Pfähle im Innenraum des Kaispeichers Vorbohrungen abgeteuft. Dabei wurden die Hindernisse im Bereich oberhalb der Sandschicht ohne Materialförderung beim Bohren zerkleinert.

Der Bereich südlich der Nordfassade brachte mit den im Untergrund vorhandenen Senkkästen für 145 Pfähle eine besondere Situation, da sich zwischen den alten Pfahlkopffundamenten und den Senkkästen ein Hohlraum befindet. Für dessen Überbrückung waren Stahlhülsen vorgesehen, in deren Schutz die Teilverdrängungsbohrpfähle hergestellt wurden. Den genannten Vorbohrungen waren deshalb Hülsenbohrungen vorzuschalten und die Hülsen einzusetzen.

Eine Reihe von Bohrungen setzte nicht vollflächig auf die Senkkastenoberkante auf, sondern bohrte den Senkkasten von der Außenseite an. In diesen Fällen mussten Hülsen eingesetzt werden, die zum Teil bis an die Senkkastenunterkante reichten. Maßgebendes Kriterium bei der Festlegung der Hülsenlänge vor Ort war, dass der Hülsenfuß entweder im Mauerwerk oder im Boden abgesetzt werden konnte. Mit einem vertikalen Materialwechsel in diesem Bereich hatte die Hülse nicht die erforderliche Fixierung.

3. Prüfungen während und nach der Pfahlherstellung

3.1. Messung der geförderten Bodenmenge

Die Herstellung der Teilverdrängungsbohrpfähle für die Gründung der Elbphilharmonie begann im Bereich der vorgelagerten Tiefgarage Ost. Zwei Pfähle in diesem Bereich wurden als Probepfähle herangezogen, um bei ihrer Herstellung die geförderte Bodenmenge zu messen und daraus einen Zusammenhang zwischen der Verdrängungswirkung und den Herstellparametern des Teilverdrängungsbohrpfahls ableiten zu können.

Das Bohrrohr wurde vor Bohrbeginn zwischen den Wendeln vollständig von Boden gereinigt. Auf diese Weise war sichergestellt, dass nur pfahleigener Boden gefördert wurde.

Nach Erreichen der Pfahlfußtiefe wurde der geförderte Boden in einen Container gefüllt und gewogen. Der so gewonnene Boden stellt ein Maß für die Verdrängungswirkung des Pfahles dar. Dabei ist zu beachten, dass sich der gesamte für den Pfahl geförderte Boden aus dem beim Abteufen geförderten Boden und dem beim Ziehen des Schneckenrohres geförderten Boden des Ringraums zusammensetzt.

Im Falle, dass das Bohrrohr pro Umdrehung gemäß dem „Korkenzieherprinzip“ um den Wendelhöhe abgeteuft wird, findet Bodenverdrängung um das Volumen der Seele und der Schneckenflügel statt und es entsteht theoretisch kein Bodentransport auf der Schnecke. Dann wird lediglich das Bodenvolumen auf der Schnecke beim Ziehen der Bohrschnecke gefördert. Dies ist hier beim Durchfahren der Weichschicht bei drei Umdrehungen je Meter Vorschub der Fall, siehe Bild 11.

Ist das vor dem Ziehen des Bohrrohres geförderte Bodenvolumen kleiner als das Volumen der Seele und der Wendel, findet theoretisch eine Verdrängung statt. Ist das geförderte Bodenvolumen größer ist von einer Auflockerung auszugehen.

Für den verwendeten Teilverdrängungsbohrpfahl mit einem Verhältnis von Seelenrohr- und Wendeldurchmesser von 0,75 ergibt sich eine maximale Verdrängung von 59 % des Pfahlvolumens.

Bei der Probeherstellung der zwei Pfähle wurden als geförderte Bodenmengen 4,35 t bzw. 3,74 t gemessen. Unter Berücksichtigung einer mittleren Bodenwichte von $1,72 \text{ t/m}^3$ ergaben sich daraus Bodenvolumen von $2,53 \text{ m}^3$ bzw. $2,17 \text{ m}^3$. Die theoretische Verdrängungswirkung der Probepfähle lag damit bei etwa 13 % bzw. 19 %.

3.2. Pfahlherstellungsprotokolle

Die Dokumentation der Herstellung von Bohrpfählen mit durchgehender Bohrschnecke ist in E DIN EN 1536 2009-01, Anhang C 6 geregelt. Der Bohrvorgang und das Einbringen des Beton ist tiefenabhängig mit der „Eindringung je Umdrehung“ und dem Betondruck aufzuzeichnen.

Für die Teilverdrängungsbohrpfähle der Elbphilharmonie zeichnete die ausführende Pfahlfirma ein Diagramm der Eindringung je Umdrehung auf. Ein Betondruck und die Betonmenge konnte nicht tiefenabhängig aufgezeichnet werden. Stattdessen wurde der Betriebsdruck der Hydraulikmotoren am Bohrtisch aufgezeichnet. Zusätzlich wurde tabellarisch die Anzahl der Umdrehungen pro Tiefenmeter dokumentiert.

3.3. Integritätsprüfungen

Von den 621 ausgeführten Nachgründungs-Pfählen im Innenraum des Kaispeichers A wurden an 38 Pfählen Integritätsprüfungen ausgeführt. Die ausgewählten Testpfähle verteilen sich nach ihrer Lage über alle Bauabschnitte. Eine Ausnahme bilden die 145 Hülsenpfähle südlich der Nordfassade. Der direkte Kontakt der Hülsenpfähle mit dem durchbohrten Mauerwerk der Senkkästen führt bei Integritätsprüfungen zu nicht auswertbaren Ergebnissen.

Das Ergebnis der 38 Integritätsprüfungen wurde entsprechend der „EA Pfähle“ bewertet.

Klasse A 2	33 Pfähle
Klasse 0	5 Pfähle

Für 33 Pfähle ist damit die Durchgängigkeit festgestellt. Teilweise auftretende Impedanzvergrößerungen an der Sandschichtoberfläche wurden als Querschnittsvergrößerungen interpretiert. Dies kann dadurch erklärt werden, dass es beim Ziehen des Teilverdrängungsbohrrohres beim Betonieren des Pfahls am Übergang zwischen der tragfähigen Sandschicht und der Weichschicht zu Querschnittsvergrößerungen über das Maß des Regelquerschnitts hinaus kommt.

Bei den fünf Pfählen der Ergebnisklasse 0 ist keine Aussage über die Pfahllänge möglich, da der Signalverlauf der Integritätsmessung keinen Fußreflex zeigt. Als Ursache sind der Kontakt der Pfähle mit Hindernissen oder das Vorhandensein von Stahlrohrhülsen im oberen Pfahlbereich anzuführen.

3.4. Drucksondierungen vor und nach der Pfahlherstellung

Zur Überprüfung der Veränderung der Lagerungsdichte des Sandes im Bereich der Pfahleinbindung in die Sandschicht wurden vor und nach der Herstellung einiger Teilverdrängungsbohrpfähle Drucksondierungen ausgeführt.

Sie wurden vor der Pfahlherstellung in der jeweiligen Pfahlachse und nach der Pfahlherstellung im Abstand des einfachen und zweifachen Pfahldurchmessers d vom Pfahlmantel niedergebracht.

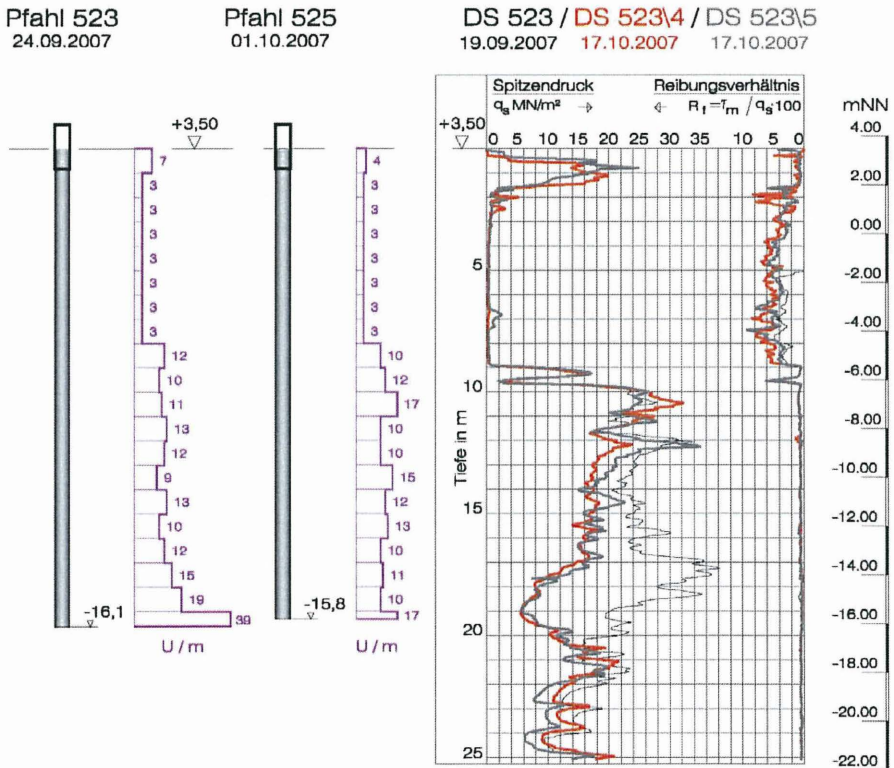


Bild 11 Ergebnisse der Drucksondierungen vor und nach der Pfahlherstellung und Anzahl der Umdrehungen des Bohrrohrs je Absenkmeter

In Bild 11 sind für zwei dynamisch probebelastete Pfähle, die Bohrdiagramme der Pfahlherstellung und die Ergebnisse der Spitzendrucksondierungen grafisch dargestellt. Bild 12 zeigt die Lage der zwei dynamisch probebelasteten Nachgründungspfähle und der Spitzendrucksondierungen. Die Bohrdiagramme geben die Umdrehungen des Bohrrohres pro Absenkmeter an. Aus den Ergebnissen von Drucksondierungen, die vor und nach der Pfahlherstellung ausgeführt wurden, geht hervor, dass der Sondierspitzenwiderstand im Einbindebereich des Pfahls in der unteren, dicht gelagerten Sandschicht verringert und in der darüber liegenden, mitteldicht gelagerten Sandschicht vergrößert wurde.

Bei der vergleichenden Bewertung der Drucksondierdiagramme ist zu beachten, dass das Drucksondengestänge beim Eindringen in den Boden von der Lotrechten abweichen kann. Das Maß der Abweichung wurde in Abhängigkeit von der Tiefe aus der kontinuierlichen Neigungsaufzeichnung der Drucksonde errechnet. Die Berechnung der Auslenkung der Sondierspitze in Tiefe des Pfahlfußes ergab Werte bis zu 1,3 m. Nicht feststellbar ist, in welcher Richtung die Sondierspitze ausgelenkt wird.

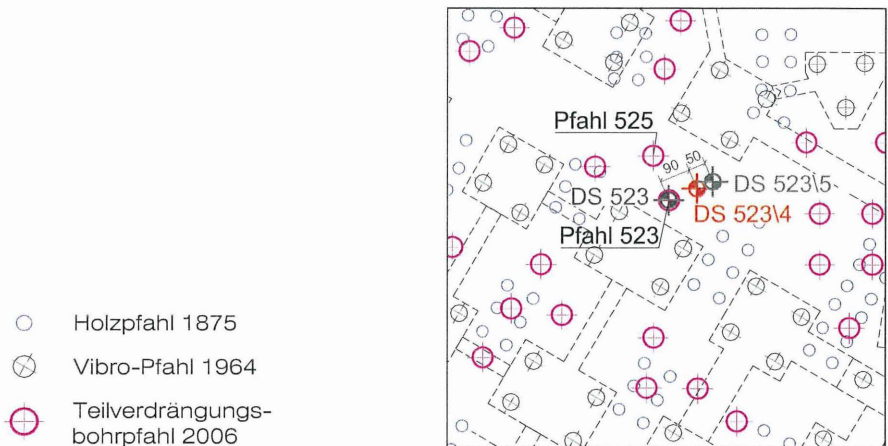


Bild 12 Lage von zwei dynamisch probebelasteten Pfählen und der vor- und nachlaufenden Drucksondierungen

Die 12 Drucksondierungen, die nach der Herstellung von sechs Pfählen durchgeführt wurden, zeigen kein einheitliches Bild. Kennzeichnend für alle Diagramme ist, dass sie im Lasteinleitungsbereich in der Sandschicht sowohl Erhöhungen als auch Reduzierungen des Eindringwiderstandes aufweisen können und dass sich ab 1 m bis 2 m unter dem

Pfahlfuß keine Abweichungen mehr zwischen vor und nach der Pfahlherstellung ausgeführten Drucksondierungen zeigen. Die Erhöhungen stellen sich meist im oberen Einbindebereich der Sande ein, die Reduzierungen im unteren Bereich bis zum Pfahlfuß.

Bei drei Sondierungen zeigt der Eindringwiderstand der Spitzendrucksonde im Diagramm nach der Pfahlherstellung gegenüber dem Diagramm vor der Pfahlherstellung eine Reduzierung. Sie erstreckt sich, mehr oder weniger ausgeprägt, über die gesamte Pfahleinbinde-länge in die Sandschicht.

3.5. Dynamische Probelbelastungen

Um die Auswirkung der unerwarteten Reduzierungen der Eindringwiderstände der Drucksonde nach der Pfahlherstellung auf die Pfahltragfähigkeit zu überprüfen, wurden durch die TUBS dynamische Probelbelastungen durchgeführt.

Maßgeblich für die Auswahl der Versuchspfähle waren die Ergebnisse der in Pfahlnähe vor und nach der Pfahlherstellung ausgeführten Drucksondierungen. Die Gebrauchslast der ausgewählten Pfähle beträgt 2.000 kN.

Die Belastung erfolgte mit einem ca. 7 t schweren Freifallgewicht mit einer Fallhöhe zwischen ca. 0,50 m und 1,50 m.

Der zuerst getestete Pfahl 523 hatte bei 50 cm Fallhöhe eine Setzung von 4 mm und bei einer Fallhöhe von 81 cm eine Setzung von 6 mm. Bei der dritten Fallhöhe von 100 cm mit 7 mm Setzung zeigte der Pfahl eine Reflektion bei ca. der Hälfte der Pfahllänge. Da eine Zerstörung des Pfahlschaftes durch weitere Rammschläge nicht ausgeschlossen werden konnte, wurde der Pfahl 523 deshalb nicht bis zur vorgesehenen maximalen Fallhöhe belastet.

Bei der weiteren Durchführung der dynamischen Probelbelastung an den Pfählen 525 und 497 wiederholte sich das Phänomen einer Reflektion im Geschwindigkeitsverlauf etwa bei der Hälfte der Pfahllänge. Daraus konnte geschlossen werden, dass ein pfahlspezifisches Verhalten vorliegt. Die Pfähle 525 und 497 wurden deshalb bis zur vollen Fallhöhe belastet.

Die Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren erfolgte bei Pfahl 523 für die größte ausgeführte Fallhöhe von 100 cm, während für die Pfähle 497 und 525 die Maximalfallhöhe von 152 cm bzw. 154 cm verwandt wurde. Das Ergebnis der Auswertung lautet wie folgt:

Tabelle 2 Ergebnisse der dynamischen Pfahlprobelastungen

Pfahl-Nr.	Tragfähigkeit	Anteil Mantelreibung	Anteil Spitzendruck	Gebrauchslast	Sicherheit
523	3.487 kN	1.867 kN	1.620 kN	2.000 kN	> 1,75
525	4.031 kN	2.001 kN	2.030 kN	2.000 kN	2,00
497	4.479 kN	2.188 kN	2.291 kN	2.000 kN	2,25

Eine Auswertung für alle drei Pfähle mit der mittleren vorgesehen Fallhöhe von ca. 1,00 m ergab für den Pfahl 523 eine höhere Tragfähigkeit als für den Pfahl 525. Die deutlich höhere Anzahl der Umdrehungen am Pfahlfuß während der Herstellung des Pfahls 523 hat somit anscheinend keinen negativen Einfluss auf die Pfahltragfähigkeit.

3.6. Setzungsverhalten

Zur Beurteilung des Setzungsverhaltens der Gründung der Elbphilharmonie wurden auf dem Niveau der Untergeschossohle ein Nivellement durchgeführt. Die Messungen umfassen die Hebungen während der Entkernung und die Setzungen während der Bauzeit. Die Messgenauigkeit beträgt weniger als einen Millimeter. Durch zwei zeitnahe Messungen zu unterschiedlichen Wasserständen konnte der Einfluss der mittleren Tideschwankungen auf etwa 2 mm beziffert werden.

Mit der messtechnischen Überwachung wurden zunächst die Hebungen während der Entkernung des Kaispeichers erfasst. Ein Vergleich der gemessenen Hebungen der Gründung während des Rückbaus mit den Entlastungshebungen der drei statisch probelasteten Bestandspfähle von ca. 3 mm ergibt eine gute Übereinstimmung.

In Bild 13 sind die Ergebnisse von zwei Setzungsberechnungen und die erste Setzungsmessung im Vergleich zu den Setzungen eines statisch probelasteten Einzelpfahls dargestellt. Eine Abschätzung der Gebäudesetzungen ist unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung nach RUDOLF (2005) erfolgt. Dazu wurde eine Pfahlgruppe von 81 Pfählen herangezogen. Im Rahmen der zweiten Setzungsermittlung wurde eine tiefliegende Flachgründung betrachtet und eine Setzungsberechnung im kennzeichnenden Punkt unterhalb einer schlaffen, gleichmäßigen Last in Höhe der halben Einbindetiefe der Pfähle in den tragfähigen Baugrund durchgeführt.

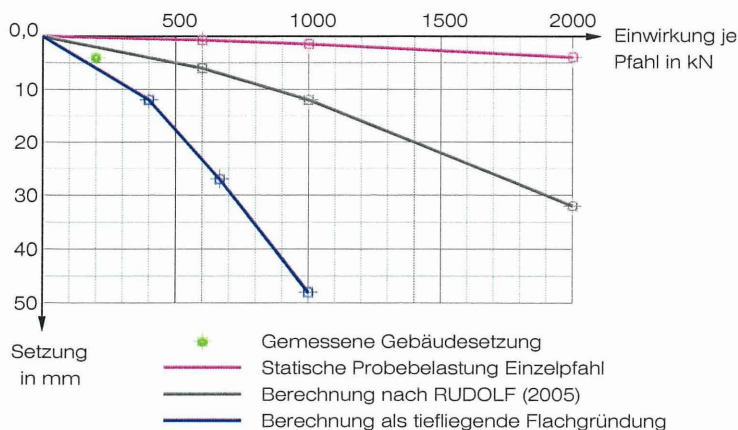


Bild 13 Setzung des Gebäudes, eines probebelasteten Bestandspfahls und Ergebnisse von Setzungsberechnungen

4. Schlussfolgerungen

Das Tragverhalten der Pfähle lässt sich nicht mit den Herstellparametern der Pfähle korrelieren. In SCHMITT (2004) wurde belegt, wie stark die Tragfähigkeit auch von der Art und Weise des Ziehens des Bohrrohres abhängt. Vor diesem Hintergrund ist nicht nur eine Aufzeichnung der Herstellparameter während des Bohrvorgangs sondern während der gesamten Herstellung des Pfahles erforderlich.

Wegen der über die Pfahltiefe sowohl innerhalb der tragfähigen Schicht als auch in den Weichschichten unterschiedlich ausgeprägten Verdrängung ist eine Ableitung der Tragfähigkeit über die Herstellparameter zur Zeit nicht möglich.

Die Drucksondierungen nach der Herstellung der Teilverdrängungsbohrpfähle und die dynamischen Pfahlprobelastungen haben gezeigt, dass das Tragverhalten der Teilverdrängungsbohrpfähle nach Ansicht der Autoren nicht ausreichend untersucht ist. Es wird angeregt, bei weiteren Bauvorhaben nachlaufende Drucksondierungen durchzuführen, um weitere Erfahrungen sammeln zu können.

Werden Pfahlprobelastungen an Teilverdrängungsbohrpfählen durchgeführt, können diese nur zur Beurteilung der Tragfähigkeit herangezogen werden, wenn die Herstellparameter der Probepfähle und aller Bauwerkspfähle aufgezeichnet oder überwacht werden.

Die Ergebnisse der Bodenmengenmessungen und der Drucksondierungen scheinen sich zu widersprechen. Die Verringerung der Spitzendruckwerte in der Sandschicht nach Herstellung der Pfähle entspricht nicht den Ergebnissen der Auswertung des gemessenen Fördervolumens, wonach sich eine Verdichtung des Bodens ergäbe.

Dieser Widerspruch lässt sich damit erklären, dass die gemessene Verdrängung nicht gleichmäßig über die Pfahllänge erfolgt. Es wird angenommen, dass der in der dicht gelagerten Sandschicht geförderte Boden im Bereich der Weichschichten in den umliegenden Boden eingedrückt wird. Weiterhin kommt es innerhalb der Sandschicht beim Abteufen des Pfahlbohrrohres im unteren Bereich zu einer geringeren oder keiner Verdrängung, während im oberen Bereich durch den Transport seitlich mehr verdrängt wird als im unteren Bereich.

Der Sondierspitzenwiderstand ist sowohl ein Maß für die Lagerungsdichte als auch für den Spannungszustand des Bodens. Um beurteilen zu können, in wie weit sich Lagerungsdichte und Spannungszustand des Bodens in Folge der Pfahlherstellung ändern können, wird in Anlehnung an GRABE, KÖNIG (2004) folgender Ansatz nach JAMIOLKOWSKI et al. (1988) für einen funktionalen Zusammenhang zwischen dem Sondierspitzenwiderstand, dem Spannungszustand des Bodens und der bezogenen Lagerungsdichte betrachtet. Die Faktoren der empirischen Formel sind für einen den anstehenden Elbsanden vergleichbaren Mittelsand ermittelt worden.

$$q_c = 205 p_a \left(\frac{\sigma'_p}{p_a} \right)^{0,51} e^{(2,93 I_D)} \quad \text{mit} \quad \sigma'_p = \frac{1}{3} (\sigma'_v + 2\sigma'_h) \quad \text{und} \quad p_a = 1 \text{ kN/m}^2$$

Es soll die Hypothese überprüft werden, dass sich die Lagerungsdichte nicht in dem hohen Maße verändert, wie es die Ergebnisse der Drucksondierungen vermuten lassen, sondern stattdessen die Reduzierung des Spitzendrucks auf eine deutliche Verringerung der horizontalen Spannungen zurückzuführen ist. Dies legt auch die bei vielen Messungen festzustellende Parallelverschiebung des Verlaufes der Sondierspitzenwiderstände über die Tiefe vor und nach der Herstellung der Pfähle nahe. Das Ziel besteht somit in der Ermittlung der Veränderung der horizontalen Spannungen durch die Pfahlherstellung.

Die bezogene Lagerungsdichte des Sandes vor der Herstellung der Nachgründungspfähle wird aus dem gemessenen Sondierspitzenwiderstand gemäß DIN 4094 ermittelt. Aus die-

sen Werten wird nach JAMIOLKOWSKI et al. (1988) aus den Eigengewichtsspannungen des Bodens die horizontalen Spannungen und der Erddruckbeiwert berechnet.

Die Lagerungsdichte des Sandes nach der Pfahlherstellung wird mittels der Tafelwerten der DIN 1054 und der EA Pfähle aus den Bruchwerten der Pfahlmantelreibung der CAP-WAP-Analyse abgeleitet. Aus dem gemessenen Spitzendruck und den Bodeneigengewichtsspannungen wird dann die horizontale Spannung nach Pfahlherstellung ermittelt.

Aus Plausibilitätsberechnungen nach der oben geschilderten Vorgehensweise ergeben sich bei geringfügigen Änderungen der Lagerungsdichte des Sandes erhebliche Verringerungen der horizontalen Spannungen in einer Größenordnung, die zu weit mehr als einer Halbierung des Erddruckbeiwertes führen können.

Literatur

J. FRANKE, J. WOLDT – Vorträge der Baugrundtagung 2004 in Leipzig: „Die HafenCity in Hamburg – das größte städtebauliche Neubauprojekt Europas aus geotechnischer Sicht“

J. GRABE, F. KÖNIG – Bautechnik 81, Heft 7, 2004 „Zur aushubbedingten Reduktion des Drucksondierwiderstandes“

M. JAMIOLKOWSKI, V. N. GHIONNA, R. LANCELOTTA, E. PASQUALINI – Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing 1988 Orlando, USA “New correlations of penetration tests for design practice”

F. KÖNIG, J. GRABE, J. FRANKE, J. WOLDT – International Conference on Re-use of Foundations for Urban Sites 2006 Watford, U.K.: “Loadbearing behaviour of an existing pile foundation and its change with time”

F. KÖNIG – Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, TUHH, Heft 17, 2008 „Zur zeitlichen Traglastentwicklung von Pfählen und der nachträglichen Erweiterung bestehender Pfahlgründungen“

M. RUDOLF – Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 17, August 2005 „Beanspruchung und Verformung von Gründungskonstruktionen auf Pfahlrosten und Pfahlgruppen unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzeptes“

A. SCHMITT – Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, Heft 70, Dezember 2004 „Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ortbetonpfählen mit variabler Bodenverdrängung“

GKT Spezialtiefbau GmbH



Hamburg baut die Elbphilharmonie – GKT baut mit

Tiefgründungen

- Ortbetonrammpfähle Simplex GKT
- Teilverdrängungsbohrpfähle System GKT
- Energiepfähle
- Kleinverpresspfähle
- Ortbetonrammpfähle mit Fußausrammung
- Vollverdrängungsbohrpfähle System GKT
- Großbohrpfähle

Komplettbaugruben

- Bohrfahlwände
- Berliner- und Essener Verbau
- Spundwände
- Dichtwände in Schlitzwandbauweise

Ihr Partner für Gründungsberatungen und Problemlösungen

Winsbergring 3 b

Telefon: (040) 853 254 – 0

e-mail: info@gktspezi.de

• 22525 Hamburg

• Telefax: (040) 853 254 - 40

• internet: www.gktspezi.de

Schrittweise Rehabilitation der Auftriebssicherung zweier Trockendocks in Karatschi, Pakistan

E. Schmidt, J. Ollero, O. Schwarz, I. Henning

1 Einleitung

Karachi Shipyard and Engineering Works Ltd. (KSEW) ist die einzige operierende Werftanlage in Pakistan. Das Werftgelände befindet sich in den so genannten Western Backwaters Karatschis, östlich des Westhafens und unmittelbar angrenzend an die Einrichtungen der pakistanischen Marine.

Seit der Gründung 1953 wurden in der Werft über 400 Schiffe neu gebaut sowie ca. 5.000 weitere repariert und instand gesetzt. Zusätzlich hat sich der Träger der Werftanlage, KSEW, erfolgreich als Investor für komplexe Infrastrukturprojekte - z.B. Zementfabriken, Mühlenanlagen und Hochspannungsmasten - in Pakistan etabliert.

Nach Jahren der Stagnation wurde 2006 eine grundlegende Modernisierung der bestehenden Werft Anlage initiiert, um den nun wieder stark ansteigenden nationalen und internationalen Bedarf an Schiffsneubauten, Reparaturen und Wartungen gerecht zu werden. Die Umsetzung dieses umfangreichen und ehrgeizigen Projektes konnte mit Hilfe von Materiallieferverträgen renommierter, international agierender Werften ermöglicht werden.

Die Komplexität des Projektes erforderte eine Unterteilung der Ingenieurleistungen sowie der Ausführung der Bauarbeiten und der Rehabilitation in vier Pakete:

- Paket 1: Sanierung der allgemeinen Infrastruktur und Kaimauer
- Paket 2: Sanierung der beiden Trockendocks
- Paket 3: Neubau einer Schiffehebeanlage mit Schiffstransfersystem
- Paket 4: Rehabilitation und Modernisierung einer Schiffsneubauhalle

Der vorliegende Bericht behandelt ausschließlich die Sanierung der in den Trockendocks installierten Auftriebsanker.

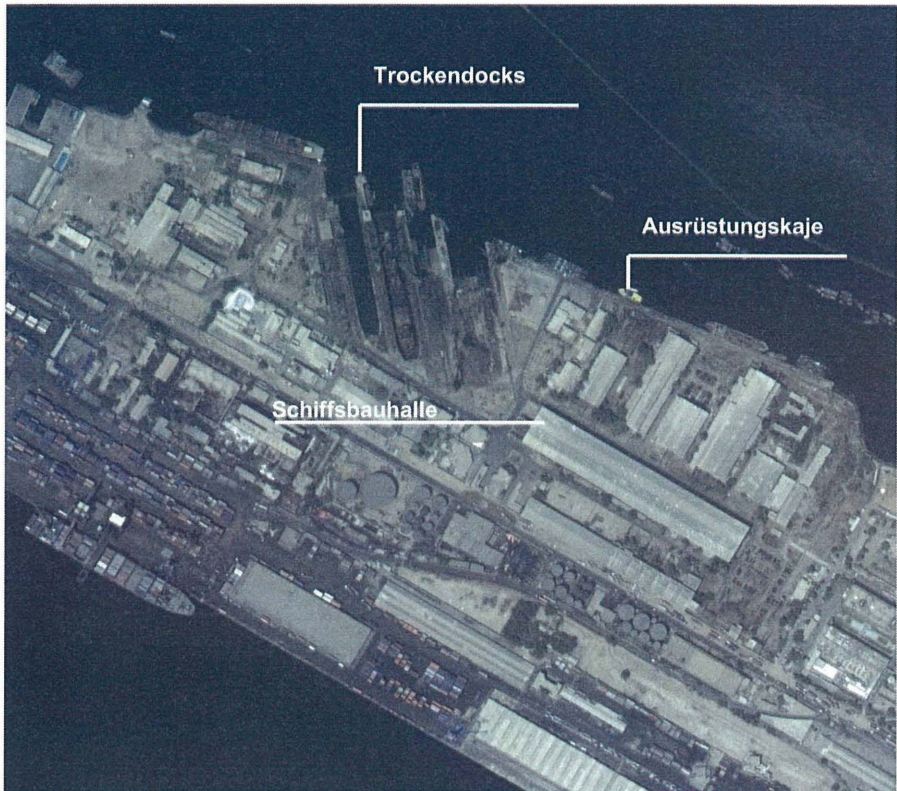


Abbildung 1: Satellitenfoto der Werftanlage

2 Historie

Die Pakistan Industrial Development Corporation (PIDC, die Pakistanische Körperschaft für Gewerbliche Entwicklung) begann 1953 mit der Errichtung einer modernen und effizienten Werft im Westhafen von Karatschi. Ein erstes Trockendock zur Aufnahme von 175 m langen und 22,5 m breiten Schiffen mit einem maximalen Tiefgang von 7,9 m wurde 1955 geplant, um die Kapazitäten für Reparaturen und Wartungen an seegängigen Schiffen zu verbessern. Öltanker bis ca. 22.000 DWT, Passagierschiffe bis ca. 20.000 BRT und Frachter bis ca. 18.000 DWT können hier andocken.

Die Planung des Trockendocks wurde als Ideenwettbewerb international ausgeschrieben. Die Bauarbeiten begannen im Juni 1955 und konnten nach einer für damalige Verhältnisse

sehr kurzen Bauzeit von nur zweieinhalb Jahren im Dezember 1957 abgeschlossen werden. Am 5. März 1958 wurde die Dockanlage eingeweiht und in Betrieb genommen.

Bereits 1963 wurden erneut Ingenieurleistungen für die Erweiterung der Werftanlage durch den nun neuen Träger der Werft, der Karachi Shipyard and Engineering Works Ltd. (KSEW) vergeben. Die Leistungen umfassten den Neubau eines weiteren Trockendocks, einer daran südlich anschließenden Ausrüstungskaimauer, einer zweiten Großhelling sowie einer ersten Modernisierung der bestehenden Helling Nr. 1 wodurch die Leistungsfähigkeit der Schiffswerft erheblich gesteigert werden sollte.

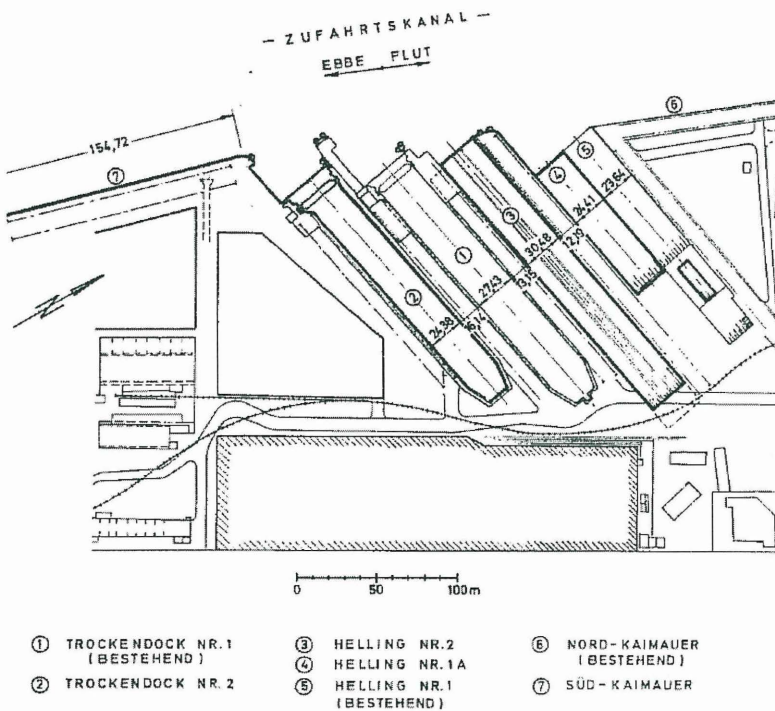


Abbildung 2: Übersichtsplan der Dockanlage

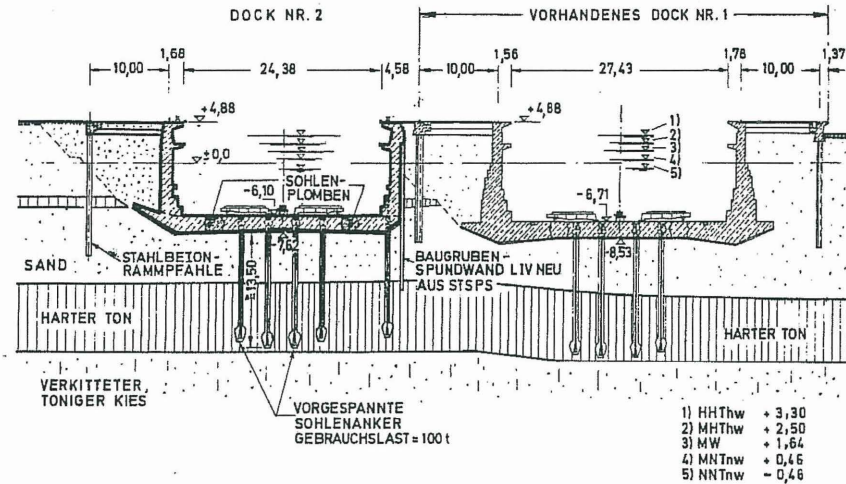


Abbildung 3: Querschnitt der Dockanlage

Erste Instandsetzungsmaßnahmen wurden Ende der 70er Jahre durchgeführt. Es handelte sich um Rehabilitationsarbeiten an der Sohlenverankerung der Trockendocks, die als Ergebnis der durchgeführten Ankertestkampagnen resultierten. Im Jahr 2006 wurde das letzte Ankertestprogramm gestartet, die jedoch aufgrund der Vielzahl der vorgefundenen beschädigten Anker frühzeitig abgebrochen werden musste. Infolgedessen beschloss die Karachi Shipyard and Engineering Works Ltd. die Ingenieurleistungen zur Planung der anstehenden Rehabilitation international auszuschreiben, um die erforderliche Sanierung der Konstruktion bis Ende 2009 durchzuführen.

3 Baugrundverhältnisse

Im Rahmen der Planung beider Trockendocks wurden umfangreiche Baugrundaufschlüsse durchgeführt und im Zuge dessen auch im erforderlichen Umfang Drucksondierungen, Standard-Penetration-Tests sowie bodenmechanische Laborversuche ausgeführt.

Um die erforderlichen Grundlagen für die spätere Grundwasserabsenkung der Dockbaugrube zu schaffen, aber auch um eine Druckentlastung im unteren Grundwasserstockwerk

zu untersuchen, wurden Probeabsenkungen sowohl in der Sandzone als auch im unteren Grundwasserstauer des verkitteten, tonigen Kiesel ausgeführt.

Die Ergebnisse zeigten, dass bis in eine Tiefe von ca. 16 m und unmittelbar unter der Docksohle feine, schluffige Sande anstehen, welche in höheren Lagen teilweise von dünnen, nicht zusammenhängenden, weichen Tonschichten durchzogen sind.

Unterhalb der Sandzone, welche mit zunehmender Tiefe stetig dichter gelagert ist, folgt eine harte, für Verankerungszwecke gut geeignete Tonschicht verschiedener Mächtigkeit, die von verkittetem, aber dennoch Wasserführendem Kies unterlagert ist. In größerer Tiefe folgt eine gebänderte Formation in welcher sich dünne Sandschichten mit Feinsandschichten abwechseln. Der Baugrund ist schematisch in Abbildung 3 wiedergegeben.

4 Konstruktion der Trockendocks

Die gesammelten Erfahrungen aus der Planung und Realisierung der Dockanlage in Emden bildeten die Grundlage für die Konstruktion der Trockendocks in Pakistan in den Jahren 1953 und 1963. Beide wurden gleichermaßen in Stahlbetonbauweise sowie mittels vorgespannter Vollverbundanker - einer Verankerung der Sohle gegen den Baugrund - ausgeführt. Die Grundabmessungen der Docks sind in der folgenden Tabelle noch einmal aufgezeigt.

Tabelle 1: Abmessungen der Trockendocks

	Trockendock 1 (1958)	Trockendock 2 (1968)
Nutzlänge	190,80	170,70
Nutzbreite	27,45	24,38
Nutztiefe unter MThW	9,00	8,40

Diese Bauweise der Docks lies sich Dr. Erich Lackner unter dem Gesichtspunkt besonderer Wirtschaftlichkeit patentieren (Pak. Patent 106930 Dr. Lackner). Die Vorteile, insbesondere der Volumen- und somit auch Kosteneinsparungen im Bereich des Massenbe-

tons, die eine verankerte Dockanlage gegenüber einer Schwergewichtskonstruktion bietet, sind auf der folgenden Seite in Abbildung 4 schematisch dargestellt.

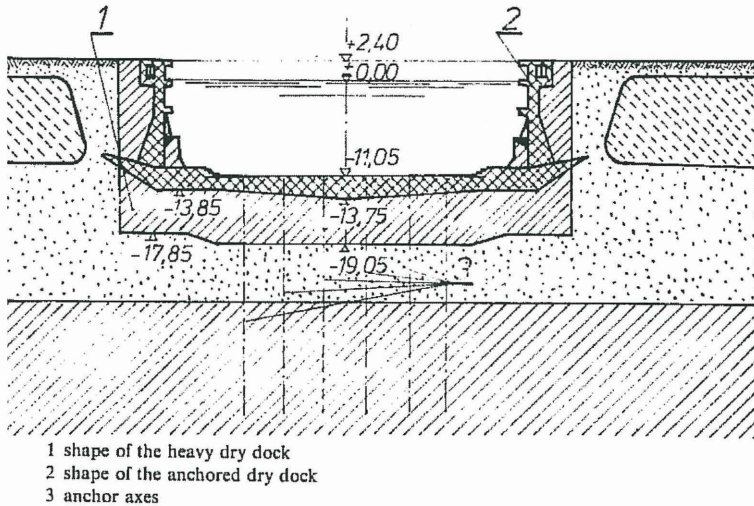


Abbildung 4: Vergleich Schwergewichtskonstruktion zu verankerter Sohle

Während das Trockendock 1 noch gänzlich in einer offenen, geböschten Baugrube errichtet wurde, mussten bei der Bauausführung des zweiten Trockendocks aufgrund der Nähe zu der bereits bestehenden Dockanlage No. 1 in Teilbereichen Spundwände als Baugrubensicherung eingebracht werden.

Das kennzeichnende Merkmal der gewählten Dockbauweise besteht in der Ausführung der Verankerung der Docksohle mit Hilfe von vorgespannten Vollverbundankern deren Einbau im Folgenden kurz erläutert wird. Von der fertig gestellten Stahlbetonsohle aus wurde durch rechteckige Aussparungen mit einer Kantenlänge von ca. 65 cm ein Bohrröhr mit einem Durchmesser von 55 cm bis zur Unterkante des im harten Ton auszubildenden Ankerfußkörpers abgeteuft. Nach Erreichen der planmäßigen Tiefe wurde das Bohrröhr um 2,0 m bis zur Oberkante des Ankerkörpers angehoben. Danach wurde ein Arbeiter mit

Pressluftspaten in den trockenen Arbeitsraum hinuntergelassen, um den Ankerkörper mit einem Durchmesser von 1,50 m auszubrechen (siehe Abbildung 5)

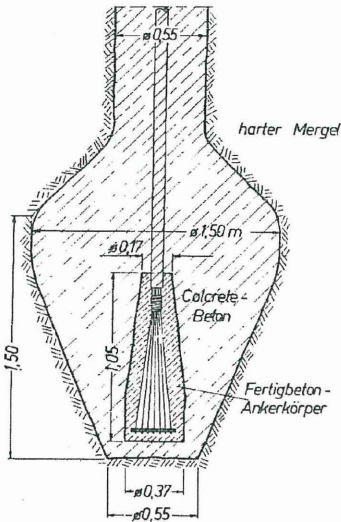


Abbildung 5: Ankerfußausbildung

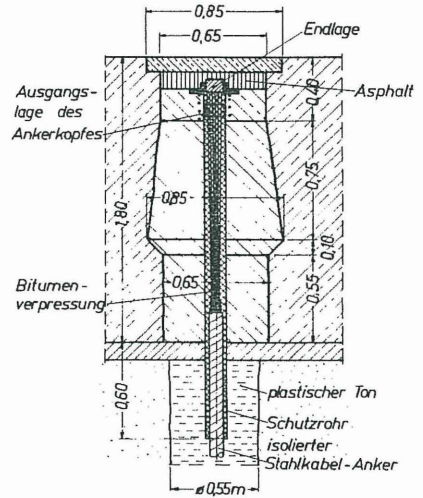


Abbildung 6: Ankerkopfausbildung

Anschließend wurde der fertig vorbereitete, nach dem BBRV-Verfahren ausgebildete, Vorspannanker mit am Fuße anbetonierten Stahlbetonankerkörper und oberen Gewindestahlkopf sorgfältig gegen Korrosion geschützt und außen mit einer Gleitschicht versehen auf Solltiefe abgelassen. Danach wurde ein Verpressrohr bis zur Kavernensohle eingebracht, der gesamte Hohlraum bis 3,0 m unter der Docksohle mit Steingerüst ≥ 60 mm unter rechzeitigem Einbau des oben angeordneten, 1 m langen Fertigbetonrohrs aufgefüllt und unter ständigem Ziehen des Bohrrohrs mit Colcrete-Mörtel verpresst. In den oberen 3 m unter der Docksohle wurde anstelle des Colcrete-Betons steifplastischer Ton eingebracht, um die freie Beweglichkeit der Sohle gegen den Baugrund zu gewährleisten. Der dichte Übergang zur Docksohle wurde durch ein Stahlschutzrohr, das 60 cm in den Ton einbindet, realisiert.

Anschließend wurde die Sohlensausparung ausbetoniert und das Stahlwiderlager für den Schraubenring der Kopfausrüstung einbetoniert.

Nach dem Abbinden des Plombenbetons der Sohlensausparung und des Colcrete-Betons von Ankerfuß und Ankerschaft wurden die Anker in 2 Stufen, dem Baufortschritt entsprechend, vorgespannt. Schließlich wurde der Hohlraum innerhalb des Schutzrohrs mit Bitumen verpresst und der Kopfraum so geschlossen, dass der Anker für Kontrollen oder eventuell erforderliche Nachspannungen jederzeit leicht zugänglich blieb (siehe Abbildung 6).

Nach den Kriech- und Hebungseinflüssen sollte die verbleibende Gebrauchslast der vorgespannten Anker 100 t betragen. Das Verfahren mit vorgespannten Ankern ermöglichte eine wirkungsvolle, gezielte Steuerung der Momentenbeanspruchung in der Sohle sowie eine sehr wirtschaftliche Aufnahme des Auftriebs durch die Vorspannanker und damit der Anwendung dünner Sohlenplatten.

5 Instandsetzungsmaßnahmen und Ankertest-Kampagnen

5.1 Erste Ankertest-Kampagne 1979

Im Dezember 1979 wurden im Rahmen einer ersten umfangreichen Dockinstandsetzungsmaßnahme nicht nur umfangreiche Betonsanierungsarbeiten durchgeführt sondern auch die BBRV-Anker beider Docks auf Ihre Restvorspannkraft hin überprüft.

Es stellte sich hierbei heraus, dass sich die vorhandene Ankerkraft der 238 BBRV-Anker im ersten Trockendock im Vergleich zur Gebrauchslast stark verringert hatte und somit die Auftriebssicherheit des Docks in Frage gestellt werden musste. Die weiterführende statische Untersuchung des Docks hatte zur Folge, dass 1982 166 zusätzliche Anker mit einer Gebrauchslast von 628 kN installiert werden mussten.

Zum Einsatz kam ein zum damaligen Zeitpunkt innovativer Einstab-Anker mit doppeltem Korrosionsschutz, Durchmesser Ø36 mm der Stahlgüte St 1080/1230, dessen Prinzip und Entwicklung unter Kapitel 4 nähere Erläuterung findet.

Die Ankertests an den BBRV-Ankern des 1971 fertig gestellten, zweiten Trockendocks zeigten hingegen, dass sich die Ankerköpfe in einem sehr guten Zustand befanden und sich von den insgesamt 263 Ankern 251 Anker auf die Gebrauchslast von 105 t vorspannen ließen. Weitere acht Anker wurden in Abhängigkeit der noch vorhandenen Lizen nachgespannt, während die vier unter Wasser liegenden Anker nicht zu berücksichtigen waren. Die Auftriebsicherheit des Docks war demnach nicht gefährdet. Es wurde jedoch dringlich empfohlen die Ankerkräfte in regelmäßigen Abständen, spätestens jedoch alle fünf Jahre zu testen.

5.2 Freispieleranker mit doppeltem Korrosionsschutz

Wie im vorherigen Kapitel bereits erwähnt, wurde in Folge der Ergebnisse der 1981 durchgeführten Ankerprüfungen ein Sanierungskonzept zur Wiederherstellung der Auftriebsicherheit des ersten Docks mittels vorgespannter Einstabanker entwickelt. Zum Einsatz kam ein so genannter Freispieleranker, welcher seit etwa 1977 den vormals zum Einsatz gekommenen, vorgespannten Vollverbundanker (System BBRV) ersetzte.

Mit der Einführung der Freispieleranker wurde Neuland betreten. Zur Gewährleistung der frei dehnbaren freien Ankerlänge des Zuggliedes im wasserführenden Baugrund musste ein entsprechender Korrosionsschutz entwickelt werden, welcher die Dehnbarkeit des Zuggliedes nicht behinderte jedoch seine dauerhaft schützende Wirkung auch nicht negativ beeinflusste. In den ersten Jahren wurde hierzu auf die freie Ankerlänge ein dünnwandiges PE-Hüllrohr aufgezogen, welches im Werk mit einer plastischen Korrosionsschutzmasse (z.B. Densojet oder Visojet) verfüllt und oben mit einem Schrumpfschlauch für den Transport und Einbau verschlossen wurde. Vor dem Spannen wurde der Schrumpfschlauch entfernt wobei das PE-Hüllrohr beim Spannen gegen die Ankerplatte gepresst werden sollte. In der Praxis gelang das allerdings in den wenigsten Fällen.

Erst in den Jahren 1981/82 wurde dann beim Einsatz von Stabankern das Kunststoffripprohr aus PVC im Bereich der Verankerungsstrecke eingeführt. Die Rippen waren als Gewinde ausgebildet, so dass die Rohre zusammengeschraubt werden konnten. Das Ripprohr wurde auf der ganzen Ankerlänge angebracht und der Zwischenraum mit einer Zementsuspension lückenlos ausgefüllt. Zur Bildung der freien Länge wurde bis zum Beginn

der Verankerungslänge ein zweites, glattes Hüllrohr aus PE über das Ripprohr geführt, wobei dieser entstehende Zwischenraum nicht verfüllt wurde.

Weitere maßgebliche Verbesserungen wurden im Bereich des Ankerkopfes eingeführt. Wurde der Ankerkopf samt Stabüberstand und Verankerungsmutter bis dato mit einem Teeranstrich versehen oder mit einem Isolierband umwickelt und einbetoniert, so ging man nun dazu über ein an die Ankerplatte geschweißtes Stahlrohr über das Glatthüllrohr zu stülpen. Der Innenraum wurde OK Ripprohr in der Regel mit einer Gummidichtung versehen und im Weiteren mit einer plastischen Korrosionsschutzmasse lückenlos ausgefüllt. Der sich hinter der Ankerplatte ergebende Hohlraum wurde mit einer Zementsuspension ausinjiziert. Der Ankerkopf selbst wurde mit einer Schutzhaube versehen und ebenfalls mit plastischer Korrosionsschutzmasse lückenlos verfüllt. Dieses erst seit 1981/1982 so ausgeführte System wird seither als "Einstabanker mit doppeltem Korrosionsschutz" bezeichnet. Genau dieser technischen Neuerung bediente man sich 1981 bei der Entwicklung eines geeigneten Sanierungskonzeptes zur Wiederherstellung der Auftriebssicherung des Trockendocks. Exemplarisch verdeutlicht Abbildung 7 die Ausführung des Ankerkopfes, wie er 1982 im Trockendock No 1 der KSEW ausgeführt wurde.

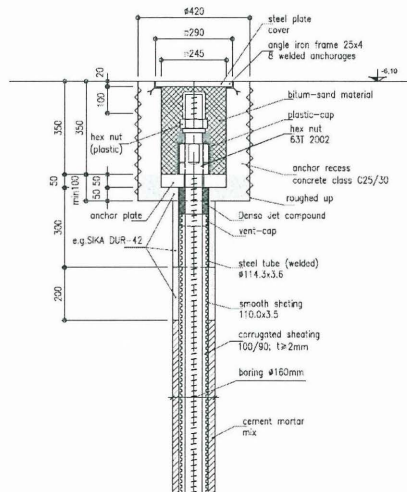


Abbildung 7: Schematische Darstellung der Einstab-Anker-Köpfe

5.3 Ankertest-Kampagne 1986

Im Jahr 1986 durchgeführte Ankertests an den zuvor beschriebenen Einstabankern zeigten keine nennenswerte Reduzierung der Ankerkräfte auf. Von insgesamt 166 getesteten Ankeren besaßen 132 Anker (80 %) immer noch eine Restankerkraft zwischen 620 kN und 660 kN. 25 Anker, deren Restankerkraft zwischen 560 kN und 620 kN lag, konnten ohne Schwierigkeiten auf Ihre Gebrauchslast von 628 kN nachgespannt werden. Bei sechs Ankeren wurde eine Ankerkraft über 660 kN festgestellt. Diese Anker wurden auf 660 kN entlastet. Nur zwei Anker besaßen eine Restankerkraft geringer 200 kN. Auch diese Anker konnten auf Ihre Gebrauchslast von 628 kN nachgespannt werden. Nur ein Anker konnte nicht nachgespannt werden und wurde daraufhin voll entlastet.

5.4 Ankertest-Kampagne 2006

Ergebnisse Trockendock 1

Die BBRV-Anker wurden nach 1979 erst 2006 erneut begutachtet und getestet. Es stellte sich heraus, dass sich die Ankerkraft der BBRV-Anker von ursprünglich insgesamt 23086 t auf 11867 t reduziert hatte.

Tabelle 2: Ankerkräfte im Trockendock Nr. 1 (Lift off Tests 2006)

Sektion	Original		aktuell		Anteil in [%]
	Ankeranzahl	Gesamt Ankerkraft	Ankeranzahl	Gesamt Ankerkraft	
1	48	4.656t	30	1.628t	35
2	40	3.880t	26	1.504t	39
3	40	3.880t	27	1.556t	40
4	40	3.880t	37	2.335t	60
5	40	3.880t	36	2.400t	62
6	30	2.910t	25	2.44t	84
		23.086t		11.867t	

Gleichzeitig wurden von den 1982 zusätzlich installierten 166 Einstabankern 27 Anker untersucht. Die Tests wurden jedoch abgebrochen, nachdem drei Ankerköpfe bereits in gerissenem Zustand vorgefunden, sowie zwei Anker bei einer Belastung unterhalb der Gebrauchslast rissen.

Tabelle 3: Einstab-Anker (Lift off tests 2006)

Sektion	Gesamt Ankeranzahl	Design load 63t	Getestete Anker	Vorhandene Ankerkraft	Bemerkungen
1	44	2.772t	12	42.10t	2 gerissen 1 Anker bei Ankertestkraft von 50t abgerissen
2	29	1.827t	5	57.75t	1 Anker bei Ankertestkraft von 55t abgerissen
3	28	1.764t	-	-	-
4	22	1.386t	-	-	-
5	22	1.386t	6	61.00t	1 gerissen
6	20	2.60t	4	58.75t	-

Unter der Annahme, dass die durchschnittliche vorhandene Ankerkraft der Einstabanker nicht mehr als 52 t beträgt, ergibt sich eine hypothetische Restankerkraft für die Einstabanker von insgesamt 7.307 t. Zusammen mit den ermittelten Restankerkräften der BBRV-Ankern ergibt sich somit eine Gesamt-Restankerkraft im Trockendock 1 von 19.174 t die einer Bemessungsankerkraft von 23.086 t entgegensteht. Dies entspricht einem Gesamtverlust von rund 17,5%. Unter Vernachlässigung der Einstabanker, die infolge einer besonderen Anfälligkeit gegenüber Spannungsrisskorrosion (siehe Erläuterungen weiter unten) im Allgemeinen beschädigt sein könnten, beträgt die zurzeit bestätigte Restankerkraft nur 11.867 t, was nur ca. 50 % der ursprünglichen Bemessungsankerkraft entspricht.

Ergebnisse Trockendock 2

27 Jahre nach den letzten Ankertests an den BBRV-Ankern wurden auch im Dock 2 erneut Tests durchgeführt und die Ankerköpfe untersucht. Von 162 untersuchten Ankerköpfen waren bei 89 von den ursprünglich 24 Litzen weniger als 14 vorhanden (siehe Tabelle 4), was auf eine starke Korrosion der Litzen hindeutet.

Tabelle 4: Anzahl vorhandener Litzen in den Ankerköpfen - Dock 2 (Lift off test 2006)

Vorhandene Litzen	20 und mehr	15 bis 19	10 bis 14	5 bis 9	Weniger als 5
Sektion 1	49	6	1	0	4
2	16	9	3	5	7
3	13	7	2	5	13
4	9	11	5	6	9
5	16	9	3	4	8
6	17	11	5	3	6
Total	120	53	19	23	47

Die ermittelte vorhandene Restankerkräfte betrug mit 11.310 t nur noch 43 % der ursprünglichen Bemessungsankerkräfte von 26.200 t. Die Auftriebssicherheit dieses zweiten Docks ist demnach rechnerisch nicht mehr gewährleistet.

Tabelle 5: Verbleibende Ankerkräfte im Trockendock Nr. 2 (Lift off test 2006]

Sektion	Ankeranzahl	Durchschnittliche verbleibende Ankerkraft[t]	Gesamt Restankerkräfte [t]
1	60	60.48	3628.88
2	40	43.10	1724.10
3	40	30.34	1213.61
4	40	32.54	1301.65
5	40	41.21	1648.30
6	42	42.70	1793.35
		Total	11309.89

Ursachenforschung des Ankerversagens an Einstabankern

Um der Ursache des ungewöhnlichen Ankerversagens der Einstabanker auf den Grund zu gehen, wurde ein abgerissener Anker zur analytischen Untersuchung nach Deutschland verbracht. Folgende Untersuchungen wurden an dem Werkstück veranlasst:

- Makroskopische Betrachtung
- Bestimmung der chemischen Zusammensetzung
- Rasterelektronenmikroskopische Untersuchung
- Metallurgische Analyse
- Zugversuch nach DIN EN 10002-1
- Kerbschlagbiegeversuch nach DIN EN 10045-1

Die Untersuchungsergebnisse verifizierten den damals bestellten Stahl der Qualität 1080/1230 und belegten, dass das Versagen des Ankers auf eine wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion zurückzuführen war. Die auf der nächsten Seite folgenden Abbildungen zeigen den Ausgangspunkt des Spannungsrisses am untersuchten Werkstück. Nach heutigem Wissensstand sind solch hochfeste Stähle besonders anfällig gegenüber einer Spannungsrisskorrosion und für vergleichbare Einsätze nicht mehr zugelassen.

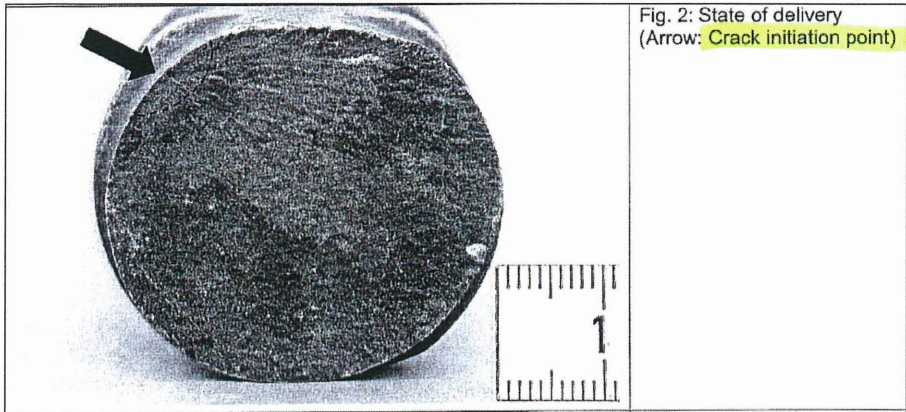


Abbildung 8: Schematische Darstellung der Einstab-Anker-Köpfe

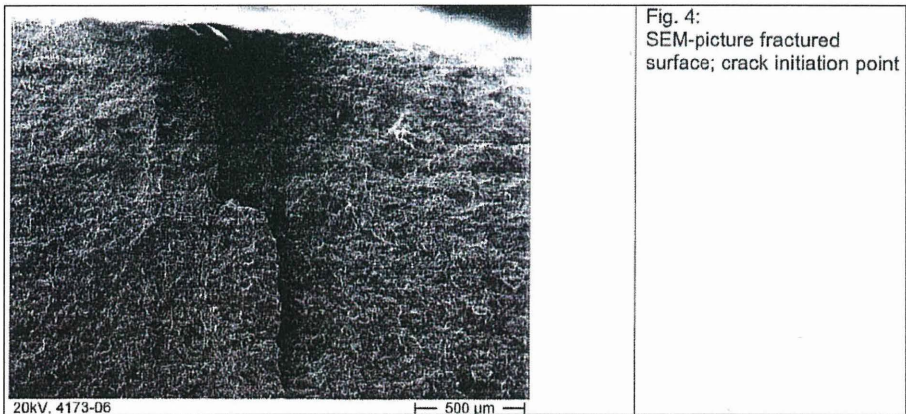


Abbildung 9: Schematische Darstellung der Einstab-Anker-Köpfe

Erfahrungen mit Einstabankern Mitte der 80iger Jahre

Zunächst einmal sollte festgehalten werden, dass sich der Einsatz von vorgespannten Einstab-Ankern generell gut bewährt hat. Weltweit ist es, gemessen an der Vielzahl der eingebauten und vorgespannten Anker, nur bei einer sehr geringen Anzahl von verankerten Bauwerken zu schweren Schäden oder gar Versagen der Bauteile durch Korrosion gekommen. Die wichtigsten Ursachen für das Versagen eines Bauteils liegen hauptsächlich in:

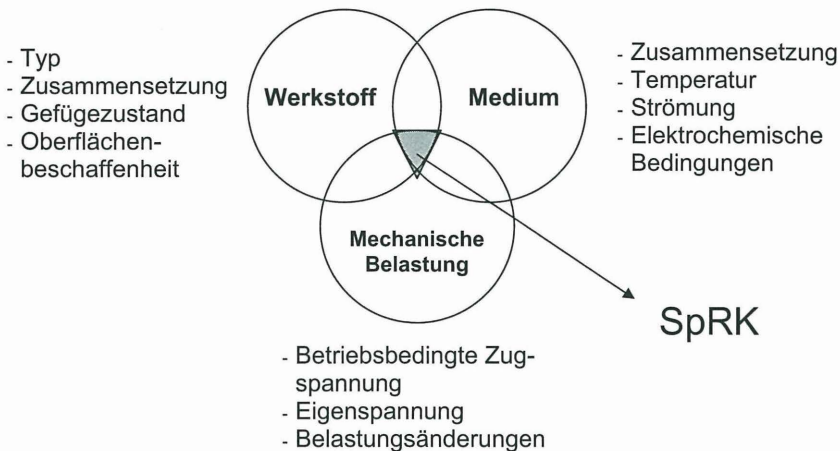
- ungenügendem Korrosionsschutz
- Eintrag eines korrosiven Mediums
- spannungsrisskorrosionsempfindlichem Spannstahl

Letztere ist dem zuvor genannten Untersuchungsbericht zufolge in diesem speziellen Fall eindeutig die ausschlaggebende Ursache. Bei dieser Ankergeneration eingetretene Schäden am Spannstahl waren überwiegend Sprödbrüche infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion, ausgehend von Korrosionsnarben oder Lochfraßstellen. Spannstähle wurden Anfang der 80er Jahre überwiegend in der Qualität 835/1030 oder 1080/1230 eingesetzt. Nach vermehrtem Auftreten von Sprödbrüchen bei diesen oder noch höheren Qualitäten wurde der Einsatz dieser Stähle in Frage gestellt. Bereits nach 1985 wurden Qualitäten über 1080/1230 aufgrund ihrer besonders hohen Empfindlichkeit gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion nicht mehr eingesetzt. Die drei Grundvoraussetzungen für eine wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion seien im Folgenden kurz aufgezeigt:

- Der Werkstoff muss eine Neigung zur Spannungsrisskorrosion besitzen. Diese Voraussetzung ist in der Regel immer erfüllt, wobei der Grad der Anfälligkeit vom Typ, der Zusammensetzung, dem Gefügezustand und der Oberflächenbeschaffenheit des Werkstoffes abhängt und somit stark variieren kann.
- Der Werkstoff muss Zugspannungen ausgesetzt sein. Diese können betriebsbedingte Zugspannungen, Eigenspannungen oder Belastungsänderungen sein. Oft reichen schon sehr geringe Zugspannungen aus um eine Spannungsrisskorrosion (SpRK) auszulösen.

- Auf den Werkstoff muss ein korrosives Medium einwirken. Wobei es bei der Wasserstoff induzierten SpRK unerheblich ist ob es sich bei dem angegriffenen Werkstoff um einen un- oder hoch legierten Stahl handelt. Das korrosive Medium wirkt bereits in einer sehr geringen Konzentration, teils im ppm Bereich. Als angreifendes Medium kommt hier schon Wasser in Frage, wobei neben chloridhaltigen Medien bei hochfesten Stählen auch alkalische Zusätze z.B. aus Zementsuspensionen stark korrosiv wirken können.

Die folgende Darstellung verdeutlicht noch einmal die Abhängigkeiten.



Schlussfolgernd kann gesagt werden, dass eine Spannungsrissskorrosion nie ganz ausgeschlossen / beseitigt werden kann. Da in der Regel weder Einfluss auf das angreifende Medium, noch wesentlich auf die mechanische Belastung Einfluss genommen werden kann, ist ein besonderes Augenmerk auf die Auswahl eines für den Einsatz und die Verhältnisse geeigneten Werkstoffes zu legen. Durch eine entsprechend definierte Legierung sowie eine abgestimmte Wärmebehandlung des Werkstoffes lässt sich die Empfindlichkeit gegenüber einer wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion erheblich reduzieren.

6 Sanierung 2008

Variantenvergleich - Lösungsfindung

Die in Tabelle 6 dargestellten Sanierungsvarianten sind hinsichtlich ihrer Machbarkeit, Haltbarkeit, der Kosten, sowie der Bauzeit verglichen und mit den Anforderungen und Bedürfnissen des Auftraggebers abgeglichen worden. Dieser setzte voraus, dass der bestehende Tiefgang der Schiffe beibehalten und die Baumaßnahme nach Möglichkeit während des Dockbetriebes erfolgen sollte.

Tabelle 6: Sanierungsvarianten

	Alternative	Trockendock 1	Trockendock 2
Variante 1	Installation von zusätzlichen Ankern	X	X
Variante 2	Aufbetonsohle	X	X
Variante 3	Überbohren vorhandener Anker und anschließende Installation neuer Anker	X	---
Variante 4	Grundwasserabsenkung	---	X

Beschreibung und Bewertung der Maßnahme

Variante 1 beinhaltet das Einbringen zusätzlicher Anker in die Sohle der Trockendocks 1 und 2. Bei diesen würde es sich um vorgespannte Einstab-Anker mit doppeltem Korrosionsschutz und einer geringen Stahlgüte handeln, wie es in Abbildung 7 dargestellt ist. Das Einbringen der Anker selbst wird als mittelschwere Arbeit bezeichnet und kann teilweise auch während des Dockbetriebes ablaufen. In Dock 1 wird vorgesehen die weiteren Anker zwischen die vorhandenen Ankerreihen zu platzieren, in Dock 2 werden die neuen Anker in die vorhandenen Ankerreihen zwischen die vorhandene Anker gesetzt. Auf weitere statische Anforderungen wird ausführlicher im folgenden Kapitel eingegangen.

Zur Sicherung der Auftriebssicherheit wird in Variante 2 für das Trockendock 1 eine 2,30 m dicke Aufbetonsohle, für das Trockendock 2 eine 2,15 m dicke Sohle vorgesehen. Das Anrauen der Sohle muss fachgerecht ausgeführt werden und erfordert entsprechendes Fachwissen, während die weiteren Ausführungen der Schalung, Bewehrung sowie des Betonierens als einfache Arbeiten eingestuft werden. Die Durchführung erfolgt bei geschlossenem Dock und kann nur in sehr geringem Teil mit dem Betriebsablauf des Docks koordiniert werden. Da infolge dieser Variante der Tiefgang der Schiffe reduziert wird, wurde diese Variante nicht weiter verfolgt.

Aufgrund der im Jahr 1980 zusätzlich installierten Einstabanker ist der Platz für weitere Anker in der Sohle von Trockendock 1 stark reduziert, weshalb hier als dritte Variante das Überbohren derselben angedacht war. An diesen Stellen ist eine Neuinstallation von vorgespannten Einstab-Ankern, wie in Variante 1, geplant. Es wird angenommen, dass nur ca. 80 % der betroffenen Anker vollständig überbohrt und gezogen werden können. Diese Arbeit erfordert außerdem sehr gut geschultes Personal und modernste Technik, wodurch die Bauzeit verlängert wird und was zu erhöhten Kosten führt. Infolge des komplizierten Arbeitsverfahrens und eines hohen Restrisikos wurde diese Variante letztendlich nicht gewählt.

Unter dem Trockendock 2 verläuft an drei Seiten eine Spundwand, die bis zur harten Ton-schicht hinuntergeht, weshalb als vierte Variante eine permanente Grundwasserabsenkung in Erwägung gezogen wurde. Dazu müssten genaue Untersuchungen zur Dichtigkeit der Spundwände durchgeführt und eine Grundwasserstandsanalyse aufgestellt werden, um so ein entsprechendes Programm entwerfen zu können. Dabei handelt es sich um eine aufwendige und komplizierte Technik, die ständig überwacht und gewartet werden müsste. Es besteht ein hohes Risiko, dass diese Maßnahme nicht in der geforderten Qualität ausgeführt wird und deshalb wurde sie nicht weiter verfolgt.

Tabelle 7: Vergleich der Sanierungsmaßnahmen

	Auftriebssicherheit	Machbarkeit		Wartung nötig	Tiefgang	Korrosionsschutz	Ausführung	Komplexität	Dockzustand	Dockbetrieb möglich
		DD1	DD2							
Installation von zusätzlichen Ankern	Zusätzliche Anker	ja	ja	nein	gleich bleibend	Doppelter Korrosionsschutz; Verpresszement; geringe Stahlgüte;	Moderne Bohrausrüstung	mittel	leer	teilweise
Aufbetonsohle	Aufbeton	ja	ja	nein	reduziert	Anker mit doppeltem Korrosionsschutz nur in Torbereich; Verpresszement; geringe Stahlgüte;	Die Vorbereitung der vorhandenen Sohle muss fachgerecht ausgeführt werden; weitere Schal-, Bewehrungs- und Betonarbeiten sind einfach zu bewerkstelligen;	gering	leer	teilweise
Überbohren vorhandener Anker und anschließende Installation neuer Anker	Zusätzliche Anker	ja	nein	nein	gleich bleibend	Doppelter Korrosionsschutz; Verpresszement; geringe Stahlgüte;	Modernste Bohrtechnik und geschultes Personal sind nötig; es können nur ca. 80% der zu überbohrenden Anker erfolgreich gezogen werden.	hoch	leer	teilweise
Grundwasserabsenkung	Reduzierung des Grundwasserspiegels	nein	ja	ja	gleich bleibend	Wird nicht benötigt	Moderne Ausrüstung und Technik ist erforderlich; hoher Wartungsaufwand;	hoch	leer	ja

Kostenanalyse - Bauzeit

Die Variante 1 stellt sich für Dock1 mit 3.293.595 US\$ und Dock 2 mit 2.334.952 US\$ als kostengünstigste Variante heraus.

Tabelle 8: Variantenvergleich bezüglich der Kostenschätzung und Bauzeit

		Kostenschätzung		Bauzeit	
		DD1	DD2	DD1	DD2
		[USD \$]	[USD \$]	[Monate]	
Variante 1	Installation von zusätzlichen Ankern	3.293.595	2.334.952	5.0	4.0
Variante 2	Aufbetonsohle	5.914.221	4.682.548	5.0	4.8
Variante 3	Überbohren vorhandener Anker und anschließende Installation neuer Anker	4.261.410	-	6.0	-
Variante 4	Grundwasserabsenkung	-	-	-	-

Statische Erfordernisse

Die Untersuchungen zur Auftriebsicherheit der Docks unter Beachtung der vorhandenen Bauteile und Baustoffe erfolgte, um die Einhaltung zulässiger Spannungen in der Dockwand und der -sohle, sowie zulässige Verformungen gewährleisten zu können.

Der Nachweis der Auftriebssicherheit erfolgte nach EAB 2006, während der Stahlbetonnachweis nach DIN 1045-1979 durchgeführt wurde, um die damals verwendeten Baustoffe berücksichtigen zu können.

Die Schnittgrößenermittlung, sowie der Nachweis der Verformungen für den Endblock und die Regelblöcke der Trockendocks erfolgten in 2D mit dem Programm R-Stab (siehe Abbildung 10). Für die Endblöcke beider Trockendocks wurde in RFEM jeweils ein 3D-Modell erstellt, worüber der Wandeinfluss und die Eckausbildung berücksichtigt werden konnte (siehe Abbildung 11).

Der Einbau schlaffer Anker erwies sich als ungünstig. Dieser gewährleistete zwar die Auftriebssicherheit des Docks, jedoch kam es zu Überschreitungen der maximal zulässigen Momente, wie es in Abbildung 10 dargestellt ist.

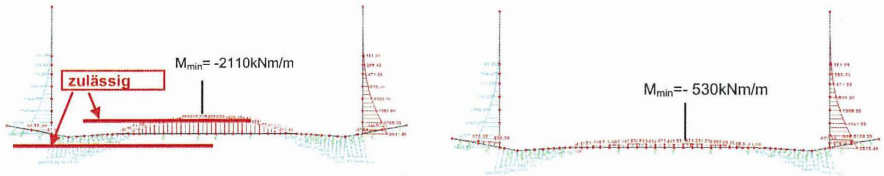


Abbildung 10: Vergleich zulässiger und vorhandener Momente in einem Standardquerschnitt des Trockendocks 1 a) ohne vorgespannte Anker – b) mit vorgespannten Ankern

Eine Reduzierung der Momente in der Docksohle ergibt sich nur unter weiterer Verwendung von vorgespannten Ankern, wie es in Abbildung 11 dargestellt ist. Für das Trockendock 1 werden Ankerkräfte von 535 kN und für das Trockendock 2 von 400 kN ermittelt.

LG3: + anchors -LL
m-y

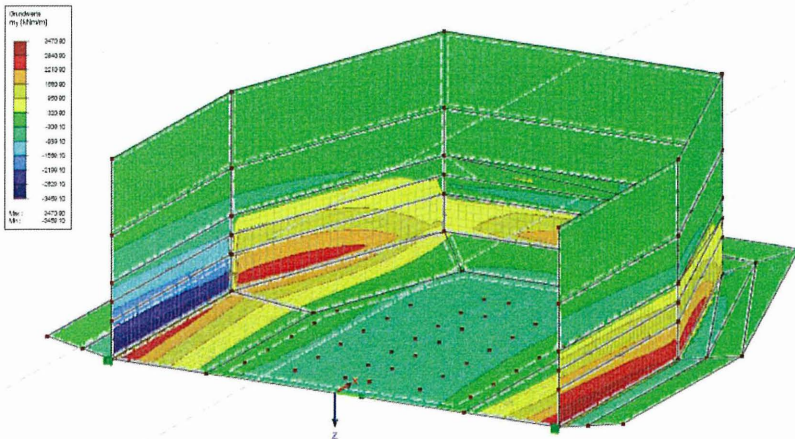


Abbildung 11: 3D Modell der Endsektion des Trockendocks 1

Ausschreibung 2009

Es ist aus der voran genannten Problematik heraus beabsichtigt, die Ausschreibung basierend auf einer Optimierung des Werkstoffes zu erstellen, welche den Nachweis der Eignung des gewählten Ankersystems durch den Bauunternehmer unter Berücksichtigung der maßgebenden Faktoren „Medium“ und „Mechanische Belastung“ verlangt.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Karachi Shipyard and Engineering Works Ltd., der Träger der einzig in Pakistan operierenden Schiffswerft, plant die Rehabilitation und Modernisierung der gesamten Anlage. Die Werft verfügt über zwei Trockendocks, die im Jahr 1958 und im Zuge einer späteren Erweiterung im Jahr 1968 errichtet wurden. Die Trockendocks wurden aus Stahlbeton mit einer gegen den Baugrund verankerten Sohle hergestellt. In beiden Fällen besteht die Verankerung aus vorgespannten Stahlzuggliedern aus hochfesten Stählen.

Gegenüber einer Schwergewichtskonstruktion stellt diese Bauweise eine sehr wirtschaftliche Alternative dar. Es hat sich jedoch im Laufe der Jahrzehnte gezeigt, dass hochfeste Stähle für Bauwerke in einer maritimen Umgebung nicht geeignet sind, da diese der für solche Bauwerke geforderten Robustheit auf Dauer nicht gerecht werden können.

Für die nun anstehende Rehabilitation der beschädigten Verankerung werden Verpressanker mit einer unter Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen angepassten Stahlgüte vorgesehen um hier besonders die Anfälligkeit gegenüber einer Spannungsrisskorrosion drastisch zu reduzieren. Um den Biegespannungen in der Stahlbetonsohle Genüge zu tun, werden die vorgesehenen zusätzlichen Anker mit einer definierten Vorspannkraft ausgeführt werden.

7 Referenzen und Literatur

- /1/ **Erich Lackner**, The New Dry Dock at Karachi, Reprint from the Periodical TRENDS (German Construction Engineering), Vol. 11, Otto Elsner Verlagsgesellschaft Darmstadt (Germany), Edition 1959
- /2/ **Erich Lackner**, Erweiterung der Werftanlage in Karatschi, Sonderausdruck aus Konstruktiver Ingenieurbau, Werner Verlag Düsseldorf 1967
- /3/ **Erich Lackner**, Vorgespannt verankerte Trockendocks, Sonderdruck aus Vorträge der Baugrundtagung 1962 in Essen, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

Autoren:

Dr.-Ing. Eckard Schmidt
Dipl.-Ing. Juan Ollero
Dipl.-Ing. Oliver Schwarz
Dipl.-Ing. Inga Henning

INROS LACKNER AG

Lindenstraße 1A

28755 Bremen

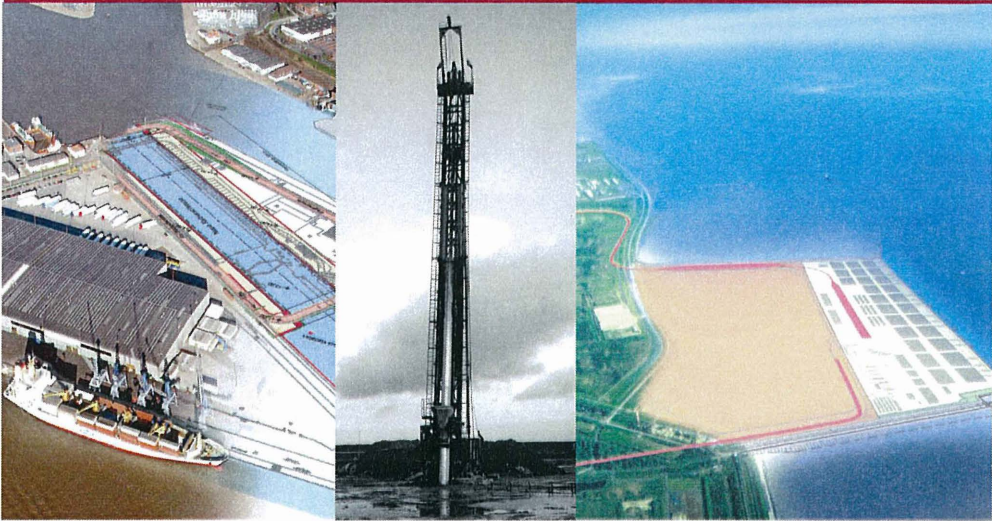
Tel.: +49 (0)421 65841-0

Fax: +49 (0) 421 65841-10

E-mail: eckard.schmidt@inros-lackner.de,
juan.ollero@inros-lackner.de,
oliver.schwarz@inros-lackner.de
inga.henning@inros-lackner.de,

Internet: www.inros-lackner.de

Nachhaltig und zukunftsorientiert planen - fachübergreifendes Spezialwissen im Wasserbau



Die Kaiserschleuse und der JadeWeserPort sind richtungsweisende Wasserbauprojekte in Deutschland. Die hochkomplexen Planungen erfordern technisch anspruchsvolle und individuelle Lösungen sowie innovative Ansätze. Neue Maßstäbe werden gesetzt. Die INROS LACKNER AG ist mit verschiedenen Planungsleistungen an der Realisierung beteiligt.

Die INROS LACKNER AG ist ein national und international anerkanntes Architektur- und Ingenieurunternehmen. Das Kompetenz- und Erfahrungsprofil zeichnet sich durch eine über 70jährige Marktpresenz aus. Sowohl für die Planung von Spezialleistungen als auch für die Generalplanung ist die INROS LACKNER AG in allen Planungsstufen tätig, berät umfassend und trägt durch effizientes Genehmigungs- und Baumanagement maßgeblich zum Erfolg der Bauvorhaben bei.

Hochbau

Wasserbau

Verkehrsbau

Umwelt/Tiefbau

Baumanagement

www.inros-lackner.de

1993 – 2008 meine 15 Behördenjahre in Hamburg, eine epochale Entwicklungszeit in der Zustimmung zur Nachweisführung für die äußere Tragfähigkeit von Pfählen

Wolfgang Körner

Gliederung:

1. Bestandsaufnahme Stand 1993
2. Entwicklung
3. Stand 2008
4. Ausblick in die Zukunft

1. Stand 1993

Die Freie und Hansestadt Hamburg ist ein kleiner Stadtstaat mit intensiver Bautätigkeit. Organisatorisch hat die Bauverwaltung den Vorteil zu nutzen verstanden und die Prüfung von den bautechnischen Nachweisen zentral organisiert. Für das gesamte private Bauen ist die Bearbeitung der Prüfstele für Baustatik zugeordnet.

Der Themenkreis Tiefgründung wird somit von wenigen, aber spezialisierten Mitarbeitern betreut. Auch bei Sonderfällen erfolgt hier die Prüfung der erforderlichen Nachweise. Diese Bearbeitung hat Einfluss auf die Aufstell- und Prüftätigkeit in der Region. „die mit der Prüfung beauftragten Damen und Herren“¹⁾ werden mit Rat in Einzelfällen bedient. Die Abwägungen führen auch zu klar gefassten Ergebnissen, juristisch gesehen zu einer formlosen Zustimmung im Einzelfall. Die Ergebnisse finden ihren Platz im Zuge der bautechnischen Prüfung.

1) So lautet die nachrichtliche Bezeichnung der Prüffingenieure für Baustatik, der Mitarbeiter im eigenen Hause und der behördlichen Stellen, die eigenverantwortlich ihre Zustimmungverfahren im Rahmen der Hamburgischen Bauordnung betreiben und selber prüfen

Notwendigkeit der behördlichen Befassung

Wo lagen die Ursachen dafür, dass sich die Behörde so direkt und intensiv mit der Thematik befasste?

Das Thema Tiefgründung ist schon immer für die bautechnische Prüfung wesentlich. Dies erklärt sich aus den besonderen Baugrundverhältnissen in Hamburg. Der Siedlungskern, Innenstadt und Hafen sind im Urstromtal der Elbe gelegen. Es zieht sich ein mehr als 7 Kilometer breites Band aus Weichschichten durch die Stadt, die selber etwa einen Kreis mit 50 km Durchmesser bildet. Außerdem gibt es eine hohe Zahl an Torf- und Muddengebieten, die über die gesamte Fläche der Stadt verstreut sind.

Beschäftigten sich früher im Prüfamts viele ein bisschen mit dem Thema, so hatte man sich um 1960 dazu entschlossen, einen Ansprechpartner und Bearbeiter für dieses Spezialthema Tiefgründung vorzuhalten.

Das Engagement im Themenbereich Pfähle war in Hamburg nicht neu. Jedoch darf ich vielleicht daran erinnern, dass bis dahin jedes Bundesland seine Zulassungen selbst regelte, die nur für das eigene Staatsgebiet verbindlich waren.

So hatte Hamburg bereits drei so genannte Einlandzulassungen herausgegeben:

- 1956 Frankpfähle mit den Durchmessern 33,5cm, 40cm, 42cm u. 50cm (zunächst noch ohne Aussage zur Fußausrammung) [Bild 1]
- 1959 Grasbrook – Sonderpfähle R.T. 59 [Bild 1]
- 1963 Simplex – Ortbeton – Rammpfähle

Diese Zulassungen hatten später keinen Fortbestand. Die Erstellung von Zulassungen wurde ab 1968 mit der Gründung des Deutschen Instituts für Bautechnik dieser von den Ländern getragenen Einrichtung übertragen. Im Zuge der weiteren Vereinheitlichung der Technischen Baubestimmungen wurden keine Verlängerungen ausgesprochen.

Gleichwohl konnten die Erfahrungen, die in Hamburg im Zuge der Zulassungsverfahren gesammelt worden waren, weiter angewendet werden.

zur Bohrpfahlnorm DIN 4014 zu. Dabei stellte sich ein gegenüber dem einfachen Bohrpfahl erhöhter Tragwiderstand heraus.

Von der Prüfstelle für Baustatik wurden die Rechenansätze der DIN 4014 mit einem Erhöhungsfaktor von 25% akzeptiert bei gleichzeitiger Akzeptanz der hohen Anzahl von Probelastungen und der damit verbundenen Reduzierung des globalen Sicherheitsfaktors von 2,0 auf 1,75.

Diese „Hamburgensie“ beschränkte sich auf diejenigen Firmen, die zu der umfangreichen Erfahrungssammlung beigesteuert hatten und die zuverlässig nachgewiesen hatten, dass sie sicher und fachlich qualifiziert in der Herstellung waren.

Zur Dokumentation der Rahmenbedingungen wurde ein Protokoll verfasst, dem die für eine Beurteilung erforderlichen Daten angefügt wurden (Bilder 2-4). Dazu ein Lageplan für das Bauvorhaben mit Ortsbestimmung der erforderlichen Baugrundaufschlüsse. Das Ergebnis lässt sich auch mit den heutigen Mitteln (z.B. EA-Pfähle) treffend nachempfinden.

Bauordnungsmst 3

BESPRECHUNGSPROTOKOLL

Besprechung am : 16.9.94
 Besprechungsort : im Hause BOA 3, Stadthausbrücke 8, Tel 34911/2207
 Betrifft : Nachweis der äußeren Tragfähigkeit für 16.9.94

Bauvorhaben : 16.9.94

Pfahlanzahl : 26

Gründungsfirma : [REDACTED]

Bauherr : [REDACTED] Architekt : [REDACTED]
 Bezirks/Ortsamt : [REDACTED] Statiker : [REDACTED]
 Prüfingenieur : [REDACTED] Gutachter : [REDACTED]
 Teilnehmer : [REDACTED] (P. 45)

Vorgelegte Unterlagen : [REDACTED]

Vereinbarungen : Der äußeren Tragfähigkeit der Pfähle wird aufgrund von vergleichbaren Probelastungsergebnissen unter folgenden Bedingungen zugestimmt:

Pfahlquerschnitt : D.K. Pfahlfuß : Einbaulänge in den tragfähigen Boden :	zulässige Last : einachs. neg. Moment :
20 cm - 6m	50 kN
20 cm - 4m	75 kN

Den vorzulegenden Pfahlherstellprotokollen sind die entsprechenden Baugrundaufschlüsse beizufügen.
 Mit der Ausführung der Pfähle darf erst nach Vorliegen von geprüften Bauvorlagen begonnen werden.

Hamburg, den 16.9.94
 (Unterschrift)
 Prüfstelle für Baustatik

Bild 2 Besprechungsprotokoll TVB 1994

NACHWEIS DER ÄUSSEREN TRAGFÄHIGKEIT Teilverdrängungsbohrpfähle

System : STRABAG SVB Din 4014 BV

Richard Jebens
Grundbau GmbH
Pappelallee 33
2000 Hamburg 76
040/20 208 306
040/20 208 319

D/Da :
BV :

Tel.
Fax.

Bauherr :

Pfahldurchmesser	Da	=	0,420	m
Pfahlfumfang	U	=	1,319	m
Pfahlfußfläche	A	=	0,138	m ²

Schicht	m u. Ansatz von bis	q	s	c	u	Mantel		Spitze	
						τ	h	$\tau \cdot h \cdot u$	σ
1	0,00 - 6,00					0,000	6,00	0,000	0,000
2	-6,00 - 7,00					0,040	1,00	0,053	0,000
3	-7,00 - 11,50					0,080	4,50	0,475	0,277
4						0,00	0,00	0,000	0,000
5						0,00	0,00	0,000	0,000
6						0,00	0,00	0,000	0,000
7						0,00	0,00	0,000	0,000
8						0,00	0,00	0,000	0,000
								0,628	+
								Qgr	Qgs

Lasterhöhungsfaktor : 1,25
Sicherheitsbeiwert : 1,75

$$= 0,804 \cdot \frac{1,25}{1,75} = 0,575$$

Qg Qzul

Bild 3 Rechnerischer Nachweis analog DIN 4014 für einen TVB

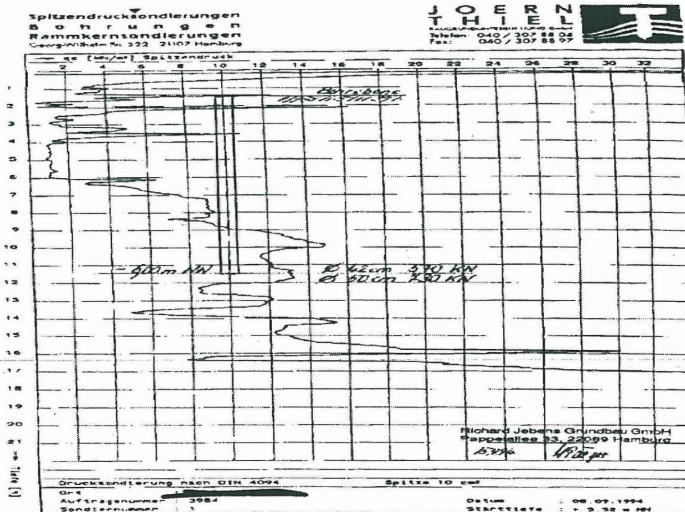


Bild 4 Drucksondierung am Beispiel eines TVB

Es gab Obergrenzen bei den Beanspruchungen bei den einzelnen Pfahltypen. Wer Zustimmung zu höheren Belastungen haben wollte, musste weitere Probebelastungen durchführen. Dabei spielten bis 1993 die dynamisch ausgeführten Probebelastungen noch eine nachgeordnete Bedeutung.

Hingegen wurde überaus großer Wert darauf gelegt, dass ausschließlich durchgehend bewehrte Pfähle hergestellt wurden.

Des Weiteren fand Beachtung, dass zumindest rechnerisch höchstens die Betongüte Bn 250 Ansatz in den Nachweisen fand, wie in den geltenden Normen vorgegeben. Sollte in besonders gelagerten Fällen für den Nachweis der inneren Tragfähigkeit eine höhere Betongüte erforderlich sein, so wurden zum Beleg der Integrität dieser Pfähle entsprechende positive Untersuchungsergebnisse stichprobenweise gefordert.

2. Entwicklung 1993-2008

Verdrängungsbohrpfähle

FREIE UND HANSESTADT HAMBURG
Behörde für Stadtentwicklung und Umwelt, Amt für Bauordnung u. Hochbau
- Prüfstelle für Baustatik -

1. ERGÄNZUNG 2008 vom 23.10.2007 zum
BESPRECHUNGSPROTOKOLL VOM 18.09.07

Besprechung am: 23.10.2007
Besprechungsort: Im Hause ABH 3, Stadthausbrücke 8, Tel. 42546 / 2201
Betr.: Nachweis der äußeren Tragfähigkeit für Vollverdrängungsbohrpfähle - ATLAS *als Ersatzpfähle*
Bauvorhaben: Container Terminal Tollerort Hamburg
Pfahlanzahl: Am Vulkanhafen 30, 20457 Hamburg
168 Stck.
Gründungsfirmen: **FRANKI**

Bauherr: CTT GmbH
Am Vulkanhafen 30
20457 Hamburg
Bez./Ortsamt: HPA
Prüflingenieur: - 4 -
Teilnehmer: Herr Kürner (ABH 3)
Architekt: WTM Engineers GmbH
Statiker: LB Metzger - von Grabe GbR
41239 Mönchengladbach
Gutschter: Burmann, Mandel & Partner
Herr Garbers (Franki)

Vorgelegte Unterlagen: Gründungsaburteilung Burmann, Mandel & Partner und Anlagen

Vereinbarung: Der äußeren Tragfähigkeit der Pfähle wird aufgrund von vergleichbaren Probebelastungsergebnissen unter folgenden Bedingungen zugestimmt:

Pfahlgewichte	U.K. Pfahl	Einbaulänge in den tragfähigen Baugrund	Zulässige Last (incl. sog. Mantelreibung)
46 / 56 cm		≥ 2,55 m	- 300 kN (Zug)
		Begleitend 2,90 bar	- durch Fließbohr
		Betriebsdruck	- Nachbelastungen
		≥ 3,00 bar	- Nachbelastungen in 7
			der Arbeitsbreite der Anlage
			Pfähle bewährten

Es sind an 3 % der Pfähle (min. 10 Stück) Integritätskontrollen vorzunehmen, die durch den Bauherren zu beauftragen sind.
Den vorzulegenden Pfahlherstellungsprotokollen sind die entsprechenden Baugrundeinschlüsse beizufügen. Mit der Ausführung der Pfähle darf nur nach Vorliegen von geprüften und genehmigten Bauvorlagen begonnen werden.

Hamburg, den 23.10.07
Vert. für Per-Tex
1. 202 312 Herr Dr. Göttsche / Feldmann
u. 253 Herr Garbers

W. Metzger
(Unterschrift)
Prüfstelle für Baustatik

Im Bereich der gebohrten vollverdrängenden Pfähle wurden Erfahrungen mit Betriebsdrücken der Geräte gesammelt, sowohl bei Fundex- als auch bei Altaspfählen. Diese Erfahrungen auf der Grundlage von zumindest mitteldicht gelagerten Sandböden ließen eine brauchbare Annahme für die Herstellung von Pfählen zu, die einen ausreichend großen Tragwiderstand boten. Dabei spielte eine vernünftige, auf der sicheren Seite liegende Anwendung dieser Widerstandsermittlung (vormals Tragfähigkeitsermittlung) eine wichtige Rolle.

Das hatte zur Folge, dass in die Nachweisführung für die äußere Tragfähigkeit ein Betriebsdruckschema eingeführt wurde, dass den Beginn bei einem Mindestdruck und das Ende bei einem entsprechend höheren Betriebsdruck, über die Einbindung ansteigend, vorsah. Ein Herstellkriterium, das im Normalfall ausreichend belegen konnte, ob die Annahmen zugetroffen hatten. Im Falle von Abweichungen musste eine aktualisierende Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten vorgenommen werden.

Schneckenbohrpfähle

Bei den Teilverdrängungsbohrpfählen habe ich mich im Verlaufe der Zeit zunehmend darauf beschränkt, schon im Hinblick auf die im Entstehen befindliche EA-Pfähle den Annahmen der erforderlichen Rechenwerte für die Bemessung zuzustimmen, so dass die eigentliche Ermittlung des äußeren Pfahlwiderstandes im Zuge der allgemeinen Nachweisführung durch die Prüfsingenieure geprüft werden konnten.

Betriebsdrücke beim Einbringen des Schneckenrohres waren nie Beurteilungsgegenstand. Gerade bei dieser Bauart spielen nicht typisierbare Faktoren mit, wie z.B. das sog. Freischneiden im Vorwärtsgang (Vorschub auf Null bei gleichzeitiger Drehbewegung).

Rammpfähle

Auf dem Feld der Rammpfähle, sowohl bei den Stahlbetonfertigrammpfählen als auch bei den Ortbetonrammpfählen hat sich insofern keine große Änderung im Verfahren eingestellt, als dass bereits breit angelegte Erfahrungswerte für die Tragwiderstände vorlagen, die in weiteren Belastungsversuchen weitgehend bestätigt und auch fortgeschrieben wurden.

Auf dem Gebiet der Stahlbetonfertigrammpfähle liefen dann in den 90'ern die ersten Gehversuche, die jetzt in der EA-Pfähle etablierten Nachweiswege an Mantel und Spitze Widerstandswerte festzumachen, mit deren Hilfe sich eine Berechnung erstellen lies. Es

wurden bei der Firma Centrum an oder über hundert Probelastungen ausgewertet und daraus analog zu den Werten der DIN 4014 Berechnungsansätze erstellt. Im Rahmen der bekannten Erfahrungen lies sich damit arbeiten.

Höhere Widerstandswerte (als in DIN 4026) wurden für Stahlbetonfertigrampfpfähle in Einzelfällen gegenüber der Prüfstelle durch vergleichbare Probelastungen belegt. Die Problematik der Vergleichbarkeit der Baugründe erfordert 1993 wie auch 2008 in schwierigen Fällen die Zusammenarbeit mit Baugrundsachverständigen (Fachplaner für Geotechnik).

Kleinverpresspfähle

Auch Kleinverpresspfähle fanden immer wieder Ihre Anwendung. Da war es für die Anwender nicht einfach, aus dem jeweiligen Fundus von Probelastungen eine oder gar mehrere passende für einen aktuellen Fall herauszufinden. Die Baugründe in Hamburg sind zu einem großen Teil so heterogen, dass schwer Vergleiche mit anderen Lagen herzustellen sind. So hat es doch eine nicht geringe Anzahl von weiteren Beprobungen gegeben, auf die dann die Bemessung für das Objekt gestützt werden konnte.

Dabei traten Extremfälle auf, die vorsahen den Druckversuch durchzuführen, der vielleicht gegenüber dem Zugversuch einen etwas höheren Grenzwert ergab. Die Beteiligten werden sich, inzwischen bestimmt mit einem Lächeln, an die Versuche erinnern, das Probestück am Ausweichen zu hindern.

Das Knicken von Mikropfählen in weichen Böden ist ein aktuelles Thema. Dazu haben Ofner und Wimmer Rechenhilfen veröffentlicht (Knickbemessung von Mikropfählen in weichen Böden, Bauingenieur 82 /Heft 5/2007), die auch fleißig benutzt werden. Dazu möchte ich dringend bitten, die Hilfe auch richtig anzuwenden. Die Koeffizienten k_c und k_y beinhalten jeweils eine Werteskala deren Größenzuweisung einer Betrachtung des aktuell anstehenden Baugrundes bedarf, ansonsten entstehen falsche und möglicherweise auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse.

Begleitende Vorgänge

Bei dem Thema Probelastung liegt ein Fall gleich in meiner Anfangszeit. Es handelte sich um einen Bohrpfahl mit Mantelverpressung. Zum Vergleich sollten ein verpresster und ein unverpresster Pfahl beprobt werden. Der Versuch begann mit dem unverpressten Pfahl und lieferte die erwarteten Grenzwerte. Bei dem folgenden verpressten Pfahl gab es bis zur einfachen Gebrauchslast fast keine Setzung, dann einen Ruck und die Fortsetzung lieferte den Grenzwert des unverpressten Pfahles... großes Rätselraten folgte.

Die nachdrückliche Recherche ergab, dass die Verpressarbeit das Problem erzeugt hatte. Von unten beginnend, konnten die drei unteren Verpressdüsen nicht aufgebrochen werden und das gesamte vorgesehene Verpressgut war durch die vierte und oberste Düse eingebracht worden ohne dass dies in den Protokollen vermerkt wurde.

Dies spricht Bände dafür, dass die Begleitung eines Sachverständigen für die Probelastung wirklich jeden Arbeitsschritt von Anbeginn an umfasst. Das muss besonders gelten, wenn die Beprobung für weitere Vorhaben vergleichsweise herangezogen werden soll. Aus meiner Erfahrung kann ich den Pfahlherstellern nur dringend empfehlen, dies weiterhin zu beherzigen.

Angesichts der Bemühungen um die größtmöglichen Tragwerte stellt sich immer auch die Frage der zuverlässigen Ableitung der Beanspruchungen in den Baugrund.

Zwei Themen will ich da herausstellen: Die unbewehrten Pfähle und die Qualitätskontrolle über die Ausführung.

Zwei Argumente sprachen für die Forderung nach durchgängig bewehrten Pfählen:

- Alle Pfähle einer Gründung stehen durch die monolithisch hergestellte Sohle (mit oder ohne Grundbalken) in Verbindung und sind am Abtrag der Beanspruchungen beteiligt. Da kaum noch Pfahlböcke hergestellt werden, erfolgt der Abtrag über Bettung und Biegung.
- Die Beanspruchungen sind bis zur Tiefe des tragfähigen Baugrundes auf dem eigenen Grundstück anzutragen (§ 15 Abs. 1 HBauO), das heißt insbesondere bei wenig steifen Untergründen, dass der rechnerische Beginn der Bettung erst sehr tief eintritt.

Weitere Argumente waren die allgemeine Forderung nach Robustheit und die Bedrohung durch ungewollte Untergrundverschiebungen (Seitendruck durch unplanmäßige Be- oder Entlastung infolge von Aushub oder Verkehr, Tideeinfluß oder einseitig wechselnde Wasserstände), wo diese sich aber nicht an konkreten Anforderungsprofilen festmachen ließen, konnte es sich nur um Ratschläge handeln.

Besonders als Folge der ansteigenden Stahlpreise und des Bemühens um Aufträge wurden in der jüngeren Vergangenheit Lösungen entworfen, die z. B. unter der Sohle einer Halle, vom eigentlichen Bauwerk durch Fuge getrennt, den Einbau unbewehrter Pfähle vorsahen. Beanspruchungen in horizontaler Richtung waren nicht anzusetzen, so konnten die Pfähle normgerecht hergestellt werden.

Für die Qualitätskontrolle an Pfählen, insbesondere die Integritätskontrolle, sprach einmal die inzwischen gewonnenen Erfahrungen mit diesem Verfahren (siehe Kirsch / Klingmüller 25 Jahre Integritätsprüfung in BT2003/9), zum weiteren die Singularität des Bauteiles Pfahl. Da schien es an der Zeit, dem Bauteil die ihm gebührende Aufmerksamkeit zu schenken. Dazu kamen einige aufmerksam machende Vorkommnisse in Hamburg an Pfählen und ihrer fehlenden Gebrauchstauglichkeit.

Diese Wahrnehmungen führten dann zunächst zu einer durchgängigen Forderung nach stichprobenhaften Untersuchungen an 3% der Pfähle und mind. fünf Stück. Besonders in Hamburg lässt sich bemerken, dass Bauwerkspfähle zum allergrößten Anteil in der Größenspanne zwischen 30 und ca. 60 cm Durchmesser zur Anwendung kommen. Das sind Dimensionen, bei denen sich das Verfahren anbietet.

Nach der erfolgten Umsetzung habe ich in meiner Behörde die allgemeingültige Aufstellung einer Prüfanforderung für Hamburg mit einem Anteil fünf % und mind. 10 Stück empfohlen. Die Umsetzung ist hoffentlich zu erwarten.

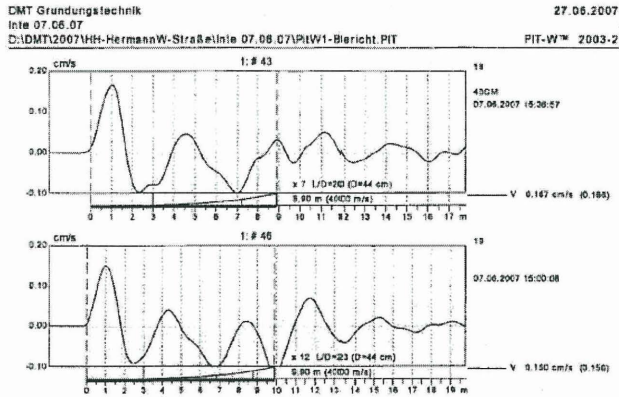


Bild 6 Integritätsprüfungen an Pfählen mit Bruchlinien

Die weitere Entwicklung in der Berechnung und Bemessung von Pfählen findet sich in der neuen Normengeneration europäischer Normen und den erforderlichen Übergangsregeln für die Bundesrepublik.

Dabei arbeiten der Normenausschuß Pfähle (NA 005-05-07) und der Arbeitskreis AK 2.1 „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) bereits langjährig in Personalunion zusammen. Dieser gemeinsame Ausschuss hat in langjähriger Arbeit die in der Praxis bekannten und in den Bundesländern bekannt gemachten Pfahlnormen DIN 4026 (Rammpfähle), DIN 4014 (Bohrpfähle), DIN 4128 (Kleinverpresspfähle) und den Pfahlteil der DIN 1054 (Abschnitt 5) bearbeitet und dem Stand der Technik angepasst.

Mir war es vergönnt, ein paar der zuletzt maßgebenden Jahre an der Ausschußarbeit teilzunehmen und die in Hamburg gesammelten Erfahrungen einbringen zu können.

Neben der Normungsarbeit ist dabei unter maßgeblicher Führung des Obmannes, Herrn Prof. Kempfert, die 1. Auflage der EA-Pfähle entstanden. Für das Werk und seine Verbindlichkeit kann auf die Benutzerhinweise der EAB (2006), 4.Auflage beim Verlag Ernst und Sohn hingewiesen werden.

3. Stand 2008

Den aktuellen Stand der Vorschriften für Pfähle und ihrer Gültigkeit möchte ich hier nicht im Einzelnen aufzählen, er wird in Abschnitt 1.1 und 1.2 der EA-Pfähle umfassend wiedergegeben.

Für die Berechnung und Bemessung von Pfählen kann das Werk EA-Pfähle in fast allen Fällen herangezogen werden. Das halte ich für einen großen Fortschritt.

Die Fortschreibung an den Inhalten ist z.B. dem Aufsatz von Kempfert u. Becker (Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle in BT84 / 7/2007) zu entnehmen, in dem zum Beispiel ergänzende Werte für Stahlbetonfertigrammpfähle in norddeutschen Mergelböden angegeben werden, die in der ersten Auflage noch keinen Eingang fanden.

Der Pfahlausschuss arbeitet als Nahziel an dem Pfahlabschnitt des Eurocode EC 7-1 und dem dazu erforderlichen NA EC 7-1, die nach Terminplan Ende 2009 die DIN 1054:2005-1 ablösen sollen, dazu ist eine DIN 1054:~2007 geplant, die allerdings keine zum EC 7-1 konkurrierenden Abschnitte enthalten wird.

Stand ist aber auch, dass der Ausschuss immer noch (und das seit Jahren) am DIN-Fachbericht von DIN EN 12699 (Verdrängungspfähle) arbeitet. Dieser Fachbericht hat sich zum Dauerbrenner entwickelt und hat meinen Weggang unfertig überdauert.

Dazu will ich ein wenig ausholen:

Der unfertige Zustand liegt leider zu einem großen Teil an dem „Behördenteil“ in der Zusammensetzung des Ausschusses. Diese Gruppe „Behörde“ setzt sich wiederum aus Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern aus den obersten Bauaufsichten der Bundesländer und dem Institut für Bautechnik (DIBt) zusammen, dessen schleppende Mitarbeit einen Grund bildet.

Wie bereits eingangs erwähnt, wurde seinerzeit von den Bundesländern das Institut für Bautechnik gegründet um Aufgaben gemeinsam und konzentriert wahrzunehmen, also als Dienstleister für die Länder. Diese Funktion scheint mir bei den Beschäftigten dort im Hause ein wenig aus dem Blickfeld geraten zu sein. Beim DIBt liegt die Aufgabe, die Normen und damit auch die DIN-Fachberichte den Bauaufsichten der Bundesländer zur Bekannt-



Ballastblock



ROSON



Wheeldrive

Abb. 2: Seabed-Drucksondiersysteme Ballastblock – ROSON – Wheeldrive SEACALF©
(von links nach rechts)

Flachere Sondierungen können mit dem System ROSON mit 40 – 120 kN z.B. zur Erkundung von Kabeltrassen, Kampfmitteln oder zur Kontrolle der Aufstandsflächen von Schwergewichtsgründungen ausgeführt werden.

Die Sondierungen selbst werden bei allen beschriebenen kontinuierlichen Verfahren als elektrische Standardsondierung ausgeführt. Die Drucksonde wird dabei in der Regel mit einer Porenwasserdruckspitze zur Ermittlung von Spitzendruck, Mantelreibung und Porenwasserdruck mit gleich bleibender Geschwindigkeit von 2 cm / sec in den Gewässerboden eingedrückt. Die Sondierung erfolgt in der Regel bis zur Geräteauslastung (bei 100 kN bzw. 200 kN Gesamtkraft) oder bis zum Erreichen eines der verfahrenstechnisch bedingten Abbruchkriterien. Diese sind neben der Geräteauslastung i. W. eine kritische, kontinuierlich zunehmende oder schlagartig auftretende Abweichung der Sonde von der Vertikalen.

Speziell für Arbeiten im küstennahen Flachwasser bis ca. 30 m Wassertiefe wurde der Ballastblock entwickelt. Die Verwendung des Ballastblock-Systems ermöglicht den Einsatz dieser Topdrive-Technologien bei geringeren Tiedenhüben auch von schwimmenden Arbeitsgeräten aus. Die für das Eindringen der Sondierspitze erforderliche Reaktionskraft wird beim Ballastblock durch ein auf dem Seeboden abgesetztes Ballastgewicht mit einem Maximalgewicht von ca. 20 to erzeugt.

Sofern der Antrieb über Wasser erfolgt, ist in allen Fällen auf der freien Strecke zwischen Krafteintrag und Gewässerboden der Einbau eines Schutzrohres erforderlich, um ein Ausknicken des Gestänges zu verhindern.

Eine Weiterentwicklung für den Einsatz in größeren Wassertiefen (10 m - 300 m im 200 kN-Modus) stellt das WHEELDRIVE-SEACALF® - System dar. Hierbei wird die Antriebseinheit für die Drucksonde auf dem Gewässerboden abgesetzt. Der Antrieb erfolgt hier – abweichend von den konventionellen Topdrive-Sondierverfahren – nicht mehr drückend von oben sondern drehend durch paarweise angeordnete Antriebsräder direkt auf dem Seeboden. Die Antriebsräder sind auf einem entsprechend dimensionierten Abfangrahmen montiert. Der auf dem Gewässerboden abgesetzte Rahmen (WHEELDRIVE-SEACALF®) weist ein Maximalgewicht von 26 to auf. Die Gesamtkraft des Systems kann zwischen von 100 kN und 200 kN variiert werden. Der Rahmen kann durch den Moonpool eines Bohrschiffes oder z.B. über einen entsprechend großen A-Frame auf den Gewässerboden abgesetzt werden. Standardmäßig ist der Rahmen u.a. mit zwei Inklinometern zur Messung der Neigung in x- und y-Richtung und mit einem Wasserdrukmesser zur Bestimmung der Wassertiefe ausgerüstet.

Bei der Weiterentwicklung des Wheeldrive-Systems wurden die Antriebsräder durch einen sog. Blockdrive ersetzt, der eine größere Auflagefläche am Gestänge aufweist und damit einen verbesserten Kontakt zwischen Antriebseinheit und Sondiergestänge gewährleistet.

Für weitergehende Informationen wird auf den ausführlichen Beitrag von LESNY et al. in Heft 1 (2009) der Zeitschrift Geotechnik hingewiesen.

1.3 Übersicht verschiedener Erkundungsverfahren

Im Rahmen dieses Beitrages soll der Schwerpunkt auf die Beschreibung und Diskussion der Erkundung mittels Drucksondiertechnik gelegt werden. Auf die einschlägige Literatur zum Thema bohrtechnische Erkundung, nicht zuletzt die soeben erschienene Neufassung des Standard *Baugrunderkundung* (BSH 2008) wird verwiesen.

Die Aufschlusstiefe der Drucksondierungen (und Bohrungen) muss ausreichend sein, um alle im Rahmen der Vorentwurfsplanung in Frage kommenden Gründungsarten bearbeiten zu können. Daher ist die Aufschlusstiefe nach dem neuen Standard *Baugrunderkundung* vom Sachverständigen für Geotechnik in Abstimmung mit dem Entwurfsverfasser im Einzelfall festzulegen. In der Praxis werden hierzu im Rahmen der geotechnischen Vorerkundung zurzeit überwiegend Erkundungstiefen zwischen 45 m und 50 m gefordert. Abhängig von Wassertiefe, Anlagengröße, Gründungsart und Baugrundsituation können größere Erkundungstiefen erforderlich sein.

Hinsichtlich der Ausführungsart unterscheidet man bei der sondiertechnischen Erkundung im Nearshore-Bereich zwischen Verfahren, die kontinuierlich, in der Regel ab der Gewässersohle und solchen, die diskontinuierlich ab der Bohrlochsohle ausgeführt werden.

1.3.1 Kontinuierliche Sondierverfahren

Drucksondierungen ab der Gewässersohle oder ab einer stationären Arbeitsebene, beispielsweise einer entsprechend dimensionierten Jack-up Plattform, werden in der Regel kontinuierlich ausgeführt: Bei Verwendung stationärer Arbeitsebenen erfolgt der Krafteintrag hydraulisch von oben (topdrive) auf das Sondiergestänge. Eingesetzt werden dazu konventionelle Sondiertrauben / -LKWs oder mobile, auf der Plattform verankerte Sondiergeräte.

In diesem Teil des Beitrags wird kurz auf die wesentlichen Änderungen im neuen Standard *Baugrunderkundung* hingewiesen und über Erfahrungen aus durchgeführten Baugrunderkundungen mit verschiedenen Drucksondierv Verfahren vorrangig in der deutschen AWZ der Nordsee berichtet.

1.2 Der neue Standard *Baugrunderkundung*

Übergeordnet steht der neue Standard *Baugrunderkundung* in engem Zusammenhang mit dem Standard *Konstruktion*, der ein gestuftes Genehmigungsverfahren für die einzelnen Projektphasen vorsieht. Bei der geotechnischen Baugrunderkundung werden dementsprechend die Erkundungsschritte

- geotechnische Vorerkundung (Entwicklungsphase)
- geotechnische Haufterkundung (Konstruktionsphase)

differenziert. Für die Planung der geotechnischen Baugrunderkundungen sind folgende Änderungen besonders zu beachten:

- Der Sachverständige für Geotechnik ist in hohem Maße für die Planung und Qualitätssicherung bei der Baugrunderkundung zuständig und verantwortlich.
- Im Rahmen der geotechnischen Vorerkundung muss an mindestens 10% der Anlagenstandorte jeweils eine Bohrung und eine Drucksondierung ausgeführt werden. Bisher galt diese Forderung noch als Richtwert. Unverändert kann der Sachverständige für Geotechnik beim BSH einen begründeten Antrag auf Abweichung einreichen.
- Neben den konventionellen Bohrverfahren gemäß DIN EN ISO 22475-1:2007-01, die an den Einsatz von Hubinseln gekoppelt sind, wird die Anwendung von offshore-spezifischen Bohrverfahren bei Einsatz von Bohrschiffen ausdrücklich zugelassen. Dabei werden Druck- und Rammkernproben aus der Bohrlochsohle mit einem marktüblichen Probendurchmesser von $D = 68 \text{ mm}$ entnommen.
- Drucksondierungen können entweder als kontinuierliche Sondierung ab dem Meeresboden oder als diskontinuierliche Sondierung ab der Bohrlochsohle (sog. Downhole-Verfahren) ausgeführt werden.

Die Baugrunderkundungen sind wesentlicher Bestandteil des Genehmigungsverfahrens, das für die AWZ vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) nach den Grundsätzen der Seeanlagenverordnung durchgeführt wird. Das BSH stellt Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung, die im sog. Standard *Baugrunderkundung für Offshore-Windenergieparks* (kurz: Standard *Baugrunderkundung*; BSH 2008) definiert sind.

Der Standard *Baugrunderkundung* wurde erstmals im Jahr 2003 herausgegeben. Vor dem Hintergrund des im Jahr 2007 veröffentlichten Standards *Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen* (BSH 2007) und zur Einarbeitung neuer Erfahrungen und Erkenntnisse wurde zwischenzeitlich die 1. Fortschreibung des Standards *Baugrunderkundung* mit Stand vom 25. Februar 2008 erarbeitet (BSH 2008). Ein ausführlicher Beitrag zum neuen Standard *Baugrunderkundung* erscheint in Heft 1 (2009) der Zeitschrift *Geotechnik* (LESNY et al. 2009).

Mit der zunehmenden Anzahl von beantragten und genehmigten Offshore-Windparks sowie mit dem "Rückenwind" des Ende des Jahres 2006 in Kraft getretenen Infrastrukturplanungsbeschleunigungsgesetzes (BGBL 2007), das die Netzbetreiber zur Netzanbindung der Offshore-Windparks verpflichtet, wurden in den letzten beiden Jahren verstärkt Baugrunderkundungen zur geotechnischen Erkundung der geplanten Windparkgebiete durchgeführt. In Anbetracht der Vielzahl der geplanten Projekte besteht absehbar noch ein sehr großer Bedarf für geotechnische Erkundungen.

Die bisherige Erfahrung hat gezeigt, dass neben den veränderten Mindestanforderungen des neuen Standards *Baugrunderkundung* einige andere Randbedingungen (größere Erkundungstiefen aufgrund größerer Pfahllängen, häufig extrem dicht gelagerte Sande, begrenzte Verfügbarkeit von Hubinseln und Bohrschiffen) das im Einzelfall geeignete Erkundungskonzept wesentlich mitbestimmen. Die Autoren dieses Beitrags verfügen über Erkenntnisse aus mehr als 20 durchgeführten Baugrunderkundungen mit über 300 erkundeten WEA-Standorten in der deutschen AWZ der Nordsee. Aufgrund der Vorentwurfsplanungen für Pfahlgründungen mussten hierbei in der Regel Erkundungstiefen zwischen 45 m und 50 m unter Meeresboden erreicht werden. Nach den vorliegenden Ergebnissen wurde an mehr als 90 % aller erkundeten Standorte ausschließlich Sand angetroffen.

Pfahlgründungen für Offshore-Windparks – neue Entwicklungen bei der Baugrunderkundung und bei der Pfahlbemessung

S. Weihrauch, R. Balthes, G. van der Zwaag

1. Neue Entwicklungen bei der Baugrunderkundung

1.1 Einleitung

Die meisten deutschen Offshore-Windparkgebiete liegen innerhalb der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) der Bundesrepublik Deutschland (außerhalb der 12-Seemeilen-Zone) mit Wassertiefen zwischen ca. 20 m und 40 m. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt sind 17 Offshore-Windparks in der AWZ der Nordsee (Abb. 1) und 3 Offshore-Windparks in der AWZ der Ostsee genehmigt. Weitere 55 Projekte sind beantragt. Insgesamt sollen mehr als 5.000 Windenergieanlagen (WEA) auf hoher See errichtet werden.

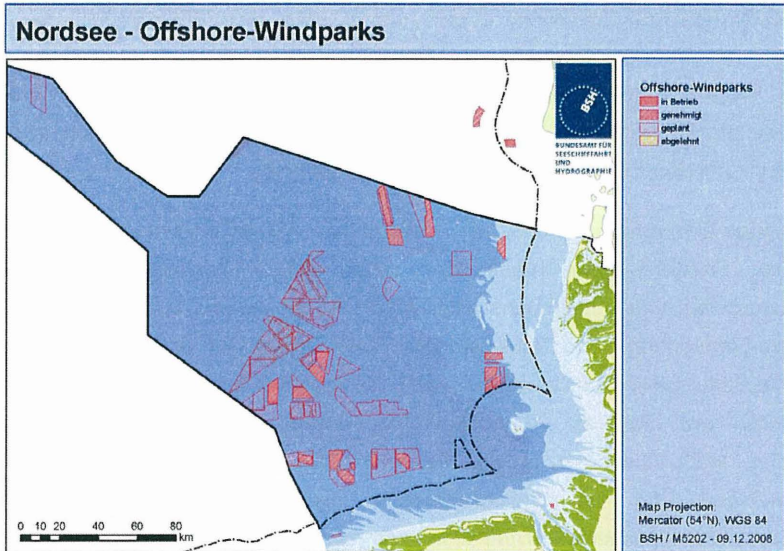


Abb. 1: Geplante Offshore-Windparks in der AWZ der Nordsee [BSH, 2008]

Kollegen und ich sind in Ausnahmesituationen mit Hochwässern der letzten 6 Jahre zweimal in anderen Bundesländern zu Hilfe gerufen worden und haben bei der Gefahrenbeurteilung an Gebäuden mitgewirkt. Allein das zeigt mir, wie wichtig eine handlungsfähige Bauaufsicht und der Erhalt ihrer fachlichen Kompetenz sind.

Das Thema Pfähle bleibt aktuell, solange das Erschließen von Siedlungsräumen und Wiederbebauungen uns in Landstriche mit Baugründen führen, die Tiefgründungen erfordern. Die Herstellung genauso wie das Bestreben zum Steigern der Ausnutzung von Pfählen wird weiter entwickelt. An einigen Stellen glauben wir, ein Maximum erreicht zu haben, die Entwicklung auf die Spitze gebracht zu haben. Das gilt solange, bis eine Idee oder eine Verzweigung Neues bringen. Mancher Weg führt dabei nicht direkt vorwärts. Dann verweise ich auf die bauordnungsrechtliche Begriffsbestimmung der Bauordnung.

Danach dürfen in Verkehr gebracht werden die „geregelten Bauprodukte“, bei Abweichungen davon bedarf es einer „allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung“ oder einer „Zustimmung im Einzelfall“. Das war jetzt abgestuft von „gesichert“ bis „ohne bisherige Erfahrung“. In solchen Fällen hatten wir in Hamburg immer ein offenes Ohr und einen kurzen Handlungsweg, ich wünsche meinen Nachfolgern bei der Fortsetzung dieses Weges stets eine glückliche und sichere Hand.

Autor:

Dipl.-Ing. Wolfgang Körner

Am Berg 8

21614 Buxtehude

04163/82122

Wolfgang.Koerner@dmf-holzbun.de

machung vorzuschlagen, dieser Vorschlag ist bisher immer wieder an Formulierungen und Detailforderungen gescheitert.

Im Rahmen der Ausschussarbeit erwies sich das DIBt leider wenig als Förderer sondern eher als Schleppanker und arger Bedenkenenträger. Meine Versuche, hier mehr Zusammenarbeit zu fördern, die dann vielleicht schneller zu Ergebnissen führt, endeten zwangsläufig mit meinem Ausscheiden zum August 2008. Aus dem einen oder anderen Gespräch mit Ausschussmitgliedern eröffnet sich mir bis jetzt kein Bild beschleunigten Vorankommens, ich bedauere das zutiefst und appelliere an die Beteiligten, besonders an die Adresse des DIBt, die im November 2007 zugesagte verstärkte Zusammenarbeit auch fördernd zum Einsatz zu bringen.

Integritätsprüfungen an Pfählen sind Stand der Technik und kommen regelmäßig zum Einsatz.

Hamburg mag vielleicht auf bundesrepublikanischem Gebiet Vorreiter sein. Blickt man auf Europa, so hat sich das Verfahren besonders im west-, südwestlichen und nordeuropäischen Ausland etabliert und wird in höheren Anteilsraten praktiziert.

4. Ausblick in die Zukunft

Der Megaschritt –Einführung des Teilsicherheitskonzeptes- ist getan.

Da steht die Erarbeitung europäisch einheitlicher Normen fast logisch in der Folge der weiteren Schritte. Dies betrifft auch die Pfähle, ihre Berechnung und Bemessung sowie die Ausführung.

Mir erscheint mit meinem Blick auf Qualität am Bau wichtig, der Politik in Deutschland aufzuzeigen, dass der fortschreitende Abbau von Personal und damit auch Kompetenz im Fachbereich Bauen bei den Behörden nicht den richtigen Weg weist.

Betroffen ist z. B. die Normungsarbeit. Nur noch wenige Bundesländer beteiligen sich daran, sowohl aus der Not personell wie auch kostenmäßig über eine unzureichende Ausstattung zu verfügen, wie vor allem aber auch aus der fachlichen Sicht.

Betroffen ist aber auch die Handlungs- und Entscheidungsfähigkeit sowohl in Gefahrensituationen als auch in besonderen Fällen des Bauwesens, in denen diese Kompetenz nicht durch die Verlagerung auf das DIBt in Berlin erhalten werden kann, wie es aber in einzelnen Fällen bereits zu beobachten ist. Hamburg hatte z.B. aus der Sturmflut 1962 gelernt.

1.3.2 Diskontinuierliche Sondierverfahren

Größere Erkundungstiefen können in der Praxis mittels diskontinuierlich ausgeführten Downhole-Drucksondierverfahren erreicht werden. Diese werden aus der Sohle einer bentonitgestützten Spülbohrung mit offenem Bohrloch ausgeführt. Das 5" Bohrgestänge mit offener Krone dient dabei gleichzeitig als Casing und Aufnahme für die einzusetzenden Probennahmewerkzeuge und Gerätschaften für die in-situ-Versuche.

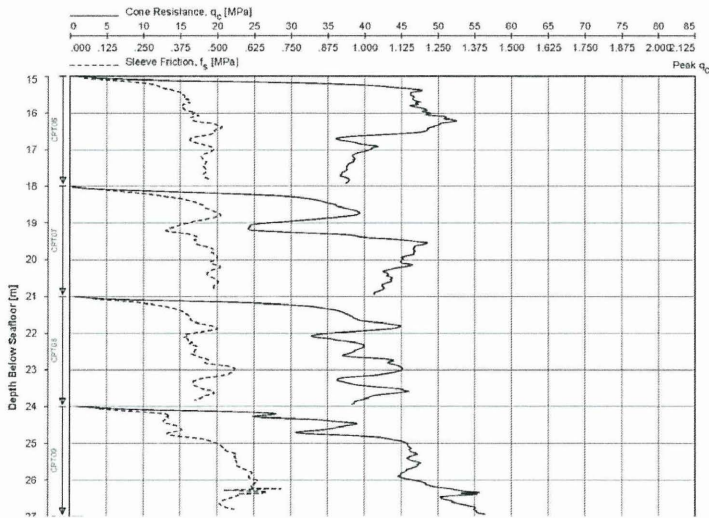


Abb. 3: Beispiel der Auswertung einer diskontinuierlich ausgeführten WISON® - Drucksondierung (Quelle: Archivmaterial FUGRO)

Ab der Bohrlochsohle wird mit einer neu entwickelten Im-Loch- oder Downhole-Drucksonde (WISON Mk III®) mit einer Maximalkraft von 90 kN eine Drucksondierung bis zu einer Tiefe von max. 3 m unter Bohrlochsohle ausgeführt. Die einzelnen 3 Meter langen Segmente können zu einem quasi-kontinuierlichen Drucksondierprofil zusammengefügt werden (s. Abb. 3).

Downhole-Verfahren zur geotechnischen Erkundung von Offshore-Standorten werden international üblicherweise als kombinierte Bohrung ausgeführt. Hierbei wird die Downhole-Drucksondierung alternierend mit Probennahmen mittels Entnahmestutzen (WIPSAMPLER) kombiniert. Mit dem hydraulisch aktivierten System WIPSAMPLER können Kerne in Durchmessern zwischen 46 mm und 72 mm bei Kernlängen von max. 900 mm entnommen werden.

Die Probennahme sowie die in-situ - Versuche werden von der Basis eines in vertikaler Richtung stabilisierten Bohrgestänges aus durchgeführt. Diese Methode bietet maximalen Schutz gegen das Verkanten von Probennahmewerkzeugen und Messgebern und erlaubt die exakte Kontrolle der Eindringtiefe von Probennahmewerkzeugen.

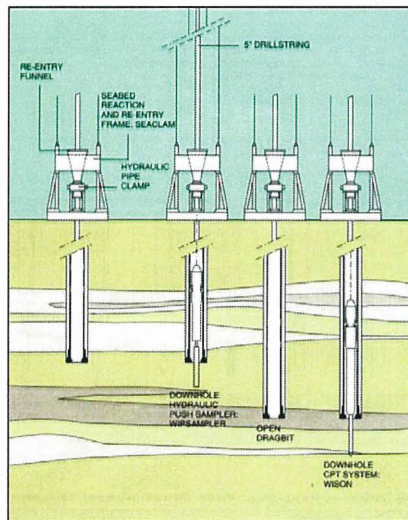


Abb. 4: Prinzip: kombinierte Bohrung / Drucksondierung im Downhole-Verfahren

Die Reaktionskraft, die erforderlich ist, um die Sensoren oder Probennahmewerkzeuge in den Boden einzudrücken, wird über das Gewicht des Bohrgestänges und zusätzlich über einen auf dem Seeboden abgesetzten 6 to schweren Abfangrahmen bereitgestellt, der mit einer hydraulisch betriebenen Haltevorrichtung ausgestattet ist. Zusätzlich können bis zu

20 to Ballast auf dem Abfangrahmen ergänzt werden. Vertikale Bewegungen des Bohrgestänges werden damit sicher ausgeschlossen. Diese Technologie steht heute für Einsätze in Wassertiefen zwischen 15 m - 400 m und Erkundungstiefen bis 1500 m zur Verfügung.

Eine Weiterentwicklung des WISON® Verfahrens stellt das WISON *XP*® System dar, bei dem die Drucksonde im Bohrloch nach einem patentierten Verfahren mittels Spüldruck aktiviert wird. Das *WISON XP*® Verfahren kann damit – bei entsprechender geräte-technischer Voraussetzung – auch in Kombination mit konventionellen Seilkern-Bohrverfahren ab der Bohrlochsohle eingesetzt werden. Dadurch sind größerkalibrige Kernentnahmen in Kombination mit Drucksondierung innerhalb eines Bohrloches möglich. Dieses Verfahren ist damit z.B. auch an Land einsetzbar.

1.4 Erfahrungen mit kontinuierlichen Drucksondierv Verfahren

Die in der Erkundungspraxis ohne Aufbohren erreichten Eindringtiefen für kontinuierliche Sondierv Verfahren liegen für die in der Deutschen Bucht anzutreffenden, überwiegend dicht und sehr dicht, z. T. extrem dicht gelagerten Sande mit Spitzendrücken bis über 100 MPa überwiegend zwischen ca. 15 m und 35 m und im statistischen Mittel bei ca. 20 m - 25 m.

Aus der Erfahrung der Autoren von ca. 100 kontinuierlichen Drucksondierungen unterschiedlicher Verfahren (Ballastblock, Wheeldrive, ROSON, Raupe) in der Deutschen Bucht können die im Rahmen der Vorerkundung geforderten Erkundungstiefen von 45 m - 50 m mit kontinuierlichen Verfahren ohne Aufbohren nicht erreicht werden.

Zur Erreichung der Endtiefe ist es bei Verwendung kontinuierlicher Sondierv Verfahren deshalb erforderlich, die Sondierung bis auf die erreichte Tiefe aufzubohren. Anschließend muss innerhalb des Bohrloches und der freien Wasserstrecke ein Stützgestänge eingebaut und umgerüstet werden. Die Drucksondierung wird dann aus der Bohrlochsohle heraus weiter vertieft. Dieser Vorgang ist in der Regel bis zur Erreichung der Zieltiefe mehrfach zu wiederholen. Das Verfahren des mehrfachen Nachbohrens und Umrüstens ist sehr zeitaufwendig und ab einer gewissen Gesamtlänge aus Wassertiefe + Bohrtiefe, die je nach Wassertiefe 80 m - 90 m erreichen kann, nicht mehr praktikabel.

1.5 Erfahrungen mit dem diskontinuierlichen Downhole-Verfahren

Downhole-Technologien werden weltweit seit den 1970er Jahren eingesetzt. Seit Markteinführung wurden damit mehrere tausend Bohrloch-Drucksondierungen in Aufschlusstiefen bis max. 650 m ausgeführt. Im Rahmen der Standorterkundung für deutsche Offshore Windparks konnten mit diesen Verfahren Aufschlusstiefen bis ca. 70 m sicher erreicht werden.

Bei extrem dicht gelagerten Sandböden besteht die Möglichkeit, auf kleinere Spitzenquerschnitte auszuweichen, ohne dass es hinsichtlich der Datenqualität zu Einschränkungen kommt. Durch das kontinuierliche Nachbohren kommt es auch bei kürzeren Sondierabschnitten nicht zu nennenswerten Datenlücken.

Sofern im Zuge der Sondierarbeiten bindige Horizonte angetroffen werden, kann operativ und ohne Umrüstung des Gerätes sofort auf gezielte Probenahme umgestellt werden.

Bei Einsatz von Downhole-Verfahren besteht ferner die Möglichkeit, Spezialsonden im Bohrloch zur in-situ - Bestimmung weiterer Bodenkennwerte zu verwenden (z.B. Seismik-, Pressiometer-, Magnetometer-, Flügelsonde). Einen Überblick über anwendungsreife und verfügbare Verfahren liefern Balthes et al. (2005).

1.6 Zusammenfassung und Ausblick

Der neue Standard *Baugrunderkundung* (BSH 2008) stärkt die Position des Sachverständigen für Geotechnik, verschärft z. T. die Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung und lässt die Anwendung offshore-spezifischer Bohr- und Drucksondierverfahren ausdrücklich zu (vgl. Abschnitt 1.2).

Die inzwischen umfangreichen Erfahrungen aus dem Gebiet der Deutschen Bucht haben gezeigt, dass die erforderlichen Erkundungstiefen von 45 m - 50 m mit kontinuierlichen Drucksondierv Verfahren praktisch nicht zu erreichen sind. Das mehrfache Aufbohren und Umrüsten ist nicht praktikabel. Es bietet sich daher der Einsatz der im Offshore-Bereich bewährten diskontinuierlichen Downhole-Verfahren an, mit denen auch größere Erkundungstiefen problemlos realisiert werden können (vgl. Abschnitt 1.3.2 und 1.5).

2. Neue Entwicklungen bei der Pfahlbemessung

2.1 Bemessungspraxis bei Offshore-Pfahlgründungen

Die üblichen Bemessungsverfahren für Pfahlgründungen von Offshore-Windenergieanlagen folgen den Bemessungsregeln der internationalen Öl- und Gasindustrie. Der am häufigsten verwendete Pfahltyp ist der gerammte offene Stahlrohrpfahl, welcher nach den Empfehlungen *Recommended Practice of the American Petroleum Institute* (API 2000/2007) bemessen wird. Die API-Empfehlungen werden zukünftig durch eine ISO-Norm ersetzt. Die Pfahlabmessungen für Förderplattformen werden durch die axiale Pfahltragfähigkeit bestimmt, während die Wandstärke des Pfahls im Wesentlichen von den Horizontallasten und von rammtechnischen Kriterien abhängt. In der Praxis werden Hydraulik-Rammhämmer eingesetzt, mit denen das Rammen unter Wasser möglich ist.

Pfahlgründungen für Offshore-Windenergieanlagen werden generell in Monopiles und in Pfahlgruppen für Tripod- oder Jacket-Konstruktionen unterschieden. Die Bemessung von Monopiles wird durch die Bodensteifigkeit bzw. die horizontalen Bettungseigenschaften in den oberen Bodenschichten bestimmt. Normalerweise ist die axiale Tragfähigkeit von Monopiles relativ unkritisch, während diese für die Bemessung von Pfählen für Tripod- und Jacket-Konstruktionen von größerer Bedeutung ist. Generell kann gesagt werden, dass die Pfähle im Offshore-Bereich größere Durchmesser haben und länger sind als Pfähle, die an Land eingebaut werden (De Cock, 2003).

2.2 Axiale Tragfähigkeit von Stahlrohrpfählen

Für die Bewertung der axialen Tragfähigkeit von offenen Stahlrohrpfählen muss zwischen zwei Zuständen unterschieden werden, mit Pfpfenbildung im Rohr (plugging) oder als Kernrammung (non-plugging). Für die Bemessung des Pfahls mit Pfpfenbildung kann die äußere Mantelreibung und der Spitzendruck auf die gesamte Kreisfläche angesetzt werden. Für den Pfahl mit Kernrammung werden die innere und äußere Mantelreibung sowie der Spitzendruck nur auf den Stahlquerschnitt des Stahlrohres für die Berechnung angesetzt. Es werden beide Fälle berechnet, wobei der ungünstigere Fall als Bemessungsgrundlage dient.

Beim Rammen von offenen Stahlrohrpfählen wird angenommen, dass keine Bodenverdrängung stattfindet, was Auswirkungen auf die Spannungsverteilung um den Pfahl hat.

Die API-Empfehlungen sind generell für die Bemessung von Offshore-Pfählen in Sand und in Ton gültig. Für Sande wird ein einfaches Modell, das auf effektiven Spannungen beruht, angesetzt, während für Ton ein Modell mit undrainiertem Zustand angenommen wird. Bei beiden Ansätzen wird der Einfluss der Pfahllänge nicht berücksichtigt.

Die API (2000) wurde im Oktober 2007 mit *Errata* und *Supplement 3* aktualisiert. Danach gibt es 4 neue Ansätze zur Berechnung der Pfahltragfähigkeit, welche im Abschnitt *Commentary* zusammengefasst wurden. Diese Methoden beziehen sich auf Pfähle in Quarzsanden und benutzen den Spitzendruck von Drucksondierungen als Eingangsparameter. Alle Verfahren wurden im Dezember 2005 in Perth, Australien auf der ISFOG Konferenz vorgestellt (Lehane et al., 2005). Dazu zählen:

- Fugro-05 (Fugro, Niederlande)
- ICP-05 (Imperial College Pile, Großbritannien)
- NGI-05 (Norwegian Geotechnical Institute, Norwegen)
- UWA-05 (University of Western Australia, Australien)

Alle genannten Verfahren wurden durch Belastungsversuche an Pfählen (offen und geschlossen) in Sand getestet und mit den dazugehörigen Ergebnissen der Drucksondierungen kalibriert.

Die Bemessungshinweise in der EA-Pfähle (DGGT 2007) gelten für verschiedene Pfahltypen und Einbringverfahren, sind jedoch auf Stahlrohrpfähle bis max. 0,8 m Durchmesser begrenzt. Die Tabellen 5.1 und 5.2 der EA-Pfähle beinhalten Erfahrungswerte für charakteristische Pfahlspitzenwiderstände und Pfahlmantelreibungen in nichtbindigen Böden als Funktion des Spitzendruckes aus Drucksondierungen. Die Bruchwerte für die Mantelreibung werden auf 160 kPa und für den Spitzenwiderstand auf 11,5 MPa begrenzt. Dies gilt für relativ kleine Pfahldurchmesser und ist auf einen maximalen Spitzenwiderstand der Drucksonde von 25 MPa begrenzt. Für Rammpfähle ohne Verdrängung, wie z.B. offene Stahlrohrpfähle, sind Reduzierungen vorzunehmen. Typische Reduzierungsfaktoren liegen in der Größenordnung von 0.75 für die Mantelreibung. Daraus ergibt sich eine maximale

Mantelreibung von 120 kPa, welche vergleichbar ist mit den Werten der API-Empfehlungen für sehr dicht gelagerte Sande.

2.3 Vergleichsrechnungen zur axialen Pfahltragfähigkeit in Sand

Windparks in der Deutschen Bucht werden oft in überkonsolidierten, sehr dicht gelagerten Sanden gegründet. Das Einbringen der Gründungspfähle erfolgt üblicherweise mit Hydraulik-Rammhämmern. Die Spitzendrücke von Drucksondierungen in diesen Sanden sind generell sehr hoch. In Tiefen von 40 m bis 50 m unter dem Meeresboden werden nicht selten Spitzendrücke von 80 MPa und mehr erreicht.

Für ein Stahlrohrprofil mit einem Außendurchmesser von 1.524 mm (60 inch) wurde exemplarisch die Pfahlbemessung anhand eines hypothetischen aber typischen Drucksondierprofils in Sanden der Deutschen Bucht durchgeführt (siehe Abb. 5).

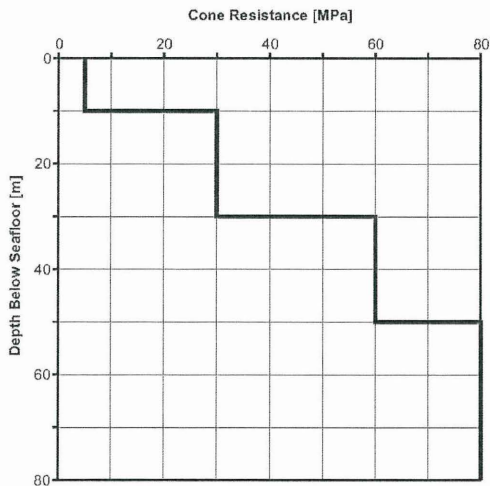


Abb. 5: Typischer Spitzendruckverlauf in Sanden der Deutschen Bucht

Die Wichte unter Auftrieb wird für die oberen 5 m mit 10 kN/m^3 und darunter mit 11 kN/m^3 angesetzt. Beide Fälle, plugged und non-plugged wurden betrachtet und der ungünstigere Fall wurde für die Bemessung herangezogen. Die Bemessung des Pfahls wurde nach bisheriger API (2000) und mit den 4 neuen Methoden der API (2000/2007) durchgeführt. Die EA-Pfähle wurde nicht verwendet, da die Erfahrungswerte nicht für große Pfahldurchmesser gelten.

Die Ergebnisse der unterschiedlichen Bemessungsmethoden sind für die axiale Pfahltragfähigkeit auf Druck in Abb. 6 und auf Zug in Abb. 7 gegenübergestellt. Die Untersuchung der Tragfähigkeit auf Druck zeigt signifikante Unterschiede zwischen der konservativen API (2000) auf der einen Seite und den 4 neuen Methoden auf der anderen Seite. Für den Fall einer maximalen axialen Druckbelastung von 40 MN wären nach API (2000) 48 m Einbindelänge nötig, aber nur 32 m bis 38 m nach den 4 neuen Methoden. Der Unterschied bei Zugbelastung ist weniger signifikant. Hier waren die API (2000) und die UWA-05 Methode am konservativsten.

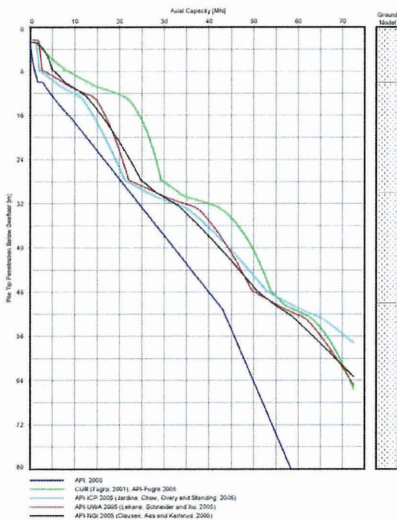


Abb. 6: Axiale Tragfähigkeit auf Druck

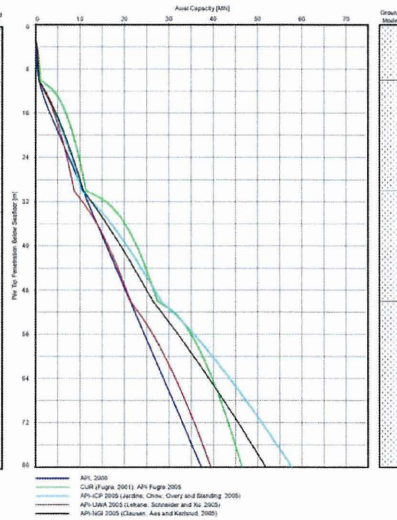


Abb. 7: Axiale Tragfähigkeit auf Zug

2.4 Horizontale Pfahltragfähigkeit und Bettungsansatz

Die übliche Vorgehensweise bei der Berechnung der horizontalen Pfahltragfähigkeit von Offshore-Pfahlgründungen ist die Modellierung des Bettungsverhaltens durch nichtlineare Last-Verschiebungs-Funktionen, sog. p-y-Kurven (API 2000). Das p-y-Modell wurde mit einem theoretischen Ansatz entwickelt, der mit den Ergebnissen von horizontalen Pfahlprobelastungen kalibriert wurde. Die p-y-Kurven repräsentieren das elasto-plastische Bettungsverhalten des Bodens pro Meter Pfahl und können als nichtlineare Federn in konventionellen Rechenverfahren für elastisch gebettete Balken angesetzt werden. Damit kann die horizontale Tragfähigkeit eines Monopiles ermittelt werden. In den entsprechenden Regelwerken des DNV (2004) und des Germanischen Lloyd (2005) wird ebenfalls auf das API-Verfahren mit p-y-Kurven verwiesen.

Das API-Verfahren wurde durch Probelastungen an relativ kleinen Pfahldurchmessern kalibriert. Die Anwendung bei Monopiles mit großen Durchmessern ist daher nur bedingt zulässig. Bei sehr großen Pfahldurchmessern ist auch das mögliche Abscheren des Pfahlfußes zu beachten. Die Bemessung nach API sollte durch Modellrechnungen nach der Finite-Element-Methode überprüft werden. Forschungsstudien mit FEM-Analysen zeigten größere horizontale Bewegungen für Pfähle mit großen Durchmessern (3 m bis 6 m Außendurchmesser) als die herkömmliche p-y-Methode (Wiemann et al., 2004 and Achmus et al., 2005). Die Bodensteifigkeit sollte für Stabilitätsanalysen von Monopiles und für dynamische Analysen innerhalb der anzunehmenden Bandbreite variiert werden. Die Eigenfrequenz eines Pfahls sollte außerhalb der möglichen Bandbreite von Belastungsfrequenzen liegen.

2.5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Entwicklung der Pfahlbemessung für Stahlrohrpfähle mit großem Durchmesser in Sand tendiert vom bisherigen API-Verfahren zur Anwendung neuer Methoden auf der Basis von Drucksondierergebnissen gemäß API (2000/2007). Vergleichsrechnungen für typische Sande der Deutschen Bucht zeigen, dass mit den neuen Bemessungsmethoden kleinere Pfahleinbindelängen ermittelt werden.

Literatur

- Achmus, M.; Abdel-Rahman, K.; Peralta, P.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopiles für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen*. TU Braunschweig, Pfahl-Symposium 2005.
- API, American Petroleum Institute (2000/2007): *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design*. API recommended Practice 2A-WSD, 21st Edition with Errata and Supplement3, October 2007.
- Balthes, R.; Thiele, R.; Zwaag, G. v .d. (2005): *Geotechnische Erkundungen im nearshore- und offshore-Bereich zur Ermittlung von Bodenkennwerten für die Bemessung von Pfahlgründungen*. TU Braunschweig, Pfahl-Symposium 2005.
- Balthes, R.; Weihsrauch, S. (2004): *Geotechnische Felduntersuchungen für Offshore-Windenergieanlagen – ein Erfahrungsbericht*. Vorträge zur 28. Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Leipzig, S. 157-164.
- BGBL (2007): Infrastrukturplanungsbeschleunigungsgesetz
- BSH (2007): *Standard Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen*. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Hamburg und Rostock, BSH Nr. 7005, www.bsh.de
- BSH (2008): *Standard Baugrunderkundung für Offshore-Windenergieparks*. 1. Fortschreibung, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Hamburg und Rostock, BSH Nr. 7004, www.bsh.de
- De Cock, F.; Legrand, C.; Huybrechts, N. (2003): *Overview of design methods on axially loaded piles in Europe*. Report of ETTC-3 Piles, ISSMGE Subcommittee, XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, 2003.
- DGGT (2007), EA-Pfähle, Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- DIN EN ISO 22475-1:2007-01: *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Probeentnahmeverfahren und Grundwassermessungen – Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung*. Normenausschuss Bauwesen (NABau), Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin

DIN EN ISO 22476-1:2005-04 (Entwurf): *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierung mit elektrischen Messaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck*. Normenausschuss Bauwesen (NABau), Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin

Lehane, B. M.; Schneider, J. A.; Xu, X. (2005): *A Review of Design Methods for Offshore Driven Piles in Siliceous Sand*. The University of Western Australia, September 2005.

Lesny, K. et al. (2009): Baugrunduntersuchungen für Offshore Windenergieparks nach dem neuen Standard Baugrunderkundung des BSH, Geotechnik: 2009

Wiemann, J.; Lesny, K.; Richwien, W.: *Evaluation of Pile Diameter Effects on Initial Modulus of Subgrade Reaction*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, March 2003.

Autoren

Dr.-Ing. Stefan Weihrauch
Grundbauingenieure Steinfeld und Partner GbR
Reimersbrücke 5
20457 Hamburg
s.weihrauch@steinfeld-und-partner.de

Dr. Rolf Balthes
Fugro Consult GmbH
Hauptstr. 103
04416 Markkleeberg
r.balthes@fugro.de

Ir (MSc) Gerrit van der Zwaag
Fugro Engineers B. V.
Veurse Achterweg 10
2264 SG Leidschendam
The Netherlands
g.vdzwaag@fugro.nl

Dr.-Ing. J. Kutscher

*Offshore Gründungen –
Innovationen aus BMU-geförderten Projekten
(Der Artikel lag zur Drucklegung nicht vor)*

Tragfähigkeit und Bemessung axial belasteter Offshorepfähle

Martin Achmus, Florian tom Wörden, Marina Müller

1 Einleitung

Die Versorgung der Bundesrepublik Deutschland mit elektrischer Energie soll in den nächsten Jahren durch rd. 5000 Offshore-Windenergieanlagen (OWEAs) an Standorten in der Nord- und Ostsee mit einer Ausbauleistung von insgesamt rd. 25,5 GW ergänzt werden. Neben den deutschen Offshore-Windenergieparks entstehen z. Zt. in der Nordsee vergleichbare Offshore-Windenergie -Projekte z.B. in Großbritannien, den Niederlanden und Dänemark.

Für den Bereich der deutschen Nordsee liegen die Wassertiefen in den durch das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie in Hamburg (BSH 2007) ausgewiesenen Windenergieparkarealen zwischen 5 und 40 m, wobei ein Großteil der Windenergieparks Wassertiefen zwischen 20 m und 30 m aufweist. Bei den aktuell angestrebten Anlagenleistungen von 5 MW hat sich ab einer Wassertiefe von rd. 20 m eine Gründung über aufgelöste Strukturen als derzeit bevorzugte Gründungsvariante herausgestellt. Ob zukünftig bei der Wahl der Gründungsstruktur der OWEAs vermehrt auf das Konzept der Jacket-Gründung zurückgegriffen wird oder ob sich alternative Gründungsstrukturen, wie die so genannten Tripod- oder Tripilegründungen o.ä. durchsetzen werden, wird u.a. das Ergebnis der momentan intensiv betriebenen F&E-Projekte in den ersten Offshore-Windenergieparks sein. Nicht zuletzt wird die Wahl der Gründungsstruktur durch die preisgünstig verfügbare Offshore-Logistik sowie durch die Anforderungen der Errichtung der Gründungsstruktur an die Wetterbedingungen bestimmt werden.

Bei Jacket- und Tripodgründungen werden zur Verankerung im Meeresgrund offene Stahlrohrrammpfähle mit Durchmessern zwischen rd. 0,8 m und rd. 3,0 m zur Anwendung kommen. Die erforderlichen Einbindetiefen der Rammpfähle ergeben sich zumeist aus dem Bemessungslastfall für die axiale Tragfähigkeit auf Zug. In dem deutschen Bereich der südlichen Nordsee herrschen bis in die voraussichtlichen Pfahlabsatztiefen Fein- bis Grobsande mit vereinzelt weichen bis festen bindigen

Einlagerungen vor. Nachstehende Ausführungen beziehen sich daher auf offene Stahlrohrrammpfähle im Sand.

Zwar wird für OWEAs außerhalb der 12sm-Zone über den BSH Standard Konstruktionen (BSH 2007) das deutsche Normenwerk und damit für die Gründungsbemessung die DIN 1054 (2005-01) und die in ihr erwähnten Normen als verbindliche Bemessungsgrundlage eingeführt, jedoch basiert die darin enthaltene Pfahlbemessung in erster Linie auf der Auswertung von Pfahlprobelastungen. Da unter Offshore- Bedingungen die Durchführung von Pfahlprobelastungen i.d.R. nicht sinnvoll bzw. nicht durchführbar ist, stünden zur axialen Pfahlbemessung die Erfahrungswerte nach Abschnitt 8.4.4 bzw. Anhängen B bis D der DIN 1054 (2005-01) zur Verfügung. Diese allerdings basieren nicht auf Erfahrungen an Offshore-Pfählen. Über die Richtlinien von Zertifizierungsgesellschaften (z.B. DNV 2004, GL 1999) wird daher für die axiale Pfahlbemessung auf die Ansätze der Empfehlungen des American Petroleum Institute (API 2006) für Offshore-Plattformen verwiesen. Diese Ansätze sind daher häufig Grundlage für die Bemessung von Rammpfählen für OWEAs. Da das API-Verfahren jedoch in theoretischer Hinsicht, wie auch in praktischer Hinsicht zu unbefriedigenden Ergebnissen führen kann, ist es in den letzten Jahren zu vermehrten Anstrengungen gekommen, um alternative ebenfalls auf Erfahrungen basierende Berechnungsverfahren zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit von Offshore-Rammpfählen zu entwickeln. Mit der Neuauflage der API im Jahr 2006, sowie der DIN EN ISO 19902 (2008) wurden diese Verfahren als alternative Bemessungsverfahren vorgestellt.

War die Anwendung des API-Verfahrens bei der Bemessung von axial belasteten Pfählen von einzelnen Offshore-Konstruktionen der Rohstoffindustrie bisher offenbar ausreichend genau, so besteht nun bei der Vielzahl der zukünftig zu errichtenden OWEAs der Bedarf nach einer realitätsnahen und wirtschaftlichen Bemessungsmethode, welche die Baugrundverhältnisse der Nordsee hinreichend genau abzubilden vermag. Zu beachten ist auch, dass sich die Einwirkungen einer üblichen Offshore-Konstruktion erheblich von denen einer OWEA unterscheiden. So sind bei OWEAs gegenüber Offshore-Plattformen im Vergleich zu den einwirkenden Vertikallasten sehr viel größere Horizontalkräfte und Momente abzutragen, was auch die Bedeutung des hochgradig zyklischen Charakters dieser Einwirkungen erhöht.

Nachfolgend werden die maßgebenden Einflussfaktoren auf die äußere axiale Tragfähigkeit von offenen Offshore-Rammpfählen in Sand behandelt. Zudem wird über einen Vergleich der existierenden Bemessungsverfahren die Bandbreite der möglichen Berechnungsergebnisse für OWEA-Gründungspfähle dargestellt. Hinsichtlich der zyklischen Tragfähigkeit von Offshore-Rammpfählen liegen nur lückenhafte Erfahrungen vor, die im abschließenden Teil kurz dargestellt werden.

2 Tragverhalten von Offshore- Rammpfählen

Die Tragfähigkeit R eines auf Druck belasteten Pfahles wird im Allgemeinen in einen Spitzendruckanteil R_b und in einen Mantelreibungsanteil R_s aufgeteilt (Gl. 1). Dabei wird die Größe des Spitzenwiderstands R_b über eine Spitzendruckspannung $q_{b,k}$ multipliziert mit der wirksamen Pfahlfußfläche A_b errechnet (Gl. 2). Darin bezeichnet D den äußeren Pfahldurchmesser. Der Anteil des Pfahlmantelwiderstands R_s ergibt sich aus der Mantelreibungsspannung $q_{s,k}$ multipliziert mit der Pfahlmantelfläche A_s (Gl. 3).

$$R = R_b + R_s \quad \text{Gl. 1}$$

$$R_b = A_b \cdot q_{b,k} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot q_{b,k} \quad (\text{Druck, geschl. Pfahl}); R_b = 0 \quad (\text{Zug}) \quad \text{Gl. 2}$$

$$R_s = A_s \cdot q_{s,k} = \pi \cdot D \int_0^L q_{s,k}(z) dz \quad \text{Gl. 3}$$

Die Größe der Spitzendruckspannung $q_{b,k}$ wird bestimmt durch den am Pfahlfuß herrschenden Spannungszustand. Dieser wiederum wird zum einen durch die Art der Rammung und die dabei eingebrachte Rammenergie beeinflusst (Gavin und Kelly 2007). Zum anderen wird der am Pfahlfuß herrschende Spannungszustand, sowie die wirksame Pfahlfußfläche A_b durch einen eventuellen Pfropfen beeinflusst, der sich während der Rammung durch eine innere Verspannung eines Bodenkörpers im Pfahlinnere bilden kann. Dadurch kann während des Rammvorgangs kein weiterer Boden in das Pfahlinnere eindringen und der Pfahl verhält sich vergleichbar einem geschlossenen Pfahl. Von einem unverpropften Pfahl wird ausgegangen, wenn der Baugrund während der Rammung mit dem Rammfortschritt in das Pfahlinnere eindringt. Die Pfropfenbildung ist abhängig vom Rammvorgang, dem Pfahldurchmesser D und

dem den Pfahlfuß umgebenden Boden und seiner Zustandsform. In der API (2006) sowie bei Randolph et al. (2005) wird darauf hingewiesen, dass während der Rammung zunächst unverpropfte Pfähle unter einer monotonen Last ein verpropftes Verhalten zeigen können. Ein allgemein anerkanntes Verfahren zur rechnerischen Abschätzung eines Pfahlpfropfens sowie die Auswirkungen auf die Pfahlfußtragfähigkeit existiert zur Zeit nicht. Für eine einfache Abschätzung schlagen Klos und Teichmann (1981) vor, dass ab einer Einbindetiefe von mindestens $17 \cdot D$ mit der Ausbildung eines Ppropfens zu rechnen ist. Rechnerisch wird nach GL (1999) auf der sicheren Seite liegend der kleinere Wert aus innerer Mantelreibung und Spitzendruck unterhalb des Bodenppropfens (s. Abschnitt 3.1.1) angesetzt. Die Gesamttragfähigkeit eines verpropften Pfahles ist zudem von dem Verhältnis zwischen Ppropfenlänge und Einbindetiefe des Pfahles abhängig (Lee et al. 2003). Weiterhin ist anzumerken, dass eine Zugbeanspruchung auch bei zunächst unverpropften Pfählen eine Verpropfung des Bodens im Pfahlinnen hervorrufen kann.

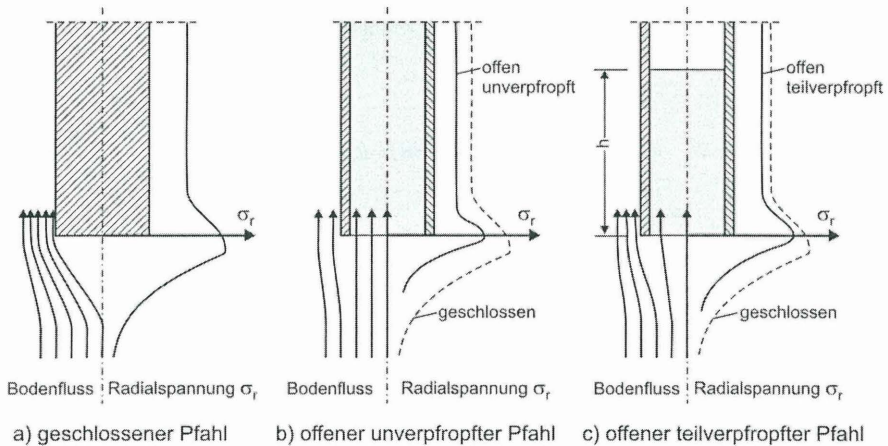


Abbildung 1: Einfluss der Ppropfenbildung auf den Bodenfluss während der Rammung und die damit zusammenhängenden Radialspannungen im Pfahlfußbereich (nach White et al. 2005)

Die Auswirkung eines Ppropfens auf den Spannungszustand am Pfahlfuß infolge der Rammung kann exemplarisch nach White et al. (2005) anhand von Abbildung 1 verdeutlicht werden. Durch die Rammung eines geschlossenen bzw. verpropften

Pfahles kommt es zu einer vollen Verdrängung des Bodens, was mit einer größeren Erhöhung der Radialspannungen am Pfahlmantel σ_r einhergeht als im unverpfpften Zustand (Augustesen 2006). Die Radialspannungen σ_r erhöhen die Mantelreibungsspannung $q_{s,k}$ und somit den Mantelreibungsanteil der Pfahltragfähigkeit R_s .

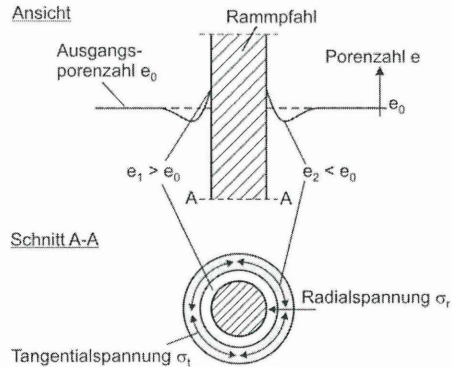


Abbildung 2: Ausbildung von Tangentialspannungen am Pfahlmantel (nach Augustesen 2006)

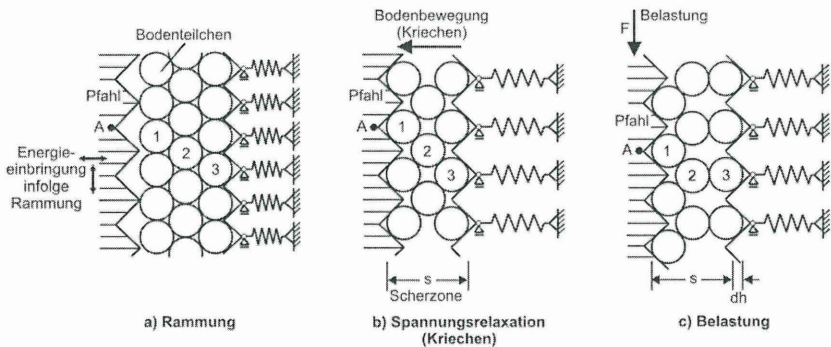


Abbildung 3: Modell zur Ausbildung der Tangential- und Radialspannungen infolge Relaxation und Belastung (nach Axelsson 2000)

Neben der durch das o.a. Modell beschriebenen Dilatanz beeinflusst der Rammvorgang die Größe und die Verteilung der Mantelreibungsspannung durch einen als Reibungsermüdung bezeichneten Prozess (White und Lehane 2004). Unter der Reibungsermüdung ist die Abnahme der lokalen Mantelreibung in der Tiefe z mit zunehmender Eindringtiefe des Pfahles infolge Scherbeanspruchung zu verstehen (Abbildung 4). Durch Relaxation und einhergehende Kriechbewegungen des Bodens nach Passieren der betrachteten Tiefe z werden Tangentialspannungen erzeugt, während die Radialspannung am Pfahlmantel - und somit im Vergleich zu der Radialspannung am Pfahlfuß - reduziert wird.

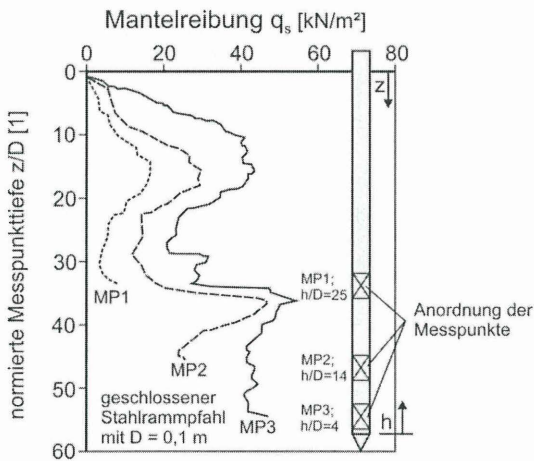


Abbildung 4: Lokale Reibungsermüdung eines im Sand eingepressten Modellpfahls
(nach Lehane et al. 1993, aus Schneider 2007)

Nach Abschluss der Rammung entspannt sich nach einer Modellvorstellung von Axelsson (2000) der angrenzende Boden wieder, wodurch sich Tangentialspannungen σ_t ausbilden (s. Abbildung 2), während sich die Radialspannungen σ_r reduzieren. Es kommt zu einer zunehmenden Verzahnung zwischen Bodenteilchen und Pfahloberfläche (vgl. Abbildung 3 b)). Eine infolge einer Belastung eingebrachte Pfahlverschiebung führt im angrenzenden Bodenbereich zu einem dilatanten Verhalten und somit zu einer erneuten Ausbildung erhöhter Radialspannungen $\Delta\sigma_r$, die wiederum zum Anstieg des Mantelreibungswiderstandes $q_{s,k}$ führen (Abbildung 3 c)).

Zusätzlich beeinflusst auch die Art der Belastung die Größe der Mantelreibung. Bei einer Druckbeanspruchung werden über den Pfahlfuß Spannungen in den Boden eingetragen, die im unteren Pfahlbereich infolge des so genannten Falltüteneffekts zu einer Reduktion der Radialspannungen führen. Die sich durch die axiale Belastung unterhalb des Pfahlfußes ausbildende „Druckzwiebel“ führt hingegen im oberen Bereich zu einer Erhöhung der Mantelreibungsspannung. Bei einer Zugbeanspruchung entfällt die tragfähigkeitserhöhende Wirkung der „Druckzwiebel“. Zudem wird nach Jardine et al. (2005) davon ausgegangen, dass es bei Zugbeanspruchungen durch den so genannten Poisson-Effekt zu einer Verlängerung des Pfahles und somit zu einer Kontraktion des Querschnittes mit einer Abnahme von σ_r kommt. Weiterhin wird die effektive Normalspannung σ'_v durch die aufwärts gerichtete Mantelreibung abgemindert. Diese Effekte führen zu einer geringeren Mantelreibungsspannung unter Zugbeanspruchung als unter Druckbeanspruchung.

Die durch eine Druckbeanspruchung eingebrachte Pfahlverschiebung mobilisiert sowohl die Mantelreibung als auch den Spitzendruck. Während bereits kleine Verschiebungen (rd. 2,54 mm nach API 2006) zur Mobilisierung der vollen Mantelreibung ausreichen, bedarf es zur vollen Mobilisierung des Spitzendrucks größerer Verschiebungen. Allgemein wird davon ausgegangen, dass der volle Spitzenwiderstand bei einer Verschiebung von $0,1 \cdot D$ mobilisiert ist. Vorausgesetzt, dass der Pfahl in eine ausreichend mächtige und tragfähige Schicht einbindet, kommt es mit zunehmender Verschiebung zu einer Vergrößerung der Pfahlfußtragfähigkeit.

Weiterhin sind über die Gründungsstruktur einer OWEA zyklische Beanspruchungen aus Wind und Wellen in den Baugrund abzutragen. Der bisherige Kenntnisstand hierzu ist allerdings lückenhaft. Zyklische Pfahlprobelastungen von Jardine & Standing (2000) legen die Vermutung nahe, dass es einen Grenzwert der zyklischen Scheramplitude gibt, ab dem es zu einer signifikanten Abnahme der axialen Tragfähigkeit kommt. Unterhalb dieses Grenzwertes wurde eine Vergrößerung der axialen Tragfähigkeit beobachtet, was bei Jardine & Standing (2000) mit einer durch die kleinen zyklischen Scheramplituden beschleunigten Alterung des Bodens erklärt wird (s. Kapitel 4). Die Untersuchung des Pfahltragverhaltens unter zyklischer Beanspruchung ist z. Zt. Gegenstand verschiedener F&E-Projekte.

3 Bemessungsansätze für axial belastete Offshore-Rammpfähle

Die Grenztragfähigkeit eines axial belasteten Pfahles R errechnet sich, unabhängig vom verwendeten Verfahren zur Bestimmung von Mantelreibung und Spitzendruck, aus der Summe von Mantelreibungswiderstand R_s und - für den Fall der Druckbeanspruchung - dem Spitzenwiderstand R_b .

Für Onshore-Verhältnisse lassen sich Mantelreibungswiderstand $q_{s,k}$ und Spitzendruckwiderstand $q_{b,k}$ in Abhängigkeit von Bodenart und Lagerungsdichte über auf Erfahrungswerten basierende Tabellenwerte (DIN 1054, EAP 2007) abschätzen und ggfs. über ein geeignetes Pfahlprobebelastungsprogramm verifizieren bzw. im Sinne einer wirtschaftlichen Optimierung verbessern.

Für offene Stahlrohrrammpfähle in der deutschen Nordsee mit Durchmessern bis rd. 3 m werden die den Tabellen der DIN 1054 zugrunde liegenden Erfahrungen hinsichtlich der Baugrundeigenschaften als auch der untersuchten Pfahlgeometrien überschritten. Pfahlprobebelastungen scheiden - im Normalfall - aufgrund ihrer praktisch nicht gegebenen Durchführbarkeit aus.

Zur praxistauglichen Abschätzung der Tragfähigkeit von Offshore- Rammpfählen wurden in den letzten Jahren, alternativ zum konventionellen Verfahren der API, diverse CPT- basierte Verfahren entwickelt und an Pfahlprobebelastungsergebnissen validiert. Nachfolgend werden unter den CPT- basierten Verfahren die in der DIN EN ISO 19902 aufgeführten Verfahren ICP-05 (Jardine et al. 2005), UWA-05 (Lehane et al. 2005), Fugro-05 (Kolk und Baaijens 2005) und NGI-05 (Clausen et al. 2005) zusammengefasst.

3.1 Abschätzung des Spitzendruckes

3.1.1 Verfahren nach API (2006)

Der Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ ergibt sich nach API (2006) aus der Modellvorstellung des Pfahlfußes als tiefliegende Flachgründung aus

$$q_{b,k} = \sigma'_v \cdot N_q \leq q_{b,k,max}$$

Gl. 4

Hierin stellt σ'_v die effektive Vertikalspannung am Pfahlfuß und N_q einen Tragfähigkeitsbeiwert im Sinne der Grundbruchtheorie dar. Folge dieser Modellvorstellung ist, dass der Spitzendruckwiderstand $q_{b,k}$ linear mit der Tiefe ansteigt, was im Widerspruch zur allgemeinen Erfahrung steht. Daher ist in der API die Größe des Pfahlspitzenwiderstands $q_{b,k}$ mit dem Erreichen eines Maximalwertes $q_{b,k,max}$ begrenzt.

Der Grenzspitzendruck $q_{b,k,max}$ sowie der Tragfähigkeitsbeiwert N_q sind baugrundabhängig den Empfehlungen der API (2006) und des DNV (2004) zu entnehmen (Tabelle 1). Für nichtbindige Böden unter Auftrieb werden die $q_{b,k,max}$ -Werte je nach Lagerungsdichte ab einer Einbindetiefe von rd. 20 m bis 25 m maßgebend.

Bodenart	Mantelreibung		Spitzendruck	
	δ	$q_{s,k,max}$	N_q	$q_{b,k,max}$
	[°]	[kN/m ²]	-	[MN/m ²]
Locker bis mitteldicht gelagerter Sand	20	67	12	2,9
Mitteldicht gelagerter Sand	25	81,3	20	4,8
Dicht bis sehr dicht gelagerter Sand	30	95,7	40	9,6

Tabelle 1: Bemessungsparameter nach API (2006) für nichtbindige Böden

Bei der Berechnung des Pfahlfußwiderstands R_b ist zu beachten, dass bei offenen Pfählen der Spitzendruck $q_{b,k}$ nur über die Kreisringfläche des Stahlrohrprofils A_{Ring} anzusetzen ist, während bei geschlossenen bzw. vollständig verpfropften Pfählen die gesamte Querschnittsfläche A_b in Ansatz zu bringen ist. Entsprechend GL (1999) kann eine vollständige Verpfropfung des Pfahles angenommen werden, wenn der mobilisierte innere Mantelreibungswiderstand mindestens so groß ist, wie der Spitzenwiderstand unterhalb des Bodenpfropfens (Gl. 5).

$$\sum q_{s,k,i} \cdot A_i \geq q_{b,k} \cdot A_{b,i}$$

Gl. 5

3.1.2 CPT-basierte Verfahren

Bei den empirischen CPT- basierten Verfahren wird von einem Zusammenhang zwischen dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c und dem Spitzendruckwiderstand des Rammpfahles $q_{b,k}$ ausgegangen. Tabelle 2 stellt die unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung des Spitzendrucks der CPT-basierten Verfahren vergleichend dar.

Zur Berücksichtigung der Bodenschichtung wird der Pfahlspitzenwiderstand aus dem äquivalenten Drucksondierungsspitzendruck abgeleitet, der je nach Verfahren unterschiedlich zu ermitteln ist. Nach den Verfahren API-06, NGI-05 und Fugro-05 ergibt dieser sich direkt in Höhe des Pfahlfußes. Von einem Mittelwert oberhalb und unterhalb des Pfahlfußes gehen hingegen die Verfahren ICP-05 und UWA-05 aus. Für ICP-05 wird dieser Mittelwert nach Bustamente & Gianceselli (1982) ermittelt, wonach der Mittelwert aus den Drucksondierungsspitzendrücken $1,5 \cdot D$ ober- und unterhalb des Pfahlfußes folgt. Im Verfahren UWA-05 wird der der Ansatz von De Ruiter & Beringen (1979) verwendet, der den kleinsten Drucksondierungsspitzendruck in einer Tiefe von bis zu $4 \cdot D$ unterhalb des Pfahlfußes mit in die Mittelwertbildung einbezieht.

Bei offenen Stahlrohrquerschnitten ist der mobilisierte Pfahlspitzenwiderstand stark von der Pfpfenbildung abhängig. Während das Verfahren NGI-05 zu dessen Beurteilung ebenso wie die API (2006) den Vergleich zwischen innerer Mantelreibung und Spitzendruck unterhalb des Bodenpfpfens heranzieht, haben Jardine et al. (2005) für das Verfahren ICP-05 Kriterien zur Abschätzung der Pfpfenbildung aufgestellt. Sind die beiden nachfolgenden Kriterien der Gl. 6 und Gl. 7 in Abhängigkeit vom inneren Pfahldurchmesser D_i bzw. Durchmesser der Drucksonde D_{CPT} und der relativen Lagerungsdichte des Bodens D_r erfüllt, so kann von vollständiger Pfpfenbildung ausgegangen werden. P_a steht darin für den atmosphärischen Druck.

$$D_i < 0,02 \cdot (D_r - 30) \quad \text{Gl. 6}$$

$$\frac{D_i}{D_{CPT}} < 0,083 \cdot \frac{q_c}{P_a} \quad \text{Gl. 7}$$

Weiterhin wird berücksichtigt, dass der Pfpfen weniger tragfähig ist als der Stahlquerschnitt (Tabelle 2).

In den Verfahren UWA-05 und Fugro-05 wird dieser Aspekt über geometrische Größen berücksichtigt. Hier wird die innere Mantelreibung empirisch im Term des Spitzendruckes erfasst und darf nicht zusätzlich angesetzt werden. Dies führt dazu, dass bei der Anwendung dieser beiden Verfahren der Spitzendruck immer auf die volle Querschnittsfläche angesetzt werden darf.

ICP-05	Ohne Pfropfen: $q_{b,k} = q_c$
	Mit Pfropfen: $q_{b,k} = q_c \cdot \left[0,5 - 0,25 \log \left(\frac{D}{D_{CPT}} \right) \right]$
UWA-05	$q_{b,k} = q_c \cdot (0,15 + 0,45 A_r)$
Fugro-05	$q_{b,k} = 8,5 \cdot P_a \sqrt{\frac{q_c}{P_a}} \cdot \sqrt{\frac{R^*}{R}}$
NGI-05	$q_{b,k} = \frac{0,8 q_c}{(1 + D_f^2)}$

Tabelle 2 : Abschätzung des Spitzendruckes nach den Verfahren nach DIN EN ISO 19902 (2008)

3.2 Abschätzung der Mantelreibung

3.2.1 Verfahren nach der API (2006)

Verfahrensunabhängig errechnet sich der Mantelreibungswiderstand R_s über die Mantelreibung $q_{s,k}$ multipliziert mit der Pfahlmantelfläche A_s . Die Mantelreibungsspannung $q_{s,k}$ von offenen Stahlrohrrammpfählen in nicht bindigen Böden ermittelt sich nach den Richtlinien der API bodenart- und tiefenabhängig über das so genannte β -Verfahren nach Gl. 8.

$$q_{s,k}(z) = k \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta = \sigma'_v(z) \cdot \beta \leq q_{s,k,max} \quad \text{Gl. 8}$$

Darin ist δ der Kontaktreibungswinkel zwischen Pfahloberfläche und Boden, $\sigma'_v(z)$ ist die effektive Vertikalspannung in der betrachteten Tiefe z und k ist ein horizontaler Erddruckbeiwert. Aufgrund der durch die Rammung verursachten Verdichtung am Pfahlmantel wird in dem Verfahren der API (2006) der Beiwert k größer als der

Erdruhedruckbeiwert k_0 angenommen. In der API (2006) und DNV (2004) werden für k Werte von 0,8 für offene und 1,0 für geschlossene Pfähle gegeben. Die empfohlenen Werte für den Kontaktreibungswinkel δ und die maximale Grenzmantelreibung $q_{s,k,max}$ sind in Abhängigkeit von der Bodenart und der Lagerungsdichte Tabelle 1 zu entnehmen.

3.2.2 CPT-basierte Verfahren

Nach der DIN EN ISO 19902 (2008) kann bis auf das Verfahren NGI-05 der Mantelreibungswiderstand $q_{s,k}$ der CPT-basierten Verfahren zusammenfassend nach Gl. 9 dargestellt werden. Es zeigt sich, dass die CPT-basierten Verfahren die Einflussfaktoren auf die Pfahltragfähigkeit unterschiedlich berücksichtigen.

$$q_{s,k} = u \cdot q_c(z) \left[\frac{\sigma'_v(z)}{p_a} \right]^a A_r^b \left[\max \left(\frac{L-z}{D}, v \right) \right]^{-c} (\tan \delta_{cv})^d \left[\min \left(\frac{L-z}{D} \cdot \frac{1}{v}, 1 \right) \right]^e \quad \text{Gl. 9}$$

In Gl. 9 sind die Parameter a, b, c, d, e, u und v verfahrensabhängige empirische Parameter gemäß Tabelle 3. $q_c(z)$ beschreibt den Drucksondierungsspitzenruck in der Tiefe z, A_r die bezogene Pfahlfußfläche und δ_{cv} den kritischen Kontaktreibungswinkel zwischen Boden und Pfahl.

Methode	Art der Belastung	Parameter						
		a	b	c	d	e	u	v
ICP-05	Druck	0,1	0,2	0,4	1	0	0,023	$4\sqrt{A_r}$
	Zug	0,1	0,2	0,4	1	0	0,016	$4\sqrt{A_r}$
UWA-05	Druck	0	0,3	0,5	1	0	0,030	2
	Zug	0	0,3	0,5	1	0	0,022	2
Fugro-05	Druck	0,05	0,45	0,9	0	1	0,043	$2\sqrt{A_r}$
	Zug	0,15	0,42	0,85	0	0	0,025	$2\sqrt{A_r}$

Tabelle 3 : Empirische Parameter in Abhängigkeit von der Bemessungsmethode und der Belastungsart (DIN EN ISO 19902, 2008)

Den unter Abschnitt 2 aufgeführten Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit eines Stahlrohrrammpfahles wird durch die einzelnen Terme der Gl. 9 Rechnung getragen. So wird durch $u \cdot q_c(z)$ die maximal wirkende Radialspannung am Pfahlfuß berücksichtigt. Der Term $\left[\max\left(\frac{L-z}{D}, v\right)\right]^{-c}$ bildet die Reibungsermüdung ab. In der Methode Fugro-05 wird durch den Term $\left[\min\left(\frac{L-z}{D} \cdot \frac{1}{v}, 1\right)\right]^e$ die Interaktion zwischen Mantelreibung und Spitzendruck eingebracht.

Zur Berücksichtigung des Bodenflusses und der damit zusammenhängenden im Vergleich zu den geschlossenen Querschnitten geringeren Radialspannungen bei offenen Querschnitten wird bei ICP-05 und Fugro-05 der effektive Radius R^* , bzw. effektive Durchmesser D^* eingeführt. Nach Gl. 10 ergibt sich R^* aus dem äußeren Radius $R_{au\ddot{u}en}$ und dem inneren Radius R_{innen} . D^* ergibt sich hierzu analog.

$$R^* = \sqrt{R_{au\ddot{u}en}^2 - R_{innen}^2} \quad \text{Gl. 10}$$

In der UWA-05 wird hingegen die bezogene Pfahlfußfläche A_r berücksichtigt. Hierdurch ist es möglich in der Betrachtung des Bodenflusses auch die Pfpfenbildung einzubeziehen.

Die Methode NGI-05 basiert nicht auf dem erdstatischen Ansatz aus der auf den Pfahlmantel wirkenden Spannung multipliziert mit dem Tangens des Kontaktreibungswinkels δ und kann daher nicht über Gl. 9 erfasst werden. Sie basiert aber ebenso wie die anderen Verfahren auf Messergebnissen der Drucksondierung. Die Abschätzung der Mantelreibung in nichtbindigen Böden ergibt sich nach der Methode NGI-05 zu:

$$q_{s,k}(z) = \frac{z}{z_{tip}} \cdot P_a \cdot F_{Dr} \cdot F_{sig} \cdot F_{tip} \cdot F_{load} \cdot F_{mat} \quad \text{jedoch } q_{s,k}(z) > 1,1 \cdot \sigma'_v(z) \quad \text{Gl. 11}$$

P_a ist wiederum der atmosphärische Druck, z beschreibt die Tiefe unterhalb der GOK, z_{tip} ist die Pfahlfußtiefe. Das Verhältnis von der Tiefe z zur Pfahlfußtiefe z_{tip} dient der Berücksichtigung der Reibungsermüdung mit zunehmender Tiefe. Die Terme F_i dienen der Berücksichtigung der unterschiedlichen Einflüsse auf die Tragfähigkeit. So dient F_{Dr} dazu, die relative Lagerungsdichte einzubeziehen und wird nach Gl. 12 berechnet:

$$F_{Dr} = 2,1 \cdot (D_r - 0,1)^{1,7} \quad \text{jedoch mit } D_r > 0,1 \quad \text{Gl. 12}$$

F_{sig} ist der Beiwert zur Berücksichtigung der Vertikalspannungen und errechnet sich aus:

$$F_{sig} = \sqrt[4]{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \quad \text{Gl. 13}$$

Der Beiwert F_{tip} bezieht sich auf die Querschnittsform und ist nach Empfehlungen von Clausen et al. (2005) zu 1,0 für einen offenen Pfahl und zu 1,6 für einen geschlossenen Pfahl zu setzen.

F_{load} ist der Beiwert zur Berücksichtigung der Abhängigkeit von der Belastungsrichtung. Er ist für zugbeanspruchte Pfähle zu 1,0 und für druckbeanspruchte Pfähle zu 1,3 zu setzen. Der letzte Beiwert F_{mat} beinhaltet den Einfluss des Pfahlmaterials auf die Tragfähigkeit. Empfohlene Werte liegen bei 1,0 für Stahlpfähle und 1,2 für Betonpfähle.

3.3 Rechenbeispiel

Für einen offenen Stahlrohrrammpfahl mit einem Pfahldurchmesser von $D = 2,5$ m werden in Abbildung 5 die Tragfähigkeiten auf Zug im Sand nach den o.a. Berechnungsverfahren dargestellt. Es handelt sich um die Tragfähigkeiten für zwei vereinfachte q_c -Verläufe. Fall a) stellt dabei ab 10 m unter Meeresboden (TuM) einen konstanten q_c -Verlauf mit einem Endwert von 20 kN/m^2 dar, während Fall b) ab 10 m TuM einen konstanten q_c -Verlauf mit einem Endwert von 40 kN/m^2 aufweist. Von der Meeresbodenoberfläche bis 10 m unter Meeresboden steigt jeweils der Spitzendruck q_c linear mit der Tiefe von $q_c = 0 \text{ kN/m}^2$ auf den jeweiligen Endwert an.

Die Berechnungsergebnisse der Abbildung 5 zeigen für den q_c -Verlauf des Falls a) für den kurzen Pfahl Tragfähigkeiten nach den verschiedenen Verfahren in ähnlicher Größenordnung. Lediglich die Methode UWA-05 ermittelt eine Tragfähigkeit, die rd. 40 % unterhalb des API-06-Wertes liegt.

Für den langen Pfahl ($L = 45$ m) im Fall a) ist auffällig, dass die berechnete Tragfähigkeit nach der API-06 im Vergleich zu den anderen untersuchten Verfahren

deutlich größer ausfällt. Die Abweichungen betragen hierbei rd. 30 % bis 100 %. Im Gegensatz hierzu ist für die q_c -Verteilung im Fall b) für den langen Pfahl auffällig, dass die Tragfähigkeit nach der API-06 tendenziell kleiner ausfällt als nach den CPT-basierten Verfahren mit Ausnahme der Tragfähigkeit nach dem UWA-05 Verfahren.

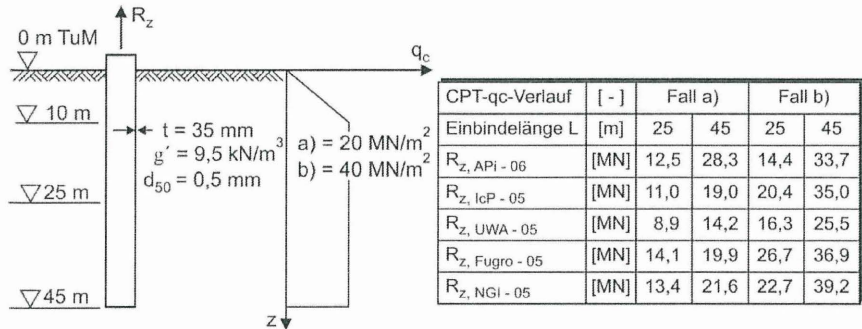


Abbildung 5: Gegenüberstellung der berechnete Zugtragfähigkeiten R_z nach den Verfahren API-06, ICP-05, UWA-05, Fugro-05 und NGI-05

3.4 Vergleich der Bemessungsverfahren

Der Tragfähigkeitsberechnung mit dem Verfahren der API liegen nicht zutreffende Annahmen zur Beschreibung sowohl der Spitzendruck- als auch der Mantelreibungstragfähigkeit zugrunde. Damit einhergehend kann es für kurze Pfähle in dichtem Sand zu einer starken Überbemessung und bei langen Pfählen in locker gelagertem Sand zu einer Unterbemessung der Pfähle kommen (API 2006). Dies wird durch die von Toolan et al. (1990) dargestellten Ergebnisse der Abbildung 6 bestätigt. Darin ist das Verhältnis der nach API-06 berechneten Tragfähigkeiten R_{API} zur gemessenen Tragfähigkeit R_{Messwert} für verschiedene Einbindelängen aufgetragen. Von Jardine et al. (2005), Lehane et al. (2005) und Kolk et al. (2005) wird bestätigt, dass sich über das Verfahren der API die axiale Pfahltragfähigkeit nicht zuverlässig bestimmen lässt. Kraft (1991) zeigt auf, dass insbesondere die Tragfähigkeit langer Pfähle bei großen Lagerungsdichten sensibel auf die Grenzwerte aus der API reagiert und somit nach der API unterschätzt werden kann. Clausen et al. (2005) weisen ebenfalls auf die Ungenauigkeit der API für die Bemessung in sehr dicht gelagerten

Böden hin und erwähnen, dass die berechneten Tragfähigkeiten nach der API nicht mit Ergebnissen aus Probelbelastungen übereinstimmen.

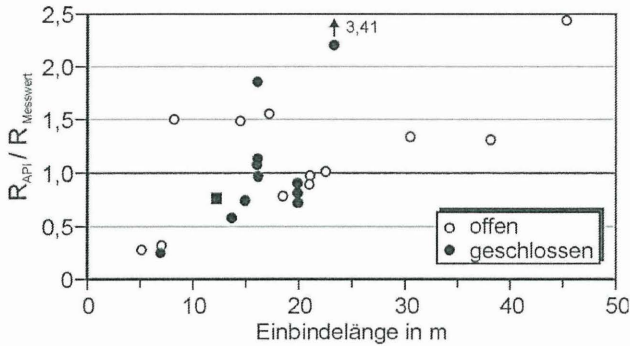


Abbildung 6: Vergleich gemessener Pfahltragfähigkeiten $R_{Messwert}$ mit berechneten Pfahltragfähigkeiten nach API R_{API} (nach Toolan et al. 1990)

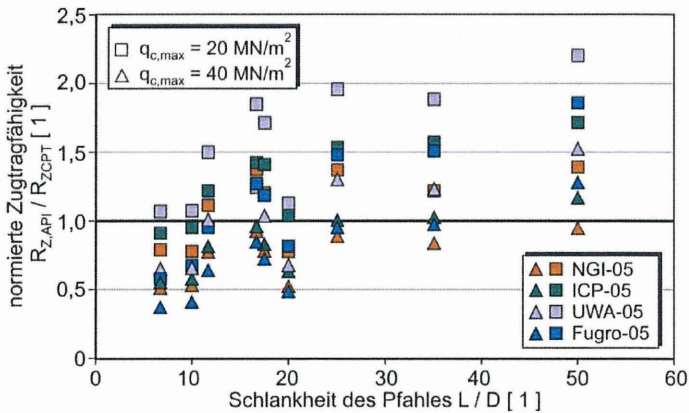


Abbildung 7 : Vergleich der verschiedenen Bemessungsverfahren

Abbildung 7 gibt einen Ergebnisvergleich der verschiedenen Verfahren zur Berechnung der axialen Pfahltragfähigkeit. Darin wird die Zugtragfähigkeit $R_{Z,API}$ der API-06 bezogen auf die Zugtragfähigkeit $R_{Z,CPT}$ der CPT-basierten Verfahren über die Schlankheit des Pfahles L/D aufgetragen. Untersucht wurden Pfähle mit Einbindetiefen L von 20,0 m, 35,0 m und 50,0 m und mit Durchmessern D von 1,0 m, 2,0 m und 3,0 m. Für den

Vergleich wurde als Baugrund ein Sand mit einer q_c -Verteilung nach Fall a) und Fall b) aus der vorangegangenen Beispielrechnung nach Abbildung 5 verwendet.

Die Berechnungsergebnisse der Abbildung 7 spiegeln den Trend der Messergebnisse von Toolan (1990) nach Abbildung 6 wider. Aus Abbildung 7 wird deutlich, dass die berechneten Tragfähigkeiten nach der API-06 insbesondere für Pfähle geringer Schlankheit L/D viel geringer ausfallen als jene, die nach den CPT-basierten Verfahren berechnet worden sind. So erreicht die errechnete Tragfähigkeit nach den CPT-basierten Verfahren für gedrungene Pfähle mit $L/D < 20$ das rd. 2- bis 2,5-fache der Tragfähigkeit nach der API-06. Mit zunehmender Schlankheit L/D dreht sich dieser Trend, insbesondere für kleine q_c -Werte und damit geringere Lagerungsdichten, um. Dies lässt darauf schließen, dass eine Bemessung nach der API-06 für relativ kurze Pfähle in dicht gelagerten Böden sehr konservativ ausfällt.

Weiterhin wird aus Abbildung 7 der Unterschied zwischen den einzelnen Verfahren untereinander deutlich. Obwohl allen Verfahren die Auswertung zahlreicher Pfahlprobelastungen zugrunde lag, kommt es bei identischen Randbedingungen zu signifikanten Abweichungen der berechneten Zugtragfähigkeiten nach den CPT-basierten Verfahren. Dabei sind Unterschiede von bis zu 100% festzustellen. Dadurch wird die Frage nach den Anwendungsgrenzen der einzelnen Verfahren aufgeworfen.

4 Betrachtung zyklischer Beanspruchung

Neben den für die Tragfähigkeitsbemessung maßgeblichen Extrembelastungen erfährt die Gründungsstruktur einer OWEA durch Wind, Wellen und ggfs. tidebeeinflusste Strömungsvorgänge auch erhebliche zyklische Belastungen. Da bemessungsrelevante wiederkehrende Lastereignisse i.d.R. Folge von Sturmereignissen mit Wellenperioden von rd. 15 sec. bis 20 sec. sind, können für die axiale Pfahlbemessung in diesen Fällen dynamische Effekte i.d.R. vernachlässigt werden. Die durch Böen eingetragenen Lasten werden durch die Trägheit der Gesamtstruktur i.d.R. ebenfalls als zyklische, d. h. quasi-statische Beanspruchung am Gründungspfahl angenommen.

Die zyklischen Beanspruchungen beeinflussen im Wesentlichen den Mantelreibungswiderstand, während die Pfahlfußtragfähigkeit indessen i.d.R. als unbeeinflusst ange-

sehen werden kann. In Ermangelung eines anerkannten Berechnungsansatzes zur Berücksichtigung zyklischer Beanspruchung auf das axiale Tragverhalten von OWEA-Gründungspfählen wird in der derzeitigen Bemessungspraxis der statische Mantelreibungswiderstand $q_{s,k}$ mit einem Sicherheitsbeiwert von meist rd. 2,0 abgemindert.

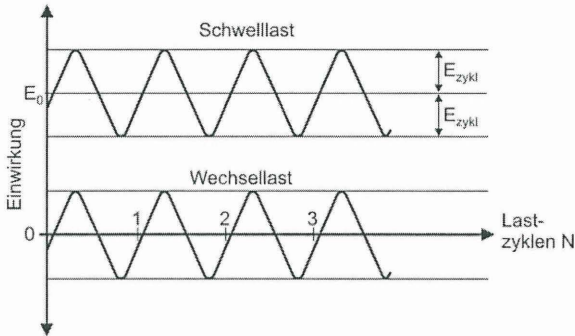


Abbildung 8: Definition der zyklischen Belastungskomponenten

Ist die Einwirkung der zyklischen Lastamplitude E_{zykl} größer als die statische Einwirkung E_0 wird der Pfahl durch eine so genannte Wechselast beansprucht. Ist die zyklische Lastamplitude E_{zykl} hingegen kleiner als die statische Einwirkung E_0 wird von einer Schwelllast gesprochen (Abbildung 8). Neben der Art der Belastung wird die axiale zyklische Tragfähigkeit auch durch die Baugrundeigenschaften, das Verhältnis von zyklischer Lastamplitude E_{zykl} und statischer Last E_0 sowie durch die Zyklenanzahl N beeinflusst. Dabei gilt je größer die Zyklenanzahl N bzw. die zyklische Lastamplitude E_{zykl} ist, desto geringer die Tragfähigkeit.

Durch Einführung eines Verhältniswertes der kritischen zyklischen Grenzbelastung (Critical Level of Repeated Loading, CLRL) wird bei Schwarz (2002) eine Zuordnung von zyklischer Lastamplitude E_{zykl} zur Bodenart vorgenommen (Tabelle 4). Bei Überschreitung des CLRL ist von einem vollständigen Verlust der Tragfähigkeit auszugehen. Demnach verlieren nichtbindige Böden schon bei kleinem CLRL ihre Tragfähigkeit.

$$CLRL = \frac{E_{zykl}}{R_k}$$

Gl. 14

Bodenart	CLRL
Sand	0,1 – 0,4
Schluff	0,4 – 0,6
normal konsolidierter Ton	0,35 - 0,55
überkonsolidierter Ton	0,85 – 1,0

Tabelle 4 : Grenzwerte der zyklischen Lastamplitude bezogen auf die statische Bruchlast in Abhängigkeit von der Bodenart (Schwarz 2002)

Die DIN EN ISO 19902 (2008) weist zudem darauf hin, dass zyklische Beanspruchungen auch zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führen können und spiegelt damit die Beobachtungen von Jardine und Standing (2000) an 19,4 m langen Rammpfählen in Dünkirchen wider, die bei einer Belastung unterhalb von $E_{zykl}/R_k = 0,2$ eine Erhöhung der Tragfähigkeit zeigten. Mit zunehmender zyklischer Lastamplitude E_{zykl} nahm die axiale Pfahltragfähigkeit wieder ab. Zur Berücksichtigung der zyklischen Einwirkungen auf die axiale Tragfähigkeit von Mikropfählen gibt die DIN 1054 im Anhang D.2 zulässige Lastspannen in Abhängigkeit der Zyklenanzahl N nach Tabelle 5 an. Dabei ist unter der Lastspanne der zweifache Wert der zyklischen Lastamplitude E_{zykl} zu verstehen. Die darin gegebenen Anhaltswerte werden von Mittag und Richter (2004) als stark auf der sicheren Seite liegend eingeschätzt, gleichwohl jedoch von diesen Autoren für die Verwendung bei Rammpfählen empfohlen.

Zu erwartende Zyklenanzahl N	char. Lastspanne ($= 2 \cdot E_{zykl}$)
1	1,00 $R_{2s,k}$
100	0,80 $R_{2s,k}$
10 000	0,68 $R_{2s,k}$
100 000	0,56 $R_{2s,k}$
$\geq 1\ 000\ 000$	0,40 $R_{2s,k}$

Tabelle 5 : Anhaltswerte zulässiger Lastspannen aus Wechsel- oder Schwelllast der DIN 1054:2005, Anhang D.2 für mindestens mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden oberhalb des Grundwassers

Poulos (1988) untersuchte Messergebnisse unter zyklischer Beanspruchung und stellte diese graphisch (Abbildung 9) dar. Aufgetragen ist hier auf der Horizontalachse das Verhältnis der mittleren Belastung zur statischen Grenzlast und auf der Vertikalachse das Verhältnis der zyklischen Lastamplitude zur Grenzlast. Messpunkte aus reiner Wechsellastbeanspruchung liegen direkt auf der Vertikalachse. Die unter 45° verlaufende Linie von links oben nach rechts unten stellt die Ergebnisse dar, bei denen die Summe der mittleren Belastung und der zyklischen Lastamplitude der statischen Grenzlast entsprechen. Zusätzlich wird durch die Geradenschar die Zyklenzahl N berücksichtigt.

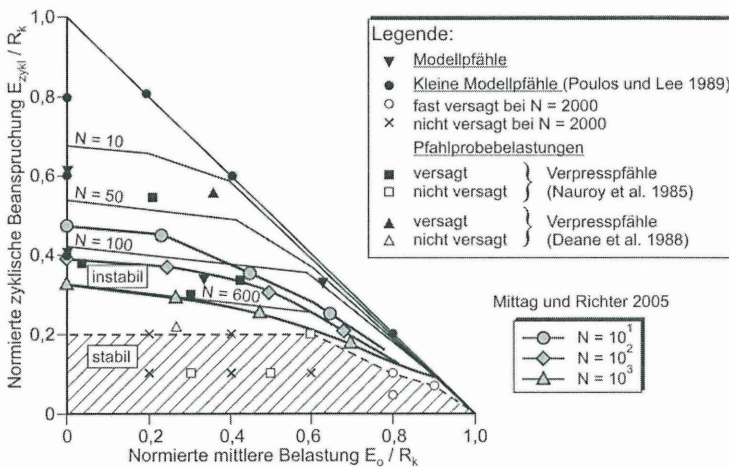


Abbildung 9: Darstellung diverser Versuchsergebnisse sowie des Ansatzes nach Gl. 15

Seine Untersuchungen ergaben, dass die Zyklizität in Abhängigkeit von der mittleren Belastung und der zyklischen Lastamplitude nicht zwangsläufig eine Reduktion der Tragfähigkeit mit sich zieht. In Abbildung 9 ist daher ein schraffierter Bereich eingezeichnet, welcher als stabil bezeichnet werden kann. Bis zu einem mittleren Beanspruchungsniveau von 60 % sind hier zyklische Lastamplituden bis zu 20 % der statischen Grenzlast als unkritisch zu betrachten. Darüber hinaus fällt die stabile zyklische Lastamplitude ab.

Auf Grundlage von Messergebnissen aus der Literatur nach Abbildung 9 entwickeln Mittag und Richter (2005) einen Ansatz, nach dem die zulässige Größe der zyklischen Lastamplitude E_{zykl} in Abhängigkeit der Lastzyklen N abgeschätzt werden kann (Gl. 15).

Darin beschreibt der Faktor κ eine von der Zyklenanzahl N abhängige Abminderung der Tragfähigkeit (Tabelle 6). Eine Einschränkung bezüglich des Baugrunds wird durch Mittag und Richter (2005) nicht getroffen.

$$E_{zykl} \leq R \cdot \kappa \cdot \left(1 - \left(\frac{E_0}{R}\right)^2\right) \quad \text{Gl. 15}$$

Zyklenanzahl N	Faktor κ
1	0,50
10	0,45
100	0,40
1 000	0,35
10 000	0,30
100 000	0,25
1 000 000	0,20

Tabelle 6 : Werte für den Faktor κ in Abhängigkeit der Lastwechselzahl N nach Mittag und Richter (2005)

5 Zusammenfassung

Für eine wirtschaftliche Bemessung von Offshore Windenergieanlagen stellt die Planung der Gründungsstruktur einen wesentlichen Aspekt dar. Es wurden verschiedene Ansätze zur Bemessung vertikal belasteter Pfähle in nicht bindigen Böden untersucht und insbesondere mit dem in der Praxis üblichen Ansatz der API-06 verglichen.

Hierzu wurde zunächst das allgemeine Tragfähigkeitsverhalten von offenen Stahlrohrrammpfählen zur Gründung von Offshore-Windenergieanlagen beschrieben. Das axiale Tragverhalten von offenen Stahlrohrrammpfählen wird von zahlreichen Faktoren beeinflusst und ist durch ihr Zusammenwirken komplex. Zwar wurden in den letzten Jahren große Fortschritte zur Klärung der einzelnen Tragmechanismen

gemacht, allerdings ist die gegenseitige Beeinflussung dieser Mechanismen noch nicht vollständig geklärt.

Im Weiteren wurde auf die verschiedenen analytischen Ansätze zur Abschätzung der axialen Tragfähigkeit eingegangen. Die Bestimmung von Mantelreibung und Spitzendruck ist stark von den Bodeneigenschaften des den Pfahl umgebenden Bodens abhängig. Probelastungen zur Bestimmung von Spitzendruck und Mantelreibung kommen im Offshore-Bereich nicht in Frage, wodurch eine rechnerische Abschätzung dieser Werte notwendig wird. Diese rechnerischen Abschätzungen müssen zum einen das mechanisch komplexe Verhalten erfassen und zum anderen auf den verfügbaren Bodenparametern basieren. Kenntnisse über den Baugrund für eine baupraktisch relevante Pfahlbemessung liefern i.d.R. die Ergebnisse der Drucksondierung. Daher liegen den aktuellen Verfahren zur Ermittlung von Mantelreibung und Spitzendruck die Ergebnisse der Drucksondierung zugrunde. Diese neuen in Abschnitt 3 vorgestellten CPT- basierten Verfahren wurden anhand zahlreicher Probelastungen validiert.

Der analytische Vergleich der Methoden und die Ergebnisse der Parameterstudie zeigten allerdings deutliche Unterschiede der Verfahren zueinander auf. Die Tragfähigkeiten nach den einzelnen Verfahren unter gleichen Randbedingungen ergaben sehr unterschiedliche Ergebnisse mit bis zu 100 % Abweichung (Abbildung 7). Für einen qualitativen Vergleich sind Validierungen an Messdaten aus Pfahlprobelastungen unumgänglich. Insgesamt konnte festgestellt werden, dass die Tragfähigkeit für sehr dicht gelagerte Böden nach allen Bemessungsverfahren deutlich größer ausfällt, als nach der API-06, wobei der Unterschied zur Tragfähigkeit nach der API-06 mit abnehmender Pfahllänge zunimmt. Hierbei stellte sich die Frage, inwiefern es Anwendungsgrenzen bezüglich der Pfahlgeometrie gibt. Für lange Pfähle in locker gelagerten Böden hingegen lag die Tragfähigkeit nach einigen Bemessungsverfahren niedriger als nach der API-06.

Letztendlich wurde auf die Auswirkungen zyklischer Lasten eingegangen. Hierzu wurden der Wissensstand kurz dargestellt und es wurde auf ein Verfahren nach Mittag und Richter (2005) basierend auf der DIN 1054 Anhang D verwiesen, mit welchem die Abminderung der Tragfähigkeit durch zyklische Belastung abgeschätzt werden kann.

Literaturverzeichnis

API. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms- Working Stress Design.* Dallas: American Petroleum Institut, API (RP2A-WSD), 21th edition, 2006.

Augustesen, A. H. *The Effects of Time on Soil Behaviour and Pile Capacity.* PhD Thesis, Aalborg University, 2006.

Axelsson, G. "Long-Term set-up of driven piles in sand." Doctoral Thesis, Stockholm, 2000.

BSH, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie. *Standard konstruktive Ausführungen von Offshore Windenergieanlagen.* 2007.

Bustamente, M., and L. Gianceselli. *Pile bearing capacity by means of static penetrometer CPT.* Amsterdam: 2nd Eur. Symp. on Penetration Testing, 1982, 493 - 500.

Clausen, C., P. Aas, and K Karlsrud. *Bearing capacity of driven piles in sand, the NGI approach.* Perth: ISFOG, 2005.

De Ruiter, J., and F.L. Beringen. *Pile foundations for large North Sea structures.* Marine Geotechnology, 1979.

DIN 1054. "Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau." 2005-01.

DIN EN ISO 19902. "Erdöl- und Erdgasindustrie - Gegründete Stahlplattformen." 2008.

DNV. "Design of Offshore Wind Turbine Structures." 2004.

EAP. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle".* Berlin: Ernst & Sohn, 2007.

Gavin, G., and B. Kelly. *Effect of friction fatigue on pile capacity in dense sand.* Journal of geotechnical and geoenvironmental Engineering, 2007.

GL, Germanischer Lloyd. "Rules for Classification and Construction III Offshore Technology Part1 Offshore Installations." 1999.

Jardine, R., F. Chow, R Overy, and J. Standing. *ICP Design Methods for piles in sands and clays.* London: Thomas Telford, 2005.

Jardine, RJ, and JR. Standing. *Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France.* Offshore Technology Report - OTO 2000-007, 2000.

Klos, and Teijchmann. *Bearing capacity calculation for pipe piles.* Stockholm: Proceedings of the 10th international Conference on soil mechanics and foundation engineering, Volume 2, 1981, 751-753.

Kolk, H.J., and A.E. Baaijens. *Design criteria for pipe piles in silica sands.* Perth: ISFOG, 2005.

Kraft, Leland M. *Performance of axially loaded pipe piles in sand.* Camarillo: Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117; No. 2, 1991.

Lee, J., R Salgado, and K. Paik. *Estimation of load capacity of pipe piles in sand based on cone penetration test results.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126(6), 2003.

Lehane, B. M., R.J. Jardine, A.J. Bond and R. Frank. *Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests.* J. Geotech. Eng., 119 (1), 1993, 19-35.

Lehane, B., J. Schneider, and X. Xu. *The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand.* Perth: ISFOG, 2005.

Mittag, J., and Th. Richter. *Beitrag zur Bemessung von vertikal zyklisch belasteten Pfählen.* Berlin: GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, 2004.

Schwarz, P. *Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer uykklischer Belastung.* Lehrstuhl und Prüfamnt für Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 33, 2002.

Poulos, H. G. *Cyclic Stability Diagram for axially loaded piles.* ASCE Journal of Geotechnical Engineering Vol. 114 No. 8 August, 1988.

Randolph, M., M. Cassidy, and S. Gourvenec. *Challenges of offshore geotechnical engineering.* Osaka: Proc. XVI ICSMGE, 2005.

Schneider, J. A. *Analysis of Piezocone data for displacement pile design.* The university of western Australia: PhD Thesis, 2007.

Toolan, F.E., M.L. Lings, and U.A. Mirza. *An appraisal of API RP2A recommendations for determining skin friction of piles in Sand.* Houston, Texas: Proceedings of the 22nd Annual Offshore Technology Conference, 1990.

White, D., J. Schneider, and B. Lehane. *The influence of effective area ratio on shaft friction of displacement piles in sand.* Perth: Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, 2005, 741 ff.

White, D.J., and B.M. Lehane. *Friction Fatigue on displacement piles in sand.* Géotechnique 54, No. 10, 2004, 645 -658.

Kontaktadresse:

Prof. Dr.-Ing. M. Achmus, Dipl.-Ing. F. tom Würden, Dipl.-Ing. M. Müller
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)
Leibniz Universität Hannover
Appelstr. 9A, 30167 Hannover
Tel.: 0511/762-3370, Fax: 0511/762-5105
E-Mail: achmus@igbe.uni-hannover.de
Web: www.igbe.uni-hannover.de

Erfahrungen beim Bau von Windenergieanlagen

Dr.-Ing. M.Sc. Jimmy Wehr, Keller Holding GmbH, Offenbach
Dipl.-Ing. Gabriele Aschenbrenner, Keller Grundbau GmbH, Dorfmark

Allgemeines

Ein Windpark besteht genehmigungsrechtlich aus einer Ansammlung von mindestens drei Windenergieanlagen (WEA), auch Windkraftanlagen (WKA) genannt. Gemäß dem Bundesverband der Windenergie e. V. drehten sich zum 30.06.2006 insgesamt 18.054 Windkraftanlagen mit einer Leistung von 19.300 MW in Deutschland. Nationaler Spitzenreiter dabei war Niedersachsen mit einer Leistung von 5.089 MW. Der Trend der letzten Jahre geht allerdings immer mehr zu Offshore-Windparks, da auf dem Meer der Wind stärker und stetiger weht, als auf dem Land.

Windparks lassen sich generell in On- und Offshore-Windparks einteilen. Eine genaue Unterscheidung ist jedoch bei Windparks im Meer schwierig. Zum Teil gelten hier auch Anlagen, die zwar im Meer, jedoch in Küstennähe, also innerhalb der 12-Seemeilen-Zone stehen, als Onshore-Anlagen. Für sie gelten rechtlich dieselben Grundlagen wie an Land. Als Offshore-Windparks (OWP) werden Anlagen bezeichnet, die sich in der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) befinden.

Im Jahre 2004 wurde in der Unterems die erste Nearshore-Windenergieanlage errichtet. Weitere Nearshore-Windenergieanlagen in Wilhelmshaven und vor Rostock folgten. Die Bezeichnung „nearshore“ hat ihren Ursprung in der Nähe der Anlagen zum Ufer.

Internationale Zertifizierungsstelle für Windenergieanlagen ist der Germanische Lloyd (GL). Zu seinen Aufgaben gehören die Prüfung, Zertifizierung und Begutachtung von Windenergieanlagen sowie die Mitentwicklung von internationalen Normen.

Die Sicherheit von Windenergieanlagen ist in der Richtlinie für Windenergieanlagen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) geregelt. Sie gilt als Grundlage für die vom Anlagenhersteller aufzustellende Typenprüfung. Zertifizierungsinstitutionen sind z. B. der Germanische Lloyd oder der TÜV.

Die Typenzertifizierung umfasst drei Elemente: die Prüfung der Konstruktionsunterlagen, die Bewertung der Herstellung (Qualitätsmanagement) und die Bewertung des Prototypentests.

Windenergieanlagen sind ohne diese Typenprüfung nicht genehmigungsfähig.



Windpark Kittlitz (Rütteldruckverdichtung und Rüttelstopfverdichtung auf dem Gelände eines ehemaligen Braunkohletagebaus)

Genehmigungsverfahren

Das Genehmigungsverfahren für die Errichtung von Windenergieanlagen an Land hängt von der Anzahl der geplanten Anlagen ab. Bei ein oder zwei Windenergieanlagen erfolgt die Genehmigung durch ein Baugenehmigungsverfahren unter der Zuständigkeit der unteren Bauaufsichtsbehörden.

Bei drei bis fünf geplanten Anlagen wird in der Regel ein vereinfachtes Verfahren nach § 19 BImSchG (Bundes-Immissionsschutzgesetz) mit einer standortbezogenen Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) als Vorprüfung durchgeführt. Wird eine UVP-Pflichtigkeit ermittelt, so muss ein Verfahren nach § 10 BImSchG erfolgen.

§ 10 BImSchG regelt das förmliche Verfahren unter Beteiligung der Öffentlichkeit sowie weiterer Fachbehörden und Träger öffentlicher Belange. Es ist ab der Errichtung von sechs Windenergieanlagen vorgeschrieben und beinhaltet eine UVP-Vorprüfung bei Windparks mit sechs bis 19 Anlagen und eine generelle UVP-Pflicht ab 20 Windenergieanlagen. Die Zuständigkeit ist länderabhängig.

Entsprechend variieren die Antragsformulare. In der Regel geforderte Unterlagen sind z. B.:

- Bauantrag
- Lageplan
- Herstellerangaben zur Anlage und Anlagensicherheit
- Angaben zum Betrieb der Anlage, zu Emissionen (z. B. Schall, Schattenwurf)
- Angaben zur Umweltverträglichkeit und Naturschutz
- Angaben zu Abfällen (Öl, Schmierstoffe etc.)
- Angaben zu wassergefährdenden Stoffen (Öl, Schmierstoffe)

Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) ist zuständig für Antragsverfahren innerhalb der deutschen Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ). Innerhalb der 12-Seemeilen-Grenze (im Bereich des Küstenmeeres) sind die jeweiligen Bundesländer für die Errichtung von Anlagen zuständig.

Grundlagen für die Errichtung von Anlagen in der AWZ sind das Seerechtsübereinkommen der Vereinten Nationen (SRÜ) und das deutsche Seeaufgabengesetz (SeeAufgG). Eine Genehmigung zur Errichtung eines Windparks ist gemäß Seeanlagenverordnung (SeeAnlV) zu erteilen, wenn

- die Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs nicht beeinträchtigt und
- die einzelnen Schutzgüter der Meeresumwelt (z. B. Fische, Wasser) nicht gefährdet werden.

Bei Windparks ab 20 Offshore-Anlagen ist eine UVP durchzuführen. Genehmigungen für Offshore-Windparks sind auf 25 Jahre befristet. Mit ihrer Errichtung muss innerhalb von 2,5 Jahren nach Erhalt des Bescheids begonnen werden. Vor der Erteilung einer Geneh-

migung von Offshore-Windenergieanlagen ist die Zustimmung der örtlichen Wasser- und Schifffahrdirektion (WSD) einzuholen.

Das Genehmigungsverfahren für Offshore-Windparks durchläuft mehrere Phasen:

- **1. Beteiligungsrunde:**
Prüfen der Antragsunterlagen auf ausreichende Detailgenauigkeit und Einholen von Stellungnahmen der Träger öffentlicher Belange
- **2. Beteiligungsrunde:**
Auslegen der Antragsunterlagen, Interessenverbände und die Öffentlichkeit werden beteiligt
- **Antragskonferenz:**
Antragsteller stellt Projekt vor - inklusive Umweltverträglichkeitsstudie (UVS)
- **Erörterungstermin**
- **Antragsprüfung**

Darüber hinaus werden die für das Küstenmeer zuständigen Bundesländer frühzeitig eingebunden, da sie die Verlegung der Kabelsysteme genehmigen.

Beitrag der Firma Keller Grundbau GmbH

Windenergieanlagen gibt es in verschiedenen Ausführungen. Sie unterscheiden sich u. a. in Nabenhöhe und Rotordurchmesser. Zu jedem dieser Anlagentypen gibt es eine Typenstatik, die meist unterschiedliche Fundamenttypen für Flachgründungen und Pfahlgründungen enthält, die je nach den zu erwartenden Baugrundverhältnissen und Wasserständen (mit oder ohne Auftrieb) zur Auswahl stehen.

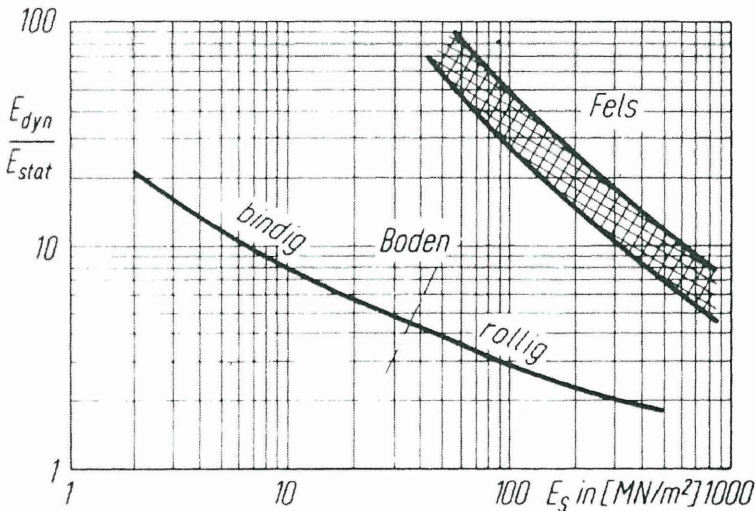
Erfüllt der Baugrund die in der Typenstatik für eine normale Flachgründung vorausgesetzten Werte wie z. B. dynamische und statische Steifemoduln nicht, so ist entweder ein Fundament für eine Pfahlgründung zu wählen oder der vorhandene Baugrund so zu verbessern, daß die spezifizierten Werte erreicht werden.

Besonders innerhalb der letzten zwei Jahre ist zu beobachten, daß der Anteil an Pfahlgründungen rückläufig ist und in stärkerem Maße auf Baugrundverbesserung flach gegründete Fundamente gebaut wird.

Eine tiefreichende Baugrundverbesserung bietet insbesondere bei hohem Grundwasserstand gegenüber Bodenaustausch wirtschaftliche Vorteile, da die Fundamente der Windkraftanlagen meist eine große Einbindetiefe von 2 m bis über 3 m aufweisen.

Die Keller Grundbau GmbH besitzt in der Baugrundverbesserung mit Tiefenrüttlern weitreichende Erfahrungen und ist schon seit über zehn Jahren am Bau von Windenergieanlagen beteiligt. Die Baugrundverbesserung erfolgt unter Einhaltung des erforderlichen dynamischen Steifemoduls $E_{s,dyn}$ und der dynamischen Drehfederkonstante $K_{\phi,dyn}$ entsprechend der jeweiligen Typenstatik.

Die Ermittlung des vorhandenen dynamischen Steifemoduls nach dem Grundbau-Taschenbuch (6. Aufl., Teil 1, Kapitel 1.8, Abschnitt 4.2, Bild 38) kann über den statischen Steifemodul aus einer konventionellen Setzungsrechnung erfolgen. Nachfolgendes Diagramm gibt das Verhältnis des dynamischen Steifemoduls zum statischen Steifemodul an.



Verhältnis des dynamischen Steifemoduls zum statischen Steifemodul (Grundbau-Taschenbuch, 6. Aufl., Teil 1, Kapitel 1.8, Abschnitt 4.2, Bild 38)

Die dynamische Drehfederkonstante errechnet sich je nach der Fundamentform mit den folgenden Formeln:

Quadratfundament:

$$K_{\varphi, dyn} = \frac{a^3 \cdot (1 - \nu - 2\nu^2)}{4 \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - \nu)^2} \cdot E_{S, dyn}$$

mit

ν = Querdehnzahl des Bodens

a = Seitenlänge des Fundaments

Kreisfundament:

$$K_{\varphi, dyn} = \frac{4 \cdot r^3 \cdot (1 - \nu - 2\nu^2)}{3 \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - \nu)^2} \cdot E_{S, dyn}$$

mit

r = Fundamentradius



Umgestürzte Windenergieanlage im Windpark Ellenstedt

Wie wichtig ein ausreichend tragfähiger Baugrund bei der Herstellung von Windenergieanlagen ist, zeigt das Beispiel eines Schadensfalles aus dem Jahre 2002. Damals stürzte ein Windrad im Windpark Ellenstedt in der Nähe von Vechta samt Betonfundament durch eine Orkanböe um. Als Ursache wird ein Verankerungsproblem vermutet. Der

Germanische Lloyd bestätigt, dass das Fundament nicht den Regeln der Technik entsprechend ausgebildet war (Quelle: Artikel TAZ vom 30.10.2002).

Das Fundament war 80cm im Boden versenkt; *eine Baugrundverbesserung im Vorfeld hatte nicht stattgefunden.*

Zur Baugrundverbesserung und Baugrunduntersuchung bei Windenergieanlagen können verschiedene Verfahren angewendet werden, die nachfolgend vorgestellt werden.

Im Einzelnen sind dies:

1. Windpark Uelitz: Rütteldruckverdichtung (RDV), 2005
2. Windpark Klosterfelde: Rüttelstopfverdichtung (RSV), 2002
3. Windpark Brauel: Fertigmörtelstopfsäulen (FSS), 2002
4. Windpark Tröglitz-Langendorf: Stabilisierungssäulen (STS), 2001
5. Offshore-Windpark Borkum West: Baugrunduntersuchungen, 2006

1. Windpark Uelitz, Rütteldruckverdichtung

Die Nordex AG errichtete 2005 in Uelitz bei Schwerin einen Windpark auf insgesamt drei Windpark-Teilflächen (Uelitz, Sülte und Lübesse). Der Windpark besteht aus 17 Windenergieanlagen der folgenden Typen:

- NORDEX S77/R90 MT (Nabenhöhe 90 m, Rotordurchmesser 77 m)
- NORDEX S77/R100 MT (Nabenhöhe 100 m, Rotordurchmesser 77 m)
- NORDEX N90/R80 MT (Nabenhöhe 80 m, Rotordurchmesser 90 m)

Ihre Turbinen können jährlich ca. 55.000 Megawattstunden Strom produzieren, was dem Energiebedarf von 15.000 Haushalten entspricht.

Gemäß dem Baugrund- und Gründungsgutachten ist der Untergrund an den 17 Standorten ähnlich aufgebaut. Es wurden ausschließlich nichtbindige Böden als Fein- und Mittelsande angetroffen, deren Tragfähigkeit im Untergrundbereich nicht ausreichte, um die Lasten aus den Windenergieanlagen aufzunehmen. Es mussten also Maßnahmen ergriffen werden, die die Tragfähigkeit des Untergrundes deutlich verbessern und somit die entstehenden Setzungen verringern.

Keller führte die Baugrundverbesserung im Windpark Uelitz mit Tiefen zwischen 4 und 9,5 m durch. Die Anzahl der ausgeführten Rütteldruckverdichtungspunkte lag bei den Kreisfundamenten jeweils bei 45, bei den Quadratfundamenten bei 64. Somit ergeben sich für die erbrachte Leistung insgesamt 3.967 m. Zur Qualitätskontrolle wurden je Fundament zwei Drucksondierungen ausgeführt.

Projektdaten

Leistungen:

- Baugrundverbesserung mit dem Rütteldruckverfahren für 13 WEA
- Tiefen 4 bis 9,5 m in Fein- und Mittelsanden
- 3.967 m Rütteldruckverdichtung

Zeitraum: 2005

2. Windpark Klosterfelde, Rüttelstopfverdichtung

In der Gemeinde Wandlitz bei Berlin wurden im Jahre 2002 sechs Windenergieanlagen zwischen den Ortsteilen Klosterfelde und Stolzenhagen auf einer landwirtschaftlich genutzten Fläche errichtet. Dabei handelt es sich um Windenergieanlagen vom Typ ENERCON E-66 mit einer Nabenhöhe von 67 m. Sie wurden auf Kreisfundamenten gegründet.

Im Rahmen des geotechnischen Gutachtens - es wurden zwölf Bohrsondierungen bis in Tiefen von 10 m und zwei schwere Rammsondierungen bis in Tiefen von 11 m durchgeführt - ergab sich, dass bei drei Windenergieanlagen zusätzliche Gründungen erforderlich wurden.

Der Schichtenaufbau sah wie folgt aus:

- Schmelzwassersande in Form von locker bis dicht gelagerten Fein- bis Grobsanden sowie sandiger Feinkies und Schluffe (Bodengruppe gemäß DIN 18196: SW, SE, GE, SU) bis -2,5 m unter GOK
- Geschiebemergel als weicher bis halbfester, leicht plastisch kiesiger, schluffiger, toniger Sand sowie schluffiger Sand (Bodengruppe gemäß DIN 18196: ST, SU) zwischen -2,5 m und -5 m unter GOK

- darunter folgten Schmelzwassersande wie oben

Die Wasserstände variierten je Bohrloch zwischen 0,9 m und 2,1 m, d. h. im Bereich der Baugrubensohle stand Grundwasser an. Um die Forderungen der geplanten Windenergieanlagen in Bezug auf den Baugrund zu erfüllen, musste vor der Herstellung der Einzelfundamente eine Bodenverbesserung durchgeführt werden. Zum Einsatz kam hier eine Baugrundverbesserung als Rüttelstopfverdichtung. Da bei dieser Bodenzusammensetzung ein Feinkornanteil von mehr als 5 % keine ausreichende Eigenverdichtung zulässt wurde das Rüttelstopfverfahren angewendet. Bei diesem Verfahren dringt der Tiefenrüttler in einem vorher berechneten Raster bis auf eine vorher ermittelte Tiefe in den Untergrund ein. Beim stufenweisen Ziehen des Rüttlers tritt Kies oder Splitt aus einem Materialschüttrohr aus, der beim Wiederversenken das Einbaumaterial in dem umgebenden Baugrund verdrängt. Auf diese Weise wird eine durchgehende Kiessäule von unten nach oben hergestellt.



Beispiel der Herstellung einer Rüttelstopfsäule



Windpark Grevenbroich (Rüttelstopfverdichtung)

Als Geräteeinheit kam eine Aktivierungsraupe mit Schleusenrüttler zum Einsatz. Um eine hohe Scherfestigkeit und somit Steifigkeit der Säule sowie eine gute Verzahnung mit dem anstehenden Baugrund zu erzielen, wurde ein gebrochenes Material mit einer Körnung von 2/32 mm verwendet. Die Verdichtungstiefen lagen zwischen 7 und 8 m. Pro Kreisfundament wurden 101 Stopfsäulen hergestellt. Das entspricht einer erbrachten Leistung von insgesamt 1.699 m.

Eine Qualitätskontrolle der Parameter (z. B. Verdichtungstiefe, Ampereaufnahme) erfolgte bei jedem einzelnen Verdichtungspunkt über eine elektronische digitale Anzeige sowie über die entsprechenden Auswertungsprotokolle.

Projektdaten

Leistungen

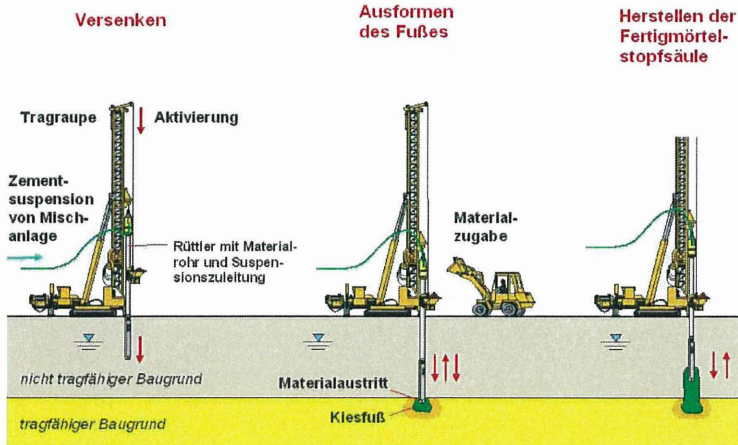
- Baugrundverbesserung mit dem Rüttelstopfverfahren für 3 WEA
- 7 bis 8 m Verdichtungstiefen in Schmelzwassersanden bzw. -kiesen sowie Geschiebemergel
- 1.699 m Rüttelstopfsäulen

Zeitraum: 2002

3. Windpark Brauel, Fertigmörtelstopfsäulen

Nördlich der Ortschaft Brauel, im Landkreis Uelzen (Niedersachsen), wurden 2002 vier Windenergieanlagen vom Typ Fuhrlander MD-77 mit einer Nabenhöhe von 100 m auf einer landwirtschaftlich genutzten Fläche errichtet. Ihre Nennleistung beträgt jeweils 1,4 MW. Die Gründung bestand jeweils aus einem achteckigen Fundament. Der Baugrund wurde mit vier Bohrsondierungen bis in eine Tiefe von 7 m und zwei schweren Rammsondierungen bis in eine Tiefe von 12 m erkundet. Als Ergebnis dieser Sondierungen lässt sich eine Bodenschichtung aus weichem Geschiebelehm bis in ca. 6 m Tiefe, sowie aus steifem Mergel bis zur Aufschlusstiefe ermitteln.

Bei diesem Bauvorhaben wurde eine Baugrundverbesserung mit Fertigmörtelstopfsäulen FSS „System Keller“ ausgeführt. Fertigmörtelstopfsäulen gehören zu den unbewehrten pfahlartigen Gründungselementen. Sie werden bei Vorhandensein organischer Bodenschichten oder bei hohen Belastungen angewendet.



Prinzip der Herstellung von Fertigmörtelstopfsäulen (FSS)

Fertigmörtelstopfsäulen werden in gleicher Weise hergestellt wie die unter 2.) bei der Rüttelstopfverdichtung beschriebenen Säulen. Als Zugabematerial allerdings wird ein Fertigmörtel der Güte C 12/15 bis C 16/20 eingebaut.

Unter jedem achteckigen Fundament wurden 68 Fertigmörtelstopfsäulen hergestellt. Insgesamt entspricht dies einer erbrachten Leistung von 860 m.



Bild einer Fertigmörtelstopfsäule

Projektdaten

Leistungen

- Baugrundverbesserung mit Fertigmörtelstopfsäulen bei 4 WEA
- 860 m Fertigmörtelstopfsäulen

Zeitraum: 2002

4. Windpark Tröglitz/Langendorf, Stabilisierungssäulen

Im Auftrag der Firma Enron Wind GmbH wurden in der Nähe der Ortschaften Langendorf und Traupitz 15 Windenergieanlagen auf ehemals landwirtschaftlich genutzten Flächen errichtet. Es handelt sich dabei um Anlagen vom Typ ENRON EW 1,5sl mit 80 m Nabenhöhe und 77 m Rotordurchmesser.

Der Baugrund wurde durch 30 Bohrsondierungen bis in Tiefen von 7,5 m erkundet. Der dabei angetroffene geologische Schichtenaufbau gliedert sich wie folgt:

- Geschiebelehm in weicher bis steifer Lagerung
- Schmelzwassersande bzw. Schmelzwasserkiese als locker bis mitteldicht gelagerte Fein- bis Mittelsande
- Geschiebemergel

Die bei den Bohrungen angetroffenen Schichtenwässer sind als stark angreifend einzustufen. Die Wasserstände liegen zwischen 1,6 und 4,9 m unter GOK.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen konnten die Baugrundverhältnisse an vier Standorten nur als bedingt geeignet für die geplante Bebauung bewertet werden. Diese bedingte Eignung resultiert aus dem gering tragfähigen Geschiebemergel bzw. Geschiebelehm. Um die Forderungen der Typenprüfung zu erfüllen, war es dort notwendig eine Baugrundverbesserung durchzuführen. Sie erfolgte mit Stabilisierungssäulen aus Beton (STS) mit einem Durchmesser von 0,15 m.

Das STS-Verfahren stellt eine Baugrundverbesserung dar, die in bindigen Böden zum Einsatz kommt. Dabei wird fertig gemischter Beton in den Boden eingebracht. STS-Stabilisierungssäulen können unabhängig vom Wassergehalt des Bodens eingebaut werden.

Jede Windenergieanlage wurde auf einem achteckigen Stahlbetonfundament gegründet. Im Rahmen der vorgenannten Bodenverbesserung wurden unter den Fundamenten jeweils 250 Stabilisierungssäulen mit einer Doppellanze hergestellt.



Herstellung der Stabilisierungssäulen mit Doppellanze

Projektdaten

Leistungen

- Baugrundverbesserung nach dem STS-Verfahren
- 3.906 m Stabilisierungssäulen

Zeitraum: 2001

5. Offshore-Windpark Borkum West, Baugrunduntersuchungen

Die Projektgesellschaft „Offshore-Windpark Borkum West“ bestehend aus E.ON München und EWE Oldenburg plant den Bau eines Offshore-Windparks vor Borkum in der Nordsee. Die Errichtung von Windenergieanlagen als Offshore-Bauwerke beinhaltet einen hohen geotechnischen Schwierigkeitsgrad. Der Meeresboden in der Nord- und Ostsee ist nicht als homogener Sedimentkörper ausgebildet. Er besteht aus Lockersedimenten mit wechselnder Lagerungsdichte und unterschiedlicher Kornverteilung.

Der Standort des Windparks Borkum West befindet sich ca. 45 km nördlich der Nordseeinsel Borkum in der Ausschließlichen Wirtschaftszone der Bundesrepublik Deutschland. Gemäß der obigen Definition gilt er somit als Offshore-Windpark.

Bis zum Jahr 2010 sollen dort 208 Windenergieanlagen einen Energieertrag von 3.500 GWh pro Jahr erbringen. In einer ersten Baustufe sollen zunächst zwölf Anlagen realisiert werden. Im Jahre 2006 führte Keller insgesamt 13 Bohrungen mit durchgehender Rammkerngewinnung und 13 Drucksondierungen mit einem Ballastgewicht von 250 kN bis zu einer Tiefe von 50 m unter Meeresgrund aus. Die Arbeiten erfolgten in der offenen Nordsee von der Hubinsel „ODIN“ aus. Diese Hubinsel mit den Abmessungen von 30 x 46 m und einer Beinlänge von 60 m konnte bis zu einer Wellenhöhe von 1,5 m umgesetzt werden. Ein Schlepper war ständig vor Ort, da die Bohrpunkte ca. 800 m auseinander lagen. Die Wassertiefe betrug ca. 30 m.



Hubinsel ODIN

Es wurde durchgehend Tag und Nacht gearbeitet. Besonders schwierig war dabei das Ansetzen der Bohrungen und Drucksondierungen auf Grund der freien Länge von über 40 m zwischen der Arbeitsebene auf der Hubinsel und dem Meeresgrund. Zusätzliche Erschwernisse kamen durch die vorherrschenden Strömungen und den Wellengang hinzu. Zeitweise wurde der Bohrbetrieb bei einer Windstärke von 7 Beaufort und Wellenhöhen bis 4,5 m ausgeführt. Der genaue Zeitpunkt für die Herstellung der Gründungen der Windenergieanlagen steht noch nicht fest. Angestrebt wird aber ein Beginn in ca. ein bis zwei Jahren.



Arbeitsfläche auf der Hubinsel

Projektdaten

Leistungen

- Offshore-Windpark in der Nordsee
- 13 Bohrungen mit durchgehender Rammkerngewinnung
- 13 Drucksondierungen

Zeitraum: 01.09. bis 15.10.2006

Zusammenfassung

Die Firma Keller führt schon seit über zehn Jahren die Gründung von Windenergieanlagen aus. Nach einem Überblick über die Genehmigungsverfahren wird auf die Bemessung der Gründung eingegangen.

Insbesondere in den letzten zwei Jahren ist eine starke Zunahme an auf Baugrundverbesserung gegründeten Windenergieanlagen zu verzeichnen, da diese gegenüber Pfahlgründungen wirtschaftliche und technische Vorteile bieten.

Zur Baugrundverbesserung und -erkundung bei Windenergieanlagen können verschiedene Verfahren angewendet werden. Dieses wird anhand von fünf Beispielen mit Rüttel-druckverdichtung, Rüttelstopfverdichtung, Fertigmörtelstopfsäulen, Stabilisierungssäulen und einer Baugrunderkundung für einen Offshore-Windpark erläutert.

Keller Holding GmbH, Kaiserleistraße 44, 63067 Offenbach
Keller Grundbau GmbH, Becklinger Straße 21, 29683 Bad Fallingbommel (Dorfmark)

KELLER

Tiefenrüttel- verfahren

**Baugrundverbesserung und
Gründung von Windenergie-
anlagen auf nicht ausreichend
tragfähigem Baugrund**

Die Keller Grundbau GmbH besitzt in der Baugrundverbesserung mit Tiefenrüttlern weitreichende Erfahrungen und ist schon seit über 10 Jahren am Bau von Windenergieanlagen beteiligt.

Die Baugrundverbesserung erfolgt unter Einhaltung des erforderlichen dynamischen Steifemoduls $E_{s,dyn}$ und der dynamischen Drehfederkonstante $K_{\phi,dyn}$ entsprechend der jeweiligen Typenstatik.

Keller Grundbau GmbH

Fragen Sie danach.

Offenbach

Kaiserleistraße 44

Postfach 10 06 64

63006 Offenbach

Deutschland

Telefon (069) 80 51-0

Telefax (069) 80 51-221

Internet:

www.KellerGrundbau.com

E-mail:

Info@KellerGrundbau.com

Rammbegleitende Messung des Monopiles von FINO³

*Jörg Gattermann, Ulrike Berndt, Benedikt Bruns, Jan Fischer,
Jörn Zahlmann, Joachim Stahlmann*

1 Einleitung

Dieser Beitrag ist als Fortsetzung zum Beitrag von GATTERMANN et al. [2007] und STAHLMANN et al. [2007] vom Pfahl-Symposium 2007 und BERNDT et al. [2008] vom Symposium 'Messen in der Geotechnik 2008' zu sehen.

Da für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen (Offshore-WEA) mit küstenfernen Standorten derzeit kaum Erkenntnisse bezüglich des Tragverhaltens sowie der Lasteinwirkungen vorliegen, ist das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) mit geotechnischen in-situ Messungen und deren Auswertung am Forschungsvorhaben FINO³ (3. Forschungsplattform in Nord- und Ostsee) beteiligt.

Die Interaktionen zwischen dem Gründungselement und dem dynamisch beanspruchten Untergrund sind von wesentlicher Bedeutung für die Dimensionierung und Standsicherheit einer Windenergieanlage.

Durch die hohen dynamischen Einwirkungen aus Wind- und Wellenbelastung unterscheidet sich die Interaktion zwischen Gründungselement und Boden deutlich von der an Land (Onshore) bzw. im Land-nahen Bereich (Nearshore).

Als Gründungselement für FINO³ dient ein Monopile, welcher 30 m tief in den Meeresgrund einbindet. Dieser hat im Bereich der Einbindung in den Boden einen Durchmesser von 4,75 m und eine Wandstärke von 4,5 cm. Oberhalb des Meeresbodens bis hin zur Wasseroberfläche verjüngt sich der Monopile auf 3 m bei einer gleichzeitigen Erhöhung der Wandstärke auf 7 cm.

Der Standort der Forschungsplattform befindet sich ca. 45 sm (80 km) westlich von Sylt und liegt in unmittelbarer Nähe zu den genehmigten Offshore-Windparks *Sandbank Power*, *Nördlicher Grund*, *Dan Tysk* und *OSB Butendiek* mit insgesamt ca. 320 Windenergieanlagen. Die bei FINO³ erzielbaren Erkenntnisse können sehr gut auf die dort geplanten Offshore-WEA übertragen werden.

Mit der Konzeption und Entwicklung sowie Bau, Errichtung und Betrieb der Forschungsplattform FINO³ wurde die Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH (FuE Kiel) beauftragt. Gefördert wird das Forschungsvorhaben vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit sowie durch das Land Schleswig-Holstein.

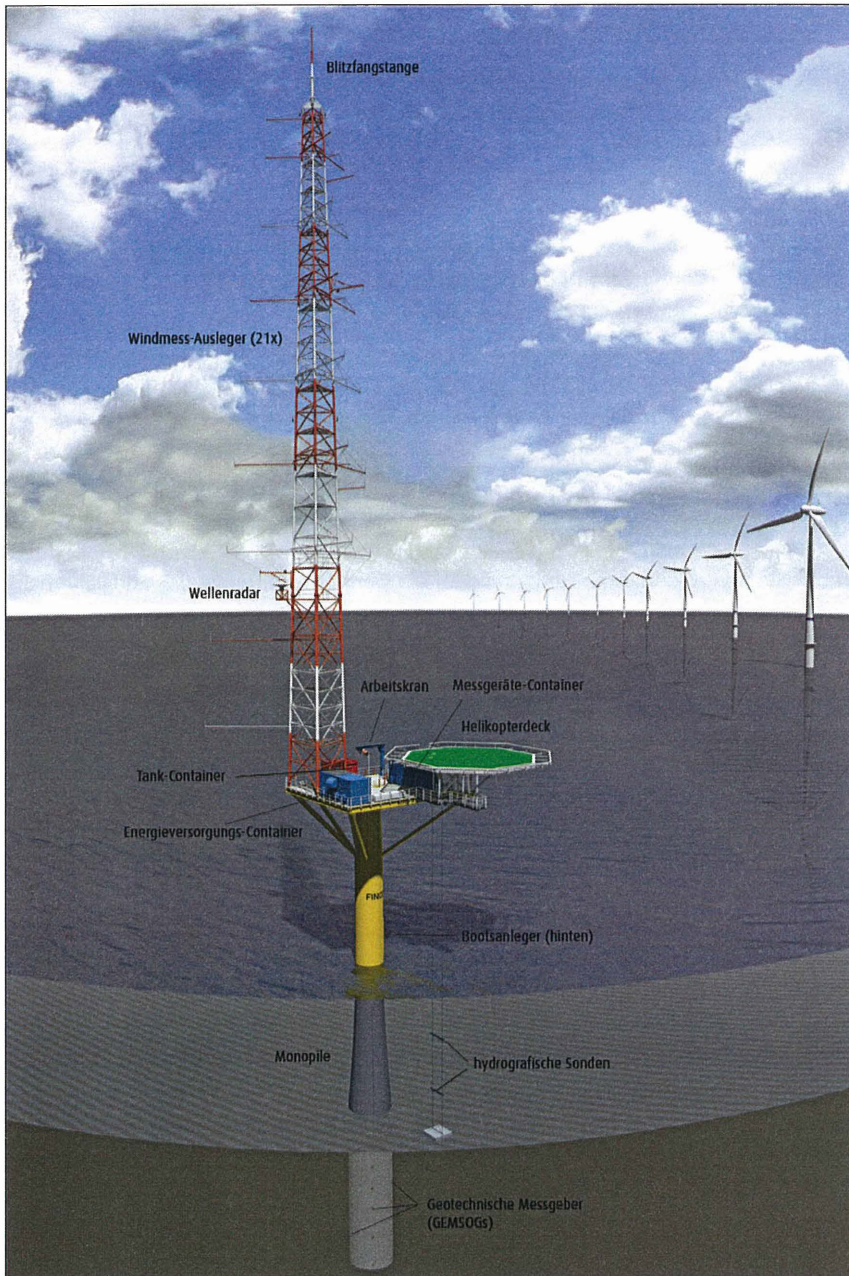


Abbildung 1: schematische Darstellung von FINO³ [FuE Kiel GmbH, 2008]

2 Messtechnik

Die vorgesehenen Messungen am Monopile FINO³, d.h. an einem Pfahl mit großem Durchmesser, sollen unbekannte Zusammenhänge im Boden und in der Grenzschicht Monopile/Boden infolge der äußeren Lastenwirkungen erklären. Um eine möglichst gute Bewertung der geotechnischen Einflüsse auf den Pfahl zu erhalten, ist eine Vielzahl an Messungen in unterschiedlichen Tiefenlagen erforderlich. Aufgrund der Menge von Messgebern wurde vom IGB ein Konzept entwickelt wie dies am Besten zu realisieren ist. Das Hauptaugenmerk lag hierbei auf dem Schutz der Geber und Kabel vor den hohen Beanspruchungen der hohen Rammenergie von bis zu 800 kJ je Rammschlag und der Gewährleistung, dass Langzeitmessungen auch nach dem Rammvorgang möglich sind. Es mussten bei der Anbringung der Messgeber am Monopile folgende Vorgaben eingehalten werden:

- Am Schaft des Monopiles durften Messgeber nur aufgeschweißt werden. Bohrungen waren aus statischen Gründen nicht erlaubt, da zu große Kerbspannungen im Stahl entstehen würden.
- Aus Kostengründen, gerade auf hoher See, musste eine möglichst kurze Installations- und Anschlusszeit der Sensoren eingehalten werden, da die Bereitstellung der benötigten Ausrüstung (Kran, Hebebühne, Drehung des Monopiles, ...) sehr kostenintensiv ist.
- Wasserdichtigkeit der Messgeber und der Verschaltung

Auf der Grundlage dieser Anforderungen wurde am IGB-TUBS eine geotechnische Messstation für Offshoregründungsstrukturen entwickelt. Diese wurde GEMSOGS getauft. Der Name ist abgeleitet von:

Geotechnical Measurement Station for Offshore Ground Structures bzw.

Geotechnische Mess-Station für Offshore Gründungs-Strukturen

Da der Monopile und damit auch die Messtechnik enormen Belastungen unterliegt, wurden besondere Forderungen an die Technik gestellt, welche im Folgenden aufgezählt sind [BERNDT, 2008]:

- Robustheit der Messgeber und Sensoren gegenüber der hohen Rammenergie
- Sorgfältige Schweißarbeiten bei den Messstationen und Kabelschutzkanälen zur Gewährleistung der Wasserdichtigkeit und Verhinderung der Zerstörung der Kabel und Sensoren
- Sehr kurze Einbauzeiten für die gesamte Messtechnik → Vorkonfektionierung
- Installation an Land → Schutz beim Transport und Einbau
- Hochfrequente Messung während der Rammung (~ 5 kHz, danach 1 Hz)
- Möglichst geringe Stromaufnahme aller Messgeber sowie Datenlogger/PC
- Wartungsarm

Ein GEMSOGS besteht bei dem Projekt FINO³ aus einer Stahlplatte (Stahlgüte S355) mit den Abmessungen von 500 mm x 250 mm x 70 mm. Der GEMSOGS ist an der beim Rammvorgang in den Boden eindringenden Seite mit einem Rammschuh versehen, welcher um 45° abgeschrägt ist. Oberhalb des Rammschuhs ist ein um 5 mm vorstehender Räumer angeordnet. Hiermit soll die Oberfläche des Totalspannungsgebers beim Eindringen in den Boden vor vorbeigleitenden Steinen geschützt werden. Die dem Pfahl zugewandte Unterseite des GEMSOGS ist mit einem Radius von 237,5 cm ausgerundet. Dieser Radius entspricht dem Außenradius des Monopiles. So ist ein sattes Anliegen des GEMSOGS am Pfahlschaft sichergestellt.

Für die Integration der einzelnen Messgeber in die GEMSOGS wurden für jeden Geber Aussparungen in die Stahlplatte gefräst.

Abbildung 2 zeigt einen voll instrumentierten GEMSOGS zerlegt in dessen Einzelteile. Im Einzelnen wurden in den GEMSOGS

- Totalspannungsgeber,
- Porenwasserdruckaufnehmer,
- Temperaturaufnehmer,
- Inklinometer,
- Dehnungsmessstreifen (biaxial),

und in den Kabelkanälen

- weitere Dehnungsmessstreifen (biaxial),
- sowie Beschleunigungsaufnehmer (biaxial)

eingebaut.

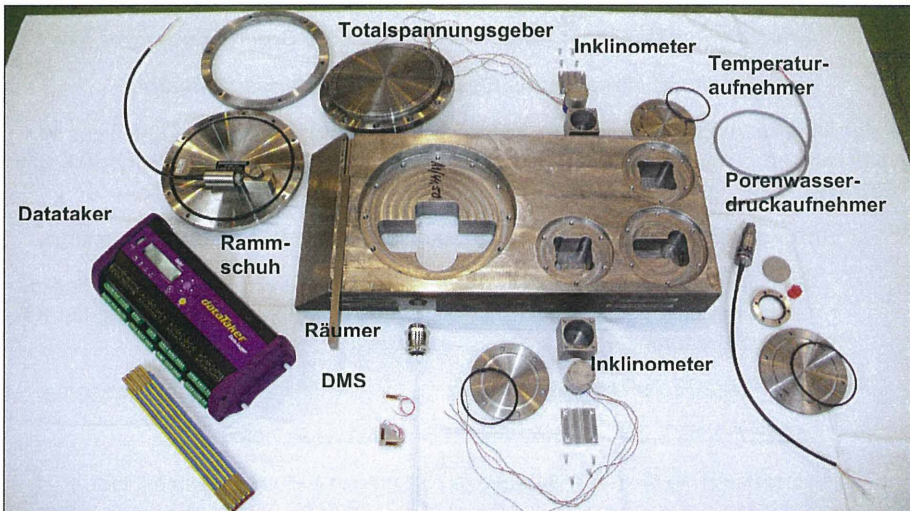


Abbildung 2: GEMSOGS vor dem Zusammenbau

Der Anbau der gesamten Messtechnik am Monopile erfolgte im Juni 2008 durch die Mitarbeiter des IGB-TUBS bei der EEW Special Pipe Construction GmbH in Rostock, da dort der Pfahl hergestellt wurde.

Dehnungsmessstreifen

Ein Dehnungsmessstreifen (DMS) besteht im Normalfall aus einem Messgitter aus leitfähigem Widerstandsdraht, der mäanderförmig auf einer Trägerfolie verlegt ist. Durch den festen Verbund können so Stauchungen/Dehnungen mit einer Genauigkeit von $\mu\text{m}/\text{m}$ gemessen werden.

Die bei dem Projekt FINO³ eingesetzten DMS (LWK-XX-W250B-350) der Firma Vishay Intertechnology, Inc. (Kanada) sind anschweißbar und haben bei den einaxialen Abmessungen von 4 x 15 mm. Die äußere Metallplatte, auf der der DMS werkseitig aufgeklebt worden ist, hat eine Abmessung von 8 x 22 mm. Der Widerstand beträgt 350 Ohm.

Mit einem Punktschweißgerät wurde die Metallplatte auf der zu messenden Stahloberfläche des Monopiles aufgeschweißt (gepunktet). An der Messstelle wurde vorher eine glatte und damit störungsfreie Oberfläche durch Vorschleifen geschaffen.

Abbildung 3 zeigt einen angeschweißten biaxialen Dehnungsmessstreifen. Gut zu erkennen sind die einzelnen Schweißpunkte auf der Metallplatte zur Befestigung des DMS am Monopile.

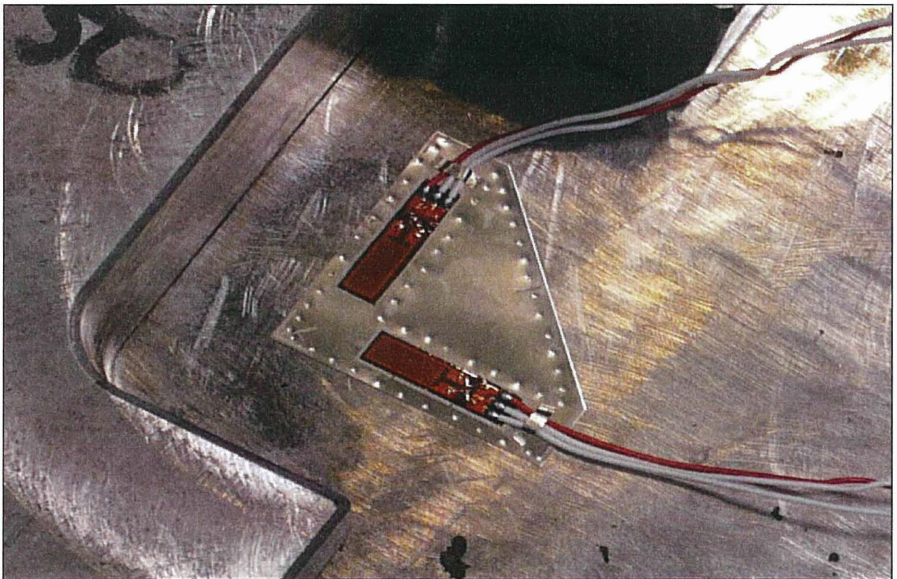


Abbildung 3: Punkteschweißter DMS (längs und quer) auf der Monopile-Oberfläche

Beschleunigungsaufnehmer

Für die Berechnung der Tragfähigkeit des Monopiles nach z.B. CAPWAP oder einer vergleichbaren Modellbildung ist die messtechnische Erfassung der Beschleunigung zwingend erforderlich. Durch die beim Rammen auftretenden hochfrequenten dynamischen Vorgänge eignet sich vor allem der Einsatz von piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmern. Diese Aufnehmer enthalten ein Piezoelement in Form eines Einkristalls aus einem nichtleitenden Stoff, wie z. B. Quarz. Ausgenutzt wird hierbei der Piezoeffekt, d. h. bei mechanischen Beanspruchungen entstehen an bestimmten Stellen der Oberfläche des Piezoelementes elektrische Spannungen [PLASSMANN, 2001].

Ein möglicher Aufbau eines piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmers ist in Abbildung 4 dargestellt.

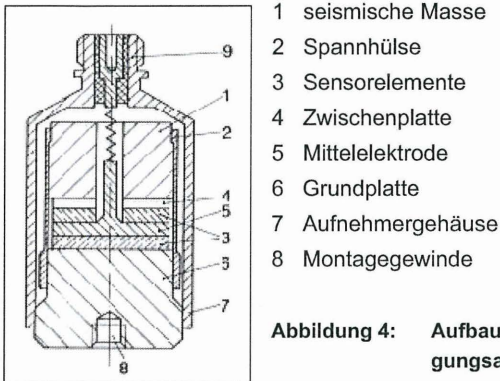


Abbildung 4: Aufbau eines piezoelektrischen Beschleunigungsaufnehmers [SCHIESSLE, 1992]

Jeder Beschleunigungsaufnehmer hat eine seismische Masse als mechanisches Umsetzelement. Mit den piezoelektrischen Sensorelementen werden die bei Beschleunigungen wirkenden mechanischen Trägheitskräfte erfasst. Über die seismische Masse werden die Sensorelemente durch eine Spannhülse mit der Grundplatte mechanisch vorgespannt. Zudem sind sie so polarisiert und angeordnet, dass der longitudinale piezoelektrische Effekt ausgenutzt werden kann. Zur Kompensation der seismischen Masse (Wolframlegierung) und der Sensorelemente (Piezokeramik) dient die Zwischenplatte.

Die Grundplatte ist mit dem Aufnehmergehäuse dicht verschweißt. In der Auflagerfläche des Gehäuses befindet sich das Montagegewinde. Über eine Spirale ist die Mittelelektrode mit dem Mittelkontakt des Steckers verbunden [SCHIESSLE, 1992].

Unter der Annahme, dass die Beschleunigung der seismischen Masse proportional zu der auf sie einwirkenden Kraft ist, lässt sich die Beschleunigungsmessung auf eine Kraftmessung zurückführen. Es wird die Trägheitskraft der seismischen Masse gemessen, die sie auf das Piezoelement ausübt, wenn die Grundplatte des Aufnehmers beschleunigt wird. Um das Ladungssignal in ein Spannungssignal umzuwandeln, enthalten neuere Aufnehmertypen einen Ladungswandler direkt am Aufnehmer.



Bei dynamischen Messungen ist die Anbringung des Beschleunigungsaufnehmers an das Messobjekt von entscheidender Bedeutung. Bei einer unzureichenden Befestigung des Aufnehmers kann die Messung unter Umständen erheblich beeinflusst werden. Zudem werden durch die Ankopplung des Aufnehmers die Eigenfrequenz des Systems Aufnehmer-Messobjekt und damit auch der nutzbare Frequenzbereich verändert [PLASSMANN, 2001].

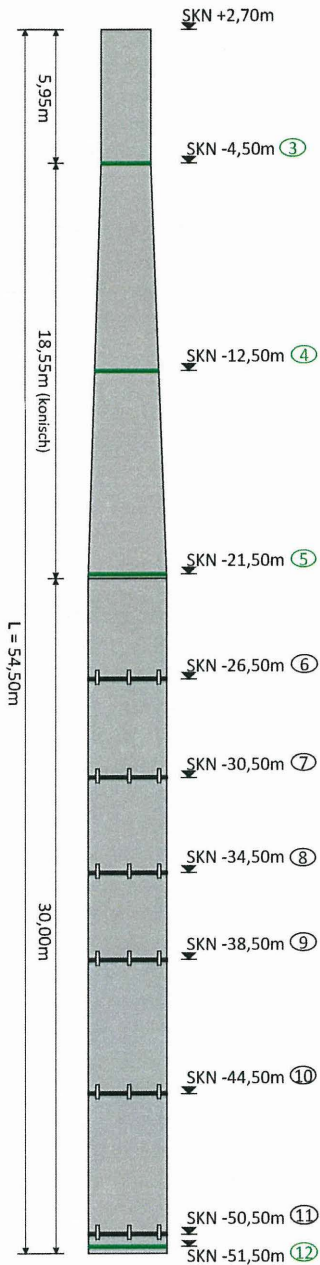
Bei dem Projekt FINO³ wurden Vibrations-Accelerometer des Typs ICP 353B14 von PCB Piezotronics, Inc. (USA) eingesetzt. Diese haben einen Messbereich bis 1000 g und eine Schockbeständigkeit von 10.000 g. Der Auflösungsbereich liegt zwischen 1 und 10.000 Hz.

Abbildung 4: Vibrations-Accelerometer ICP 353B14 [www.pcb.com]

Anordnung der Messgeber

Die Wahl der Höhenlage einer Messebene ist von unterschiedlichen Faktoren abhängig. Die folgenden Höhenangaben beziehen sich alle auf die geplante Absetztiefe des Monopiles am Standort von FINO³. Im Bereich oberhalb des Meeresbodens sind sie vor allem nach gegebenen Zwangspunkten des Turmes ausgerichtet. Die Messebene 1 befindet sich in einer Höhe von 21,50 m über SKN an der Unterkante der Plattform. In einer Höhe von 11,37 m über SKN ist eine begehbare Zwischenebene im Monopile installiert. Die Datenloggerschränke (Messebene 2) befindet sich auf dieser Ebene. Die ersten beiden Messebenen sind noch nicht installiert und können daher nicht weiter berücksichtigt werden. Die Durchführung der Kabel zu den Ebenen 3 bis 12 vom außen liegenden Kabelkanal ins Innere des Monopiles erfolgt durch Öffnungen im Rohr auf der Höhe von -4,00 m SKN. Kurz unterhalb der Öffnungen bei einer Tiefe von -4,50 m SKN ist die Messebene 3 positioniert. Bei -12,50 m SKN befindet sich Messebene 4. Auf Höhe des Meeresbodens (-21,80 m SKN) liegt die 5. Messebene (-21,50 m SKN). Der erwartete Kolk hat eine Tiefe von ca. 6,00 Metern. Aus diesem Grund ist die Messebene 6 in einer Höhe von -4,70 m unterhalb des Meeresbodens (-26,50 m SKN) positioniert, um die Effekte von der Bildung eines Kolkes messen zu können. Im Bereich der rechnerisch größten ermittelten Verschiebung des Pfahles und des eintretenden großen Bodenwiderstandes wurden die Ebenen 7-9 in einem Abstand von 4,00 m untereinander angebracht (Messebene 7 = -30,50 m SKN, Messebene 8 = -34,50 m SKN, Messebene 9 = -38,50 m SKN). Die Messebenen 10 (-44,50 m SKN) und 11 (-50,50 m SKN) folgen mit einem Abstand von je 6,00 m. Die unterste Ebene (Messebene 12) befindet sich im Bereich des Pfahlfußes (-51,80 m SKN) bei einer Höhe von -51,50 m SKN. Die Messebenen 6 – 11 wurden mit GEMSOGS bestückt. Es wurde aus statischen Gründen darauf geachtet, dass sich 750 mm ober- und unterhalb dieser Ebenen keine Quernähte des Rohres befinden.

Tabelle 1: Messebenen



Ebene	geplante Tiefe [m u. SKN]	gemessene Tiefe [m u. SKN]	Abstand zum Meeresboden [m]	Abstand untereinander [m]	Beschreibung
1	21,50	-	43,30	-	Plattform
2	12,50	-	34,30	9,00	Ebene Data Logger
3	-4,50	-2,70	17,30	9,00	Kabel- durchfüh- rung
4	-12,50	-10,70	9,30	8,00	
5	-21,50	-19,70	0,30	9,00	Meeresbo- den
6	-26,50	-24,70	-4,70	5,00	GEMSOGS
7	-30,50	-28,70	-8,70	4,00	GEMSOGS
8	-34,50	-32,70	-12,70	4,00	GEMSOGS
9	-38,50	-36,70	-16,70	4,00	GEMSOGS
10	-44,50	42,70	-22,70	6,00	GEMSOGS
11	-50,50	48,70	-28,70	6,00	GEMSOGS
12	-51,50	-49,70	-29,70	1,00	Pfahlfuß

Abbildung 5: Anordnung der Messebenen am Monopile [Zahlmann, 2008]

Für die rambbegleitende Messung wurden alle Ebenen des Monopiles der Messachsen B1 und B2 mit DMS ausgestattet. Die Messachsen liegen gegenüber, um eventuelle Biegungen, hervorgerufen durch die Exzentrizität eines Rammstoßes, messtechnisch ausgleichen und kompensieren zu können. Zudem wurde an der Messachse B1 in unterschiedlichen Tiefen je ein Beschleunigungsaufnehmer angebracht. Bisher am IGB-TUBS durchgeführte, dynamische Probelastungen an Rohr-Pfählen haben gezeigt, dass auch bei einer nicht gleichmäßig verteilten Lasteinwirkung die Beschleunigungen der das Rohr durchlaufenden Welle allseitig um das Rohr in fast gleicher Größe auftreten. Deshalb wurde die Anordnung eines Beschleunigungsaufnehmers pro Messebene als ausreichend angesehen.

Dadurch, dass nur die Messebenen 6 bis 11 mit GEMSOGS bestückt wurden, mussten alle nicht in diesen Messebenen liegenden Messgeber im Schutze der Kabelkanäle an den Pfahlschaft appliziert werden. Die Beschleunigungsaufnehmer wurden einheitlich auf ihren Messebenen im Kabelkanal angebracht, damit alle Beschleunigungsaufnehmer den gleichen Einbaukriterien unterliegen.

Datenerfassung

Die Messwerterfassung musste während des Rammvorganges hochfrequent durchgeführt werden. Ein Rammschlag verursacht eine Welle, die den Pfahl mit einer Geschwindigkeit von $c = 5122 \text{ m/s}$ (Wellengeschwindigkeit im Stahl) durchläuft. Bei einer Pfahllänge von $54,50 \text{ m}$ benötigt die Welle $0,021 \text{ s}$ ($2L/c$), um den Pfahl bis zum Fuß und wieder zurück bis zum Pfahlkopf zu durchlaufen. Mit der bei FINO³ gewählten Abtastrate von 5 kHz für die Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer konnten somit ca. 105 Messwerte pro Wellendurchlauf aufgezeichnet werden. In FRITSCH [2008] wird empfohlen eine deutlich höhere Abtastrate zur besseren Analyse des Wellendurchlaufes / Welleninhaltes zu wählen. Durch die Anzahl der DMS, Beschleunigungsaufnehmer, Porenwasserdruck- und Totalspannungsgeber sowie durch das verwendete Datenerfassungssystem konnte jedoch keine höhere Abtastung eingestellt bzw. gemessen werden.

Die Datenerfassung erfolgte über die 10-stündige Rammdauer kontinuierlich, so dass fast alle 6364 Schläge aufgezeichnet werden konnten. Aufgrund der großen Anzahl von Messaufnehmern wurden die Daten auf zwei Rechnern in jeweils einminütigen Zeitintervallen gespeichert. Leider konnte programmtechnisch nicht die gleiche Abtastrate bei beiden Rechnern eingestellt werden.

Tabelle 2 zeigt die beiden Rechner mit ihren zugehörigen Quelldaten.

Tabelle 2: Datenerfassung

	<i>Rechner 1</i>	<i>Rechner 2</i>
<i>Abtaste</i>	5 kHz	4 kHz
<i>Messdaten</i>	- Längs-, Querbeschleunigung - Längsdehnungsmessstreifen	- Querdehnungsmessstreifen - Porenwasserdruck - Totspannungen
<i>Sensoren</i>	29	47
<i>Datenpunkte/min. (Gesamt)</i>	8,7 Mio. (5.220 Mio.)	11,3 Mio. (6.780 Mio.)

Für die rambbegleitende Datenerfassung wurde das modulare SCXI-Datenerfassungssystem der Firma National Instruments Corporation (NI, USA) eingesetzt. Dieses System ist eine leistungsstarke Signalkonditionierungs- und Schaltplattform für Mess- und Automatisierungssysteme, dessen erfolgreicher Einsatz schon bei der rambbegleitenden Messung am Containerterminal 4 in Bremerhaven nachgewiesen werden konnte. Die Produktpalette von NI umfasst eine große Auswahl an Analogeingangs-, Analogausgangs-, Digital-I/O- und Schaltmodulen, so dass sämtliche Anwendungsanforderungen für FINO³ erfüllt wurden.

Die Treibersoftware NI-DAQ handhabt sämtliche Aspekte eines NI-basierten Datenerfassungssystems, angefangen bei der Konfiguration über die Programmierung in LabVIEW bis hin zur Steuerung auf Betriebssystemebene. Ein SCXI-System besteht aus Mehrkanal-Signal-Konditionierungsmodulen, die in einem robusten Chassis untergebracht sind. Für das Projekt FINO³ wurde ein Chassis der Einheit NI SCXI-1000DC verwendet, dass mit den Analogeingangsmodulen NI SCXI-1521 (DMS-Eingangsmodul), NI SCXI-1531 (Eingangsmodul für Beschleunigungsmessungen) und NI SCXI-1102B (Analogeingangsmodul, z.B. für Totspannungs-, Porenwasserdruckmessungen) ausgestattet war. Weiterhin wurde das USB-Datenerfassungs-, Steuer- und Regelmodul NI SCXI-1600 in das Chassis eingebaut. [BERNDT, 2008]

3 Rammung

Bei der Rammung von FINO³ kam ein Rammbar (MHU 800S) der Firma Menck zum Einsatz. Nach Aufstellen des Monopiles in die Rammführung und Absetzen auf dem Meeresboden konnte eine sofortige Setzung des Pfahles von 2,20 m durch sein Eigengewicht (315 t) gemessen werden. Im weiteren Verlauf wurde der Pfahl in den Baugrund mit 6364 Schlägen eingerammt.

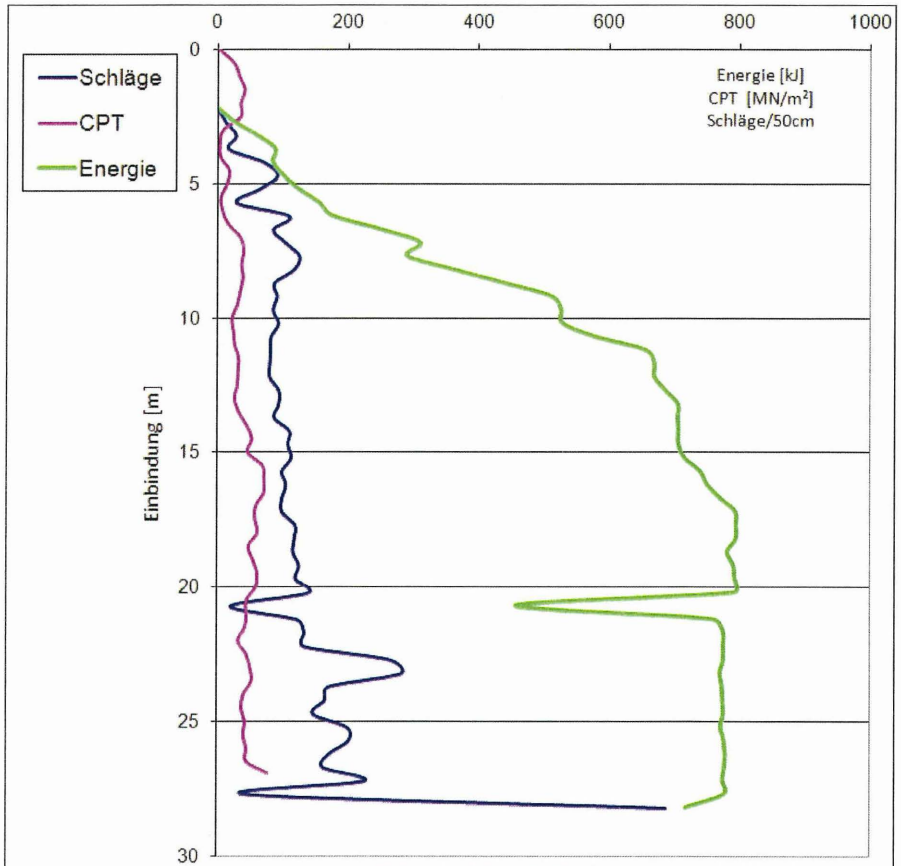


Abbildung 6: Gegenüberstellung der Rammschläge, Rammenergie und CPT [Zahlmann, 2008]

In der Abbildung 6 wurden die von Menck aufgezeichneten Rammschläge mit deren durchschnittlicher Rammenergie [kJ] über die Einbindelänge [m] aufgetragen. Auffällig ist, dass bei einer Einbindelänge von 20,70 m eine deutliche Abnahme- und bei einer Einbindung zwischen 22,20 - 23,20 m eine Zunahme der Rammschläge verzeichnet wurde. Gleiches gilt für den Bereich zwischen 27,20 - 28,20 m. Wenn man diese Bereiche mit der dort durchgeführten CPT vergleicht, lassen sich keine nennenswerten Festigkeitsverluste und Veränderungen seitens Spitzendruck und Mantelreibung erkennen, womit sich die erhöhten bzw. verringerten Schlagzahlen begründen lassen.

Unter Berücksichtigung des Rammprotokolls und der vom IGB-TUBS aufgezeichneten Daten wurde in Abbildung 7 die Einbindung des Pfahles bis zum Erreichen der einzelnen Messebenen in den Boden dargestellt. Die Abbildung ist in 8 Zeitabschnitte unterteilt, die sich folgendermaßen gliedern:

Zeitabschnitt 1 :

- Abstellen des Monopiles auf dem Meeresboden. Zu diesem Zeitpunkt hängt der Monopile noch am Kran und wird langsam in die Rammführung eingesetzt.

Zeitabschnitt 2:

- Der Pfahl wurde abgesetzt und es trat eine Sofortsetzung von 2,20 m (24,00 m SKN) ein.
- Messebenen 11 und 12 binden in den Baugrund ein.

Zeitabschnitt 3:

- Einbindung der Messebene 10 in den Baugrund um 4 : 54 Uhr
- 600 Schläge für 5,10 m
- Gesamteinbindung: 7,30 m (29,10 m SKN)

Zeitabschnitt 4:

- Einbindung der Messebene 9 in den Baugrund um 8 : 42 Uhr
- 1100 Schläge für 6,00 m (1700 Gesamtschläge)
- Gesamteinbindung: 13,30 m (35,10 m SKN)

Zeitabschnitt 5:

- Einbindung der Messebene 8 in den Baugrund um 9 : 29 Uhr
- 820 Schläge für 4,00 m (2520 Gesamtschläge)
- Gesamteinbindung: 17,30 m (39,10 m SKN)

Zeitabschnitt 6:

- Einbindung der Messebene 7 in den Baugrund um 12 : 22 Uhr
- 885 Schläge für 4,00 m (3405 Gesamtschläge)
- Gesamteinbindung: 21,30 m (43,10 m SKN)

Zeitabschnitt 7:

- Einbindung der Messebene 6 in den Baugrund um 13 : 37 Uhr
- 1465 Schläge für 4,00 m (4870 Gesamtschläge)
- Gesamteinbindung: 25,30 m (47,10 m SKN)

Zeitabschnitt 8:

- Erreichen der Endtiefe um 15 : 36 Uhr, Abnehmen des Hammers
- 1494 Schläge für 2,90 m (6364 Gesamtschläge)
- Gesamteinbindung: 28,20 m (50,00 m SKN)

Nach Beendigung der Rammung wurde durch Lotung, von Oberkannte des Pfahles bis zum Meeresboden, die Einbindelänge des Monopiles zu 28,10 m bestimmt. Aus den Messungen am Pfahl ergibt sich eine Einbindung von 28,20 m (vgl. Abbildung 7).

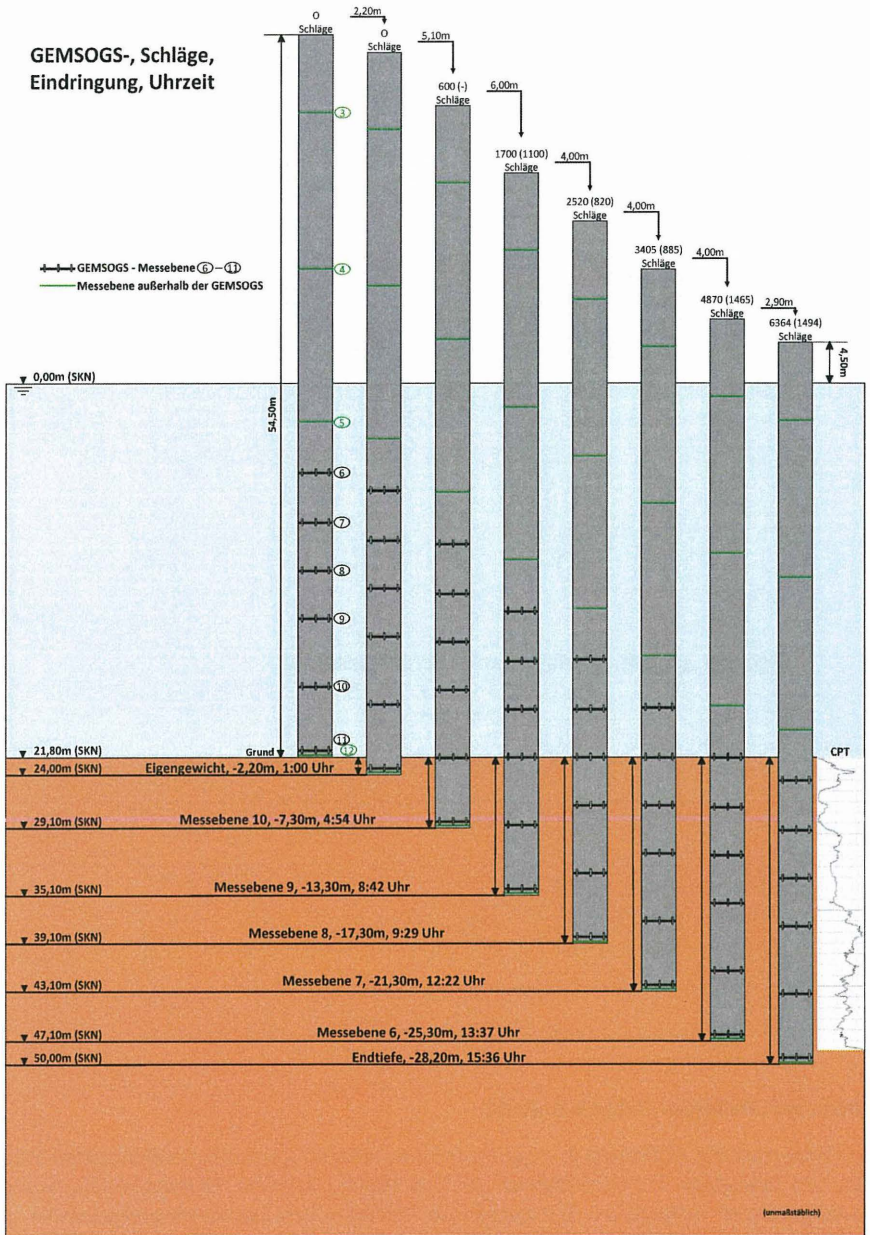
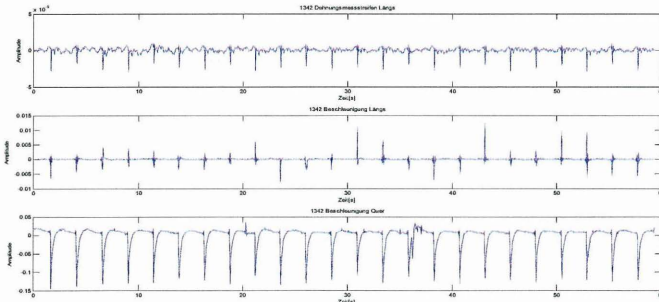


Abbildung 7: Zeitlicher Verlauf der Einbindung in den Baugrund [Zahlmann, 2008]

Auswahl der Daten

Die in dem NI-basierenden Datenerfassungssystem integrierte Software LabVIEW speicherte kontinuierlich die Daten aller Messaufnehmer. Um die Rammdaten zu visualisieren wurden diese in das Programm MatLab eingelesen, grafisch dargestellt und sinnvoll gespeichert. Die in Abbildung 8 dargestellten Rohsignalverläufe wurden für jeden einzelnen Messgeber immer für eine Minute und über die gesamte Aufzeichnungszeit (inklusive Rampausen) angefertigt.

Rechner 1: DMS (axial), Beschleunigung (biaxial)



Rechner 2: DMS, Totalspannung, Porenwasserdruck

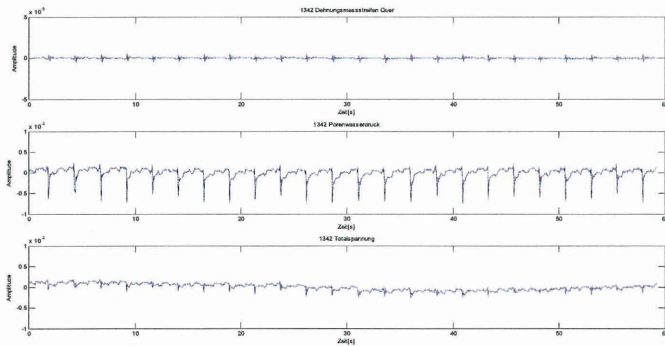


Abbildung 8: Rohdaten [Zahlmann, 2008]

Betrachtet man die Abbildung 8, zeigt sich die an diesem Zeitpunkt kontinuierliche Rammung des Monopiles. Für den Abgleich des von Menck erstellten Rammprotokolls wurden alle aufgelisteten Schläge mit den gemessenen Schlägen des Datenerfassungssystems gegenübergestellt. Es ergab sich ein Zeitversatz von 12 Minuten und 56 Sekunden zwischen den Daten der Rammschläge, gemessen vom IGB-TUBS und den aufgezeichneten Rammschlägen des Rammprotokolls.

Um einen Überblick über die gesamten Daten zu bekommen, wurden alle Schläge in eine Excel-Datenbank (vgl. Abbildung 9) eingepflegt. In dieser Datenbank ist es möglich, die Aufnehmer nach 8 unterschiedlichen Kriterien zu sortieren.

Die Bereiche gliedern sich nach:

Aufnehmer: Bezeichnung des Aufnehmers

Typ: Art des Aufnehmers

DMS = Dehnmessstreifen

B = Beschleunigung

PWD = Porenwasserdruckgeber

TSP = Totalspannungsgeber

CP: Daten wurden an Rechner 1 (1) oder Rechner 2 (2) aufgezeichnet

Messreihe: Verwendete Datenreihe in MatLab

Status: Zustand der Aufnehmer bei Beginn der Aufzeichnung

Richtung: Messrichtung der Aufnehmer

L = Längs

Q = Quer

Ebene: Tiefenlage der Messaufnehmer vom Pfahlkopf

Achse: Ausrichtung der Messaufnehmer in der Ebene

Aufnehmer	Typ	CP	Messreihe	Bemerkung: Auffällig ab:	Status	Einzelbezeichnungen																					
						Richtung	Ebene	Achse																			
Zeit						417	421	422	423	428	429	430	431	432	434	438	439	441	444	445	446	447	448	449	450		
B_L_450	B	1	2	811/defekt 954	OK	L	-4,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	X	6	X	2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_450_B2	DMS	2	22	700 / defekt 808	OK	L	-4,50	B2	20	1	14	15	7	29	28	28	11	6			25	25	23	23	23	24	23
DMS_L_450_B1	DMS	1	10		Defekt	L	-4,50	B1																			
DMS_L_450_B2	DMS	1	11	855 / defekt 956 defekt 813	OK	L	-4,50	B2	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
B_Q_1250	B	1	7		OK	Q	-12,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_1250_B1	DMS	1	12		Defekt	L	-12,50	B1																			
DMS_L_1250_B2	DMS	1	13		Defekt	L	-12,50	B2																			
B_L_2150	B	1	3	953/defekt 1241	OK	L	-21,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	X	6	X	2	25	25	23	23	23	24
B_Q_2150	B	1	8		OK	Q	-21,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	X	6	X	2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_2150_B1	DMS	1	14	804-818	Defekt	L	-21,50	B1																			
DMS_L_2150_B2	DMS	1	15	fekt 838 (stark vers.)	OK	L	-21,50	B2	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_2650_B1	DMS	1	16	Eigenimpuls	OK	L	-26,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_2650_B2	DMS	1	17	1455	OK	L	-26,50	B2	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
PWD_2650_A1	PWD	2	36		OK	L	-26,50	A1																			
PWD_2650_A2	PWD	2	37	Daten	OK	L	-26,50	A2																			
TSP_2650_A1	TSP	2	24		OK	L	-26,50	A1																			
TSP_2650_A2	TSP	2	25		OK	L	-26,50	A2																			
B_L_3050	B	1	4	903	OK	L	-30,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	X	6	X	2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_3050_B1	DMS	1	18		OK	L	-30,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_3050_B2	DMS	1	19		OK	L	-30,50	B2	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
PWD_3050_A1	PWD	2	38		OK	L	-30,50	A1																			
PWD_3050_A2	PWD	2	39	defekt 809	OK	L	-30,50	A2																			
TSP_3050_A1	TSP	2	26		OK	L	-30,50	A1																			
TSP_3050_A2	TSP	2	27		OK	L	-30,50	A2																			
DMS_L_3450_B1	DMS	1	20	1000 / defekt 1459	OK	L	-34,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
DMS_L_3450_B2	DMS	1	21		OK	L	-34,50	B2	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
PWD_3450_A1	PWD	2	40		OK 939	L	-34,50	A1																			
PWD_3450_A2	PWD	2	41	Daten	OK	L	-34,50	A2																			
TSP_3450_A1	TSP	2	28		OK	L	-34,50	A1																			
TSP_3450_A2	TSP	2	29		OK	L	-34,50	A2																			
B_L_3850	B	1	5		OK	L	-38,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	X	6	X	2	25	25	23	23	23	24
B_Q_3850	B	1	9	1223, 825	OK	Q	-38,50	B1	19	1	16	13	9	29	28	28	9	6			2	25	25	23	23	23	24
DMS_Q_3850_A1	DMS	2	2	Eigenimpuls	Defekt	Q	-38,50	A1																			
DMS_Q_3850_A2	DMS	2	3	Aussetzer 1248	OK	Q	-38,50	A2	20	1	14	15	7	29	28	28	11	6			25	25	23	23	23	24	23
DMS_Q_3850_B1	DMS	2	4	1000	OK	Q	-38,50	B1	20	1	14	15	7	29	28	28	11	6			25	25	23	23	23	24	23
DMS_Q_3850_B2	DMS	2	5		OK	Q	-38,50	B2	20	1	14	15	7	29	28	28	11	6			25	25	23	23	23	24	23
DMS_Q_3850_C1	DMS	2	6		OK	Q	-38,50	C1	20	1	14	15	7	29	28	28	11	6			25	25	23	23	23	24	23
DMS_Q_3850_C2	DMS	2	7		OK	Q	-38,50	C2	20	1	14	15	7	29	28	28	11	6			25	25	23	23	23	24	23

Aufnehmer $\longleftrightarrow$ **Schläge**

Abbildung 9: Ausschnitt Status und Übersicht der Messaufnehmer [Zahlmann, 2008]

Nachdem die Aufnehmer beliebig sortiert wurden, wird nun der Bereich der Schläge betrachtet. Diese Auswertung ist in mehrere Farben und Zahlenwerte unterteilt, die folgende Aussagen haben:

Grün: Daten vorhanden (z.B. 15 = 15 Schläge/min)

Gelb: Aufgrund sortentypischer Eigenschaften noch keine Daten in diesem Ausschnitt vorhanden (z.B. 15X = 15 Schläge/min erkennbar)

Orange: Nicht defekt, aber keine Daten
(Daten sind erst im späteren Verlauf der Rammung vorhanden)

Rot: Defekt

Hell: keine Rammung (z.B. X = Auffälligkeit)
oder: Auffälligkeiten einzelner oder mehrerer Messgeber
oder: Zeitunterschied zwischen Rechner 1 u. 2 (>3sec)

Plausibilitätskontrolle

Auto- und Kreuzkorrelation zur Abstandsmessung der Dehnung

Um die Signale später untersuchen zu können, muss vorab sichergestellt werden, dass die aufgezeichneten Dehnungen plausibel sind. Da die Abstände der einzelnen Messgeber untereinander bekannt sind, können einfache Abstandsmessungen durchgeführt werden. Eine Auswertung der Abstände nur anhand der Zahlenwerte bzw. durch Ausmessen wäre relativ ungenau. Um Zeitverschiebungen von zwei unterschiedlichen Signalen festzustellen, kann in der Signalverarbeitung auf die Auto- und Kreuzkorrelation zurückgegriffen werden.

In Tabelle 3 ist die theoretische Laufzeit (Spalte 3) der Dehnwelle und der jeweilige Abstand bezogen auf Messebene 6 dargestellt. Da der Weg und die Wellengeschwindigkeit (Stahl: $c=5122\text{m/s}$) bekannt sind, kann man mit $t = L/c$ die Laufzeit zwischen den Messaufnehmern errechnen. Diese Abstandsmessung wurde für alle 6 Schläge durchgeführt und wird am Schlag 3000 exemplarisch für die betrachteten Schläge dargestellt. Die grau hinterlegten Zahlenwerte stehen für Messebenen aus einem bereits in den Boden eingebundenen Bereich. Die Messebenen der blau hinterlegten Zahlenwerte befinden sich noch im Wasser.

Tabelle 3: Ergebnisse der Kreuzkorrelation der Ebenen 6-10 [Zahlmann, 2008]

Ebenen	Abstände [m]	Zeit [ms]	Kreuzkorr [ms]					
			Schlag 220	Schlag 500	Schlag 1000	Schlag 3000	Schlag 4500	Schlag 5500
6	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	4	0,8	0,6	0,8	0,6	0,4	1,4	1,4
8	8	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2	2,4	2,6
9	12	2,3	2,4	3,0	2,6	2,4	3,8	3,8
10	18	3,5	3,8	4,6	3,6	4,2	5,8	5,8

Plausibilität der Beschleunigung

Impedanz

Die Impedanz ist ein materialabhängiger Wert und berechnet sich nach $Z = EA/c$ aus dem Elastizitätsmodul E , dem Querschnitt A und der Wellengeschwindigkeit c des Materials.

Da der Elastizitätsmodul ($E = 210 \text{ kN/mm}^2$) und die Wellengeschwindigkeit ($c = 5122 \text{ m/s}$) für Stahl in erster Näherung als konstant angenommen werden kann, sind die einzigen wechselnden Größen am Monopile die Querschnittsfläche und die Steifigkeit des umgebenden Bodens. Abbildung 11 veranschaulicht die möglichen Reflektionen durch Querschnittswchsel am Monopile.

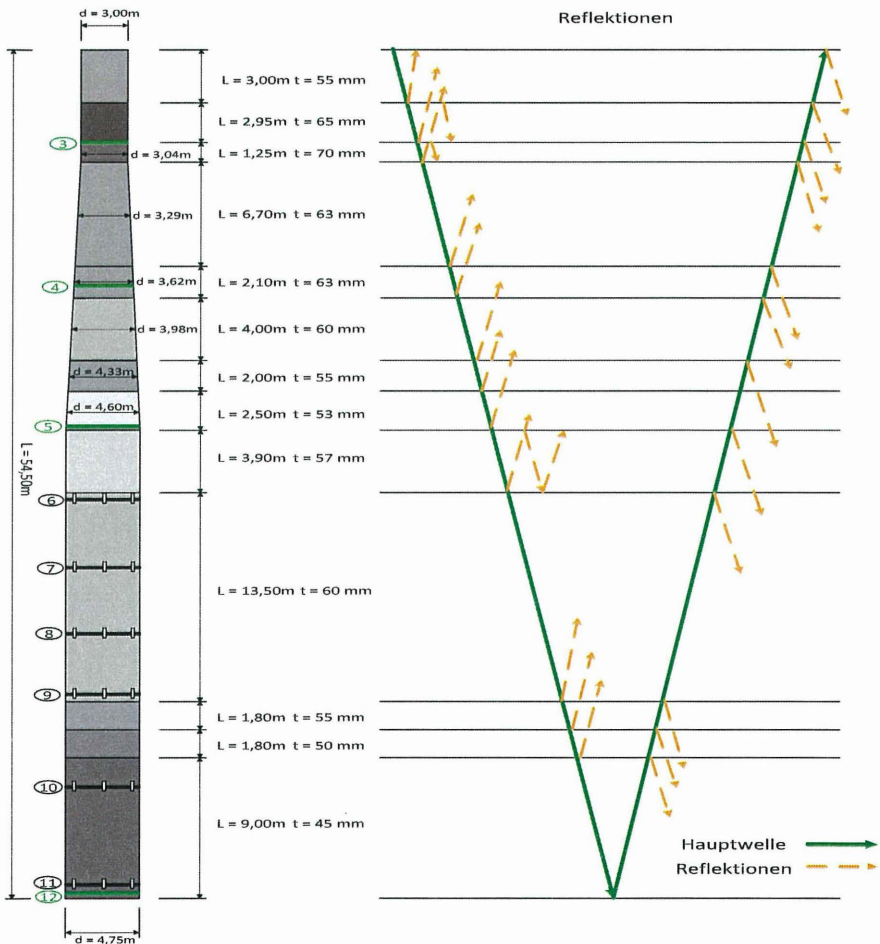


Abbildung 11: Reflektionen aufgrund unterschiedlicher Querschnittswerte [Zahlmann, 2008]

Beschleunigungsreflexe

Bei der Betrachtung der Beschleunigungen, mussten zuerst die aufgezeichneten Signale von [mV] in [m/s²] umgerechnet werden. Im Anschluss wurde die Beschleunigung über die Zeit integriert, um den Verlauf der Geschwindigkeit über die Zeit an einem Messgeber am Pfahl zu erhalten.

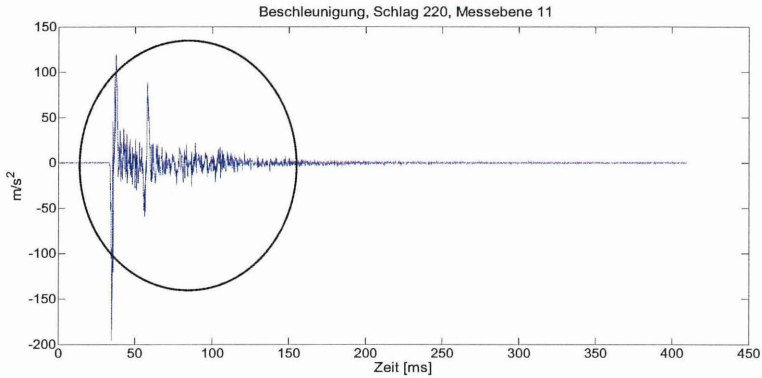


Abbildung 12: Beschleunigungsverlauf, Messebene 11, Schlag 220 [Zahlmann, 2008]

In Abbildung 12 ist der Beschleunigungsverlauf dargestellt. Aus diesem Signalverlauf können noch keine Schlussfolgerungen erfolgen. Da zwischen 20 ms bis 150 ms das Signal interessant ist, wird in den nachfolgenden Grafiken der Geschwindigkeitsverlauf nur noch in diesem Ausschnitt gezeigt.

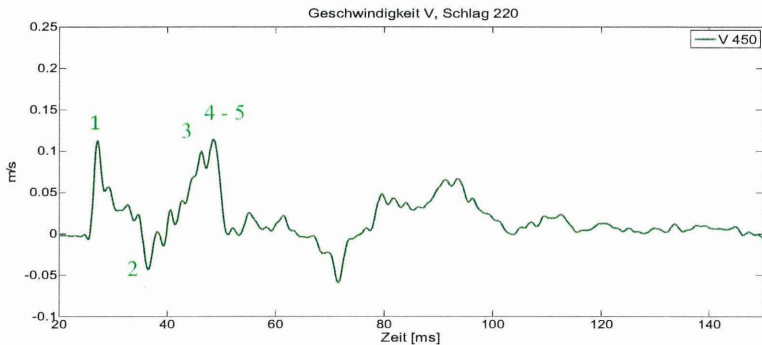


Abbildung 13: Geschwindigkeitsverlauf der Messebene 3, Schlag 220 [Zahlmann, 2008]

Die Abbildung 13 zeigt die Geschwindigkeit [m/s] vom Rammschlag 220 der Messebene 3 (-4,50m SKN). Gut zu erkennen ist der Einleitungsimpuls (1) der Dehnwelle. Die Welle läuft den Pfahl entlang bis zum Pfahlfuß, wird dort reflektiert und passiert den Messaufnehmer (3) erneut. Auf dem Weg vom Pfahlkopf > Pfahlfuß > Pfahlkopf erfährt die Welle diverse Impedanzwechsel (2). Querschnittsveränderungen werden als positiver oder negativer Ausschlag in der Geschwindigkeit gemessen. Nachdem die Welle am Pfahlkopf (4) reflektiert wurde läuft diese wieder am Messaufnehmer (5) vorbei. Durch die geringe Einbindung in den Baugrund ist hier davon auszugehen, dass zu diesem Zeitpunkt der Pfahl noch ein freies Fußauflager besitzt.

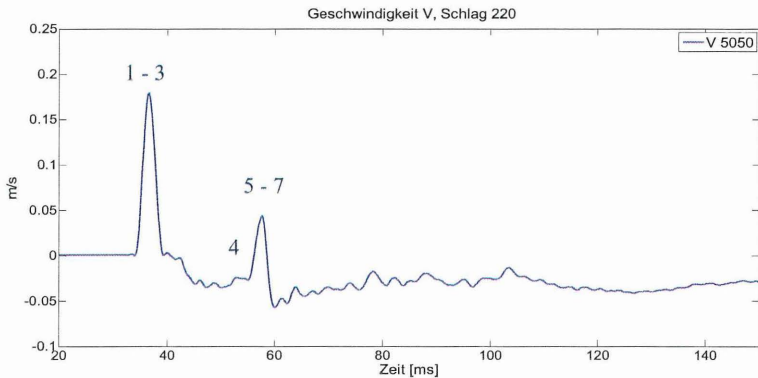


Abbildung 14: Geschwindigkeitsverlauf der Messebene 11, Schlag 220 [Zahlmann, 2008]

Bei der Betrachtung des in Abbildung 14 dargestellten Geschwindigkeitsverlaufes stellt man fest, dass der Einleitungsimpuls (1) höher ist als der bei Messebene 3. Dadurch, dass die Messebene 11 nur 1,30 m vom Pfahlfuß entfernt ist, ergibt sich eine theoretische Zeit: Messaufnehmer > Pfahlfuß > Messaufnehmer von 0,5 ms. Da aber die Dehnwellenfront mit 5 ms deutlich länger ist, kommt es hier zu einer Überlagerung (Verdoppelung) der Geschwindigkeit am Pfahlfuß. Es wird die vom Pfahlkopf kommende Geschwindigkeit sowie die schon teilweise vom Pfahlfuß reflektierte Geschwindigkeit (1-3) gemessen. Nachdem die Welle am Pfahlkopf reflektiert wurde, kann erneut ein Durchlauf der Welle am Messaufnehmer (5-7) verzeichnet werden.

Die Durchlaufzeiten die die Welle benötigte, um die einzelnen Punkte zu erreichen (vgl. Abbildung 15), können mit der Gleichung $t = 2L/c$ errechnet werden.

Zusammenfassung und Ausblick

Es wurde in diesem und in vorhergehenden Beiträgen aufgezeigt, welche Anforderungen an einzusetzende Geomesstechnik bei Offshore-Bauwerken besteht, und wie diese bewältigt werden können. Weiterhin wurde aufgezeigt, wie anspruchsvoll die Auswertung von dieser Vielzahl der gemessenen Daten ist.

Die ersten Auswertungen ergeben bisher ein der Fachwelt bekanntes und erwartetes Verhalten eines Großrohres bei der Rammung in dicht gelagerten Sanden. Detailliertere Auswertungen hinsichtlich der möglichen Optimierungsmaßnahmen beim Rammschlag oder der Fragestellung hinsichtlich des Verhaltens des Rohres zu einer möglichen Pfropfenbildung folgen.

Durch Schlechtwetterunterbrechungen kam es nach der Rammung des Monopiles Ende Juli 2008 nicht mehr zu dem geplanten Aufsetzen des Transition Pieces, dem Übergangsstück zwischen Monopile und Plattformschacht. Dieses wäre aber die Voraussetzung gewesen, um die dauerhafte Messanlage zu installieren und betreiben zu können. Voraussichtlich wird der Bau der FINO³ im Mai 2009 fortgesetzt, so dass dann nach Fertigstellung der Plattform mit den Langzeitmessungen begonnen werden kann.



Abbildung 16: Stand der Arbeiten bis heute

Für die bisherige Unterstützung und Zusammenarbeit bei dem Forschungsvorhaben FINO³ gilt unserer Dank der Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH, der EEW Special Pipe Construction GmbH Rostock und der Ed. Züblin AG (Direktion Nord, Ingenieurbau Hamburg).

Literatur

Berndt, U. (2008)

Geotechnisches Messkonzept zur Bestimmung der Monopile/Boden-Interaktion bei der Forschungsplattform FINO3, Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht

Berndt, U.; Bruns, B.; Gattermann, J.; Stahlmann, J. (2008)

Erfolgreicher Einsatz der GEMSOGS bei der Rammung des Monopiles von FINO3, Messen in der Geotechnik 2008, 23.-24.10.2008 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 87, S. 255-274

Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH (2008)

Prospekt FINO³, Eigenverlag

Gattermann, J.; Bruns, B.; Fritsch, M. (2007)

FINO3 – Geotechnische Messungen am Monopile, Pfahl-Symposium 2007, Fachseminar am 22./23.02.07 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 84, S. 207-223

Gattermann, J.; Berndt, U.; Bruns, B.; Stahlmann, J.; Bachmann, J. (2008)

FINO3 - Geotechnische in situ Messungen und ergänzende Modellversuche zu Grenzzustandsbetrachtungen für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen, Tagungsband des 6. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 22.-23.01.2008, ISBN 3-924813-71-X, S. 513-524

Plaßmann, B.: *Zur Optimierung der Meßtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen*, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig 2001

Schiessle, E. (1992)

Sensortechnik und Messwertaufnahme, 1. Auflage, Vogel Buchverlag, Würzburg

Stahlmann, J.; Gattermann, J.; Kluge, K. (2007)

FINO3 – Forschungsansätze für Offshore Windenergieanlagen, Pfahl-Symposium 2007, Fachseminar am 22./23.02.07 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 84, S. 225-246

Zahlmann, J. (2008)

Untersuchungen zur Wellenausbreitung während der Rammung des Monopiles der Offshore-Forschungsplattform FINO³, Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht

Autoren:

Akad. Oberrat Dr. Jörg Gattermann

j.gattermann@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Ulrike Berndt

u.berndt@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Benedikt Bruns

b.bruns@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Jan Fischer

j.fischer@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Jörn Zahlmann

j.zahlmann@tu-bs.de

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

j.stahlmann@tu-bs

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de

Tel.: 0531 391-2730

Impressionen von FINO³



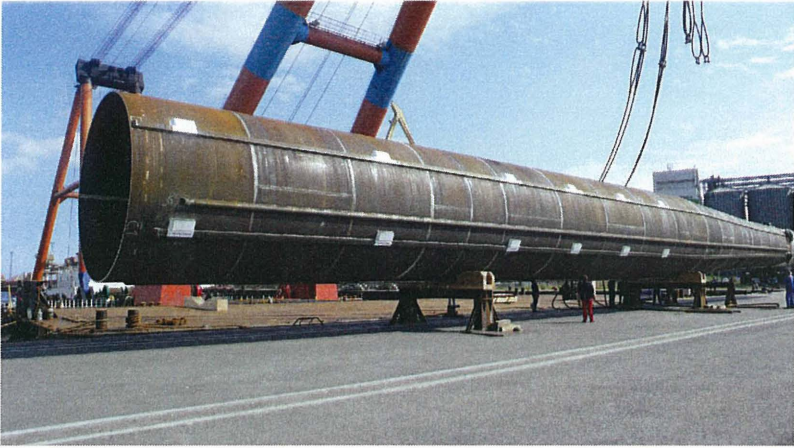
GEMSOGS vor dem Einbau



Eingerüsteter Monopile bei EEW SPC in Rostock



Der fertig instrumentierte Monopile wird verladen



Verladung von der Kaje auf das Ponton



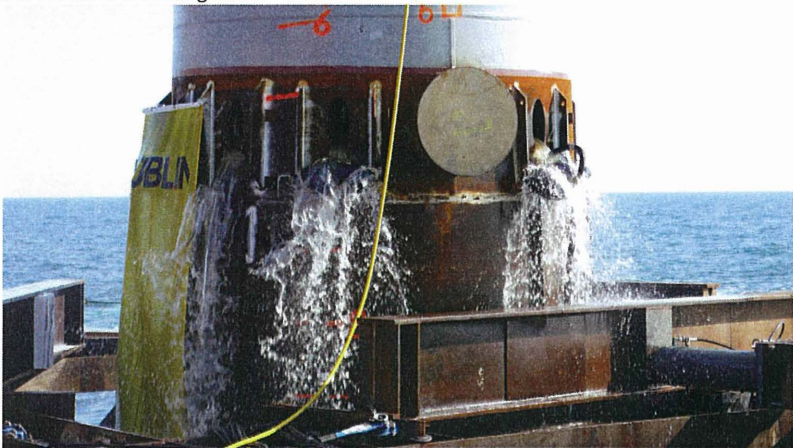
Aufnahme und senkrecht stellen



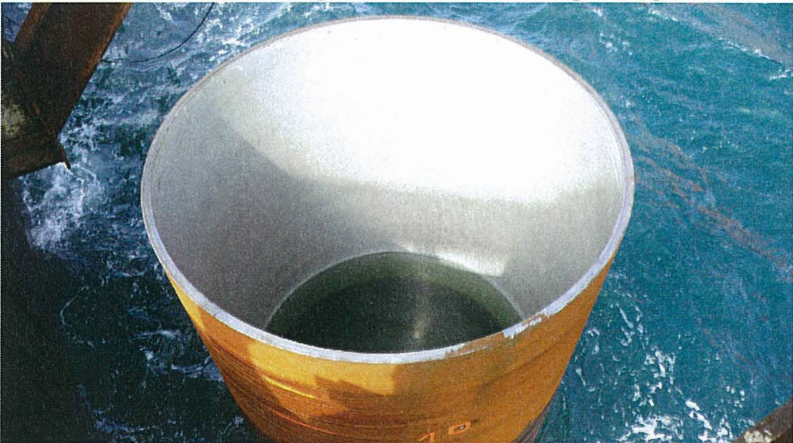
Aufnahme des MHU 8005



Der Hammer wird aufgesetzt



Wasser tritt während der Rammung aus den Kabeldurchführungsöffnungen aus



Tadelloser Zustand des Monopiles nach Beendigung der Rammung

Erfahrungen und Entwicklungen mit statnamischen Probelbelastungen

Peter Middendorp, Paul Hölscher, Arij Lambo

Einleitung

Ein allgemeines Verfahren für eine direkte und schnelle Probelbelastungen ist der Rapid Load Test. Das Ziel eines Rapid Load Test ist, einen Pfahl mit einem lang andauernden Stoß derartig zu belasten, dass Pfahl und Boden sich quasi statisch verhalten. Der Rapid Load Test kann eine gute und wirtschaftliche Alternative für die statische Probelbelastung



Abbildung 1, 16 MN statnamische Probelbelastung in Vleuten, Niederlande.

sein. Beispiele für einen Rapid Load Test sind die Statnamic-Probelbelastung (STN) (Janes und al, 1991) und die Pseudostatische Probelbelastung (PSPLT) (Schellingerhout & Revoort, 1996). Die Statnamic-Probelbelastung wird in Europa bereits in den Niederlanden, Deutschland und England zunehmend angewandt.

Ein 16MN Statnamic Gerät wurde im Jahr 2008 von der Fugro in Dienst gestellt und ist für den europäischen Markt verfügbar. Die ersten Probelbelastungen mit diesem Gerät wurde in Vleuten (NL) 2008 durchgeführt. Derzeit sind 4 STN Geräte im Bereich von 1 MN bis zu 16 MN für den Einsatz in Europa verfügbar.

Statnische Probebelastungen werden in Deutschland seit 1992 durchgeführt (Middendorp 1995, 1999, 2005). In Asien und den Vereinigten Staaten wird diese Methode bereits routinemäßig angewandt und ist dort auch in den Normen verankert. In Japan seit 1998 und den Vereinigten Staaten seit 2008 (ASTM D7383). Für Deutschland siehe EA-Pfähle Kapitel 10.3.3.

Niederländische Norm und Eurocode

Zur Zeit wird unter Federführung der Universität Delft unter Beteiligung von Deltares und mehreren Firmen, einen Standard für den Rapid Load Test für die Durchführung und die Auswertung von Probebelastungen erarbeitet. Das Ergebnis soll dann die Basis für allgemeine Anwendungsregeln - vorzugsweise als Anhang im Eurocode - sein. Der Entwurf der Norm ist bei CEN der Technische Kommission TC 341 vorgelegt worden. Um ein objektives Urteil über die Zuverlässigkeit der Methode zu erhalten, wird eine empirische Datenbank in die Richtlinie eingeschlossen.

Forschung

Ausgangspunkte sind die Entwicklung von Modellen für den Einfluss der Loading Rate bei bindigen und nichtbindigen Böden. Für bindige Böden existieren bereits Forschungsergebnisse (Brown, 2004). Für nichtbindige Böden wurden umfangreiche Forschungen an der Universität Delft betrieben deren Resultate im Rahmen der Dissertation von Huy (2008) publiziert wurden. Diese Studien werden zu einem umfassenden Modell für die Integration dieser Effekte in der Interpretation der Ergebnisse der Rapid Load Test führen.

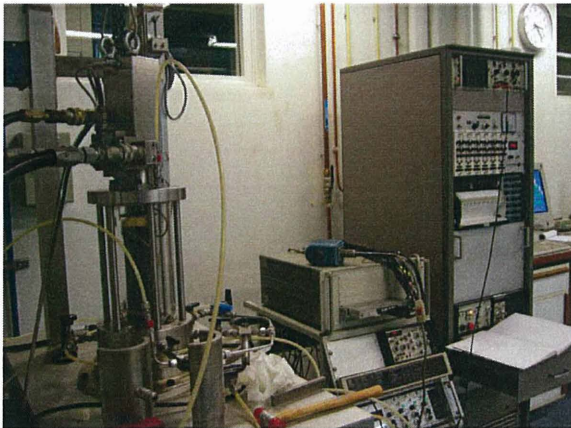


Abbildung 2. Triaxial Test Prüfaufstellung.

Einstieg der Studien an der Universität Delft war die Untersuchung des Einflusses der Loading Rate auf den Porenwasserdruck und die quasistatische Tragfähigkeit von sandigen Böden.

Die Versuche wurden mit Triaxialzellen und Modellpfählen unter unterschiedlichen Bedingungen in trockenen, erdfeuchten (ungesättigten) und Wasser gesättigten (durchtränkten) Sanden durchgeführt. Die Studien zeigten, dass die Loading Rate-Effekte nur klein sind. Der Einfluss des Porenwasserdrucks auf die

Ergebnisse von einem quasistatischen Rapid Load Test wie Statnamic wird mit numerischen Mitteln, Zentrifuge-Modellen und Feldversuche untersucht. Die Resultate sind in einer Dissertation von Huy (2008) publiziert worden.

Ein anderer Aspekt des Forschungsprojektes ist die Einbeziehung und Auswertung der Ergebnisse anderer internationaler Studien und Erfahrungen.

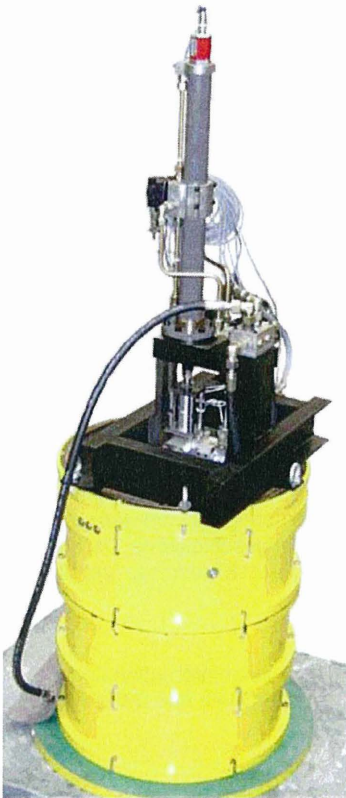


Abbildung 3. Zentrifuge Modell

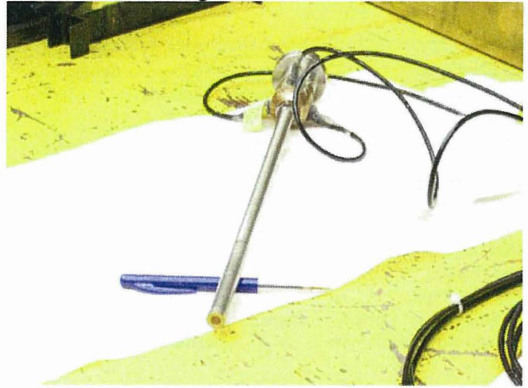


Abbildung 4. Zentrifuge Modellpfahl

Hierzu wurde 2004 ein erster Rapid Load Test Workshop in Delft veranstaltet und auf Grund des großen Erfolgs ein zweiter in 2007. Forscher und Praktiker waren eingeladen, ihre Erfahrungen und Forschungsergebnisse zu präsentieren und über das Auswertungsmodell zu diskutieren, das ein Teil des neuen Standarts sein wird. Die Resultate all dieser Workshops und Forschungsergebnisse sind in einem Buch publiziert worden by Hölcher und van Tol (2008)

Zur Zeit wird eine Datenbank mit statischen Probelbelastungen und Rapid Load Test Probelbelastungen aufgebaut. An Hand der gesammelten Daten kann die Gültigkeit des Rapid Load Test Modells überprüft und partielle Sicherheitsfaktoren

für den Rapid Load Test aufgestellt werden.

Probelbelastungen

Das Ziel einer Probelbelastung ist es zu beweisen, dass ein Fundament die ihm zugedachten Anforderungen erfüllt.

Im Allgemeinen gelangen drei Typen von Probelbelastungen zur Ausführung:

- Statische Probelbelastung
- Rapid Load Test
- Dynamische Probelbelastung

Tabelle 1 fasst die Haupteigenschaften dieser drei Tests zusammen. Der Rapid Load Test ist im Leistungs- / Preisverhältnis optimal, jedoch ist seine Verbreitung in Europa bislang

gering. Die hier beschriebene Forschungsergebnisse sollen dazu führen die Akzeptanz des Tests für die Praxis zu verbessern.

Tabelle 1 Eigenschaften der Probebelastungen

Typ des Tests	statisch	rapid	dynamisch
Dauer der Last	16 stunden	100 ms	10 ms
Zahl der Tests pro Tag	1	4	8
Reaktionsmasse (Prozente) der Tragfähigkeit)	100%	5-10%	2%
Auswertungszeit	nach 16 Std	10 min.	4 Stunden
Zugspannungen im Pfahl	nein	nein	möglich
Fertig-Pfahl	ja	ja	ja
Ortbeton-Pfahl	ja	ja	nein*
Spannungen im Boden	statisch	dynamisch	dynamisch
Wasserspannungen im Sand	fehlt	vorhanden	vorhanden
Kosten (Euro pro Tonne)	100	20	8
Zuverlässigkeit	hoch	gut (Sande, Kies)	eingeschränkt (Eichung)

*) In den Niederlanden ist man der Meinung, dass dynamische Probebelastungen nicht für Ortbetonpfähle geeignet sind

Inhalt der Standard-Dokumente

Der neue Standard wird die Aus-führung von Rapid Load Tests regeln. Er definiert die Vor-aussetzungen für die richtige sachgerechte Prüfung und Auswertung der Probebelastungen. Ein Test, der in Übereinstimmung mit dem Standard durchgeführt wird, kann als zuverlässig betrachtet werden. Die Messdaten sind allgemein über-prüfbar.

Die Richtlinie fasst Auswertungsmodelle zusammen und regelt die Bewertung von Umgebungs-parametern. Durch die angeschlossene Datenbank

können die örtlichen Testergebnisse mit einer Vielzahl anderer Ergebnisse verglichen werden.

Stand der Erstellung des Standards

Die Erarbeitung des neuen Rapid Load Test Standards erfolgt in einer internationalen Arbeitsgruppe unter Federführung und Schifffleitung der Universität Delft und Deltares.

Diese Gruppe traf sich bereits zu zwei Sitzungen:

- Oktober 2004, Schwerpunkt: Stand der gegenwärtigen Forschung und Entwicklung
- März 2007, Schwerpunkt Weiterentwicklung von Forschung und Entwicklung, Inhalt des zukünftigen Standards

Außerhalb der Sitzungen erfolgt die Arbeit unter den Beteiligten auf dem Schriftwege. Der Entwurf steht kurz vor dem Abschluß. Ein schriftlicher Ausarbeitung wird zur Zeit von der Universität Delft erstellt und ist als Arbeitspapier bei CEN (European Committee for Standardization) in die Arbeitsgruppe TC 341 – WG 4 vorgelegt.

Verfahren

Der Standart wird ähnlich wie der CEN-Standard für statische Probebelastung strukturiert sein. Die japanischen und amerikanische Standards (Normen) und die deutschen Empfehlungen (DGGT, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) werden mit herangezogen.

Rapid Load Test

Eine dynamische Probebelastung wird als ein Rapid Load Test betrachtet, wenn die

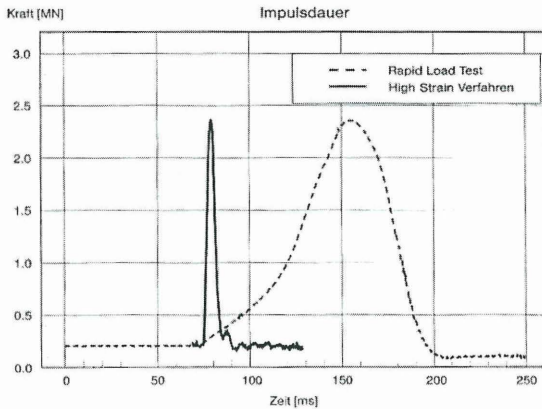


Abbildung 5. Graphik aus EA-Pfähle Seite 203

Belastungskraft gleichmässig auf- und wieder abgebaut wird. Die Belastungsdauer muss die folgende Bedingung erfüllen

$$10 < \frac{T_f}{L/c_p} \leq 1000$$

Hierbei entspricht T_f der Dauer der Krafteinwirkung, L der Pfahllänge und c_p der Wellengeschwindigkeit im Pfahl. Dies bedeutet, dass die erzeugte Spannungswelle deutlich länger als der Pfahl sein sollte. Ist die Dauer der Einwirkung der Belastungskraft kürzer, ist der Test als eine rein dynamische Probelastung zu betrachten.

Drei Parameter müssen am Pfahlkopf gemessen werden:

- Kraft,
- Setzung
- Beschleunigung

Die grundsätzlichen Bedingungen für Messfrequenz und Messgeräte werden im neuen Standart definiert werden. Die Setzung ist in Bezug zu einem Festpunkt in ausreichender Entfernung zum Pfahl zu messen. Vor Testbeginn, nach jedem Belastungszyklus und nach Beendigung des Tests ist eine Präzisionssetzungsmessung am Pfahlkopf auszuführen. Der Test ist entsprechend den Vorschriften des Standards vorzubereiten und auszuführen. Vor der Ausführung ist ein Ablaufplan aufzustellen der auch die Arbeitssicherheit auf der Baustelle beinhaltet.

Vor und nach dem Rapid Load Test wird eine Integritätsprüfung an den Probepfähle vorgeschrieben.

Die Messergebnisse (Kraft, Setzung, Beschleunigung) sind als Funktion der Zeit grafisch und digital auf einem Computer und einem Sicherungsmedium aufzuzeichnen. Zusätzlich ist ein Diagramm der Lastsetzung, wie insitu gemessen, ohne jede Korrektur für Masseneffekte oder der Loading-Rate aufzuzeichnen.

Sobald die Messwerte verfügbar sind, sind diese auszuwerten. Im neuen Standart werden hierzu einheitliche Methoden genannt.

Die folgenden Aspekte sind dabei neben den reinen Messwerten zu bewerten

- Einfluss der Tragfähigkeit des Pfahles und des Bodens
- Einfluss der Rate-Wirkung

- Einfluss des Porenwasserdrucks

Auch hierzu werden im Standard Richtlinien angegeben.

Auswertung und Ergebnisse einer Rapid Load Test Probebelastung sind so darzustellen und zu erläutern, dass diese vom Bauherrn und seinen Fachbeauftragten direkt und ohne zusätzliche Interpretation verstanden und angewendet werden können. Dies wird die Akzeptanz der Testergebnisse steigern und kann damit wesentlich zur Verbreiterung dieses Tests beitragen.

Wichtige Aspekte des Rapid Load Tests

Der Hauptunterschied zwischen einem Rapid Load Test und einem dynamischen Probebelastung ist die Dauer der Einwirkung der Belastungskraft. In einem dynamischen Test ist die Belastungsdauer so kurz, dass die Spannungswelle das Verhalten des Pfahles bestimmt. Einige Pfahlteile können sich nach unten bewegen, während andere sich nach oben bewegen. Einige Teile befinden sich unter Druck, während andere sich unter Zugspannung befinden. Die Belastungsdauer in einem RLT ist relativ länger. Folglich bewegt sich der Pfahl einheitlich und alle Pfahlteile sind in einem ähnlichen Zustand. Aus diesem Grund können die Wellen-Phänomene im Pfahl während eines Rapid Load Test vernachlässigt werden. Die Tragfähigkeitseffekte und die Aspekte, die oben erwähnt sind, müssen betrachtet werden.

Der Begriff "Rate-Effect" wird verwendet für die Abhängigkeit des konstitutiven Verhaltens eines Materials in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit.

- Rate-Wirkung ist die Abhängigkeit des konstitutiven Verhaltens eines Materials von der Belastungsgeschwindigkeit

- Rate-Wirkung ist die Abhängigkeit eines Systems von der Geschwindigkeit (Rate) der Belastung

In der Literatur wird die Rate-Wirkung nicht eindeutig definiert. Die erste Beschreibung wird durch Whitman, (1957) gemacht. Er betrachtet die Rate-Wirkung als eine bestimmende konstitutive Materialeigenschaft mit einer Abhängigkeit der Steifigkeit und Kraft von der Belastungsgeschwindigkeit.

Weitere Beschreibungen erweitern den Begriff. Sie berücksichtigen zusätzlich dynamische Effekte wie die Dämpfungen des Systems infolge von Wellen-Radiation und Systemträgheit und sowie Bodeneffekte wie plastischem Verhalten und Porenwasserdruck.

Porenwasserüberdruck spielt eine wichtige Rolle, wenn der Boden undränert oder teilweise während der Belastung dränert wird. Für Ton kann das Verhalten unter einer schnellen Belastung allgemein als undränert betrachtet werden.

Im Allgemeinen verhalten sich bindige Böden und feinkörnige Sande wie teilweise dränirtes Material. Für diese Böden ist die Auswirkung von Porenwasserdrucks zu

berücksichtigen. Für grobe Sande und Kies können als dräniert angenommen werden, Porenwasserdruck spielt keine Rolle.

Auswertung der Messergebnisse

Eine einfache Methode, bekannt als Unloading Point Methode (UPM), ist durch Middendorp (1992) entwickelt worden. Diese Methode wird beschrieben durch

$$F_{static}(t_{u\max}) = R [F(t_{u\max}) - ma(t_{u\max})]$$

$t_{u\max}$ ist der Zeitpunkt, an dem die maximale (gemessene) Setzung u erreicht wird. $F_{static}(t_{u\max})$ ist der maximal gemessene statische Widerstand, F die (gemessene) Kraft am Pfahlkopf, a die (gemessene) Beschleunigung, m die Masse des Pfahles und R ein Reduktionparameter für die Rate-Wirkung, der jeweils vom Bodentyp abhängt. Diese Methode ist geeignet für nichtbindigen Boden mit einem Faktor R von 1.0 bis 0.85.

Bei bindigen Böden ist die Rate-Wirkung größer und es werden auch andere Methoden verwendet.

Die Methode, die von der Universität Sheffield entwickelt wurde, Brown, Anderson, Hyde (2004) und Brown (2004) wird beschrieben durch

$$F_{static}(t) = \frac{F(t) - ma(t)}{1 + \alpha \left(\frac{v(t)}{v_o} \right)^\beta - \alpha \left(\frac{v_{static}}{v_o} \right)^\beta}$$

m ist die Masse des Pfahles, α und β zwei bodenabhängige Parameter, v_{static} der Wert der Geschwindigkeit, der während der Bestimmung von α und β verwendet wird. v_o ist eine Normalisierungskonstante. Die Modellparameter α und β sind bodenabhängig und können in einem Laborversuch gemessen werden.

Schmuker (2005) schlug eine interessante alternative Analyse vor, die auf dem Viskositätsindex-Parameter I_{va} basiert. Der Ausdruck für den korrigierten statischen Widerstand F_{static} wird beschrieben durch:

$$F_{static}(t) = (F(t) - ma(t)) \left[\frac{0.02 \text{ mm/min}}{v(t)} \right]^{I_{va}}$$

Werte für I_{va} , der für mehrere Bodentypen teilweise angegeben sind, auf statische Probelastungen zurückzuführen.

Empirische Daten,

Um im Stande zu sein die Qualität einer Auswertungsmethode zu beurteilen, ist die Verfügbarkeit von unabhängigen Testdaten erforderlich.

Normalerweise sind Testdaten nur beschränkt vorhanden und die Interpretationsmethode wird auf Basis einer beschränkten Datei kalibriert. Die Zuverlässigkeit wird auf Basis derselben Datei geschätzt. Obwohl diese Verfahrensweise in der Geotechnik normal ist, hat sie einen großen Nachteil: Die Zuverlässigkeit der Methode ist nicht bekannt. Diese Situation ist unerwünscht. Der neue Standard wird zeigen, dass der Rapid Load Test eine zuverlässige Aussage der statischen Pfahltragfähigkeit ergibt. Um diese unerwünschte

Situation von beschränkten Dateien zu vermeiden, wird eine Testdatenbank innerhalb der Entwicklung der Richtlinie aufgebaut. Diese Datenbank besteht aus vielen unabhängigen Fällen, wo sowohl statische Probelastungen als auch Rapid Load Test Ergebnisse verfügbar sind. Es werden internationale Dateien gespeichert. Die Resultate einer dieser Dateien aus Deutschland wird im folgenden Abschnitt präsentiert.

Empirische Daten Minden

Die Firmen BAUER Spezialtiefbau GmbH und Jacobo Pfahlgründungen GmbH entschieden sich dafür, die von Jacobo beim Neubau des Klinikums in Minden hergestellten Pfähle sowohl mittels statischer Probelastung (SLT) als auch mittels Rapid Load Test, Statnamic-Probelastung (STN) zu prüfen. Die statischen Probelastungen (SLT) wurden von BAUER Spezialtiefbau GmbH durchgeführt, die Statnamic Probelastung von Profund mit einem 4MN Statnamic Gerät. Die STN-Prüfung wurde vor der statischen Probelastung durchgeführt und ausgewertet (Klasse Eins Bewertung). Des weiteren waren die Probelastungen Teil einer Diplomarbeit an der Universität Biberach (Schmuker, 2005), weitere Publikationen Middendorp, Beck und Lambo (2008)

Nachfolgend eine kurze Zusammenfassung

Pfahl Eigenschaften

Tabelle 2

Pfahl	Diameter	Länge	1 st Test	2 nd Test
	mm	m	-	-
1	750	14	STN	-
2	750	16	STN	SLT
5	600	16	STN	-
8	600	12	STN	-
9	750	12	STN	-
12	600	14	STN	SLT

Die Bohrspfähle wurden von der Firma

Jacob als Teilverdränger-Schneckenbohrpfahl hergestellt. Die Pfahleigenschaften sind in Tabelle 2 dargestellt.

Baugrunderkundung

Die Baugrunderkundung bestand aus 12 Bohrungen und 25 CPT-Drucksondierungen. Die anstehenden

Bodenarten bestehen hauptsächlich aus einem Beckenschluff, der nach DIN 18196 (1988) teils einem leicht plastischen Ton (TL) und teils einem Sand - Ton - Gemisch (ST) zugeordnet werden kann.

Statische Probelastungen

Die statischen Probelastungen wurden gemäß DIN 1054 (2004) durchgeführt, wobei die Last in Schritten aufgebaut und die Setzungen genau kontrolliert wurden. Die Anwendung des jeweils folgenden Lastschritts hängt von der Setzung und/oder Geschwindigkeitskriterien ab. Die statische Probelastung wurde mit Reaktionspfählen durchgeführt. Die statischen Lasttestergebnisse sind zu einer Eindrückgeschwindigkeit von 0.02 mm/Minute normalisiert worden. Pfahl 2 hatte eine mobilisierte Kapazität von 4500 kN mit einer Setzung von 100 mm und Pfahl 12 eine mobilisierte Kapazität von 4300 kN mit einer Setzung von 65 mm. Die erforderlichen Tragfähigkeiten betrugen 1800 kN bei einer maximalen zulässigen Setzung von 20 mm.

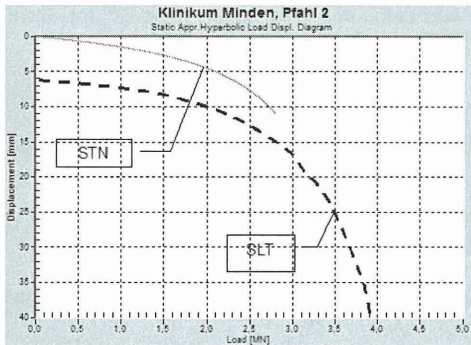


Abbildung 6. Vergleich STN und SLT für Pfahl 2.

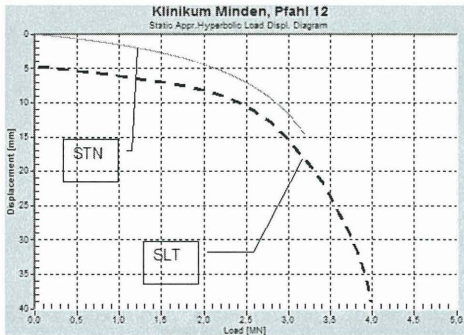


Abbildung 7. Vergleich STN und SLT für Pfahl 12..

Statnamic Ergebnisse

Die Ergebnisse wurden mit der UPM Methode ausgewertet. Für einen mit Sand gemischten Ton wurde ein R Faktor von 0.7 verwendet. Dementsprechend wurden die UPM-Ergebnisse um 30 % reduziert.

Vergleich STN und SLT

Der Vergleich der statischen Lasttestergebnisse und Statnamic-Ergebnisse für die Pfähle 2 und 12 ist in den Abb. 6 und 7 präsentiert. In diesen Zahlen der SLT'S sind als der folgende ladende Zyklus im Anschluss an den STN ladende Zyklen gezeigt worden, um die Versteifung des Bodens während der STN-Prüfung in Betracht zu ziehen.

Zusammenfassung

Es wird ein neuer Standart (Norm) mit Richtlinie für die Auswertung der Messergebnisse von Rapid Load Tests entwickelt. Hiermit soll die Durchführung und Bewertung dieser Test vereinheitlicht werden. Es wird eine internationale Datenbank mit empirischen Daten von Probe-belastungen erstellt. Auch Ergebnisse aus Deutschland werden in diese Datenbank einfließen.

Eine Rapid Load Test Statnamic-Probebelastung ergibt eine gute Klasse Eins Aussage über die Tragfähigkeit der geprüften Pfähle in Minden.

Literatur

Whitman, R.V. The behaviour of soils under transient loadings. Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4th, 1957. pp. 207-210, 1957

Janes, M.C., Bermingham, P.D. & Horvath, R.C., *An innovative dynamic test method for piles*, Proc. 2nd Int. Conf. Recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, St. Louis, Missouri, Paper No. 2.20, 1991

Middendorp, P. Bermingham, B Kuiper, Statnamic load testing of foundation piles. 4th International Conference on Stress Waves, The Hague, Balkema, 1992.

Middendorp, P., Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die statnamiche Prüfung. Pfahl-Symposium 1999, Braunschweig 1999.

Schellingerhout, A.J.G. & Revoort, E. . *Pseudo static pile load tester*, Proc. 5th Int. Conf. Application of stress-wave theory to piles, Florida, 1996

Brown M.J., Anderson W.F., Hyde A.F. Statnamic testing of model piles in a clay calibration chamber; In: Int. Jnl. Phys. Modelling Geotechnics., Vol. 4, No. 1 pp.11-24 (ISSN 1346-213X), (www.geotech.cv.titech.ac.jp/IJPMG/papers/ijpmg_vol4_no1_2.pdf), 2004

Brown M.J. The rapid load testing of piles in fine grained soils, thesis University of Sheffield, Dep. of Civil Eng. and Structural Eng., March, 2004

Middendorp, P., Verwendung von statnamischen Probelbelastungen in Deutschland, Pfahl-Symposium 2005, Braunschweig 2005.

Schmuker, C., Vergleich statischer und statnamischer Pfahlprobelbelastungen, Diplomarbeit, Fachhochschule Biberach, 2005

Brown, M.J. ; Wood, T. ; Suckling, T.P. (2006) Statnamic pile testing case studies; In: "Proc. 10th Int. Conf. Piling Deep Foundations, Amsterdam, June 2006", London, Emap

Hölscher, P. for information on the project see: www.rapidloadtesting.eu, 2007

Hölscher, P., van Tol, A.F., Middendorp, P.; European standard and guideline for Rapid Load Test, 8th Int. Conf. Application of stress-wave theory to piles, Lisbon, 2008

Hölscher, P., van Tol, A.F; Rapid Load Testing on Piles, CRC Press, ISBN-13: 978-0-415-48297-4, Leiden, NL, 2008

Huy, N.Q., rapid Load Testing of Piles, Effects of Loading Rate and Excess Pore Pressure. Phd Thesis, , ISBN 978-90-90235522-6, Delft University, 2008

Middendorp, P. , Beck, C., Lambo, A., Verification of Statnamic load testing with static load testing in a cohesive soil type in Germany, 8th Int. Conf. Application of stress-wave theory to piles, Lisbon 2008

Autoren

Middendorp, Peter, Dipl.-Ing.
Profound BV
Limaweg 17
2743 CB Waddinxveen
Niederlande

Tel: + 31 (0)182 640 964
Fax: + 31 (0)182 649 664
E-mail:
middendorp@profound.nl

Hölscher, Paul, Dr.-Ing.
Deltares
Stieltjesweg 2
2628 CK Delft

Tel: +31 (0)88-335 7200
Fax: +31 (0)15 261 0821
E-mail:
paul.holscher@deltares.nl

Lambo, Arij, J.W., Dipl.-Ing.
JACBO, Pfahlgründungen
GmbH
Niederlassung Schüttorf
Nordring 60
48465 Schüttorf

Tel: +49(0)5923 / 96 97-0
Fax: +49(0)5923 / 96 97-20
E-mail: lambo@jacbo.de

STATNAMIC™ Europe

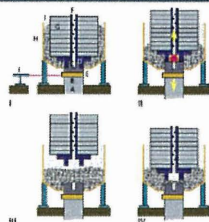
Schnelle Probelastungsmethode für XXL Pfahlgründungen

Extreme Dimensionen von Hochhäusern und Industrieanlagen stellen höchste Ansprüche an zukünftige Fundamente.

Statnamische Probelastung ist eine fortschrittliche und akkurate Methode um die Tragfähigkeit einer Pfahlgründung zu bestimmen.



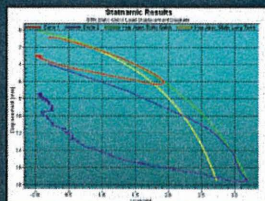
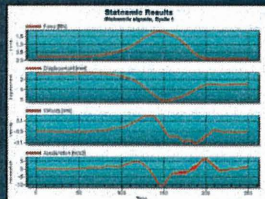
Statnamische Probelastung



Four stages of the Statnamic test with general symbols:

A = air in the reaction mass B = air in the pile
C = reaction mass D = gravel in the gap
E = pile F = reaction mass
G = gravel in the gap H = gravel in the gap
I = gravel in the gap J = gravel in the gap

- I Aufbau
- II Die Verbrennung erzeugt eine Beschleunigung der Reaktionsmasse und der Pfahl last
- III Der Zwischenraum wird mit Kies gefüllt
- IV Die Reaktionsmasse wird aufgefangen



- Schnelle Testmethode
- Bewährte und gut dokumentierte Technik
- Lastbereiche der Pfähle bis zu 20 MN
- Kleine Arbeitsfläche
- Keine Verzögerung der Baumaßnahme

STATNAMIC™ Europe bietet Ausrüstung, Technik, ausgebildete Techniker und geotechnische Berater.



Profound BV
P.O. Box 469
2740 AL Waddinxveen
The Netherlands

Phone +31 (0) 182 640 984
Fax +31 (0) 182 649 864
E-mail info@profound.nl
Website www.profound.nl

Fugro Ingenieursbureau B.V.
P.O. Box 83
2260 AB Leidschendam
The Netherlands

Phone +31 (0) 70 311 1333
Fax +31 (0) 70 327 7091
E-mail info@fugro-nederland.nl
Website www.fugro.nl



Nachträgliche Bestimmung von Spundbohlenlängen mit dem Parallel-Seismik-Verfahren

Ernst Niederleithinger, Matthias Fritsche

1 Einführung

Spundwände sind Standardelemente zur Böschungssicherung an Wasserstraßen. Sie verrichten in den allermeisten Fällen über Jahrzehnte problemlos ihre Dienste. Aufsichts- und Genehmigungsbehörden für Baumaßnahmen im Uferbereich sind die Wasser- und Schifffahrtsämter. In Berlin ergab sich zu Teilungszeiten die Sondersituation, dass Bauausführungen an den Wasserstraßen auch im Westteil der Stadt treuhändlerisch durch die DDR unternommen wurden. Seit der Wende sind nun in Einzelfällen Bauakten nicht oder nur schwer auffindbar. Sind nun auch beim Grundstückeigner z. B. nach mehrmaligem Besitzwechsel keine zuverlässigen Unterlagen mehr vorhanden, müssen gegebenenfalls neue statische Nachweise erbracht werden. Dies gilt insbesondere bei Nutzungsänderungen, wenn zusätzliche Lasten auf die Spundwände wirken. Für die Nachweise sind zuverlässige Längenangaben notwendig.

Das Ziehen einzelner Bohlen ist aufwändig oder gar unmöglich und erlaubt auch nur eingeschränkt Rückschlüsse auf die Längen der übrigen Elemente. Daher sind zerstörungsfreie Messverfahren zur Bestimmung der Bohlenlänge an einer möglichst großen Messstellenanzahl wünschenswert. Es gibt aber bisher nur wenig publizierte Berichte über die Eignung einzelner Messverfahren oder Methodenkombinationen [1] [2].

Das Ingenieurbüro faust & fritsche aus Berlin wurde in mehreren Fällen beauftragt, an Schiffsanlegern für statische Nachweise Spundbohlenlängen zu bestimmen. Diese Arbeiten wurden gemeinsam mit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung durchgeführt.

2 Messmethoden

Für die zerstörungsfreie Untersuchung von Fundamentpfählen gibt es seit mehreren Jahrzehnten eine Reihe von Messverfahren. Sie haben sich in der Praxis vor allem bei der Qualitätssicherung von neuen Pfählen bewährt. Für ihren Einsatz in Deutschland gibt es Empfehlungen der DGGT [3]. Zur Untersuchung anderer Fundament – und Gründungstypen, sowie von alten Fundamenten z. B. im Rahmen von Wiedernutzungsprojekten liegen inzwischen ebenfalls zahlreiche Erfahrungen vor [4] [5] [6].

Für die vorliegende Fragestellung wurde aufgrund der einfachen Anwendung und Kostenvorteilen zunächst die Low-Strain-Pfahlintegritätsprüfung angewendet. Da die Ergebnisse nicht in allen Fällen eindeutig zu interpretieren waren und zudem eine unabhängige Bestätigung und Kalibrierung erfolgen sollte, sollte punktuell zusätzlich ein bohrlochgestütztes Verfahren eingesetzt werden. Hierfür wurde das Parallel-Seismik-Verfahren ausgewählt. Mögliche Alternativen sind weiter unten beschrieben

2.1 Pfahlintegritätsprüfung

Zweck der Prüfungen ist der Nachweis von Länge und Integrität von Gründungspfählen. Mit dem „Low-Strain“ Verfahren kann nicht die Tragfähigkeit nachgewiesen werden, aber Fehlstellen in der Pfahlbeschaffenheit, sowie eine zu geringe Länge oder mangelhafte Betonqualität können erkannt werden. Im Vergleich zu den Tragfähigkeitsuntersuchungen mit schweren Fallgewichten wird bei diesem Verfahren mit kleinen mechanischen Spannungen („low strain“) gearbeitet. Die Methode ist in der Messpraxis eingeführt und in [3] und [7] ausführlich beschrieben.

Durch einen Hammerschlag auf den Pfahlkopf wird eine Stoßwelle erzeugt, die den Pfahlschaft axial durchläuft und am Pfahlfuß, aber auch an Störstellen reflektiert wird (Abbildung 1). Gemessen werden die zugehörigen Laufzeiten der reflektierten Stoßwellen am Pfahlkopf (Messort) und die Intensitäten der Reflexionen. Aus den Ankunftszeiten der Reflexionen kann über die Wellengeschwindigkeit auf die Tiefe der Störungen geschlossen werden. Die stärkste Reflexion geht meistens vom Pfahlfuß aus.

Die Pfahllänge berechnet sich aus der gemessenen Laufzeit t und der Wellengeschwindigkeit c nach:

$$L = \frac{c \cdot t}{2}$$

Für c sind dabei Erfahrungswerte anzusetzen oder besser eine Kalibrierung durch eine unabhängige Methode durchzuführen. Im vorliegenden Fall wurde konservativ für Stabwellen eine Geschwindigkeit von 5200 m/s angesetzt, was ggf. zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Bohlenlängen führen kann.

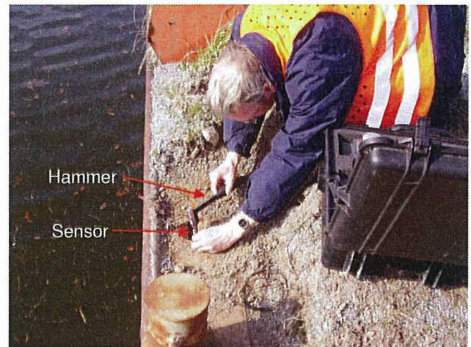
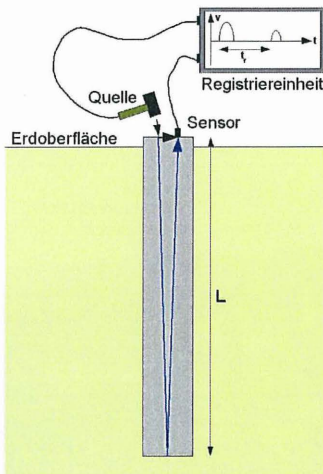


Abbildung 1: Prinzip der Low-Strain Pfahlintegritätsprüfung (links) und Messdurchführung (oben).

Nachteilig bei Messung auf Pfahl- oder Spundwänden ist, dass ein Großteil der Impulsenergie seitlich auf die Nachbarelemente abgestrahlt wird und dass Fußecho oft schwach oder garnicht erkennbar ist. Zusätzlich können z. B. Reflektionen vom seitlichen Wandende das Echo verdecken.

2.2 Parallel-Seismik

Bei der Parallel-Seismik-Messung wird auf dem Pfahlkopf oder am Schaft nahe des Kopfes mittels Hammerschlag ein mechanischer Impuls ausgelöst (Abbildung 2). Die resultierende elastische Welle breitet sich im Pfahl nach unten aus. Dabei wird auch kontinuierlich eine Welle in den umliegenden Boden abgestrahlt. Diese Welle wird von Sensoren in einem naheliegenden Bohrloch registriert. Die Laufzeiten werden in einem Diagramm (Tiefe über Laufzeit) aufgetragen. Die sich dabei zeigenden geraden Laufzeitäste entsprechen über dem Pfahlkopf der Ausbreitung im Pfahl, darunter im Boden, was die verschiedenen Steigungen erklärt. Die Länge des Pfahls kann durch Ermittlung der Knickpunkttiefe oder besser durch interaktive Kurvenanpassung mit Berücksichtigung der Pfahl-Bohrlochgeometrie bestimmt werden [8]. Die Methode wurde bisher meist zur Längenbestimmung von Betonbohrpfählen eingesetzt. Bei der Anwendung und Auswertung wurden dabei in den letzten Jahren kontinuierlich Fortschritte erzielt.

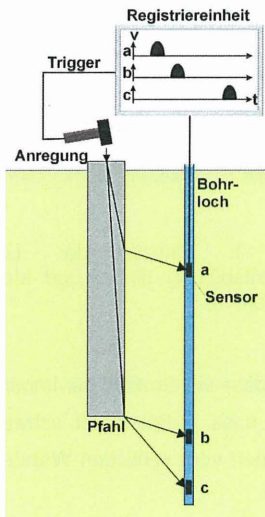


Abbildung 2: Prinzip (links) und Durchführung der Parallel-Seismik-Methode (oben).

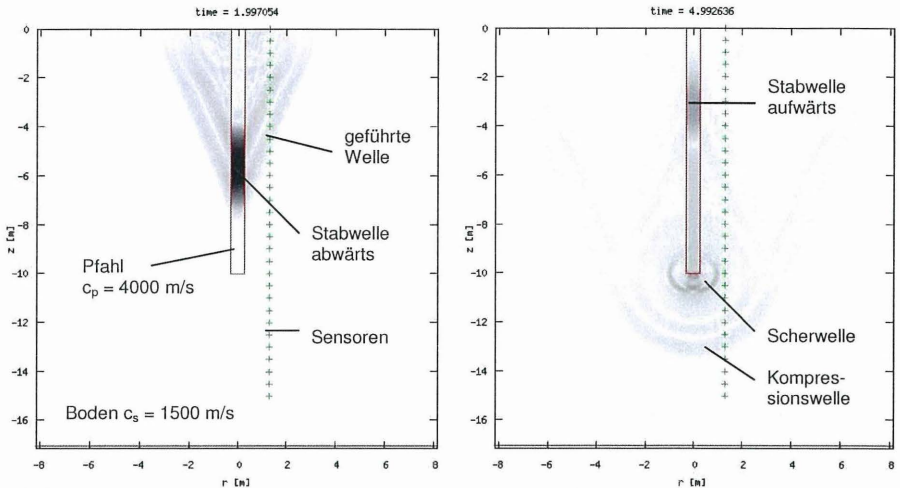


Abbildung 3: Bilder der Wellenausbreitung beim Parallel-Seismik-Verfahren, berechnet für einen 19 m langen Pfahl mit einem Bohrloch in 1 m Abstand. Links: Wellenbild (Amplitudenbetrag) nach ca. 2 ms. Rechts: nach 5 ms.

Mit Simulationsverfahren lassen sich die Mechanismen des Verfahrens aufklären [9]. Abbildung 3 zeigt zwei durch numerische Simulation berechnete „Schnappschüsse“ der Wellenausbreitung. Die nach Impulseinleitung abwärts laufende Stabwelle erzeugt im Boden eine geführte Welle, die an den Bohrlochssensoren mit einer der Wellengeschwindigkeit im Pfahl entsprechenden Scheingeschwindigkeit eintrifft. Trifft die Stabwelle auf den Pfahlfuß, wird die Energie partiell reflektiert, löst dabei aber auch im Boden Kompressions- und Scherwellen aus (rechts in Abbildung 3). Ein typisches Seismogramm (Messschrieb der einzelnen Sensoren) ist in Abbildung 4 dargestellt. Diesem werden die Ersteinsätze (Ankunftszeit der jeweils zuerst eintreffenden Welle) entnommen und ausgewertet. Es wurden in letzter Zeit neue Auswerteverfahren entwickelt, mit denen sich die Pfahllänge deutlich genauer bestimmen lässt, als mit dem klassischen, zu hohe Werte liefernden Knickpunktverfahren [8].

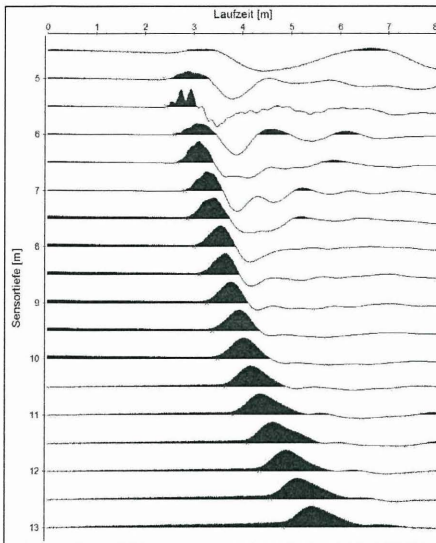


Abbildung 4: Seismogramm einer Parallel-Seismik- Messung an einer Spundwand (Praxisbeispiel 3.2).

Über die Messung an Spundwandbohlen liegen bisher nur vereinzelt Erfahrungsberichte vor [2]. Grundsätzlich problematisch ist das mögliche „Überspringen“ der Signale von einer Bohle auf die Nächste. Das macht sich in den Laufzeitdiagrammen als Sprung bemerkbar und/oder liefert untypische Geschwindigkeiten. Dies kann in der Auswertung je nach Szenario zu Fehlinterpretation der Bohlenlänge führen. Da diese Effekte prinzipbedingt nach derzeitigem Stand der Technik nicht vermieden werden können, ist es bei der Auswertung erforderlich, verschiedene Szenarien zu berücksichtigen und die kleinste ermittelte Bohlenlänge als Ergebnis anzusetzen. Im Praxisbeispiel in Abschnitt 3.2 wird ein derartiger Fall behandelt.

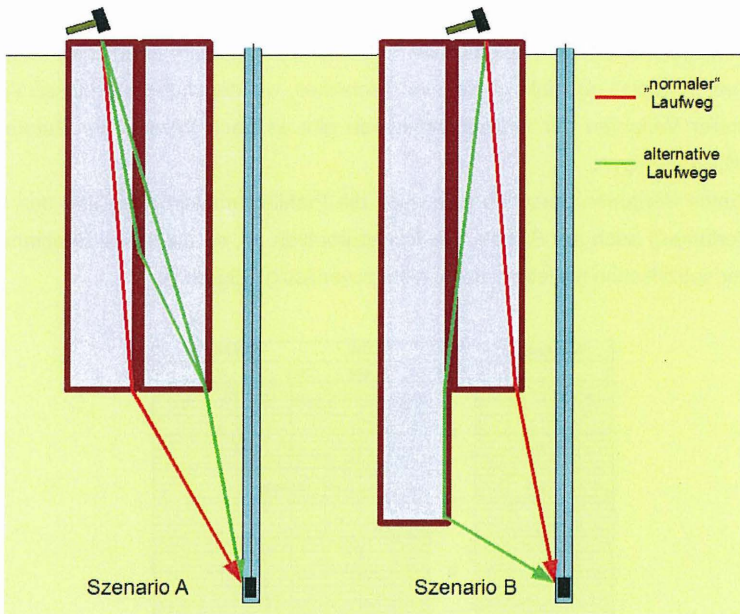


Abbildung 5: Szenarios des Signalübersprungs zwischen Bohlen beim Parallel-Seismik-Verfahren. Der Auswertung wird der „normale“ Laufweg (rot) zugrundegelegt, tatsächlich aber führen die alternativen Laufwege (grün) teilweise zu kürzeren Laufzeiten und verfälschen das Ergebnis.

2.3 Alternativverfahren

Statt des Parallel-Seismik-Verfahrens lassen sich auch andere bohrlochgestützte Messverfahren einsetzen. Da die Spundbohlen beispielsweise hinsichtlich ihrer elektrischen Leitfähigkeit und Magnetisierbarkeit einen hohen Kontrast zum umliegenden Boden ausweisen, können verschiedene Sonden eingesetzt werden.

Jalinoos et al. [1] beschreiben den Einsatz geophysikalischer Bohrlochmesstechnik. An einer Hafenspundwand in Long Beach wurden drei Sonden eingesetzt: Induktions-Leitfähigkeitssonde, Suszeptibilitätssonde und Magnetometer. Lediglich mit Letzterer konnte man in allen Testfällen die Spundwandlänge ermitteln. Zur Genauigkeit wurden keine Angaben gemacht.

Ebenfalls geeignet ist im Prinzip das Bohrlochradar (beschrieben z. B. in [10], [11]). Dieses ist jedoch in bindigen Sedimenten aufgrund der hohen Dämpfung kaum einsetzbar. Zum Einsatz von anderen, prinzipiell ebenfalls geeigneten Techniken, wie dem Mise à la Masse Verfahren oder mehrerer Varianten der Induktionsmethode gibt es nach Wissen der Autoren keine publizierten Erfahrungen.

Alle erwähnten Verfahren sprechen (wie auch die Pfahlintegritätsprüfung und das Parallel-Seismik-Verfahren) auch auf Signale von Nachbarbohlen an, so dass eine Bestimmung der Länge einer spezifischen einzelnen Bohle nicht zuverlässig möglich ist.

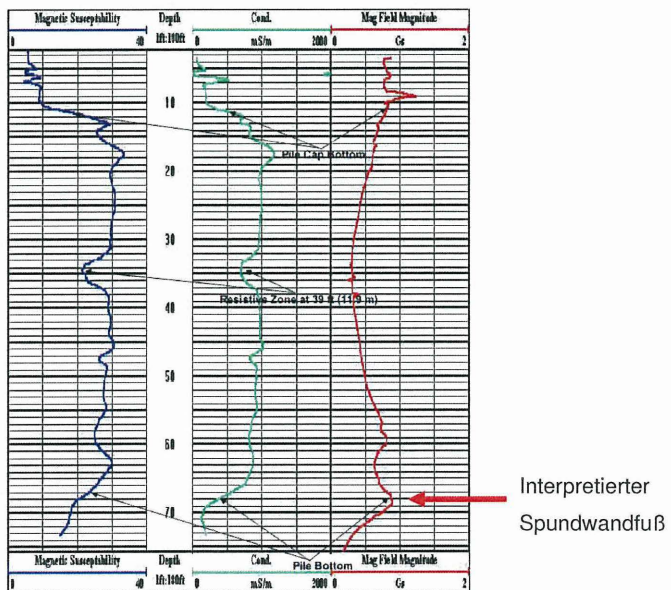


Abbildung 6: Ergebnisse von Bohrlochmessungen mit drei Sensoren an einer Spundwand in Long Beach. Aus [1].

3 Praxisbeispiele

3.1 Schiffsanleger Napoleonkai

Am Napoleonkai in Berlin war ein etwa 260 m langer Spundwandabschnitt zu untersuchen (Abbildung 7, Abbildung 8). Als Messstellen konnten für das Integritätsverfahren lediglich Löcher im Prallbord genutzt werden, da das Prallbord nicht entfernt werden durfte. Fünf Messstellen standen zur Verfügung. Weiterhin wurden 4 Messbrunnen für das Parallel-Seismik-Verfahren mit jeweils 22 m Tiefe im Abstand von 1,0 bis 1,6 m zur Spundwand abgeteuft. Die Spundwand ist offenbar einfach verankert. Verlässliche Angaben zur Länge der Spundbohlen gab es nicht. Ein gestaffelter Einbau (jede zweite Bohle 1 m verkürzt) ist möglich.

Sechs Rammkernsondierungen wurden zur Bodenerkundung abgeteuft. Bis in eine Tiefe von maximal 2,4 m wurden Auffüllungen angetroffen, versetzt mit Beton und Ziegelbruch. Darunter liegen bis in eine Tiefe von 12 m meist mitteldichte Fein- und Mittelsande.

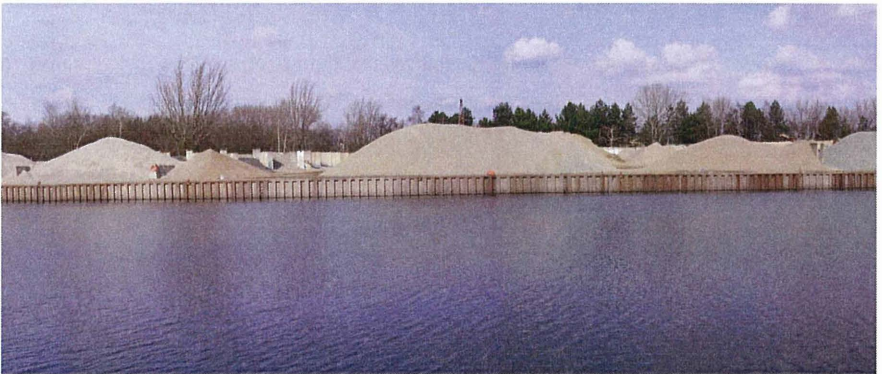


Abbildung 7: Anlegestelle Napoleonkai

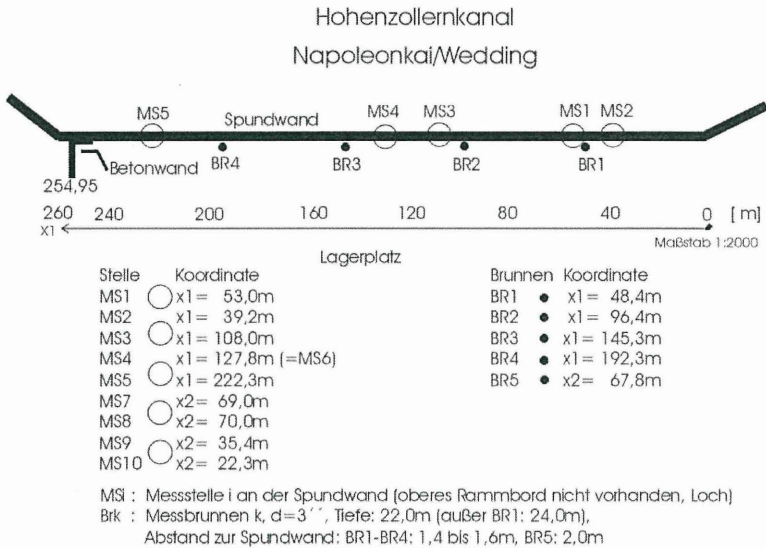


Abbildung 8: Lageplan Napoleonkai

Abbildung 9 zeigt Beispiele für Messergebnisse der Integritätsprüfung am Napoleonkai. In vielen Fällen ist ein Echo von der Spundbohlenunterkante nicht oder nur schwer zu identifizieren (oberes Beispiel). An einigen Positionen ist das Echo aber sehr klar (mittleres Beispiel). Beide Messungen wurden an der gleichen Messstelle auf benachbarten Bohlen erzielt. Das untere Beispiel zeigt ein schwaches, aber deutliches Echo. Die hier ermittelte Bohlenlänge von 6,4 m weist auf den schon vermuteten gestaffelten Einbau hin.

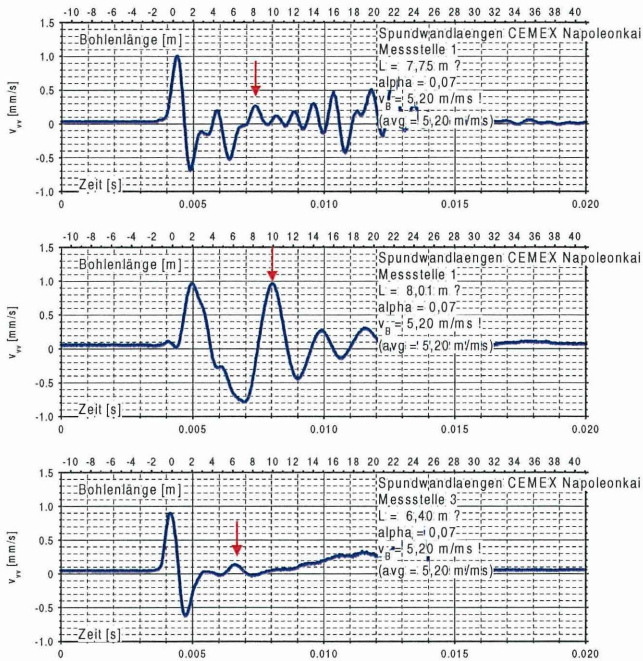


Abbildung 9: Ergebnisse von Integritätsprüfungen am Napoleonkai. Rote Pfeile: Vermutete FußBechos.

Als Mittelwert aus allen verwertbaren Messungen ergab sich aus dem Integritätsverfahren eine Bohlenlänge von 7,25 m mit der Standardabweichung von 0,46 m. Bei Annahme eines gestaffelten Verbaus ergaben sich nach Aufteilung der Ergebnisse auf lange und kurze Bohlen Mittelwerte von 6,83 m und 7,78 m mit Standardabweichungen von jeweils nur noch 0,23 m. Daher lag die Vermutung nahe, dass ein gestaffelter Verbau vorliegt. In diesem Fall durfte für den statischen Nachweis eine Bohlenlänge von 7,8 m für die gesamte Wandlänge angesetzt werden.

Mit dem Parallel-Seismik-Verfahren wurden an vier Messbrunnen neun Messungen durchgeführt. Zwei Messungen (Seismogramme) sind in Abbildung 10 dargestellt. An Messstelle BR1 (linkes Seismogramm) sind die Einsätze ab ca. 2,5 m Tiefe (Grundwasserspiegel) gut zu erkennen, ebenso wie ihr Abknicken ab etwa 8 m Tiefe. An Messstelle BR4 (rechts) sind die Signale erst ab 5 m Tiefe gut zu erkennen (Ursache wahrscheinlich unzureichende Bohrlochhinterfüllung). Daher ist hier die Auswertung erschwert. Da der Knick in den Laufzeitkurven aber jeweils klar zu erkennen ist, können trotzdem Tiefenangaben gemacht werden.

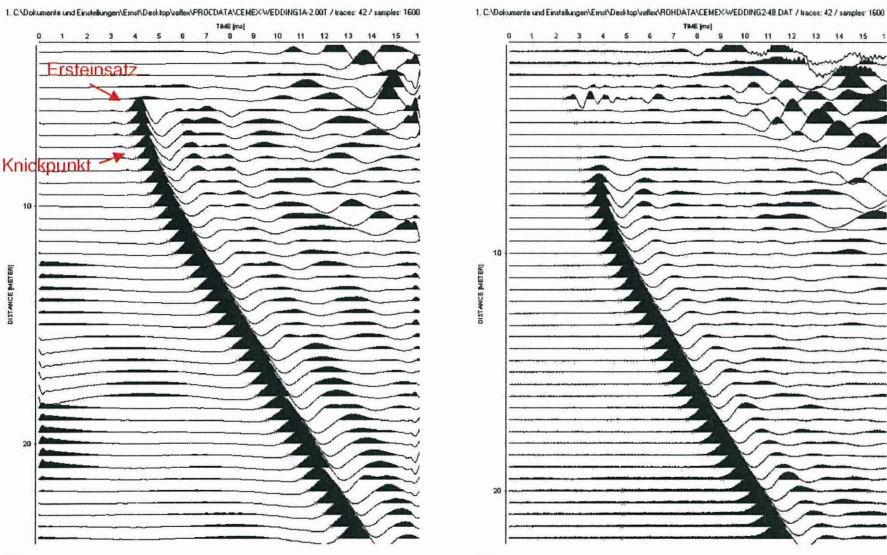


Abbildung 10: Messdaten Parallel-Seismik Napoleonkai (Seismogramme), Messstellen BR1 (links) und BR4 (rechts). Vertikal Sensortiefe in m, horizontal Impulslaufzeit in ms.

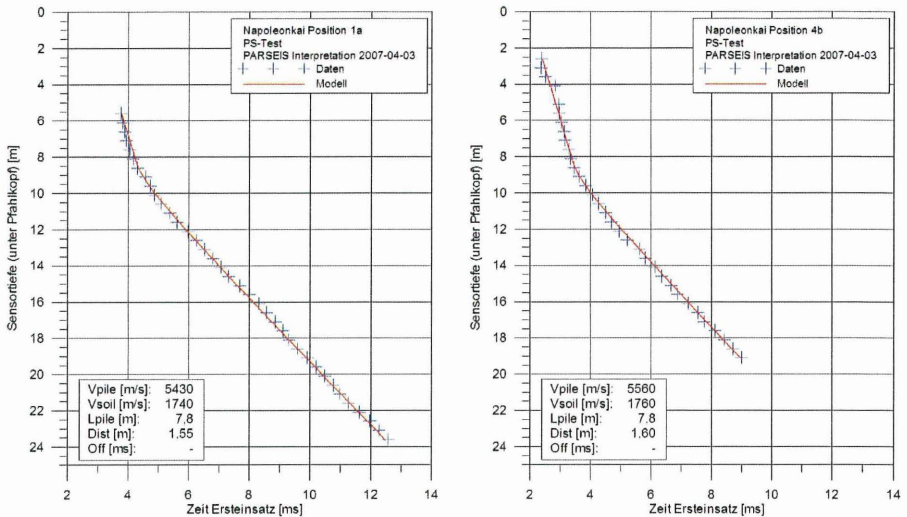


Abbildung 11: Auswertung der Daten aus Abbildung 10 durch Modellkurvenanpassung.

Mit dem Parallel-Seismik-Verfahren ergaben sich an der vier Messstellen Spundbohlenlängen von 7,1 m bis 7,8 m (Mittelwert 7,5 m, Standardabweichung 0,3 m). Dies stimmt mit den Ergebnissen der Integritätsprüfung gut überein.

3.2 Bootshandel hollandboot

Für die Aufstellung eines Mobilkranes zum Ein- und Aussetzen auch größerer Sportboote am Teltowkanal im Süden Berlins war ein Standsicherheitsnachweis gefordert. Auch hier gab es nur Vermutungen („etwa 10 m“) über die Einbindetiefe der existierenden Spundwand.

Am östlichen Teil der Spundwand (Vordergrund von Abbildung 12 links) wurden sowohl Messungen mit gut interpretierbaren Ergebnissen wie auch mit multiplen Reflexionen aufgezeichnet. Im wesentlichen ließen sich zwei dominierende Längen auswerten, die z. T. auch als Doppelreflexion (letztes Signal in Bild B, Erregung im Schlossbereich) auftraten. Wir konnten daher auch hier wieder von einem gestaffelten Verbau ausgehen. Die Messungen wurden für alle 50 Bohlen des östlichen Teils ausgewertet, so dass eine ausreichende statistische Basis vorlag, ohne die eine verlässliche Aussage unmöglich wird. Alle Messungen

ohne Vorwissen ergaben eine Spundbohlenlänge von $8,89\text{ m} \pm 0,50\text{ m}$. Unter Annahme von gestaffeltem Verbau ergaben sich $8,59 \pm 0,24\text{ m}$ und $9,54\text{ m} \pm 0,22\text{ m}$.

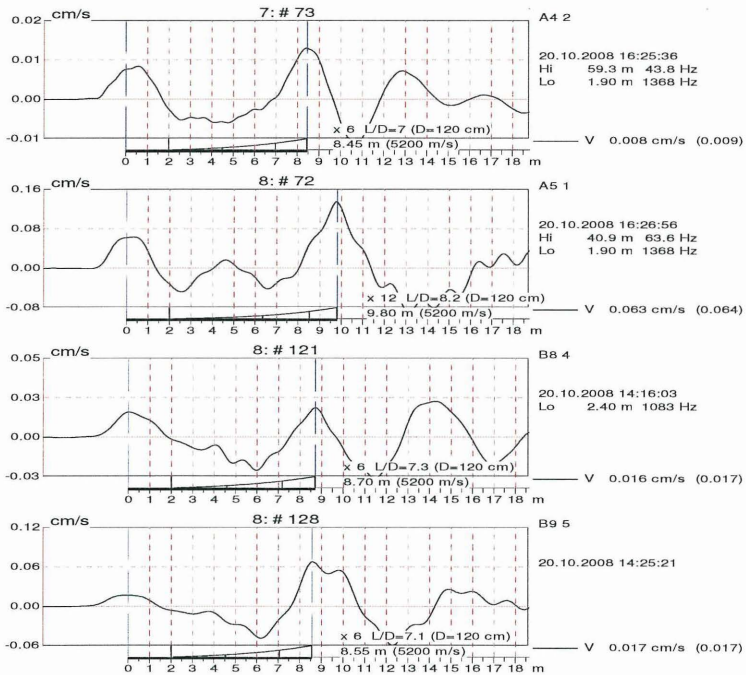


Abbildung 12: Beispiele für Integritätsmessungen im östlichen Bereich des Bootshandels hollandboot, unten mit Doppelreflexion als Indikation für gestaffelten Verbau.

Als schwierig erweist sich immer wieder die optimale, reproduzierbare Einleitung des Stoßimpulses. Hier sind weitere Untersuchungen erforderlich. Impulsgeschwindigkeit und -richtung, Hammermasse und Kalottensteifigkeit, die Impulsrichtung und insbesondere der Ort der Anregung beeinflussen das Ergebnis noch sehr viel stärker als bei der Prüfung von Ortbetonpfählen. Die besten Ergebnisse wurden bisher an Bohlen mit verschweißten Querversteifungen am Kopf erzielt.

Im westlichen Teil war die Bodenplatte des Lagerplatzes direkt bis an die Spundwand betoniert (Abbildung 12 rechts). Hier wurden mit der Pfahlintegritätsprüfung keine verwertbaren Ergebnisse erzielt. Das Parallel-Seismik-Verfahren lieferte jedoch brauchbare Ergebnisse. Die Spundbohlenlänge wurde nach konventioneller Auswertung mit $9,5 \pm 0,3$ m angegeben.



Abbildung 13: Links: Spundwand am Bootshandel hollandboot am Ufer des Berliner Teltowkanals. Oben: Situation an der Parallel-Seismik Messstelle B2.

Einige Laufzeitkurven weisen kleinere Sprünge auf. Da dies durch den Übergang der Wellen zu benachbarten Bohlen verursacht sein kann und das Messergebnis hiervon nicht unerheblich beeinflusst sein könnte (vergl. Abschnitt 2.2, Abbildung 5), wurden die Daten nachträglich einer detaillierteren Auswertung unterzogen. Für die Situation am Bohrloch B2 (s. Abbildung 14 links) ist diese unten dargestellt.

Zunächst wurden die Laufzeitkurven auf Sprünge untersucht und – zusätzlich zur Auswertung des kompletten Datensatzes – Modelle für den unteren, ungestörten Teil berechnet. Dies führt für den in Abbildung 14 rechts dargestellten Fall zu einer besseren Datenanpassung und zu deutlich plausibleren Werten vor allem für die Wellengeschwindigkeit im Stahl (5200 statt 4260 m/s). Da nicht mit absoluter Sicherheit festgestellt werden kann, von welcher Bohle aus

das Signal die Sensoren erreicht, wurde der Auswertung versuchsweise alternativ der Abstand zur Nachbarbohle zugrunde gelegt (1,0 statt 0,6 m). Zusätzlich wurden Datensätze, bei denen auf der Nachbarbohle angeregt wurde, in gleicher Weise ausgewertet, so dass letztendlich 8 Varianten in die Bewertung einbezogen werden können.

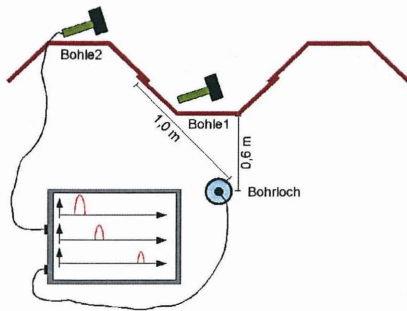
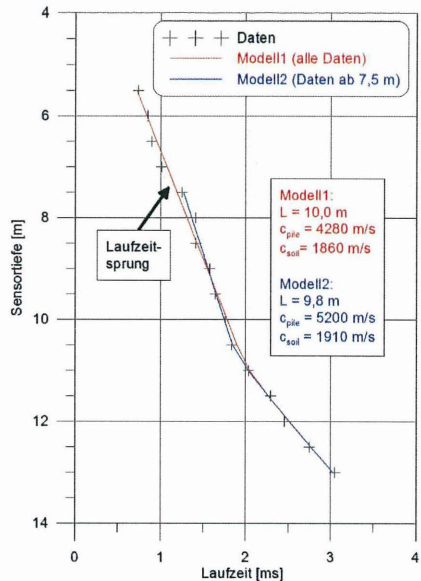


Abbildung 14: Oben: Lageskizze Bohrung 2 bei hollandboot. Laufzeitdiagramm für Bohle 1 mit Anzeichen von Impulsübersprung Bohle-Bohle. Auswertung des vollen und des reduzierten Datensatzes.



Die Ergebnisse der unterschiedlichen Betrachtungen sind in Abbildung 15 zusammengestellt. Die Werte für die Spundbohlenlänge schwanken zwischen knapp 9,4 und gut 10 m mit einem Mittelwert von etwas über 9,6 m. Da keine Möglichkeit zur Verifizierung eines bestimmten Szenarios bestand, wird sicherheitshalber der kleinste ermittelte Wert (9,4 m) zur weiteren Verwendung empfohlen.

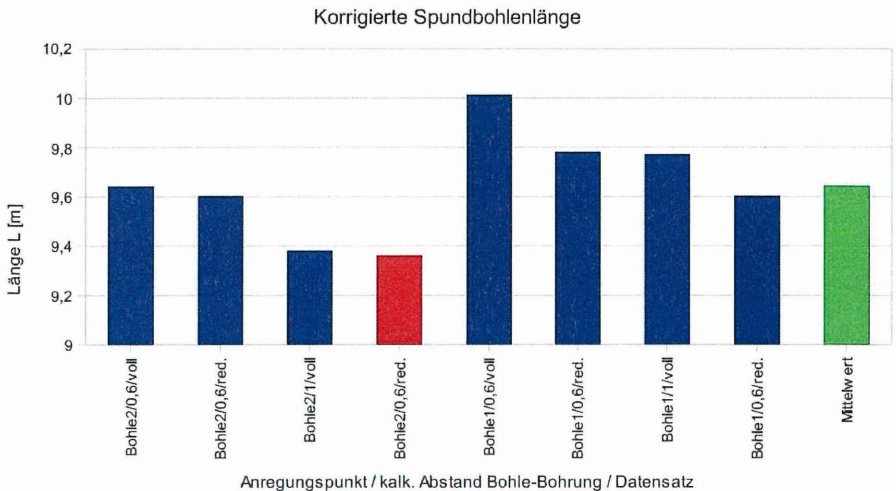


Abbildung 15: Aus verschiedenen Varianten berechnete Spundbohlenlängen an Bohrung B2

4 Zusammenfassung

Für die nachträgliche zerstörungsfreie Bestimmung der Länge von Spundbohlen wurden mehrere Messverfahren vorgestellt. Zwei Methoden, die der Pfahlintegritätsprüfung und das Parallel-Seismik-Verfahren, wurden näher beleuchtet und in zwei Praxisfällen getestet.

Die Pfahlintegritätsprüfung ist aufgrund des Signalübersprungs zu anderen Bohlen und anderen Geometrieeffekten nicht in der Lage, an einer bestimmten Einzelbohle zuverlässig Werte für die Bohlenlänge zu liefern. Zumindest in den vorgestellten Praxisbeispielen ließen sich, da Schätzwerte für die Länge vorlagen und ein Abgleich mit einem zweiten Messverfahren möglich war, statistische Aussagen machen. Zudem ergeben sich Indikationen für einen gestaffelten Verbau.

Die Parallel-Seismik-Methode ist meist in der Lage deutlich genauere Längenangaben zu machen, da sie nicht auf Kalibrierung durch andere Verfahren angewiesen ist. Auch hier ist ein Signalübersprung auf Nachbarbohlen möglich, was bei der Auswertung zu berücksichtigen ist. Bei gestaffeltem Verbau wird unter Umständen stets die Einbindetiefe der längeren Bohlen bestimmt. Da der Einsatz der Methode aus Kostengründen nur an einzelnen,

wenigen Punkten innerhalb eines Projektes erfolgt ist eine Kombination mit der Pfahlintegritätsprüfung sinnvoll.

Die Prüfung, ob einzelne Bohlen innerhalb des Verbaus abweichende Längen aufweisen oder Schlosssprengungen vorliegen, ist mit den vorgestellten Verfahren nicht möglich. Hier besteht Entwicklungsbedarf.

5 Danksagung

Die Autoren danken den Firmen CEMEX und Holland-Boot für die Möglichkeit zur Publikation der Ergebnisse.

6 Literatur

- [1] Jalinoos, F., Gibson, A., Diehl, J., Hadfield, P., Gordon, G.: Determination of unknown length of sheet piles using three different geophysical logging tools. Proceedings of Highway Geophysics, 2006. St. Louis.
- [2] Niederleithinger, E., & Fritsche, M., 2008: Nachträgliche Bestimmung der Länge von Spundbohlen an Schiffsanlegern. Bauwerksdiagnose 2008, Berlin. <http://www.ndt.net/article/bau-zfp2008/Inhalt/p19.pdf>
- [3] DGGTT AK 2.1: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle). Ernst& Sohn, Berlin, 2007.
- [4] Klingmüller, O.: Pfahlintegritätsprüfung - Sicherheit für Alt- und Neubauten. Bauwerksdiagnose 2006, Berlin, <http://www.ndt.net/article/bau-zfp2006/v10.pdf>
- [5] Butcher, T. & Powell, J., 2006: Re-use of foundations – a best practise handbook. BRE Press, Watford, UK.
- [6] Niederleithinger, E., Taffe, A., Klingmüller, O., & Katzenbach, Rolf: Zerstörungsfreie Untersuchung von Gründungselementen im Rahmen von Wiedernutzungsprojekten. *geotechnik*, Jg.: 29 (2007), Nr.3, p. 146-157.
- [7] Turner, M. J: Integrity testing in piling practice. Ciria Report 144, London, 1997.

- [8] Niederleithinger, E., Taffe, A., & Fechner, T.: Improved Parallel Seismic Technique for Foundation Assessment. Proceedings of SAGEEP 2005, Atlanta, USA.
- [9] Niederleithinger, E., 2006: Numerical Simulation of Non-Destructive Foundation Pile Tests. Proceedings of ECNDT 2006, Berlin, Germany.
- [10] Olson, L. D, Jalinoos, F., Aouad, M. F., 1998, Determination of Unknown Subsurface Bridge Foundations: NCHRP 21-5 Interim Report Summary, Federal Highway Administration. Geotechnical Engineering. Notebook Issuance GT-16.
- [11] Niederleithinger, E., 2009: The BAM Site for Non-Destructive Testing Methods (NDT) in Civil Engineering. Proceedings of ICREE, Orlando, USA.

Kontaktadressen:

ORR Dipl.-Geophys. Enst Niederleithinger
BAM Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Fachgruppe VIII.2
Unter den Eichen 87
12205 Berlin

Dr. Matthias Fritsche
iff - ingenieurbüro faust & fritsche
Otto-von-Wollank-Straße 3
14089 Berlin

Integritätsprüfung von 5.000 Pfählen – ein Sonderproblem

Klingmüller, Dr.-Ing. Oswald,
Mayer, Dipl.-Ing. Christian,
GSP mbH, Mannheim

Zusammenfassung:

Für die Erweiterung einer bestehenden Eisenbahnstrecke um zwei Spuren für Hochgeschwindigkeitszüge muss der Bahndamm verbreitert werden. Der Bahndamm verläuft in mehreren Abschnitten durch Moor- und Torfgebiete. Während der bestehende Bahndamm direkt auf die Weichschichten aufgeschüttet wurde, muss für die Erweiterung für die Hochgeschwindigkeitsbahn ein stabiler Unterbau mit sehr geringen Setzungen erstellt werden. Für diesen Unterbau wird ein geotextilbewehrter Bodenkörper auf einem Pfahlrost im engen Raster aufgelagert.

Die Pfähle sollen durch den bestehenden Damm und durch die Moor- und Torf-Weichschichten unterschiedlicher Mächtigkeit in das feste Moränegrundgebirge einbinden.

Das Pfahlraster besteht aus 5 Reihen. Die Pfähle weisen in Trassenrichtung und in Querrichtung jeweils einen Abstand von 2m auf. In den 9 Abschnitten werden insgesamt über 5.000 Pfähle mit $\varnothing 600$ mm und Längen von 9 m bis 14 m eingebracht.

Zur planmäßigen Qualitätssicherung war vorgesehen, bei einer Stichprobe „Low-Strain“-Integritätsprüfungen (Hammerschlagprüfungen, Impact-Echo) durchzuführen. Nachdem bei den ersten Prüfungskampagnen Anzeichen von Impedanzminderungen festgestellt wurden, wurde ein umfangreiches Qualitätssicherungsprogramm durch Kombination der Prüfung aller Pfähle, Freilegen und Kernbohrungen an ausgewählten Pfählen, dynamischen Probelastungen ausgeführt.

Bei der Prüfung einer so großen Anzahl von Pfählen treten gegenüber der Prüfung einer kleinen Stichprobe spezielle Probleme auf, unter anderem die konsistente Beurteilung gemäß der Beurteilungsklassen der EA-Pfähle 2007 sowie die statistische Auswertung der Wellengeschwindigkeiten mit Kalibrierung an Kernbohrungen.

1 EINLEITUNG

Die "Low-Strain"-Integritätsprüfung ist das eingeführte Standardverfahren bei der Qualitätssicherung von Pfählen. Der Anwendungsbereich wird gegenüber dem Status, wie er in (Kirsch/OK [3]) beschrieben wurde, kontinuierlich erweitert.

Die Herausgabe der ersten Empfehlungen in 1984 schuf eine Grundlage für die standardisierte Anwendung.

Mit der Neuausgabe der Empfehlungen in 1998 wurde ein Klassifikationssystem eingeführt [1]. Die Neuausgabe der Empfehlungen (EA-Pfähle 2007) konnte dann auf der Grundlage der 10-jährigen Erfahrung erarbeitet werden.

Nach dieser Neuausgabe werden 5 Klassen definiert:

A1 Der Pfahl ist in Ordnung

A2 Der Pfahl ist in Ordnung

Die Messung zeigt Abweichungen vom idealen Signalverlauf, diese Abweichungen zeigen aber keine Qualitätsminderung an.

A3 Geringe Impedanzabweichung

Ein Teilecho zeigt eine Impedanzminderung (Einschnürung oder Kiesnest) an. Die Größe der Einschnürung kann bei einem deutlichen Pfahlfußreflex abgeschätzt werden. Die Wellengeschwindigkeit weicht höchstens $\pm 5\text{-}10\%$ von dem Mittelwert für die Baustelle ab.

B Starke Impedanzminderung

Ein Teilecho zeigt eine deutliche Impedanzminderung (Einschnürung oder Kiesnest) an. Die Größe der Einschnürung kann bei einem deutlichen Pfahlfußreflex abgeschätzt werden. Die Wellengeschwindigkeit weicht mehr als 10% von dem Mittelwert für die Baustelle ab.

0 Die Messung ist nicht auswertbar.

Für den Wortlaut der Klassenbeschreibung wird auf die EA-Pfähle verwiesen.

Die Empfehlungen für „Low-Strain“-Integritätsprüfungen, Abschnitt 12.2 in der EA-Pfähle, beschreiben auch die Bedingungen der Prüfung, Messgeräte, Durchführung und die Anforderungen an die Qualifikation des Messpersonals.

Bei einem Ringversuch auf dem Testfeld der Bundesanstalt für Materialforschung- und Prüfung in Horstwalde wurden von 14 verschiedenen Testern aus Deutschland und Österreich mit verschiedenen Messgeräten dieselben Ergebnisse erzielt [4].

In folgendem Beitrag wird die Anwendung der „Low-Strain“-Integritätsprüfung bei einer Großbaustelle mit einer sehr großen Anzahl von Pfählen beschrieben.

2 ABLAUF DER INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN

In einigen Projekten wird trotz gegenteiliger Erfahrungen und Empfehlungen davon ausgegangen, dass die Durchführung der „Low-Strain“-Integritätsprüfungen nur den Bauablauf behindert und deswegen besser vermieden werden soll.

In solchen Projekten wird die Integritätsprüfung nicht eingeplant, sondern erst nach einer Direktive des Bauherrn notgedrungen veranlasst.

Dann wird auch bei einer umfangreichen Pfahlgründungsmaßnahme eine kleine Stichprobe für die Prüfung vorgesehen.

Wenn dann das Ergebnis nicht zu einer eindeutigen Pfahlfreigabe führt, kann die Bewertung der Messungen durch die beteiligten Stellen eine längere Zeit dauern, insbesondere dann wenn die Bewertung der Messungen Maßnahmen zur Klärung der Aussagen der Integritätsprüfung im Hinblick auf die Pfahlbeschaffenheit erfordert.

Als Schlussfolgerung kann vom Bauherrn auch die schrittweise Erhöhung des Prüfungsumfangs gefordert werden.

Die Entwicklung der Anzahl der Pfahlprüfungen im Projekt zeigt, dass hier nahezu zwölf Monate lang nur kleine Stichproben geprüft wurden und dann zum Ende des Projektes die Entscheidung zur Prüfung aller Pfähle getroffen wurde.

Ein besonderes Problem ergab sich auch dadurch, dass wegen der speziellen Bodenbedingungen verschiedene Möglichkeiten der Pfahlherstellung untersucht werden mussten.

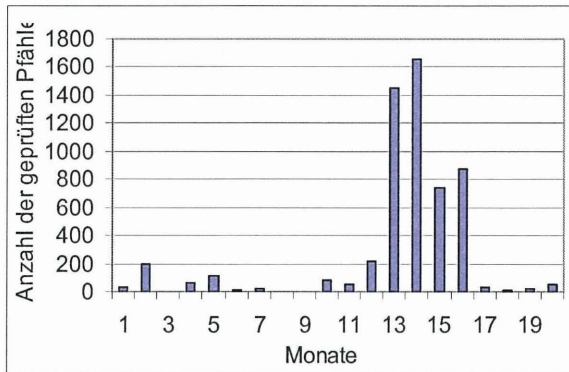


Bild 1: Ablauf der Pfahlprüfungen

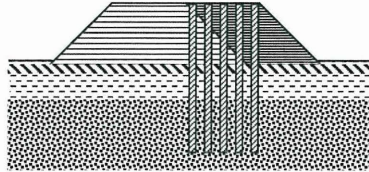
Im Zuge der Bewertung der Prüfungsergebnisse wurde auch ein zweiter Prüfer eingeschaltet, aber weder hat er bei der Nachprüfung ein anderes Ergebnis erzielt noch konnte er die Prüfung zu geringeren Kosten anbieten.

3 SPEZIELLE BEDINGUNGEN IM BODENAUFBAU DER DAMMVERBREITERUNG

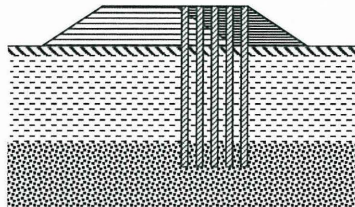
Die Pfähle sollen durch die neue Dammschüttung und den teilweise darunterliegenden alten Damm in den anstehenden Boden geführt werden. Der Boden besteht aus einer weichen Torfschicht unbekannter Mächtigkeit über dem festen Grundgebirge, in welches die Pfähle einbinden sollen.

Im alten Damm gibt es diverse Hindernisse von alten Mastfundamenten oder ähnlichem. Der Bodenaufbau für zwei verschiedene Querschnitte ist schematisch im Bild 2 dargestellt.

Querschnitt 1



Querschnitt 2



Alter Damm



Neuer Damm



Auffüllung



Torf



Festes Grundgebirge



Bild 2: Bodenaufbau

4 ERGEBNIS DER INTEGRITÄTSPRÜFUNGEN

4.1 Beispiele für Messungen

Aufgrund der besonderen Bodenbedingungen wurden Schwierigkeiten bei der Pfahlherstellung erwartet. Das Qualitätssicherungskonzept sah vor, dass nicht nur "Low-

Strain"-Integritätsprüfungen durchgeführt werden, sondern auch einige Pfähle ausgegraben bzw. gezogen werden. Für das Ziehen wurden die betreffenden Pfähle durch einen 50 mm Gewindestab besonders bewehrt, während die anderen Pfähle unbewehrt hergestellt wurden.

Ein Beispiel für einen ausgegrabenen Pfahl zeigt Bild 3. Der Pfahl mit der planmäßigen Länge von 6,7 m war bei 4,5 m gerissen. Dementsprechend ist der Wellendurchgang in dieser Tiefe unterbrochen, wie anhand der Messung erkannt werden kann.

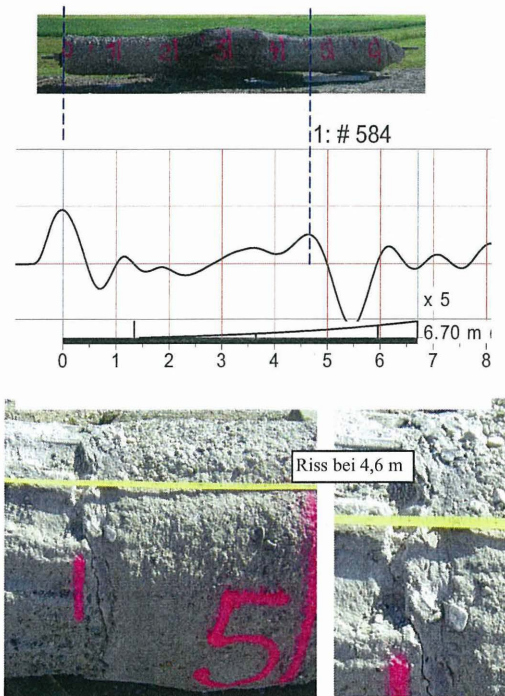


Bild 3: Messsignal und ausgegrabener Pfahl

Die nach dem Ausgraben zu erkennende Verdickung und Verjüngung stellt sich bei der Integritätsprüfung nicht sehr deutlich dar und würde bei einer standardmäßigen Bewertung des eingegrabenen Pfahls nicht besonders betrachtet werden.

Da der Riss den Pfahl horizontal durchläuft und die beiden Schnittufer direkt aufeinander liegen, wäre eigentlich die Möglichkeit für vertikale Lastabtragung nicht eingeschränkt.

Bei einem anderen Pfahl war die Herstellung der homogenen vollständigen Betonsäule offensichtlich durch irgendeinen Wassertransport beeinflusst. Eine solche Fehlstelle bildet sich im Integritätssignal nicht ab (siehe Bild 4). Die Integritätsprüfung zeigt zwar Abweichungen von einem idealen Signalverlauf, aus diesen lässt sich aber nicht auf die durch das Freilegen festgestellte Pfahlform schließen.

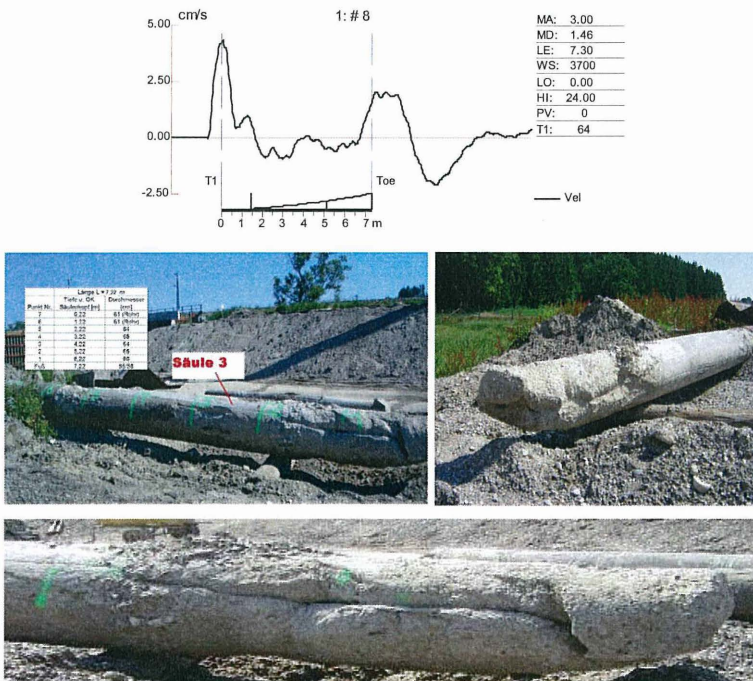


Bild 4: Oben: Messsignal, Unten: Bilder des ausgegrabenen Pfahls

Lediglich die Impedanzminderung die sich unterhalb des 1 m langen Hüllrohres ergibt, kann durch die Messung nachvollzogen werden.

Durch diese Vergleiche wurden für die Beteiligten die Aussagemöglichkeit der Integritätsprüfung veranschaulicht, so dass die „Low-Strain“-Integritätsprüfung als Qualitätssicherung mit Verwendung des Klassifikationssystems der EA-Pfähle ausgeführt werden konnte ohne dass damit falsche Vorstellungen bezüglich der Genauigkeit der Aussage im Hinblick auf die individuellen Pfahleigenschaften verbunden wurden.

4.2 Wellengeschwindigkeit

Das Klassifikationssystem der EA-Pfähle von 2007 beinhaltet gegenüber der früheren Klassifikation von 1998 die Bewertung der Wellengeschwindigkeit. Hierfür muss für eine Baustelle ein stabiler Mittelwert der Wellengeschwindigkeit bestimmt werden, auf den dann die Abweichungen bezogen werden können. Weicht die Wellengeschwindigkeit eines speziellen Pfahls zwischen 5 und 10% von diesem Mittelwert ab, kann Klasse A3 vergeben werden; weicht sie mehr als 10% ab, kann Klasse B vergeben werden.

Im Projekt wurde die Wellengeschwindigkeit kontinuierlich neu berechnet.

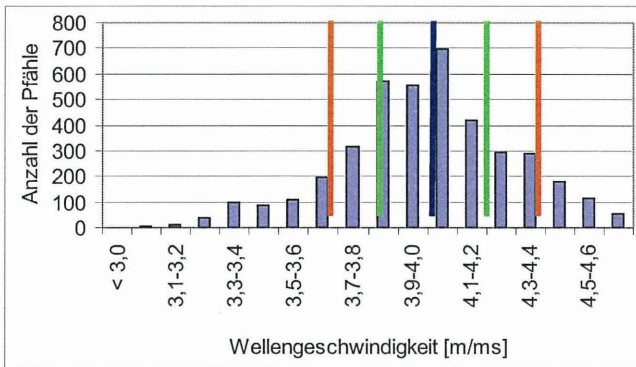


Bild 5: Histogramm der Wellengeschwindigkeiten aller geprüften Pfähle

In Bild 5 markiert die schwarze Linie den Mittelwert von 4.100 m/s, die grünen Linien markieren den zulässigen Bereich 4.100 m/s $\pm$ 5%, die rote Linie die Grenze 4.100 m/s $\pm$ 10%.

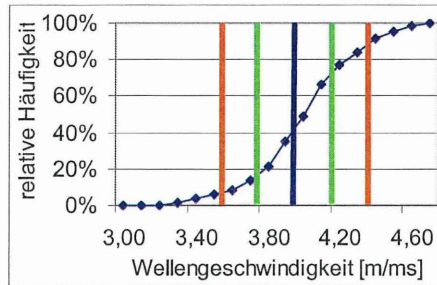


Bild 6: Relative Verteilung der Wellengeschwindigkeiten

Rückwirkend auf alle Pfähle geschlossen, wären aufgrund dieser Auswertung – abgesehen von angezeigten Impedanzänderungen – 20% der Pfähle mit einer Wellengeschwindigkeit zwischen 4.300 und 4.500 m/s in Klasse A3 einzuteilen, 10 % der Pfähle mit einer Wellengeschwindigkeit > 4.500 m/s in Klasse B (vgl. Bild 6).

Im vorliegenden Projekt hatten die Pfähle in den unterschiedlichen Abschnitten sehr unterschiedliches Betonalter während der Prüfung. Wenn eine Wellengeschwindigkeit über 4.500 m/s lag, wurde vorgeschlagen, die Pfahlänge durch eine Kernbohrung zu verifizieren.

Während der Anfangsphase der Prüfungen wurde bei einem Pfahl, für den eine Wellengeschwindigkeit von 4.400 m/s festgestellt worden war, nachgewiesen, dass hier ein höherwertiger Beton eingebaut worden war. Die Kernbohrung konnte die Pfahlänge und die hohe Wellengeschwindigkeit bestätigen.

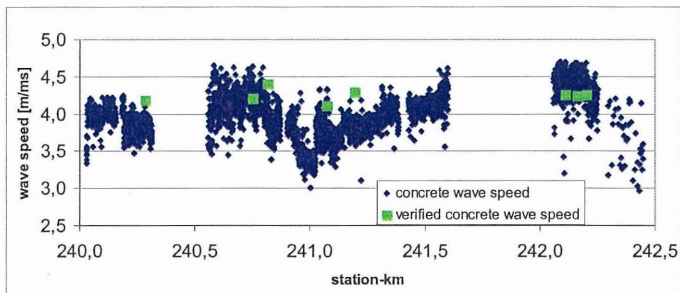


Bild 7: Verteilung der Wellengeschwindigkeit bezogen auf die Bauabschnitte

In der Folge wurden die Wellengeschwindigkeiten differenzierter im Hinblick auf das Alter der Pfähle und die Bauabschnitte ausgewertet. Bild 7 zeigt, dass bei der Vielzahl der Pfähle und der langen Bauzeit erhebliche systematische Abweichungen auftraten, die bei der Bestimmung der Mittelwerte und dann der Abweichungen für einzelne Pfähle berücksichtigt werden müssen.

Zur Überprüfung der ermittelten Wellengeschwindigkeiten wurden weitere Kerne gezogen. Wenn es möglich war, wurden durch Messungen an den Kernen selbst Wellengeschwindigkeiten bestimmt. In Tabelle 1 sind die an den Kernen von Bild 8 bestimmten Wellengeschwindigkeiten zusammengestellt.



Bild 8: Gezogene Kerne Ø 10 cm

Tiefe [m]	0,00	1,69	3,02	3,90	5,18
Länge des Stücks [m]	1,69	0,71	0,88	1,28	0,92
Longitudinalfrequenz [Hz]	1.243	2.934	2.432	1.662	2.355
Wellengeschwindigkeit [m/s]	4.200	4.166	4.280	4.253	4.334

Tabelle 1: Wellengeschwindigkeiten für Kernstücke

Da es mit der Standardmethode nicht möglich war, für die Kerne die Laufzeit einer Welle exakt zu bestimmen, wurde die Grundfrequenz der Longitudinalschwingung bestimmt und hieraus die Laufzeit als Inverse bestimmt.

Aus der Tabelle 1 kann erkannt werden, dass die Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zunimmt. Diese Zunahme der Betonqualität von Pfählen mit der Tiefe wurde auch schon bei Untersuchungen des E-Moduls festgestellt. Die Unterschiede sind allerdings nicht so, dass die Aussagekraft der Integritätsprüfung dadurch eingeschränkt wäre.

4.3 Bestimmung von Querschnittsminderungen mittels PIT-W-profile

Aufgrund der besonderen Bodenverhältnisse konnte bei vielen Pfählen eine Verjüngung in der Tiefe des Übergangs zur festeren Schicht festgestellt werden.

Nach dem Abspitzen der Pfähle, d.h. Vorbereiten der Pfahlköpfe für die Fortführung der Baumaßnahme und gleichermaßen Vorbereiten für die Integritätsprüfung, wurde häufig festgestellt, dass der Durchmesser gegenüber dem planmäßigen Durchmesser vergrößert war. Es war also folgerichtig, die angezeigte Impedanzminderung auf die Impedanz des Pfahlkopfes zu beziehen.

Zur Feststellung, ob das Pfahlprofil unterhalb der Stelle der Minderung den planmäßigen Querschnitt nicht unterschreitet, wurde die Minderung mit der Berechnung des Profils abgeschätzt (siehe Bild 9).

Bei vielen Pfählen war das Überprofil ausreichend, so dass die angezeigte Minderung nicht als Qualitätsmangel angesehen werden musste.

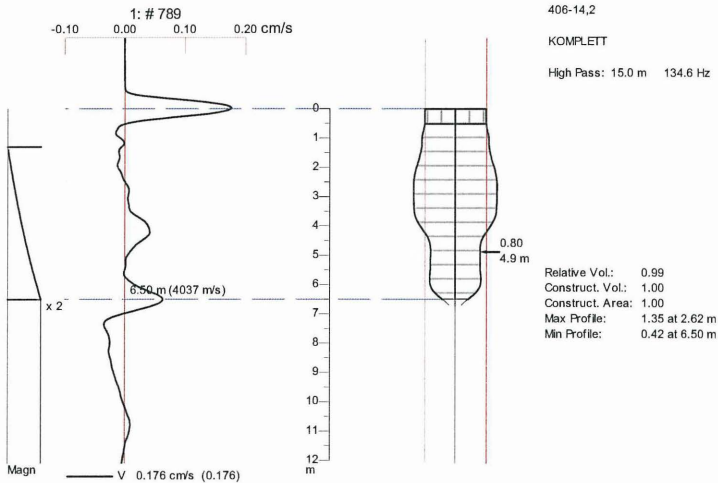


Bild 9: Pfahlprofil

5 SCHLUSSFOLGERUNG

Bei der Integritätsprüfung einer ganz großen Anzahl von Pfählen könnte angenommen werden, dass die Arbeit standardisiert werden kann und einen Rabatt rechtfertigt. Die Erfahrung mit dem beschriebenen Projekt zeigt aber, dass die Prüfung einer großen Pfahlanzahl eigene Probleme mit sich bringt. Erstens muss von Beginn an eine sehr große Sorgfalt auf die Bewertung gelegt werden, da natürlich für die 4.500ste Prüfung dieselben Maßstäbe anzulegen sind, wie für die 5. Außerdem zeigt sich, dass die Variabilität der Wellengeschwindigkeit systematische Abweichungen mit sich bringt, die bei der Bestimmung eines Bezugswertes für die Beurteilung nach EA-Pfähle jeweils eine differenzierte statistische Analyse verlangen.

Wird im beschriebenen Projekt die Anzahl der Pfähle in den verschiedenen Klassen den Bauabschnitten zugeordnet, so kann erkannt werden, dass im Projektfortschritt die Anzahl der in die Klassen A3 und B eingeteilten Pfähle geringer wurde. Die Integritätsprüfung hat also auch bei diesem Projekt zu einer Gesamtverbesserung der Pfahlgründung geführt.

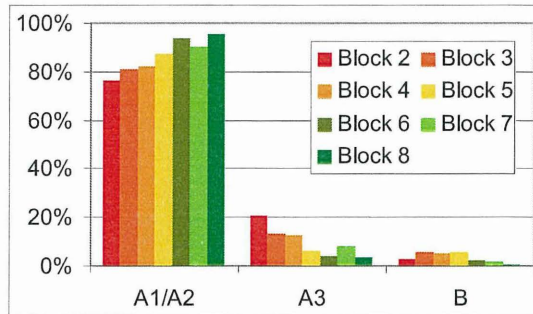


Bild 10: Klassenzuteilung in den Bauabschnitten

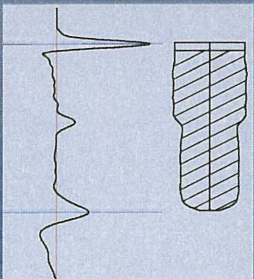
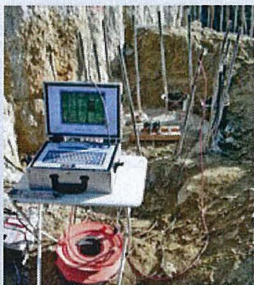
LITERATUR

- [1] : Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-Pfähle, Ernst & Sohn, Berlin 2007
- [2] : PIT-W-manual, PDI Cleveland Ohio USA
- [3] : Kirsch, F.; Klingmüller, O. :“Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Bautechnik 80, Heft 9, 2003
- [4] : “Ringversuch am Prüfungsstandort Horstwalde”, geotechnik 2007/2, S. 78

Kontaktadresse:

Dr.-Ing. O. Klingmüller, Dipl.-Ing. C. Mayer
GSP mbH
Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen
und dynamische Prüfmethode mbH
Steubenstraße 46, 68163 Mannheim

Tel.: 0621 / 33 13 61
Fax: 0621 / 34 35 8
E-Mail: info@gsp-mannheim.de
Internet: www.gsp-mannheim.de



GSP

**Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen
und dynamische Prüfmethode mbH**

- **Dynamische Pfahlprobelbelastungen**
Auswertung nach CASE und CAPWAP
Großbohrpfähle
Bohrpfähle - Kleinbohrpfähle
Ortbetonrammpfähle
Rammpfähle
- **Dynamische Integritätsprüfungen**
Hammerschlag und Ultraschall
- **Rammbaarkheits - Berechnungen**
Optimierung Pfahl und Hammer
Monopiles für Windenergieanlagen
- Erschütterungsüberwachung von Baustellen nach
DIN 4150, Teil 2 und 3
- Erschütterungsüberwachungen von
empfindlichen Anlagen
- Prognose und Beurteilung von Baulärm
- Beratung bei Sonderproblemen der Baudynamik

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller

von der Industrie- und Handelskammer Rhein-Neckar
öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger
für Schwingungen und Erschütterungen

Repräsentant von Pile Dynamics Inc. im deutschsprachigen Raum

Steubenstraße 46 • 68163 Mannheim
Tel: 0621 / 33 13 61 • Fax: 0621 / 34 35 8

E-Mail: info@gsp-mannheim.de
Internet www.gsp-mannheim.de

Ermittlung von Art und Tiefe unbekannter Gründungselemente

Frank Rausche, GRL Engineers, Inc.

Oswald Klingmüller, GSPmbH

Einleitung

Im Zuge der Inspektion oder Renovierung von bestehenden Bauwerken oder wenn Schäden an einem Bauwerk auftreten, taucht die Frage auf, welche Belastungen die bestehende Gründung übernehmen kann. Bei Fluss-Brücken ist auch wichtig, dass die Gründungen sicher bis unter die erwartete Kolkentiefe reichen. Bei einer Nachbemessung tritt auch der Fall ein, dass nicht einmal der Gründungstyp eines Bauwerkes bekannt ist und aus den Ergebnissen zerstörungsfreier Prüfungsmethoden ermittelt werden muss.

Im Jahre 1987 kam es im US Staat New York während eines schweren Unwetters zum Einsturz einer Interstate I-90 Brücke über den Schoharie Creek. Dabei kamen acht Benutzer des Freeways ums Leben. Seither hat die Federal Highway Administration die Bestimmungen für die Gründungen von Brückenneubauten verschärft und verlangt, dass die Kolsicherheit von existierenden Brücken dokumentiert würde. Es stellte sich aber bald heraus, dass die Methoden zur Ermittlung der Art und Form von Tiefgründungen recht begrenzt sind. Die FHWA (Federal Highway Authority – Bundesautobahnamt) vergab daher einige Forschungsaufträge, die z. B. in NCHRP 1996 (National Cooperative Highway Research Programme) beschrieben werden.

Eine Untersuchung von bestehenden Fundamenten muss i.a. auf eine Reihe verschiedener Methoden zurückgreifen, die von einfachen Rammsondierungen bis zu komplizierten elektronischen Messungen reichen. Einige dieser Methoden sollen in diesem Beitrag beschrieben und ihre Einsatzmöglichkeiten aufgezeigt und abgegrenzt werden. Anwendungsbeispiele sollen dabei die Möglichkeiten dieser Methoden illustrieren.

Vorgehensweise

Wenn der Zustand einer Brücke ermittelt werden soll, dann muss als erstes bestimmt werden, ob es sich um eine Flach- oder Tiefgründung handelt. Das ist nicht immer einfach weil, z.B. bei älteren Brücken, die Baupläne und Bohrerergebnisse nicht mehr oder nur unvollständig existieren und der Brückenunterbau möglicherweise in tiefem Wasser steht. Als erstes werden aber in jedem Fall die relevanten Unterlagen gesucht und überprüft.

Wenn keine Baupläne oder andere klare Angaben über die Gründung der Brücke gefunden werden können, dann wird als erstes eine einfache Sondierung im Flachgründungsbereich vorgenommen. Wird, z. B. eine tragfähige Schicht oder Fels in geringer Tiefe gefunden, dann kann auf eine Flachgründung geschlossen werden. Im Bundesstaat North Carolina wurden z.B. die Sondierungen mit einer Rammsonde mit 12 mm Durchmesser und einem 11 kg Rammgewicht vorgenommen (Bild 1). Wenn diese leichte Rammsonde auf wenig Widerstand in der Nähe der Geländeoberkante auftrifft, kann versucht werden, durch geneigte Sondierungen oder andere Methoden die Unterkante der Pfahlplatte bzw representative Pfähle zu finden. In diesem Fall müssen auch Bohrungen vorgenommen werden, um tragfähige und kolkssichere Bodenschichten zu finden. Die Untersuchung muss dann noch den Typ und die Länge der Pfähle bestimmen, was, weil es nicht sehr viele beweissichernde Verfahren gibt, nicht immer einfach oder möglich ist.

Zur Verfügung stehende Methoden

Bei Beton- und Holzpfählen kommt am häufigsten die Hammerschlag- oder Low Strain Methode in mindestens vier Varianten zum Einsatz. Diese Methode ist besonders beliebt bei der Prüfung von Mastfundamenten (Rausche, 2005), wird aber auch häufig bei der Bestimmung der Kolkssicherheit von Brücken mit Tiefgründungen verwendet. Bei Stahlpfählen ist diese Methode auf ungefähr 10 m lange Pfähle begrenzt. Robinson und Webster (2008) berichten aber auch über einen erfolgreichen Einsatz der Low Strain Methode bei Pfählen aus Stahlträgerprofilen mit etwa 11,5 m Länge. Es gibt die folgenden vier Varianten der Low Strain Methode.

- (a) PEM (Pulse Echo Method), hierbei wird eine axiale Stosswelle im Pfahl mit Hilfe eines leichten Hammers erzeugt und die Geschwindigkeit mit einem auf der Oberfläche oder an der Seite des Pfahles angebrachten Beschleunigungsgebers gemessen. Das ist bei Pfählen unter einem Bauwerk nicht immer einfach und wird durch Reflexionen vom Bauwerk erschwert. Die maximale Pfahllänge hängt von Boden- und Pfahlbeschaffenheit ab und muss i.a. geringer als 25 m oder 30 Pfahldurchmesser, unter sehr günstigen Umständen 50 m oder 60 Pfahldurchmesser, sein.
- (b) TRM (Transient Response Method) misst zusätzlich zur Geschwindigkeit die Kraft des Hammerschlages und wertet die Messergebnisse im Frequenzbereich aus. Die Pfahllänge ist kürzer als bei (a). Der Vorteil der Frequenzanalyse ist, dass in günstigen Fällen, die Frequenz der Fundamentplatte von der Frequenz der Pfähle getrennt werden kann.
- (c) TVM (Two Velocity Method) verlangt, bei Pfählen unter einem Bauwerk, dass wenigstens die Pfahlseite über mindestens 1,5 m freigelegt wird, sodass zwei Beschleunigungsgeber angebracht werden können. Die zweite Messung hilft sowohl bei der Unterscheidung zwischen Reflexionen vom unteren Pfahlteil und vom obenliegenden Bauwerk als auch bei der Festlegung der Wellengeschwindigkeit.
- (d) BWM (Bending Wave Method) unterscheidet sich von PEM dadurch, dass ein horizontaler Schlag am Pfahlkopf ausgeführt wird, der Biegewellen im Pfahl verursacht, von denen erwartet wird, dass sie weniger vom Boden abgeschwächt werden. Gemessen wird in diesem Fall die Bewegung rechtwinklig zur Pfahlachse. Der Nachteil dieser Messung ist, dass Biegewellen dispersiv sind und daher je nach Frequenzanteil verschiedene Wellengeschwindigkeiten haben.

Die zweite Gruppe möglicher Messungen erfordert, dass ein Bohrloch in unmittelbarer Nähe des Pfahles bis unter die zu erwartende Tiefe des Fundamentes oder der Pfähle vorgenommen wird. Es gibt hauptsächlich zwei Verfahren:

- (a) PST (Parallel Seismic Test); das Bohrloch wird mit Wasser gefüllt und ein empfindliches Hydrophon misst dann in verschiedenen Tiefen Druckwellen, die durch einen Hammerschlag am Pfahl verursacht werden und erst durch den Pfahl und dann durch den Boden, Verrohrung und Wasser das Hydrophon erreichen. Je tiefer die Lage des Hydrophons umso länger die Zeit bis zur Ankunft der Druckwelle, die sich am schnellsten durch den Pfahl fortpflanzt. Unter dem Pfahlfuss wird die Wellenankunft deutlich durch die längere Distanz im Boden verzögert.

Die PST Methode kann in einigen Varianten durchgeführt werden, z. B. indem mehrere Hydrophone zu gleicher Zeit im Bohrloch verwendet werden (Super PST) oder indem die Pfahlkopfbewegung gemessen wird, während eine Sonde in den Boden gerammt wird. Anstelle des Hydrophones wurden auch schon Versuche gemacht, bei denen die Stosswelle an der Spitze eines „Seismic Cones“ nahe am Pfahl gemessen wurde.

Da gewöhnlich die Schlagenergie über die Tiefe stark abnimmt, ist je nach Pfahl- und Bodenbeschaffenheit und der Entfernung vom Pfahl zum Hydrophon, die Pfahllänge, die auf diese Weise bestimmt werden kann, auf etwa 15 m begrenzt.

- (b) LITE (Length Inductive Test Equipment) ist das verlässlichste Verfahren zur Ermittlung der Länge von Stahlpählen oder Stahlspundwänden. In diesem Fall wird ein Induktivgeber im trockenen oder mit Wasser gefüllten Bohrloch abgelassen. Der Sensor reagiert auf Metall im Bereich von etwa 450 mm. Die Länge des Stahlpfahles kann daher mit guter Genauigkeit ohne obere Tiefengrenze ermittelt werden, solange es möglich ist, das Bohrloch genügend nahe am Pfahl zu bohren.

Es gibt noch andere Messmöglichkeiten, die aber nur in Ausnahmefällen helfen können. Unter anderem können die folgenden Methoden genannt werden.

- (a) Ultraschall Resonanz (z.B. der Acoustic Concrete Tester, ACT) kann die Stärke und den Zustand von Betonplatten oder -Balken messen, solange die Stärke nicht 900 mm überschreitet.
- (b) Ultraschall Single Hole (SHSL) oder Cross Hole Sonic Logging (CSL) oder die Gamma-Gamma Single Hole Methoden verlangen, dass mindestens ein Bohrloch (oder ein von vorneherein im Pfahl eingebautes Rohr) von 50 mm Durchmesser im

Betonpfahl vorhanden ist. Die Bohrung gibt dabei wahrscheinlich mehr Auskunft als diese zerstörungsfreien Methoden, die hauptsächlich über die Beschaffenheit des Betons Auskunft geben.

- (c) Ground Penetrating Radar (GPR) kann im grobkörnigen Boden gute Auskünfte über in mässigen Tiefen im Boden verborgene Fundamente liefern.



Bild 1: Einsatz einer leichten Rammsonde unter einer Brücke

- (d) Time Domain Reflectometry (TDR) Ist noch im frühen Entwicklungsstadium, ist aber vielversprechend bei Kolküberwachungen. Bei diesem Verfahren wird ein Paar elektrischer Leiter im Beton oder Boden eingebaut. Ein elektrischer Impuls wird reflektiert, wo eine Veränderung der elektrischen Eigenschaften des die Leiter umgebenden Materials eintritt (Yu et al. 2005). Die Zeit zwischen Impuls und Reflexion ergibt die Entfernung zum Materialwechsel (z.B. die Grenze zwischen Wasser und Boden am Flussbett).
- (e) Geophysikalische Methoden, die seismische Signale im Boden mit Hilfe grosser Gruppen akustischer Geber aufnehmen und mit Hilfe der Tomographie auswerten,

können Aufschluss über Bodendichte und Steifigkeit (und daher auch über die Geometry eines Betonpfahles) als 3-dimensionale Abbildungen geben. Dieses Verfahren ist auch in der Entwicklung und ist auch vielversprechend.

BEISPIELE

1. Brückensetzungen in Ohio

Eine drei-feldrige Brücke, die in Gallia County, Bundesstaat Ohio, im Jahre 1938 gebaut worden war, wies an den zwei Stützen grössere Setzungen auf, während die Widerlager keine bemerkenswerten Schäden aufwiesen. Die „Integral Foundation“ bestand aus Pfählen, die bis zu einem Querträger, auf dem die Brückenplatte ruhte, reichten (Bild 2). Die Ramppfähle waren achteckige, vorgespannte, 406 mm starke Ramppfähle, die, laut Bauplänen, i.a., 13,7 m lang sein sollten. Eine Ausnahme waren die Pfähle unter einem der beiden Widerlager, dessen Pfähle mit 10,7 m Länge angegeben worden waren.

Um die Ursache der Setzungen feststellen und eine vernünftige Sanierungsweise empfehlen zu können, wurde zunächst die Low Strain Messung an allen Pfählen vorgenommen. Dazu wurde ein Beschleunigungsgeber am Pfahl angeschraubt (1 m unter OK Pfahlkopf bei den Widerlagern und 2 m an den Stützen) und ein Hammerschlag auf der Fahrbahn über dem jeweilig geprüften Pfahl aufgebracht (Bild 2). Geschwindigkeits-Zeitkurven von zwei Widerlagerpfählen (oberstes und unterstes Diagramm) und von je zwei Stützenpfählen sind im Bild 3 zu sehen. Sie wurden unter der Annahme einer Wellengeschwindigkeit im Pfahl von 3.650 m/s ausgewertet und zeigen deutlich die Reflexion vom Pfahlfuss oder von einem grösseren Defekt. Einschliesslich der 2 m Pfahllänge über dem Geber ergab die Messung Pfahllängen von 7,9 bis 11,6 m (26 bis 38 ft im Bild 3) an Stelle der geplanten 13,7 m. Die Widerlagerpfähle zeigen deutlich grössere Pfahllängen. Natürlich hängt die Genauigkeit dieser Längenermittlung von der Annahme der Wellengeschwindigkeit ab, die leicht um $\pm 10\%$ variieren kann. In diesem Beispiel war die Auswertung der PEM Kurven (Pulse Echo Methode) relativ einfach, hauptsächlich weil der Hammerschlag oben auf der Fahrbahn aufgebracht werden konnte. In komplizierteren Fällen hätte ein zweiter Beschleunigungsgeber am Pfahl angeschraubt werden können, um die Aussagegenauigkeit zu verbessern.

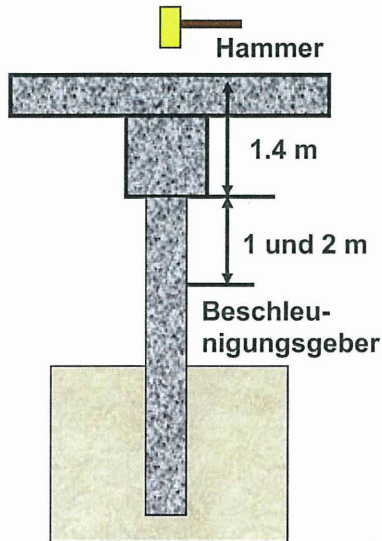


Bild 2: Testanordnung für die Brücke in Ohio

Brückensetzungen in Pennsylvania

Eine Brücke, die vor ungefähr 40 Jahren in Pittsburgh, Pennsylvania gebaut worden war, wies an zwei Hauptlagern grössere Differentialsetzungen (mehr als 50 mm) auf. Die Brücke war auf Stahlpfählen gegründet worden. Das Bodenprofil bestand aus sehr dichtem tonigem Sand und Kiessand über einem Tonstein, der leicht bis stark verwittert war und erst bei 16.5 m (50 ft) höhere Festigkeiten aufwies. Die Bohrungen trafen auch auf armierte Betonreste und andere Metallteile in der Nähe der Geländeoberkante.

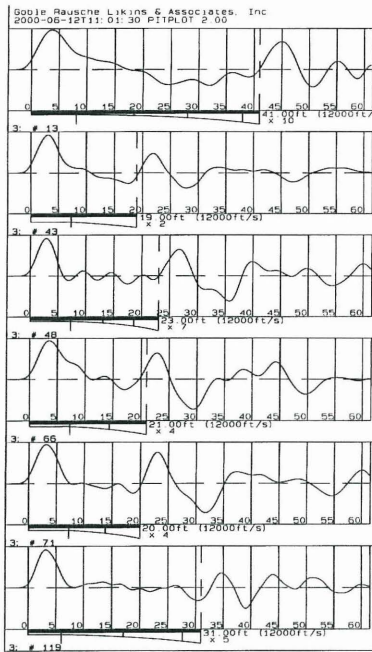


Bild 3: Low Strain Test Ergebnisse der Brückengründung in Ohio

Um die Länge der Stahlpfähle bestimmen zu können (Typ HP 10x42, d.h. 254 mm Seitenlänge und 62 kg/m) wurde eine LITE (Length Inductive Test Equipment) Messung vorgenommen. Dazu wurden zwei Bohrungen mit einem Abstand von 450 mm von der planmäßigen Achse des Vertikalpfahles vorgenommen und mit PVC verrohrt (Bild 4). Die Induktivmessungen zeigten die Präsenz eines elektrischen Leiters bis in eine Tiefe von etwa 13,1 m wo die gemessene Induktivspannung plötzlich auf Null abnahm (Bild 5). Es kann daraus geschlossen werden, dass die Pfähle nur bis in den verwitterten nicht aber in den gesunden Tonstein gerammt worden waren. Ähnliche Messungen an anderen Stützen ergaben noch geringere Eindringungen, allerdings mit einigen Spannungsänderungen des Induktivstroms, woraus auch geschlossen werden könnte, dass diese Pfähle möglicherweise beim Einrammen beschädigt worden waren.



Bild 4: Induktivmessungen in PVC verrohrten Bohrlöchern

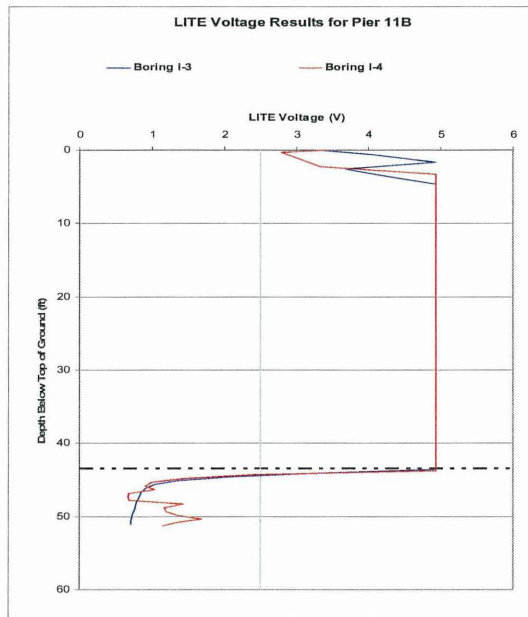


Bild 5: Spannungs-Tiefe Diagramm vom Induktiv Test (LITE).

Brücke Über den Pee-Dee River

In den Jahren 2004 und 2005 beauftragte die Strassenverwaltung des US Bundesstaates North Carolina mehrere Ingenieurbüros, etwa 150 Brücken auf ihre Kolksicherheit hin zu untersuchen. Diese Arbeiten umfassten sowohl eine Überprüfung der verfügbaren Unterlagen als auch den Umständen entsprechende Messungen. Eine dieser Untersuchungen wurde an der etwa 500 m langen, 25-feldrigen Pee-Dee Brücke vorgenommen (Bild 6). Die Brücke ist ungefähr 50 Jahre alt und, da keine Originalunterlagen aufzufinden waren, war es nicht sicher, ob es sich um eine Flach- oder Tiefgründung handelte. Um die Kolksicherheit zu ermitteln, wurde daher zunächst die Wassertiefe und die Tiefe von Oberkante Flachgründung oder Pfahlplatte durch Sondierungen gemessen. Die Strassenbehörde beauftragte auch Taucher, den Zustand der Pfeiler zu dokumentieren. Zur Untersuchung der Bodenverhältnisse sowie für anschliessende PST Messungen wurden dann Bohrungen in der Nähe von den vier Stützenreihen mit grösster Wassertiefe, auf etwa 5 m Tiefe unter Flussbett ausgeführt. Die Bohrlöcher wurden mit 100 mm Durchmesser PVC verrohrt. Die Bohrungen trafen im Bereich von Bent 15 auf weniger als einen halben Meter Sand und dann verwitterten Fels. Es konnte also auf eine Flachgründung geschlossen werden. Die Stärke der Fundamentplatte wurde dann mit der Parellel Seismic Methode (PST) und zusätzlich mit der Pulse Echo Methode (PEM) gemessen.

Bild 7 zeigt die Druck-Zeit-Verläufe, die durch einen Hammerschlag gegen die Stütze verursacht, durch das im PVC Rohr befindliche Hydrophon gemessen wurden. Die Druckwelle wanderte also von der Stütze durch den Boden zum Hydrophon. Das Hydrophon wurde tiefer und tiefer ins Bohrloch abgelassen und dadurch entstanden die Kurven, die die Wellenlaufzeit deutlich zeigen. Die Laufzeiten nehmen deutlich bei 5,8 m Tiefe zu. Dieser Punkt kann als die maximale Tiefe der Unterkante Fundamentplatte interpretiert werden. Die Genauigkeit dieser Tiefenbestimmung hängt nur von der Genauigkeit der Hydrophonposition und dem Abstand des Hydrophons vom Fundament ab.

Zur weiteren Absicherung der PST Ergebnisse wurde auch eine PEM Messung durchgeführt. Dazu wurde am Brückenpfeiler ein keilförmiges Schlagstück angedübelt, um eine möglichst axiale Druckwelle im Pfeiler zu erzeugen zu können. Der

Beschleunigungsgeber wurde ebenfalls in einer gewissen vertikalen Entfernung vom Stosspunkt am Pfeiler angeschraubt (Bild 8). Die Geschwindigkeitskurven, die auf diese Weise gemessen werden, sind nicht nur das Ergebnis der nach unten laufenden Stosswelle und ihrer nach oben laufenden Reflexionen. Der Hammerschlag verursachte auch eine nach oben laufende Druckwelle, die dann teilweise an Querträgern oder am Überbau reflektiert wurden. Ausserdem bringt es die nicht ideale Stosseinleitung mit sich, dass Scher- und Oberflächenwellen, die Interpretation der Geschwindigkeits-Zeitkurven erschweren. Auch in diesem Falle hätte vielleicht ein zweiter Beschleunigungsgeber klarere Ergebnisse liefern können. Auf die Biegewellenmethode wurde allerdings verzichtet, da PEM und PST zusammen schlüssige Ergebnisse lieferten. Im übrigen wird sehr empfohlen, bei diesen komplizierten Verhältnissen die Lage des Stoss- und des Messpunktes zu variieren.

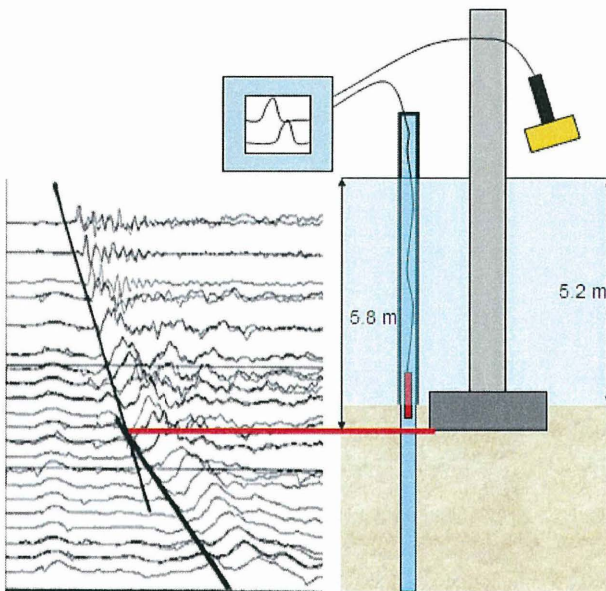


Bild 7: PST Messung am Bent 15 der Pee-Dee Brücke



Bild 6: Ansicht der Pee-Dee River Brücke; Bent 15 ist die zweite Stützenreihe von rechts

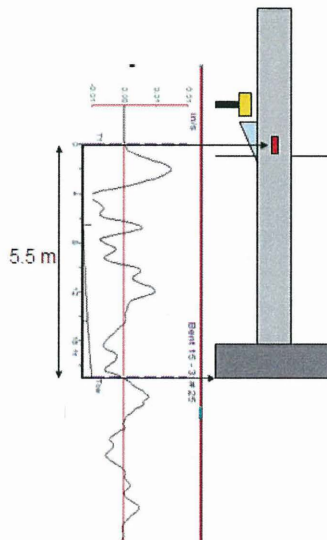


Bild 8: Low Strain Messung am "Bent 15" der Pee-Dee Brücke

Im Beispiel der Stütze 15 der Pee-Dee Brücke wurden aus mehreren unklaren PEM Bewegungsmessungen, die Geschwindigkeits-Zeitkurve von Bild 8 ausgewählt. Unter der Annahme einer Wellengeschwindigkeit von 4.100 m/s ergab sich dabei eine Fundamenttiefe von 5,5 m, die mit der PST gemessenen Tiefe von 5,8 m hinreichend

genau übereinstimmte. Wegen des Alters des Pfeilerbetons ist die Wellengeschwindigkeit von 4.100 m/s eine vernünftige Annahme.

Zusammenfassung und Empfehlungen

Die Pulse Echo Methode ist wohl die am weitesten verbreitete und erfolgreichste zerstörungsfreie Methode zur Ermittlung der Tiefe von unbekannten Gründungselementen. Sie ist besonders beliebt, weil sie keine umfangreichen Vorarbeiten verlangt. Allerdings ist ihre Genauigkeit wegen der unbekannten Wellengeschwindigkeit in allen Baumaterialien ausser Stahl beschränkt. Auch ist diese Methode beim Stahlpfahl (oder bei der Spundwand) in ihrer Anwendung auf ziemlich kurze Pfähle beschränkt.

Für Stahlpfähle ist die Induktivmethode weitaus erfolgreicher und genauer als andere Methoden. Sie verlangt aber, dass ein Bohrloch nahe am Pfahl gebohrt werden muss.

Die Genauigkeit der Parallel Seismic Methode ist ebenfalls unabhängig von der Wellengeschwindigkeit und kann bei Mauern, Pfählen und anderen Fundamentarten helfen. Allerdings ist dieses Verfahren wie auch seine Modifizierungen auf mässige Tiefen beschränkt und verlangt auch ein Bohrloch in unmittelbarer Nähe des Bauwerks.

Grundsätzlich gibt es nicht sehr viele zerstörungsfreie Methoden zur Ermittlung der Art und Tiefe von Flach- und Tiefgründungen und die wenigen Methoden, die es gibt, sind hinsichtlich ihrer Aussagefähigkeit begrenzt. Eine erfolgreiche Untersuchung unbekannter Gründungen sollte daher mehrere Verfahren zum Einsatz bringen, um auf diese Weise zu möglichst klaren Ergebnissen zu kommen.

Um zu vermeiden, dass wegen der Unkenntnis der Gründungsart und -tiefe Bauwerke mehr als nötig saniert oder gar ersetzt werden, ist es wichtig neue Methoden zu finden und bestehende Methode zu verbessern. Vielversprechende Entwicklungen werden z.Zt unter anderem mit Time Domain Reflectometry, Ground Penetrating Radar, Cross Hole Testing (mit Hoch- und Niederfrequenzgebern) und geophysikalischer Tomography verfolgt.

Quellen

NCHRP, 1996. Nondestructive Testing of Unknown Subsurface Bridge Foundations - Results of NCHRP Project 21-5; Book Code: HRD213

Rausche, F., 2005. Non-destructive evaluation of deep foundations, Proc., 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, New York, Paper OSP 5.

Richardson, E.V. and Davis, S.R. 2001. Evaluating the scour at bridges, US Department of Transportation; Federal Highway Administration Publication No. FHWA NHI 01-001; Hydraulic Engineering Circular No. 18.

Robinson, B. and Webster, S. (2008). "Successful Testing Methods for Unknown Bridge Foundations" Proceedings of the Fifth Highway Geophysics-NDE Conference. North Carolina Department of Transportation, Chen and Mulla, editors; Seiten 101-110.

Yu, X. and Zabilansky, L. L., 2006. Time Domain Reflectometry for automated bridge scour monitoring. GeoShanghai, ASCE GSP, Shanghai, China

Dr., Dipl.-Ing. Frank Rausche
GRL Engineers, Inc.

4535 Renaissance Parkway
Cleveland, Ohio 44128 , USA

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller
GSP mbH

Steubenstraße 46
D-68163 Mannheim

ERTÜCHTIGUNG DER BESTANDSPFÄHLE UNTER DEM HAUPTBAHNHOF LEIPZIG BEIM NEUBAU DES CITY-TUNNELS LEIPZIG

Stefan Franz und Axel Städing

Nachfolgend wird von Ertüchtigungsmaßnahmen einer vorhandenen Bohrpfahlgründung unterhalb des Hauptbahnhofs in Leipzig berichtet. Beim Um- und Ausbau des Quergebäudes des historischen Bahnhofsgebäudes Ende der 1990er Jahre wurde vorsorglich eine Tiefgründung hergestellt, die während der Unterfahrung und Errichtung des Stationsbauwerkes unterhalb des Gebäudes dessen Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit sicherstellen sollte. Bereits im Zuge der vertieften Entwurfsplanung wurde jedoch erkannt, dass zum Erreichen dieser Zielvorgaben eine Ertüchtigung der Gründung erforderlich wird.

1 Einbindung in das Gesamtprojekt

Das Projekt City-Tunnel Leipzig ist der zentrale Baustein für die Neuordnung des Eisenbahnnetzes im Großraum Leipzig. Mit dem Bau des Tunnels wird eine unterirdische Bahnverbindung zwischen den bestehenden Kopfbahnhöfen Leipzig Hauptbahnhof und Bayerischer Bahnhof als Lückenschluss im bestehenden Eisenbahnnetz hergestellt. Die Ge-

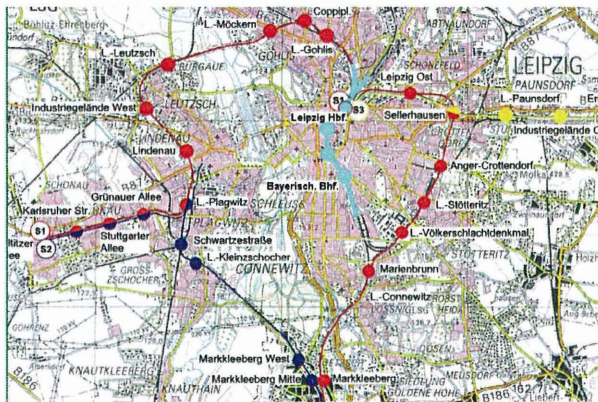


Bild 1: Streckennetz im Raum Leipzig mit City-Tunnel

samtmaßnahme wird in gemeinsamer Bauherrenschaft zwischen der Deutschen Bahn AG und dem Freistaat Sachsen realisiert, wobei Sachsen, vertreten durch die DEGES, den Rohbau der Tunnel und Stationen sowie den Raumbildenden Ausbau einschließlich Technischer Gebäudeausrüstung der Stationen herstellt und die Deutsche Bahn AG den bahn-technischen Ausbau und die Anbindung an das vorhandene Schienennetz.

Die Herstellung der Station Hauptbahnhof unterhalb des Westflügels des historischen Bahnhofsgebäudes stellt in technischer Hinsicht eine der größten Herausforderungen innerhalb des gesamten Projektes dar.

2 Baugrundsituation im Bereich des Hauptbahnhofs

Der Haltepunkt Leipzig-Hauptbahnhof liegt am Nordrand der Innenstadt im Bereich einer saalekaltzeitlichen Rinne in der Partheniederung. Hier wurde das Gelände weiträumig aufgefüllt. Diese bis zu 6,3 m mächtige Auffüllung besteht aus gering bindigen, sandigen Schluffen bzw. schluffigen Sanden und Kiesen, umgelagertem Geschiebemergel sowie Bauschutt. Darunter folgen ca. 1,5 m mächtige Aueablagerungen mit hohem Anteil an organischen Bestandteilen. Diese Schichten sind gering bis nicht tragfähig und im Bild 2 als Auffüllung zusammengefasst.

Nach unten anschließend folgen mitteldicht bis dicht gelagerte Kiese, die aufgrund ihres Korndurchmessers bis zu Zentimetergröße als Flussschotter bezeichnet werden. Die

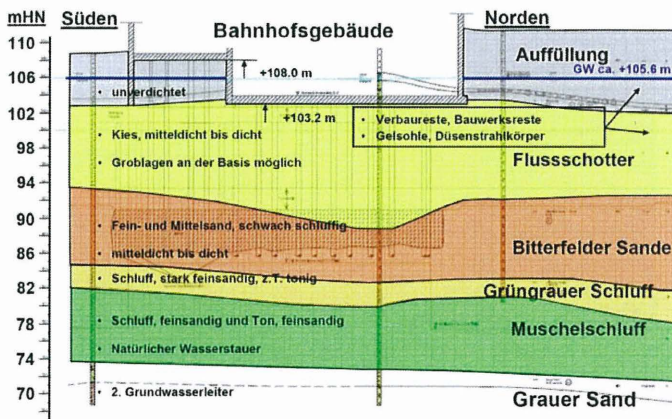


Bild 2: Baugrundmodell, Bereich Hauptbahnhof

Mächtigkeit dieser Ablagerung schwankt zwischen 8 m im Osten und 22 m im Norden des Haltepunktes.

Unterhalb des Flussschotters stehen Fein- und Mittelsande in mitteldichter bis dichter Lagerung an. Die Mächtigkeit dieser Bitterfelder Sande schwankt im Bereich des Hauptbahnhofes zwischen 5 und 13 m. Der unterhalb der Bitterfelder Sande vorhandene Grüngraue Schluff steht in Mächtigkeiten zwischen 1,5 und 5 m an. Hierbei handelt es sich um stark feinsandige, z. T. tonige Schluffe.

Unterlagert wird der Grüngraue Schluff durch den 6 bis 8 m mächtigen Muschelschluff. Hierbei handelt es sich um feinsandige Schluffe und Tone. Der Muschelschluff ist als der natürliche Wasserstauer in diesem Bereich anzusehen. Unterhalb des Muschelschluffs werden die Grauen Sande angetroffen, die als feinsandige Schluffe bis stark schluffige Feinsande ausgebildet sind. In größerer Tiefe folgen Braunkohle-Flöze die jedoch auf die baupraktischen Belange keinen weiteren Einfluss besitzen. Einzelheiten zu Mächtigkeit und Verteilung der Schichten können Bild 2 bzw. /1/ und /3/ entnommen werden.

3 Planung der Unterfahrung des Leipziger Hauptbahnhofs

Das historische Bahnhofsgebäude wurde in den 1990er Jahren im Bereich der Empfangshalle zu einer Einkaufspassage mit bis zu zwei Untergeschossen ausgebaut. Dabei muss-

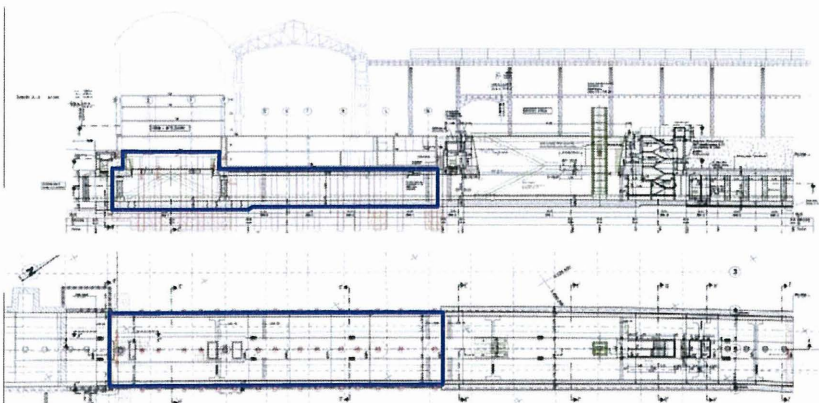


Bild 3: Längsschnitt und Grundriss Haltepunkt Hbf., Bahnhofsgebäude mit Unterfahrungsbereich

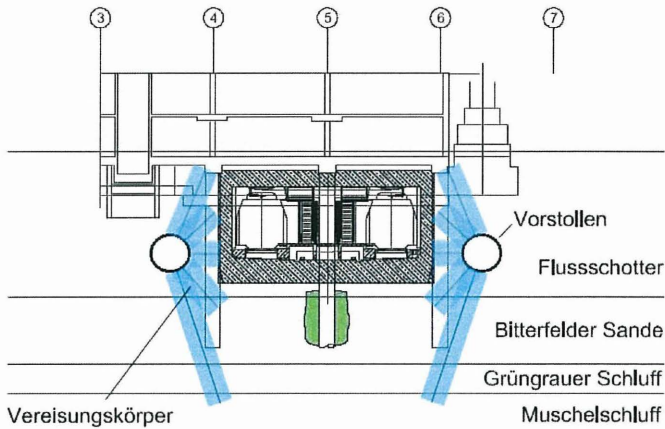


Bild 4: Querschnitt Hbf., Prinzipskizze Vereisung und Pfahlertüchtigung

ten die historischen Fundamente bereits unterfangen werden, um deren Gründungsebene tiefer zu legen. Die Trasse des geplanten City-Tunnels liegt mit dem neuen Haltepunkt unter dem Westflügel des historischen Bahnhofsgebäudes. Als Vorwegmaßnahme wurden in diesem Bereich vorsorglich in drei Gebäudeachsen, parallel zur späteren Gleislage, Bohrpfahlgründungen vorgesehen. Die Pfähle haben einen Durchmesser von $D = 1,5\text{ m}$ und reichen bis ca. $6,0\text{ m}$ unterhalb der Bodenplatte des geplanten Stationsbauwerkes.

Die Baugrube unter dem Bahnhofsgebäude wird im Süden vor dem Gebäude durch eine Bohrpfahlwand begrenzt. Im Norden dient eine Schlitzwand als Abgrenzung gegen die offene Baugrube innerhalb der Längsbahnsteighalle. Die seitliche Sicherung der Baugrube unter dem Gebäude erfolgt auf beiden Seiten durch je einen in den Grundwasserstauer einbindenden Vereisungskörper, der während des Aushubs durch eine Spritzbetonschale geschützt und lagenweise rückverankert wird. Zuvor wurden zwei Hilfsstollen mittels Rohrvortrieb außerhalb der geplanten Baugrube von Norden nach Süden aufgefahren, aus denen heraus Bohrungen für die Vereisungsrohre nach oben und unten hergestellt wurden (siehe Bild 4). Nach dem Frostkörperschluss und entsprechenden Dichtigkeitsprüfungen konnte die Baugrube sukzessive gelenzt und ausgehoben werden.

Während des derzeit noch andauernden Aushubs werden die vorhandenen Gründungspfähle der mittleren Achse 5 auf mehr als $2/3$ ihrer Einbindelänge freigelegt, während die

Randpfähle größtenteils in den Eiskörper eingebettet bleiben. In Achse 5 müssen die Gebäudelasten daher im Bauzustand ausschließlich im unterhalb der maximalen Aushubkote in den Baugrund einbindenden Abschnitt eingetragen werden. Hierfür stehen lediglich 6 m Einbindelänge zur Verfügung. Bereits in der Entwurfsphase wurde festgestellt, dass für einen Teil der Pfähle der Lastabtrag nicht ohne Weiteres gewährleistet ist. Diese Pfähle müssen in einer frühen Aushubphase, in der noch genügend Einbindelänge zur Verfügung steht, im unteren Bereich derart ertüchtigt werden, dass der Lastabtrag nicht nur möglich ist, sondern auch setzungsarm erfolgen kann. Laut Ausschreibung war vorgesehen, den umgebenden Baugrund des unteren Pfahlabschnitts mittels Düsenstrahlinjektion zu verfestigen, um so eine deutliche Erhöhung der Mantelreibung zu bewirken. Dabei sollte der Düsenstrahlkörper den Pfahl unterhalb der späteren Sohlplatte vollständig ummanteln. Für den Endzustand werden die Gründungspfähle mit der neuen Konstruktion in der Tunnelsohle kraftschlüssig verbunden.

Während des vorgesehenen Bauablaufs wird die Gründung des bestehenden Gebäudes in ihrer Art und Steifigkeit mehrfach verändert. Ausgehend von einer zumindest teilweise vorhandenen Bettung der Bodenplatte (Flachgründung) bzw. des vorhandenen Auftriebs erhält die Pfahlgründung im ersten Aushubschritt zusätzliche Lasten. Anschließend folgt eine Ertüchtigung der Pfahlfußbereiche und dann eine zusätzliche Belastung dieser Zonen durch die Entfernung der sich bisher teilweise am Lastabtrag beteiligenden, darüberliegenden Bodenschichten. Neben dem Nachweis der Tragfähigkeit kommt daher dem Nachweis der Gebrauchsfähigkeit für das Gebäude – letztlich also dem Verformungsverhalten der Pfahlgründung – eine besondere Bedeutung zu. Zur Absicherung der Rechenansätze für eine Simulation dieser relativ komplexen Lastumlagerung wurden Pfahlprobebelastungen mittels Osterbergzellen durchgeführt, über die schon auf dem Pfahlsymposium 2007 berichtet wurde (vgl. /4/).

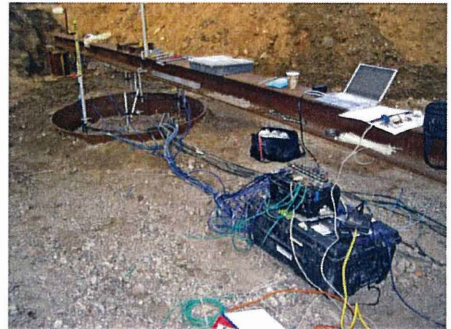


Bild 5: Pfahlprobebelastung mit Osterberg-Zellen: Versuchseinrichtung mit Messbrücke und EDV

Die Pfahlprobelastungen (siehe Bild 5) lieferten im Vergleich zu den im Baugrundgutachten angegebenen Prognosewerten zum Teil deutlich schlechtere Tragfähigkeitsbeiwerte und geringere Steifigkeiten für den nicht ertüchtigten Pfahl. Gleichzeitig wurden aber auch Bandbreiten in der Größenordnung von 100% bezogen auf den Kleinstwert ermittelt.

4 Erforderliche Anpassung bzw. Änderung der Planung

4.1 Motivation

Aus den durchgeführten Probelastungen konnte neben den Tragfähigkeitsbeiwerten und Lastsetzungskurven vor allem die Erkenntnis gewonnen werden, dass es eine ausgeprägte Abhängigkeit des Tragverhaltens der Pfähle von den während der Herstellung der Ertüchtigung fast unvermeidlichen Störungen gibt. Schon die erforderlichen Bohrarbeiten zum Erreichen der Pfahlfußbereiche führen zu einer Auflockerung über die gesamte Pfahllänge, die unmittelbar Setzungen der unter Last befindlichen Pfähle nach sich zieht.

Von der bauausführenden ARGE, Wayss & Freytag AG – STRABAG AG, lag schon frühzeitig ein Alternativvorschlag vor, statt der Düsenstrahlummantelung eine Ertüchtigung mittels Verdichtungsinjektionen in der Nähe des Pfahlmantels auszuführen. Diese Variante stellte im Ergebnis der Pfahlprobelastungen jedoch alleine keine gleichwertige, da weniger steife Lösung dar. Ferner zeigte sich, dass der Erfolg bzw. die Wirksamkeit der Ertüchtigung abhängig von der Größe der zuvor verursachten Störungen (während der Ertüchtigung und während der ursprünglichen Pfahlherstellung) ist. Die Injektionen lassen sich zudem nur begrenzt steuern, da keine unmittelbare Messgröße für den Injektionserfolg existiert.

Demgegenüber bietet die Herstellung einer Düsenstrahlummantelung zunächst den Vorteil, dass im Ertüchtigungsbereich der „Baugrund“ neu konfiguriert wird, also „alte“ Störungen keine Rolle mehr spielen. Auch hier sind jedoch beim Abteufen der Bohrungen Setzungen zwischen 0 und 20 mm zu erwarten. Die Düsenstrahlarbeiten bieten ferner ein nicht unerhebliches Herstellungsrisiko insbesondere im Hinblick auf den horizontalen Kraftschluss an die Pfähle. Die Ertüchtigung einzelner Pfähle mittels Düsenstrahlummantelung führt zu einer erheblichen Steifigkeitserhöhung gegenüber den nicht notwendigerweise zu ertüchtigenden Nachbarpfählen. Unter Berücksichtigung der zu erwartenden

Bandbreiten im Trag- bzw. Setzungsverhalten entstand somit die Situation, dass mitunter größere Setzungen bei den gering belasteten, nicht ertüchtigten Pfählen, insgesamt jedenfalls für den Pfahlkopfbalken unverträgliche Setzungsunterschiede erwartet werden mussten.

Auf Grundlage dieser Erkenntnisse wurde bauperrenseitig festgelegt, dass alle Pfähle der Achse 5 zu ertüchtigen sind, um kleine Gesamt- und insbesondere kleine Differenzsetzungen sicherzustellen. Um den Einfluss der Herstellung der Ertüchtigung zu minimieren wurde ferner festgelegt, dass eine Hilfsgründung (siehe Bild 6) zur Abfangung der Pfahllasten über gesteuerte Pressen herzustellen ist. An den lastfrei gestellten Pfählen sollte dann die Ertüchtigung für das Gebäude nahezu verformungsfrei durchführbar sein.

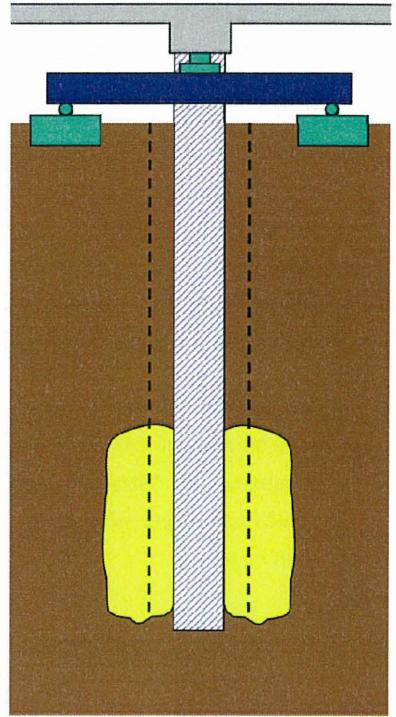


Bild 6: Lastfreistellung der Pfähle, Entwurf / Prinzipskizze

Angesichts des erheblichen logistischen und bauzeitlichen Aufwands wurde diese Lösung erneut einem nunmehr ergänzten Alternativvorschlag der bauausführenden ARGE, Wayss & Freytag AG – STRABAG AG, gegenübergestellt, der letztlich zur Ausführung kommt und im Folgenden detailliert beschrieben wird.

4.2 Ausgeführte Lösung

Der ursprüngliche Alternativvorschlag einer Ertüchtigung der Bohrpfähle mittels Injektionen rings um den Pfahlmantel im Bereich der verbleibenden Einbindelänge wurde durch zwei wesentliche Elemente ergänzt:

- a) In allen Pfählen der Mittelreihe (Achse 5) werden unterhalb des Pfahlkopfbalkens Hydraulikpressen eingebaut und die Pfähle anschließend vollständig durchgetrennt (siehe Bild 9 und Bild 10). Über diese Pressen, die im Bauzustand die gesamte

Pfahllast übertragen, ist ein Ausgleich der Setzungen der Pfähle sowohl in der Ertüchtigungs-, als auch in der Aushubphase möglich, ohne dass das darüber befindliche Gebäude relevante Verformungen erfährt.

- b) Entsprechend dem Schema in Bild 11 werden rings um den verbleibenden Pfahlabschnitt Injektionen über Manschettenrohre durchgeführt. Der ringförmige Injektionsbereich wird nach unten jedoch bis etwa 3,0 m unter den Pfahlfuß erweitert, so dass nicht nur die verbleibende Mantelreibung, sondern auch die Tragfähigkeit an der Pfahlspitze eine Verbesserung erfährt. Die Injektionsrohre werden während des Aushubs eingekürzt und können jederzeit erneut beaufschlagt werden.

Insbesondere die Idee einer Ausgleichsmöglichkeit über Pressen innerhalb der Pfähle eröffnete neue Möglichkeiten. Hiermit wurde nicht nur ein risikoloser Ausgleich der herstellungsbedingten Setzungen, sondern auch indirekt die Kontrolle eines ausreichenden Injektionserfolges möglich. Diese Zusammenhänge werden im folgenden Abschnitt detailliert erläutert.

4.3 Beobachtungsmethode

Ausgehend von den aus den durchgeführten Pfahlprobelastungen abgeleiteten Kennwerten wurde der geplante Bauablauf in allen Einzelschritten simuliert (siehe Bild 7). Für die Phase nach der Ertüchtigung durch die Injektionen waren Annahmen erforderlich, da die Gesamtwirkung wegen der Modifikationen nur geschätzt werden konnten. Die Simulationen berücksichtigen neben der konkreten Pfahllast (zunächst aus der Bestandsstatik, später aus Messung der tatsächlichen Pfahlkräfte über die Pressenlasten) auch die Aushubbelastung in der Baugrube.

Zunächst wurden alle Bauzustände unter charakteristischen Lasten (Gebrauchslasten) simuliert, um das prognostizierte Verformungsverhalten in der o.g. Bandbreite zu ermitteln. Diese Simulationen stellen für die Ausführung die Referenz im Hinblick auf die messtechnische Überwachung dar. Für die Nachweise im Grenzzustand 1B in den jeweils relevanten Bauzuständen wurden dann jeweils die Sicherheitsbeiwerte durch eine entsprechende Laststeigerung eingeführt. Lässt sich ein Gleichgewichtszustand finden, ist der Nachweis damit erfüllt.

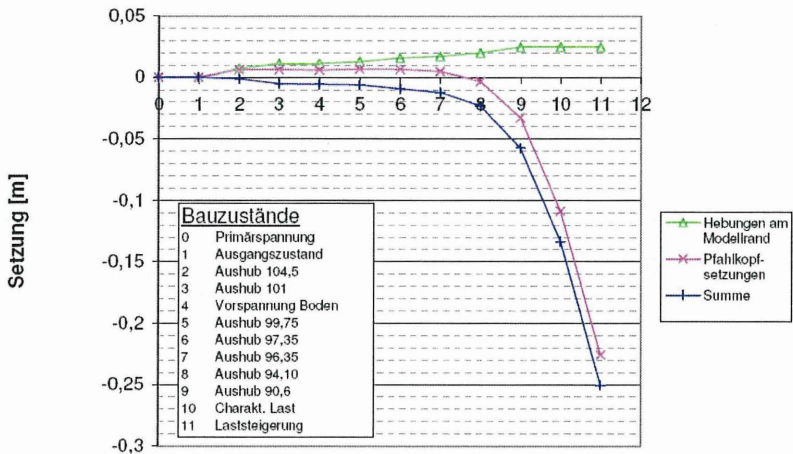


Bild 7: Simulation der Pfahlverschiebung während der Bauzustände aufgeschlüsselt in absolute Setzungen (Pressenausgleich), Hebungen des Baugrunds und Relativverformungen zwischen Pfahl und Baugrund /5/

Im Ergebnis dieser Untersuchungen sind in den ersten Aushubphasen Hebungen der Pfähle und damit des Gebäudes als Folge der Aushubentlastung bei geringen relativen Setzungen der Pfähle zu erwarten, da ein großer Abstand gegenüber der Pfahlgrenztragfähigkeit besteht. Diese Hebungen können durch Einfahren der Pressen ebenfalls ausgeglichen werden. Erst in den letzten Aushubphasen kehrt sich der Prozess um und es kommt rechnerisch zu Pfahlsetzungen.

Mit Einführung der DIN 1054-2003 wurde erstmals die Beobachtungsmethode als Verfahren zum Nachweis der Tragfähigkeit (hier im Grenzzustand 1B) offiziell legitimiert. Die Anwendung dieser Methode setzt im Wesentlichen voraus, dass

- zuvor eine Prognose des zu beobachtenden Verhaltens erstellt ist,
- eine messtechnische Überwachung aller wesentlichen Größen sichergestellt ist und
- ein Konzept zu allen denkbaren Versagensmechanismen (bzw. zu unplanmäßigem Verhalten) und jeweils hierzu wirksame Maßnahmen zur Gegensteuerung aufgestellt ist.

Im vorliegenden Fall liegt eine rechnerische Prognose, wie oben beschrieben, vor. Die vertikalen Verformungen des Pfahlkopfbalkens werden ebenso gemessen wie die Pressenwege. Darüber hinaus sind mehrere Extensometer gesetzt, um die Hebungen des Baugrunds separat erfassen zu können.

Eine Annäherung an die mit den charakteristischen Bodenkennwerten prognostizierten Verformungen (siehe Bild 7) kann frühzeitig erkannt und durch Reserven beim Pressenweg ausgeglichen werden. Darüber hinaus besteht jederzeit die Möglichkeit einer Nachverpressung der Pfähle, um so die Tragfähigkeit und Steifigkeit weiter zu steigern.

5 Bauausführung

5.1 Unvorhersehbare Komplikationen bei der Ausführung

Nach dem Nachweis ausreichender Frostkörperdicke mittels der insgesamt ca. 700 eingebauten Temperatursensoren und einem Pumpstest/Probelenzen zum Nachweis ausreichender Dichtigkeit der Baugrube konnte der Aushub unter dem Gebäude beginnen. Durch eine Öffnung in der Bohrpfahlwand unter der südlichen Außenwand des Westflügels des Gebäudes wurde in der Mittelachse 5 ein erster Zugang unter das Gebäude geschaffen. Durch diese Öffnung wurde zunächst ein Stollen entlang der Achse 5 in nördlicher Richtung etwa 30 m vorgetrieben (vgl. Bild 3). Dieser Bereich war planmäßig nicht vereist und sollte eine erste Inaugenscheinnahme der Decke und des Pfahlkopfbalkens ermöglichen und eine ausreichende Übereinstimmung der tatsächlichen Ausführung mit den vorliegenden Bauwerksplänen sicherstellen (z.B. Folie oberhalb Sauberkeitsschicht?).

Anschließend wurde der südliche Teil der Baugrube auf ganzer Breite bis zum ersten Aushubniveau ausgehoben. Beim Freilegen der Pfähle auf der Westseite der Baugrube (Achse 4) wurde festgestellt, dass mehrere Pfähle offenbar mangelhaft ausgeführt wurden. Es fanden sich größere Einschlüsse von Sand und Schuttresten unmittelbar unterhalb des Pfahlkopfbalkens (siehe Bild 8). Eine Sanierung war glücklicherweise unproblematisch möglich, da einerseits der Pfahlquerschnitt nicht voll ausgenutzt war und andererseits der Pfahlkopfbalken auf ganzer Länge auf dem Eiskörper auflag. Dennoch sensibilisierte der Fund für die Freilegung weiterer Pfähle. Unter anderem wurden Integritätsprüfungen für alle Bestandspfähle in Achse 5 durchgeführt.



Bild 8: vorgefundener Pfahlkopf in Achse 4

Von diesem ersten Aushubniveau aus war auch noch die Abfangung einer Querwand auszuführen, die sich etwa im südlichen Drittelspunkt der Baugrube an dem Höhengsprung der Gründungsebene befindet (siehe Bild 3). Hier waren umfangreiche HDI-Arbeiten erforderlich. Im Endzustand werden die Wandscheiben auf die Tunneldecke abgesetzt, die dort eine Mittelunterstützung erhält.

Auch von Norden her wurde jetzt die Baugrube geöffnet und die Unterfahrung begonnen. In Höhe der späteren Tunneldecke waren die Pfähle der Mittelachse mit einem Stahlmantelrohr im Hinblick auf die geplante konstruktive Lösung der Durchdringung ausgestattet (Abdichtung erforderlich). Vorsorglich wurden aus jedem Pfahl Kernbohrungen zur stichprobenartigen Prüfung der nicht sichtbaren Pfahlabschnitte genommen. Im Ergebnis mussten zwei Pfähle auf einer Länge von ca. 3 m vollständig ersetzt werden. Hierzu waren nach einer provisorischen Sicherung beidseitig der betroffenen Pfähle unter dem Pfahlkopfbalken Hilfsunterstützungen und -gründungen erforderlich, auf die mittels Hydraulikpressen umgelastet wurde. So konnten die Pfähle in einem Teilabschnitt abgebrochen und durch geschaltete Stahlbetonstützen mit entsprechendem Bewehrungsanschluss ersetzt werden. Selbstverständlich konnte in dieser Sanierungsphase der Aushub nicht fortgesetzt werden.

Parallel konnte der Presseneinbau in allen anderen Pfählen und die vorgesehene Ertüchtigung der hochbelasteten Pfähle mittels Manschettenrohrinjektionen durchgeführt werden.

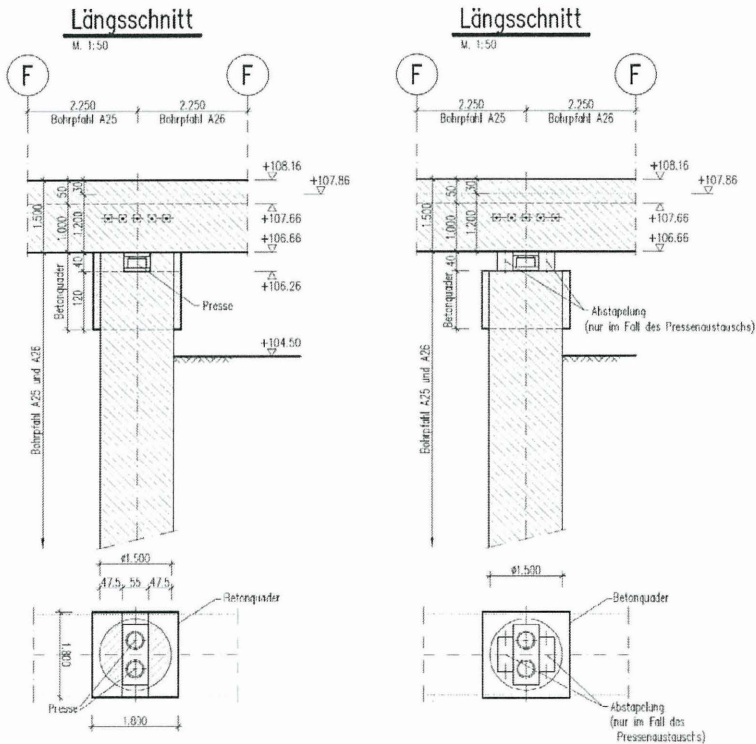


Bild 9: Einbau von Pressen am Pfahlkopf /5/

Hierbei konnten sogar leichte Hebungen der Pfähle beobachtet werden, die als ein Abbruchkriterium für die Injektionen definiert waren.

Weitere unplanmäßige Abweichungen wie z.B. Fehlstellungen der Pfähle (Ausmittigkeiten gegenüber dem Pfahlkopfbalken) konnten nach Überprüfung durch entsprechende statische Nachweise so verbleiben.

5.2 Ausführungsdetails

Wie oben bereits dargestellt, war der Einbau von Pressen am Kopf der Pfähle unmittelbar unter dem Pfahlkopfbalken in Achse 5 ein wesentliches Element des Ausführungsentwurfes, um schädliche Setzungen und auch Hebungen des bestehenden Bahnhofsgebäudes



Bild 10: Sägearbeiten und eingebaute Pressen

zu vermeiden. Die Übertragung der Pfahlkräfte vom Pfahlkopfbalken auf die Pfähle über die begrenzten Aufstandsflächen von Pressen bedeutete eine punktuelle Lasteinleitung in den Pfahlkopfbalken und die Pfähle. Abweichend vom ursprünglichen Zustand mit einer Kraftübertragungsfläche von $1,76 \text{ m}^2$ pro Pfahl wurden die Pfahlkräfte im Bauzustand über z.B. 2 Pressen mit maximal 38 cm Durchmesser übertragen ($= 2 \times 0,113 = 0,227 \text{ m}^2$). Hieraus resultieren Spaltzugkräfte im Kopfbalken und in den Pfählen, für welche die Bauteile zu bemessen waren.

Vor Einbau der Pressen wurden daher sowohl die Pfähle als auch der Kopfbalken für die Spaltzugbeanspruchung ertüchtigt. Im Kopfbalken wurden hierfür in der Querrichtung Spannstahlstäbe in entsprechendem Abstand zur Lasteinleitung im Kopfbalken eingebaut. Die Pfähle wurden mit zusätzlichen Stahlmanschetten bzw. mit bewehrten Stahlbetonmanschetten unterhalb der Pressenaufstandsflächen umschnürt. Nach Fertigstellung dieser Verstärkungen wurden die Pressen eingebaut. In die Pfähle mit Kreisquerschnitt wurde dazu mittig unterhalb des Kopfbalkens eine rechteckförmige Nische gesägt. In diesem Zustand wurden die Pfahlkräfte kurzzeitig mit vermindertem Querschnitt abgetragen (siehe Bild 9 und Bild 10). Nach dem Einbau und dem Anfahren der Pressen mit den zu erwart-

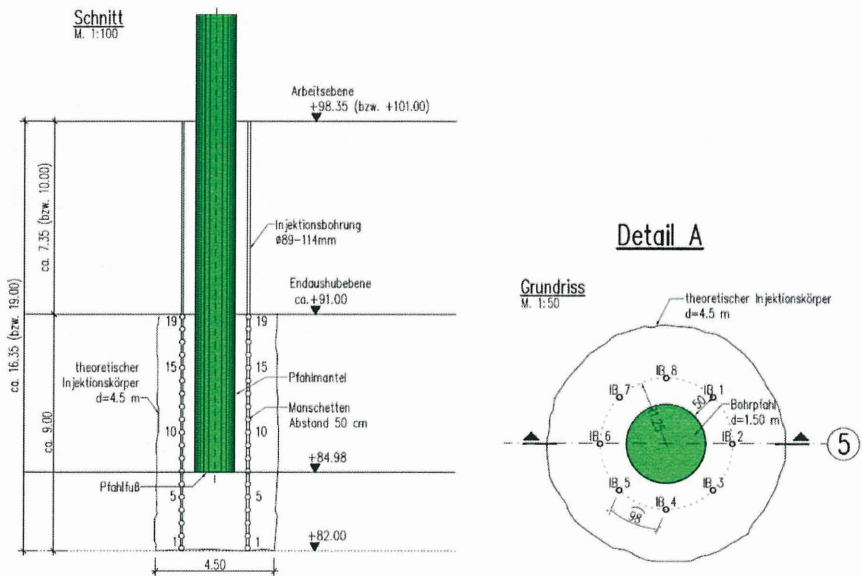


Bild 11: Manschettenrohrinjektion im Mantel- und Fußbereich der Pfähle /5/

tenden Pfahlkräften wurde der Restquerschnitt der Pfähle herausgesägt. (Bild „Presse eingebaut“, Bild „Querschnitt“, Bild „Presse in Nische“)

Nachdem der Pfahlkopfbalken in Achse 5 auf der gesamten Länge auf Pressen stand, erfolgte der 2. Aushubschritt. Anschließend wurden von dieser Ebene aus die hochbelasteten Pfähle durch Manschettenrohrinjektionen im Fußbereich ertüchtigt. Hierzu wurden an allen Pfählen mit mehr als 4 MN Last je 8 Injektionsbohrungen niedergebracht. Die Manschettenrohre reichten bis 3 m unterhalb des Pfahlfußes und wurden auf den unteren 9 m mit Zementsuspension verpresst (siehe Bild 11). Danach wurde der Aushub schrittweise bis zur Endtiefe fortgesetzt.

Während der gesamten Ertüchtigungs- und Aushubarbeiten wurden die Verformungen an zahlreichen Punkten der freigelegten Bahnhofssohle ständig kontrolliert. Sofern sich im Zuge der Arbeiten Setzungs- oder auch Hebungsdifferenzen zwischen benachbarten Pfahlköpfen gezeigt haben, die über das Maß von 3 mm hinausgingen, wurden diese Verformungen durch Nachfahren der Pressen sofort ausgeglichen.

Mit dem Einbau der neuen Tunnelsohle und deren kraftschlüssiger Verbindung mit den Pfählen ist eine weitere Setzung der Pfähle nicht möglich, so dass die Pressen nun ausgebaut und die Pfähle wieder fest mit dem Kopfbalken verbunden werden können. Auch dieser Rückbau der Pressen erfolgt in zwei Schritten, da die Pressen die Pfahlkräfte so lange übertragen müssen, bis der im ersten Schritt hergestellte Pfahlteilquerschnitt ausreichend erhärtet ist.

5.3 Stand der Arbeiten

Derzeit ist der Aushub fast abgeschlossen (siehe Bild 12). Hinsichtlich der zu erwartenden Pfahlsetzungen befinden wir uns laut Prognose damit in der interessantesten Phase. Die Errichtung der Tunnelblöcke im Unterfahungsbereich schließt sich unter hohem Zeitdruck an, da die Gleistrassen für die Nachfolgegewerke des bahntechnischen Ausbaus übergeben und künftig freigehalten werden müssen. Ferner ist die Abschaltung der kostenintensiven Vereisung erst mit dem dichten Anschluss an die benachbarten Bauwerksblöcke im Norden und Süden möglich.



Bild 12: Bautenstand 14.01.2009

6 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Beitrag wurde über eine außergewöhnliche Ertüchtigungsmaßnahme einer bestehenden Pfahlgründung berichtet, die bei der Unterfahrung des Leipziger Hauptbahnhofs im Rahmen des Projektes Neubau des City-Tunnels Leipzig erforderlich wurde.

Unter konsequentem Einsatz der Beobachtungsmethode wurden Ertüchtigungs- und Steuerungsmechanismen entwickelt und nach Maßgabe der Ergebnisse einer umfangreichen messtechnischen Überwachung umgesetzt.

Die letztlich zur Ausführung gelangte technische Lösung ist das Ergebnis einer intensiven und kooperativen Zusammenarbeit der bauausführenden Unternehmen, der Prüfinstanzen des Eisenbahn-Bundesamtes und der Bauherrenvertretung und hat die Herausforderung der technischen Problemstellung sowie der schwierigen Baugrundverhältnisse gemeistert.

Literatur- und Quellennachweis

- /1/ Geotechnischer Bericht nach DIN 4020, City-Tunnel Leipzig, Ingeniurgemeinschaft CDM Jessberger Leipzig GmbH / Dr. Spang GmbH, 20. Dezember 2001
- /2/ Hydrogeologisches Gutachten EUP 2.2, City-Tunnel Leipzig, Endbericht, Ingenieur-gem. CDM Jessberger Leipzig GmbH / Dr. Spang GmbH, 20. Dezember 2001
- /3/ City-Tunnel Leipzig, Bergmännische Bauweise, Geotechnischer Bericht für die Aus-führungsplanung, Ingeniurgemeinschaft CDM Jessberger Leipzig GmbH / Dr. Spang GmbH, 10. August 2001
- /4/ Pfahlprobebelastung mit Osterbergzellen im Zuge der Unterfahrung des Hauptbahn-hofs beim Neubau des City-Tunnels Leipzig, Beitrag im Tagungsband zum Pfahl-symposium 2007
- /5/ Ertüchtigung äußere Tragfähigkeit Großbohrpfähle - Statische Untersuchung zum Tragverhalten, Juli 2008, ARBEITSGEMEINSCHAFT Wayss & Freytag AG – STRABAG AG, Aufsteller: Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Abt. TBT

Autoren

Franz, Stefan, Dr.-Ing.

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßen-planungs- und -baugesellschaft mbH
10117 Berlin, Zimmerstr. 54
Tel.: +49 (030) 20 243-337
Fax: +49 (030) 20 243-390
Email: sfranz@deg.es.de

Städling, Axel, Dr.-Ing.

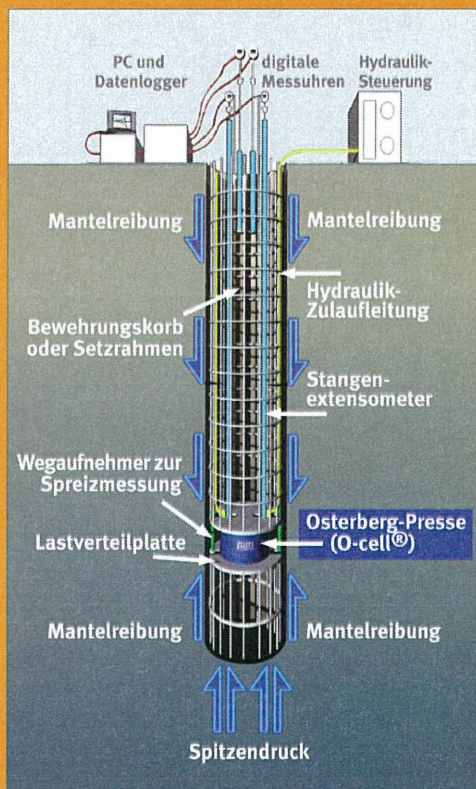
Professor Duddeck und Partner GmbH
Beratende Ingenieure
38114 Braunschweig, Varrentrappstr. 14
Tel.: +49 (0531) 256 16-0
Fax: +49 (0531) 256 16-19
Email: staedling@dup-bs.de



SCANROCK

www.scanrock.de

Pfahlprobabelastungen mit der Osterberg-Presse (O-cell®) von Loadtest



Vorteile der vielfach prämierten O-cell®

- Lastkonstanthaltung
- Hohe Arbeitssicherheit
- Kostengünstig
- Platzsparend
- Hohe Prüflasten (unbegrenzt)
- Zeitsparend
- Kein Widerlager am Pfahlkopf
- Keine Reaktionspfähle oder Anker

Florida London VAE Singapur

Deutsches Büro:



SCANROCK GmbH
Mühlenweg 3
D - 92227 Celle

Tel: +49 (0) 5141 28200
Fax: +49 (0) 5141 6205
www.scanrock.de

Ausführung einer Pfahlgründung für einen Kraftwerksumbau in Schweden – geometrische und geotechnische Besonderheiten

Dr.-Ing. Chr. Scholz, Dipl.-Ing. H. Neuenhaus, Brückner Grundbau GmbH, Essen

1. Einführung

Das Öresundsverket besteht aus drei Anlagen. Diese wurden zu verschiedenen Epochen im Industriehafen Malmö errichtet. Plant 1 wurde im Jahr 1950 zu einem Zeitpunkt errichtet, der von einem Mangel an ausgebildetem Personal und Material geprägt war. Die Anlage erzeugte eine Leistung von 160 MW. Die eingebaute Technik ermöglichte bis ca. 1970 eine kommerzielle Nutzung des Anlagenbereiches. Plant 2 wurde 1957 fertig gestellt. Es besteht aus einer Dampfturbine und einem großen Boiler mit einer Leistung von 70 MW. Die Anlage wurde mit Erdöl und Kohle befeuert und sukzessive bis zu einer Leistung von 150 MW ausgebaut. Ein Anschluss an das Fernwärmenetz wurde implementiert. Plant 3 war eine ölbefeuerte Einheit mit einer Leistung von 160 MW, die 1964 errichtet wurde. Mit Inbetriebnahme dieser Einheit wurde das Öresundsverket zum damals größten Kraftwerk Nordeuropas mit einer elektrischen Leistung von 400 MW und einer Heizleistung von 250 MW. Trotz einiger Modernisierungsmaßnahmen wurde das Werk im Jahr 1993 stillgelegt.

Das 2. Kapitel der Nutzung des Öresundsverkets begann im Oktober 2007. EON Schweden investiert mehr als 300 Mio. Euro in einen Totalumbau und die Sanierung der Anlagen. Das neue Werk wird als hocheffiziente, naturgasbefeuerte „combined heat and power“ Anlage eine elektrische Leistung von 440 MW und eine Heizleistung von 250 MW erzeugen.

Die Brückner Grundbau GmbH war mit der Erstellung von Pfahlgründungen und Spundwandverbauen für die Kraftwerksanlagen beauftragt.

2. Randbedingungen der Baustelle

2.1 Geotechnische Randbedingungen

Die im Baufeld anstehenden oberflächennahen Bodenschichten bestehen zumeist aus Auffüllungen, Geschiebelehm und Tonmoränen. Das sich anschließende Grundgestein besteht aus Kalkstein aus dem Tertiär (siehe Abb. 1).

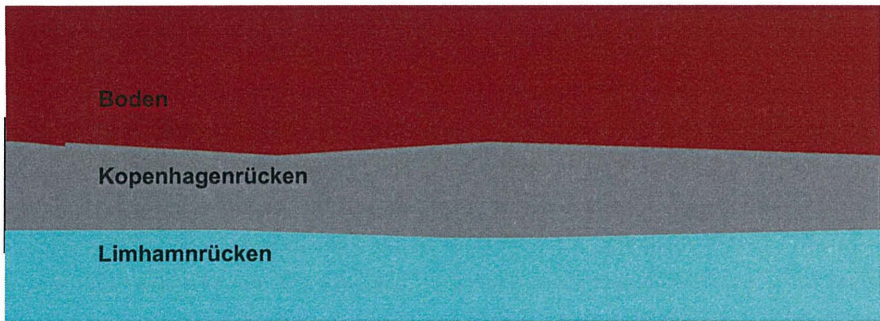


Abb. 1: Geologischer Längsschnitt

Das **Bodenpaket** hat eine mittlere Mächtigkeit von 14 m. Die Kennwerte der verschiedenen Schichten weisen auf verhältnismäßig leicht zu lösenden Materialien hin, die im Weiteren nicht näher beschrieben werden sollen.

Die **Übergangszone zwischen Boden und Grundgestein** ist gekennzeichnet durch eine Mischung aus:

- Kalksteinbruch, Geröll und Tonmoräne. Die Gerölle und Findlinge kommen teils als Einschlüsse in der Tonmoräne vor oder ruhen teils direkt auf dem Kalkstein. Diese Zone zählt im Hinblick auf die technischen Eigenschaften zur Tonmoräne.
- Die obere Zone des Kalksteins war glazialen Einwirkungen ausgesetzt und ist erodiert. Sie kann geringe Bodeneinschlüsse enthalten und weist eine erhöhte Klüftigkeit auf.
- Intakter (unberührter) Kalkstein.

Das **Grundgestein** besteht ausschließlich aus Kalkstein aus dem frühen Tertiär. Das Niveau der Oberfläche des Kalksteins kann lokal stark variieren. Der Kalkstein besteht in den Tiefen, die von den Bauarbeiten berührt werden, zuoberst aus der **Kopenhagenrücken** und darunter aus dem **Limhamnrücken**.

Bezeichnend für den Kalkstein sind die großen Variationen von Materialarten - ein Resultat der verschiedenen Absetzungsverhältnisse, die den Kalkstein gebildet haben. Dies äußert sich u.a. in stark variierender Härte, Schwere und Mineralzusammensetzung.

Charakterisierung des Grundgesteins

Der Kopenhagen-Kalkstein besteht hauptsächlich aus Kalziumkarbonat, enthält aber erhebliche Einschlüsse von Verkieselung, oft in Form von extrem harten Feuersteinablagerungen (siehe auch Abb. 2).



Abb. 2: Kopenhagen-Kalkstein

Der Limhamnrücken besteht aus einem Siltbruch, gemischt mit Einschlüssen von verfestigtem Kalkschlamm und Ton. Er enthält aber auch erhebliche Einschlüsse von verkieseltem Kalkstein. Die Eigenschaften resultieren vorwiegend aus dem Gehalt an CaCO_3 , seiner Dichte und Schwächezonen im Anschluss an die Schichtebenen. In seiner Bildung hat

sich der Limhamnrücken in sechs verschiedene Formationen geteilt, die in Tabelle 1 zusammengestellt sind.

Geologische Formation	Bildungsumfeld	Dominierende Eigenschaften des Kalksteins
A, B,	Riffkalkstein	CaCO ₃ -Gehalt > 90%
D, E,	Riffkalkstein, inkl. lokale Härtehorizonte (-zonen)	CaCO ₃ -Gehalt > 90%
C	Sedimentkalkstein, inkl. lokale Härtehorizonte (-zonen)	CaCO ₃ -Gehalt < 70%
F	Tonreiche Schichten, abgesetzt zwischen Kopenhagen-Rücken und Limhamnrücken	

Tabelle 1: Einteilung des Limhamn-Rückens in geologische Formationen

Die mechanischen Eigenschaften des Kalksteins werden anhand der „Härteklassen“ H1-H5 gemäß des dänischen DFG Systems klassifiziert. Die Aufteilung dieser Härteklassen geht aus Tabelle 2 hervor.

Geologische Formation	H1 [%]		H2 [%]		H3 [%]		H4 [%]		H5 [%]	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Kopenhagen-Schicht	20	0-30	20	10-30	5	0-10	25	20-30	30	25-35
Limhamns-Schicht A, B, D, E	5	0-10	17	15-25	18	15-25	55	50-60	5	0-10
Limhamns-Schicht C	3	0-5	35	30-40	45	40-50	15	10-20	2	0-5

Tabelle 2: Aufteilung der Härteklassen im Bereich des Bauloses (a: Mittelwerte; b: Bereichsgrenzen)

Im Kopenhagenrücken sind Vorkommen von 20-30% Flintstein und <5% silifiziertem (verrieseltem) Kalkstein zu erwarten. In der Limhamnrücken war mit Vorkommen an Flintstein von <10% und silifiziertem Kalkstein von 10-30% zu rechnen.

Die mechanischen Eigenschaften des Kalksteins sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Härte- klasse	Einaxiale Druck- festigkeit [MPa]		Zugfestigkeit (Brazilian Test) [MPa]		E-Modul [GPa]		Scherfestigkeit			
							Kohäsion [MPa]		Reibungs- winkel [°]	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
H1	0,3	0,05-0,5	- ¹⁾	-	0,04	-	0,02	-	27	-
H2	6	3-10	0,6	0,3-2	1	0,5-3	0,5	0,5-1	50	45-55
H3	12	5-25	2	0,4-4	4	1-10	1	1-3	50	45-55
H4	35	10-75	5	0,6-9	12	5-25	4	3-9	55	50-55
H5	250	100-400	25	10-40	35	20-50	-	-	-	-

Tabelle 3: Festigkeits- und Verformungseigenschaften für die jeweiligen Härteklassen (a: Mittelwerte; b: Bereichsgrenzen)

2.2 Geometrische Randbedingungen

Die bestehenden Hallen des Öresundsverkets sind als Industriedenkmal eingestuft. Demnach durften lediglich die alten Einbauten entfernt – die Fassade jedoch nicht wesentlich verändert werden. Als Ergebnis dieser Anforderungen wurde eine der umfassendsten und kompliziertesten Abbruchmaßnahmen gestartet, die je in Schweden durchgeführt wurden. Die Maßnahmen dauerten mehr als 2,5 Jahre an. Lediglich die Außenwände, Haupttrag-elemente wie Stützen und Unterzüge sowie die Fundamente blieben unberührt und lieferten die Hüllen für die neuen Kraftwerkseinbauten.

Während des Rückbaus wurden sechs 30 m hohe Boiler mit je einem Gewicht von 2.000 t, unzählige Kilometer Leitungen und anderen Einbauten entfernt. Insgesamt wurden ca. 14.000 t Stahlschrott und 275 t Kupfer ausgebaut.

Der Rückbau beschränkte sich zunächst auf den oberirdischen Bereich. Die Fundamente rückgebauter Anlagen, Kühlwasserkanäle und Leitungen verblieben im Untergrund. In der Folge ergaben sich zahlreiche Konfliktpunkte mit den neu zu erstellenden Pfahlgründungen und den Spundwandkästen (siehe Abb. 3).

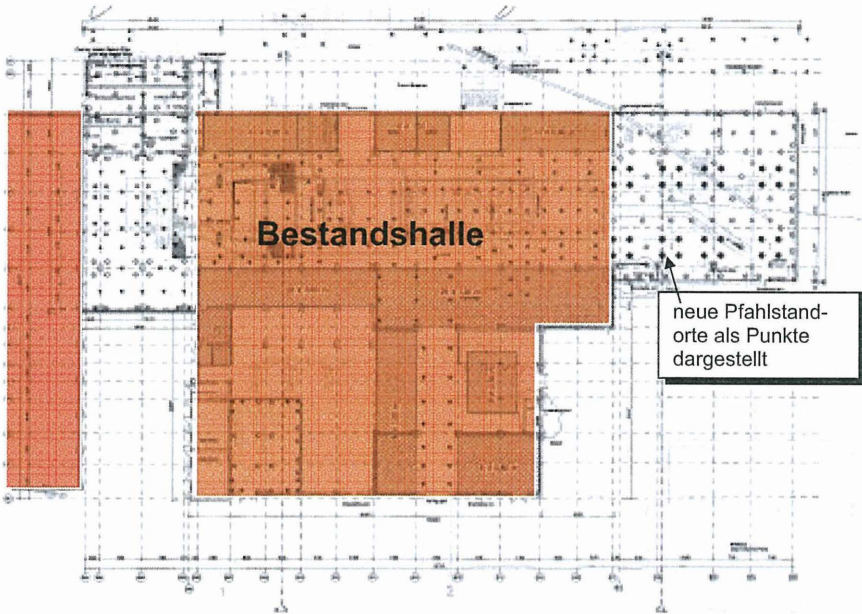


Abb. 3: Überlagerung des Grundrisses der Bestandshalle und der neu herzustellenden Pfähle

Einen weiteren Zwangspunkt für die einzusetzenden Großgeräte stellten die lichten Höhen der Hallen sowie die Stützenabstände dar. Um mit den Großgeräten effektiv arbeiten zu können, mussten teilweise Bodenplatten entfernt und Lichträume ausgeräumt werden (siehe Abb. 4).



Abb. 4: Drehbohrgeräte im „Gas turbine plant“

Auf Besonderheiten der verschiedenen Gewerken wird in den nachfolgenden Kapiteln Bezug genommen.

3. Ausführung der Pfahlgründungen

3.1 Allgemeines

Im Vorfeld der Hauptproduktion war die Tragfähigkeit der Pfähle anhand von statischen Pfahlprobelastungen nachzuweisen. Ferner waren zum Nachweis der Pfahlqualität Integritätsmessungen durchzuführen.

Im Zuge der Hauptmaßnahme waren ca. 200 Pfähle mit verschiedenen Durchmessern auszuführen. Als Vorleistung waren umfangreiche Erdarbeiten zur Erstellung hindernis-

freier Arbeitsebenen und Räumungsbohrungen zur Hindernisbeseitigung notwendig (siehe Abb. 5).



Abb. 5: Beräumen und Herrichten der Arbeitsebene für die Pfahlbohrarbeiten

3.2 Pfahlprobebelastungen

Nach Vertragsschluss am 22.12.06 wurde mit der Herstellung der Probepfähle am 19.01.07 begonnen. Die Pfähle wurden mit $D = 0,6$ m und $D = 1,0$ m ausgeführt und ca. 2 m im unverwitterten Kopenhagen-Kalkstein abgesetzt.

Die Reaktionsanker kamen direkt im Anschluss an die Pfahlherstellung zur Ausführung. Die Reaktionsanker GEWI 63,5 mm wurden 6 m im unverwitterten Kopenhagen-Kalkstein abgesetzt.

Die Abb. 6 zeigt den Versuchsaufbau für den Probepfahl $D = 1,0$ m. Die folgende Abb. 7 stellt die Aufbringung der Lastzyklen dar.



Abb. 6: Versuchsaufbau für den Probepfahl mit $D = 1,0\text{ m}$

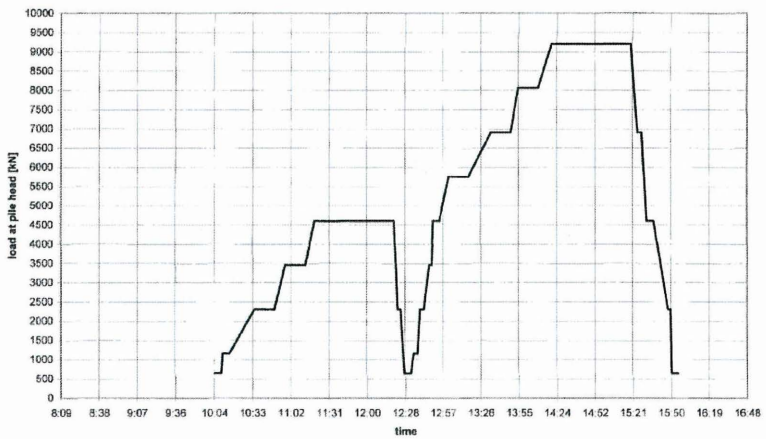


Abb. 7: Zeit-Last-Diagramm für Probepfahl $D = 1,0\text{ m}$

Die Belastung wurde in zwei Lastzyklen aufgebracht. Der erste Zyklus startete mit der Initiallast von 876 kN. Die vier weiteren Schritte beinhalteten jeweils eine Laststeigerung von 1.150 kN, sodass am Ende des ersten Zyklus 4.848 kN erreicht wurden. Nach einem zwischenzeitlichen Entlasten wurde die Last in den gleichen Schritten wieder aufgebracht und anschließend bis zur Maximallast von 9.325 kN gesteigert. Die zugehörigen Last-Verschiebungs-Graphen sind in Abb. 8 dargestellt.

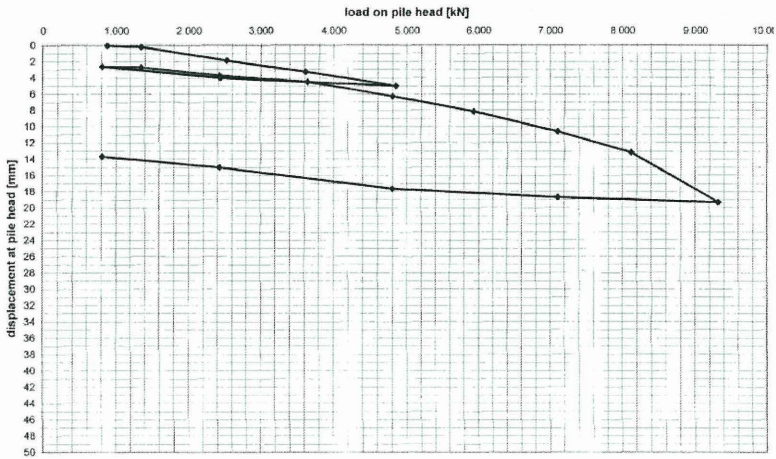


Abb. 8: Last-Setzungs-Diagramm für Probepfahl mit $D = 1,0$ m

Aus dem Verlauf des Last-Setzungsdiagramms kann keine Grenzlaster abgeleitet werden, jedoch deutet der ab ca. 8.000 kN steiler abfallende Ast der Last-Setzungslinie auf ein baldiges Erreichen der Grenzlaster hin. Dies wird durch das hier nicht dargestellte Last-Kriechmaßdiagramm bestätigt.

3.3 Bauwerkspfähle

Die Bauwerkspfähle wurden mit einer bauablaufbedingten planmäßigen Unterbrechung vom 15.02. bis 02.06.07 ausgeführt. Hierbei wurden zwei Drehbohrgeräte eingesetzt. Es waren 45 Pfähle mit $D = 120$ cm, 72 Pfähle mit $D = 100$ cm, 66 Pfähle mit $D = 80$ cm und

acht Pfähle mit $D = 60$ cm auszuführen. Der Bauablauf erforderte mehrmalige Werkzeugwechsel, um die verschiedenen Pfahldurchmesser realisieren zu können.

Die wesentlichste Herausforderung für die Ausführung bestand hierbei darin, eine Technologie zu etablieren, die es gestattete, sowohl die leicht zu lösenden bindigen Böden als auch die mit Geröllen und Findlingen versetzte Übergangszone und die teils extrem harten Flintsteinbänke des Kalksteins zu durchhörtern. Gemäß Baugrundgutachten standen im oberflächennahen Bereich vornehmlich leicht zu lösende bindige Böden an, die gut mit der Drehbohrtechnologie zu lösen waren. Hieran schlossen sich die oben beschriebenen Kalksteinformationen an. Als charakteristische Festigkeiten waren für den Kalkstein $q_u = 35$ N/mm², für die Flinteinlagerungen $q_u = 250$ N/mm² beschrieben. Maximalwerte von bis zu $q_u = 400$ N/mm² waren zu erwarten. Die Einbindetiefe in den Kalkstein betrug ca. 2 m.

Der Einsatz eines Bohreimers war bis in die Verwitterungszone des Kalksteins möglich. Im Weiteren wurde eine Progressivschnecke verwendet. Der sehr harte, mit Flint versetzte Kalkstein bedingte hierbei sehr hohe Lösekräfte. Ein fortwährendes Problem stellte der extrem hohe Verschleiß aller mit dem Kalkstein und dem Flint in Berührung kommenden Teile der Ausrüstung dar (siehe Abb. 9).



Abb. 9: Verschlossene Progressivschnecke und Kellystange

4. Ausführung der Spundwandverbaue

4.1 Allgemeines

Der Einbau der Steam Turbine erforderte ein massives Fundament inkl. Pfähle in einer ca. 4 m abgesenkte Einbaulage. Neben der Pfahlherstellung war hierfür eine 5 m tiefe beengte Baugrube herzustellen. Die Baugrube musste in einem Bereich mit erheblichen Alteinbauten im Untergrund errichtet werden. Folgender Arbeitsablauf wurde gewählt:

1. Trassenräumungsbohrungen in Spundwandachse
2. Einbringen der Spundwand, Rückverankerung mit Temporärlitzenankern
3. Teilaushub und Abbruch der alten Kühlwasserkanäle bis 5 m unter GOK bei laufender Wasserhaltung
4. Wiederverfüllung der Spundwandgrube
5. Pfahlherstellung
6. Aushub und Kapparbeiten
7. Rohbau

4.2 Trassenräumung und Spundwandherstellung

Der Untergrund im Bereich der neu zu errichtenden Steam Turbine wies zwei alte Stahlbetonkühlwasserkanäle in ca. 2-3,5 m Tiefe sowie zahlreiche Fertigteilrammpfähle und Fundamente auf. Da die Kühlwasserkanäle unterhalb des Grundwasserspiegels lagen, wurde entschieden, in einem ersten Schritt den Spundwandkästen auszuführen und im Nachgang die Kanäle im Schutz einer Grundwasserhaltung rückzubauen. Für die Ausführung der Spundwandarbeiten war ein ausgedehntes Freibohren der Trasse erforderlich. Im Anschluss an diese Arbeiten wurde der Verbau durch Temporärlitzenanker rückverankert und die Gurtung und Aussteifung eingebaut (siehe Abb. 10). Hierbei stellte sich insbesondere das Rückverankern als kritisch dar, da es wiederum zahlreiche Kollisionspunkte mit bestehenden Fundamenten und Bestandspfählen gab. Zudem mussten die Anker relativ tief in den hochfesten Kalkstein und Flint abgebohrt werden. Bei den Ankerarbeiten konnte auf Erfahrungen und Ressourcen von den zeitgleich durchgeführten Ankerarbeiten am City-tunnel Malmö zurückgegriffen werden.

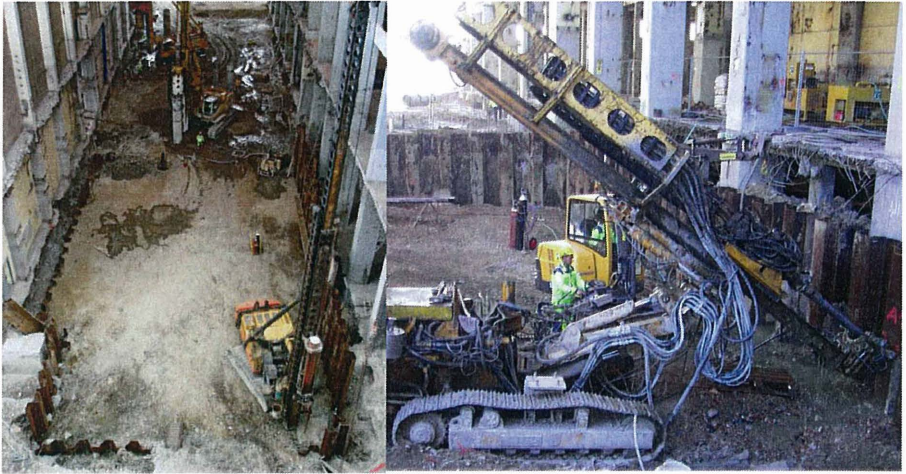


Abb. 10: Trassenräumung / Rammen der Spundwände und Verankerungsarbeiten

4.3 Teilaushub und Wiederverfüllung der Spundwandgrube

Im Zuge des Teilaushubs wurden die Hindernisse innerhalb der Spundwandgrube mit Hydraulikbaggern abgerissen und die Baugrube bis auf das Niveau der Unterkante der bestehenden Fundamente freigeräumt. Anschließend wurde bis auf das Niveau der Bohrebene wieder aufgebaut (siehe Abb. 11).



Abb. 11: Aushub und Wiederverfüllung der Spundwandgrube

4.4 Pfahlherstellung und Vollaushub

Im folgenden Schritt wurden die Gründungspfähle hergestellt, die Baugrube bis zum Endniveau ausgehoben und die Pfähle gekappt (siehe Abb. 12).



Abb. 12: Bohrpfahlherstellung und Endaushub

5. Zusammenfassung

EON Schweden investiert mehr als 300 Mio. Euro in einen Totalumbau und die Sanierung des Öresundsverkets in Malmö. Das neue Werk wird als hocheffiziente, naturgasbefeuerte „combined heat and power“ Anlage eine elektrische Leistung von 440 MW und eine Heizleistung von 250 MW erzeugen. HITACHI fungiert bei dieser Maßnahme als Generalunternehmer, die Brückner Grundbau GmbH war mit der Erstellung von Pfahlgründungen und Spundwandverbauen für die Kraftwerksanlagen beauftragt.

Die bestehenden Hallen des Öresundsverkets haben den Status eines Industriedenkmals. Demnach durften lediglich die alten Einbauten entfernt – die Fassade jedoch nicht wesentlich verändert werden. Als Ergebnis dieser Anforderungen wurde eine der umfassendsten und kompliziertesten Abbruch- und Umbaumaßnahmen gestartet, die je in Schweden durchgeführt wurden. Die Herausforderung für den Spezialtiefbau bestand hierbei in beengten Arbeitsräumen und dem fortwährenden Räumen der Trassen von Altfundamenten und Kühlwasserschächten im Untergrund ohne jedoch in die Tragmechanismen der bestehenden Hallen eingreifen zu dürfen.

Eine weitere Herausforderung bestand in dem sehr harten anstehenden Felsformationen, in denen die Pfähle und Temporäranker abzusetzen waren. Der sehr harte, mit Flint versetzte Kalkstein erforderte den Einsatz spezieller Felslösebohrschnecken. Im Rahmen der Ausführung war stetig dem extremen Verschleiß aller mit den Kalkstein und Flint in Berührung kommenden Teile der Ausrüstung zu begegnen.

Die Gewerke erfordern insgesamt eine detaillierte Planung und ein ausgeprägtes Qualitätsmanagement, um die hohen Anforderungen an das Endbauwerk in Bezug auf das Verformungsverhalten sowie die Umweltverträglichkeit der Ausführung zu gewährleisten.

Autoren:

Dr.-Ing. Chr. Scholz, Dipl.-Ing. H. Neuenhaus

Brückner Grundbau GmbH

Am Lichtbogen 8

45141 Essen

www.brueckner-grundbau.de

Spezialtiefbauarbeiten für eine große Papierfabrik

Tragfähigkeitsermittlung auf Grundlage von rammbegleitenden Messungen dynamischen und statischen Probelastungen

Thomas Lahrs, Thorsten Schultze, Jan Fischer

Inhalt

- 1. Einleitung**
- 2. Baugrundverhältnisse**
- 3. Belastungsversuche**
 - 3.1. rambbegleitende Messungen**
 - 3.2. statische und dynamische Probelastungen**
- 4. Optimierungen**
- 5. Ausgeführte Leistungen**

1. Einleitung

Das Unternehmen Palm Paper baut aktuell rund 150 km nördlich von London auf dem Gelände einer ehemaligen Zuckerfabrik die modernste Fabrik für Zeitungsdruckpapiere in Europa. Die dort eingesetzte Maschine PM 7 verfügt über eine Arbeitsbreite von 10,6 m netto und eine Kapazität von 400.000 t Papier pro Jahr. Die ARGE Gründung PM 7 erhielt den Zuschlag für die Pfahlgründungsarbeiten, weil das Unternehmen auf Basis der vor Auftragvergabe geforderten Probelastungen zahlreiche Optimierungen entwickelte und sich damit gegen mehrere weltweit tätige Mitbewerber durchsetzte.

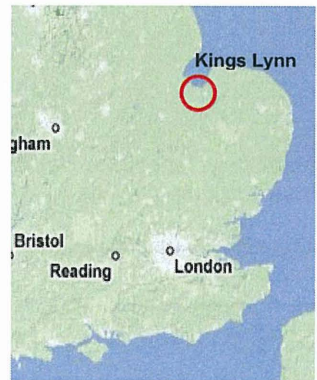


Abb. 1: Lageplan

Vorstellung Projekt

Die Papierfabrik besteht aus fünf großen Gebäudekomplexen mit Abmessungen bis 220 Meter Länge und 120 Meter Breite sowie mehreren kleineren Gebäuden und verschiedenen Rohrbrücken. Abbildung 2 zeigt die Gliederung der Fabrik in ihre einzelnen Bauabschnitte. Aufgrund der schwierigen geologischen Situation vor Ort, mit sehr weichen oberflächennahen Bodenschichten, wird die gesamte Fabrik auf Pfählen gegründet. Die Präzision der Maschinen verlangte zusätzlich extrem hohe Anforderungen an die zulässigen Setzungen und Setzungsdifferenzen.

Baustellenübersicht

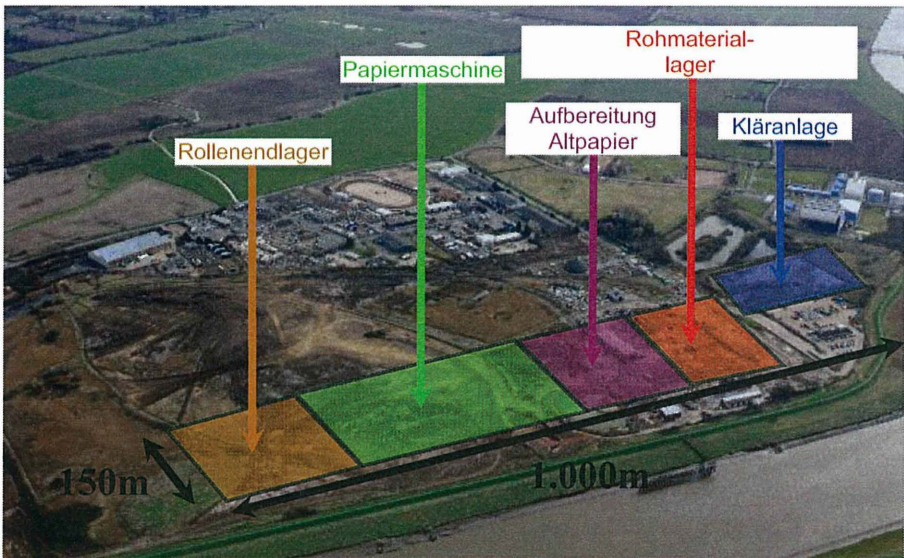


Abb. 2: Luftbild der Baustelle mit Darstellung der einzelnen Gebäudekomplexe

Ausgeschriebene Leistungen

Laut Ausschreibungsunterlagen war vorgesehen, die Bodenplatten der Hallenbauwerke sowie mehrere Rohrbrücken auf Duktillrammpfählen zu gründen. Die Lasten der Streifen- und Einzelfundamente sollten über Großbohrpfähle in den tragfähigen Baugrund abgetragen werden. Insgesamt wurden hierfür die nachfolgend aufgeführten Mengen in der Ausschreibung berücksichtigt:

Duktilrammpfähle → Anzahl: 10.500 Stück
Durchmesser: Ø 118 mm + Ø 170 mm
zul. Belastung: 400 kN
Pfahllängen: bis 30 m
Gesamtpfahllänge: 240.000 m

Großbohrpfähle → Anzahl: 410 Stück
Durchmesser: Ø 62 cm
zul. Belastung: 850 kN
Pfahllängen: bis 30 m
Gesamtpfahllänge: 12.000 m

Großbohrpfähle → Anzahl: 740 Stück
Durchmesser: Ø 90 cm
zul. Belastung: 1.500 kN
Pfahllängen: bis 30 m
Gesamtpfahllänge: 22.500 m

Für die oben aufgeführten Leistungen war eine Bauzeit von rd. 6 Monaten vorgesehen. Die Pfahlgründungsarbeiten sollten am 31.03.2008 beginnen und am 10.10.2008 fertig gestellt werden.

Die Nettoangebotssumme für die ausgeschriebenen Leistungen beträgt rd. 31.Mio. Euro.

Sondervorschlag ARGE Gründungs PM 7

Aufgrund der örtlichen Bodenverhältnisse und der hohen Anforderungen an die zulässigen Setzungen und Setzungsdifferenzen sowie der kurzen Bauzeit, hat die ARGE PM7 einen Sondervorschlag ausgearbeitet. Der Sondervorschlag sah eine Gründung mit Ortbetonrammpfählen – System Simplex - vor. Bei diesem Pfahlsystem wird ein starkwandiges Stahlrohr mit einer Stahlfußplatte inklusive Dichtung wasserdicht verschlossen. Dieser Hohlquerschnitt mit einem Rrammbären in den Boden eingerammt, um diesen vollständig zu verdrängen. Nach Erreichen der Rammkriterien oder der erforderlichen Absetztiefe wird der Bewehrungskorb eingestellt und das Rohr mit Beton verfüllt. Nach dem Einbringen des Betons wird das Rammrohr wieder gezogen. Die einzelnen Arbeitsschritte sind in der Abbildung 3 dargestellt. Dieses Pfahlsystem bietet u. a. den Vorteil, dass die Pfahllänge dem Verlauf der tragenden Bodenschichten angepasst werden kann. Darüber hinaus können mit diesem Pfahlsystem sehr hohe Pfahllasten abgetragen und hohe Tagesleistungen realisiert werden.

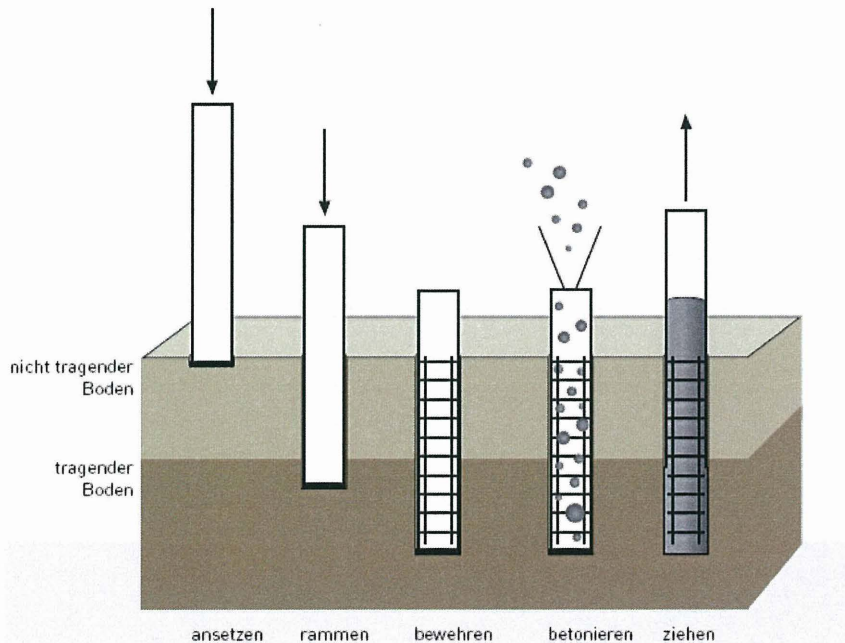


Abb. 3: Systemskizze Ortbetonrammpfahl - Simplex

2. Baugrundverhältnisse

Der aus sehr jungen, nacheiszeitlichen Sedimenten gebildete Boden im Bereich der geplanten Papierfabrik in Kings Lynn entspricht generell der nachfolgenden Beschreibung:

Die ersten vier Meter ab Geländeoberkante bilden stark organische Tone und Torfe mit einer breiigen Konsistenz. Im Anschluss, bis in eine Tiefe von ca. neun Meter, wurden weiche Tone mit sehr dünnen sandigen Schlufflagen erkundet. In weiterer Folge ist bis in eine Tiefe von 12,5 m eine rege Wechselfolge aus Feinsanden, feinsandigen Schluffen und sandig-schluffigen Tonen anzutreffen. Deren Konsistenz bzw. Lagerungsdichte ist weich oder sehr locker. Die nachfolgende Bodenschicht, bis auf Endtiefe der geplanten Tiefen- gründung von rd. 23,0 m unter GOK, bilden steife bis feste Tone, deren Tragfähigkeit mit zunehmender Tiefe steigt (Kimmeridge Clay). Vereinzelt sind Felsbänke in die tragfähigen Tonschichten eingelagert. In Abbildung 4 ist der vereinfachte Aufbau des Baugrundes dargestellt.

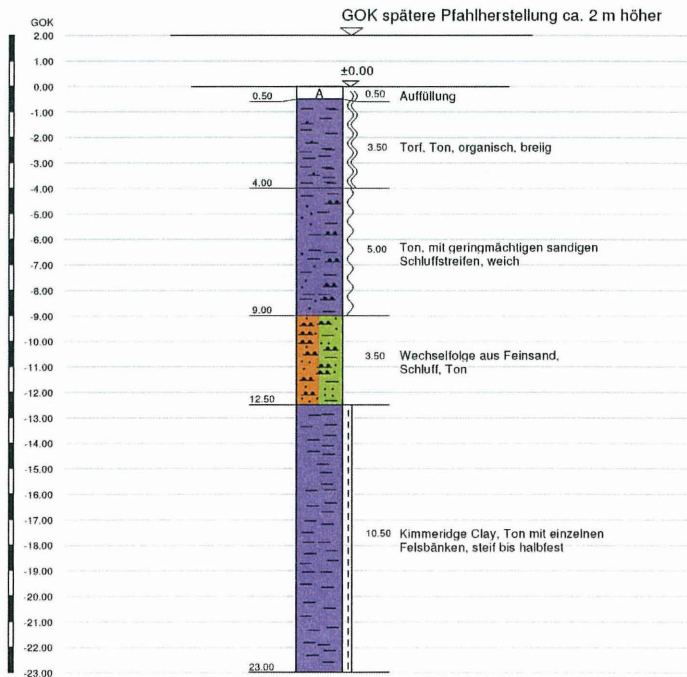


Abb. 4: vereinfachter Baugrundaufbau

Das nachfolgende Foto (Abb. 5) zeigt einen halb versunkenen Bagger während der vorlaufenden Abbrucharbeiten der alten Zuckerfabrik. Zu diesem Zeitpunkt war die tragfähige Arbeitsebene für die Rammgeräte noch nicht hergestellt. Die Aufnahme verdeutlicht eindrucksvoll die schlechte Trageigenschaft der breiig bis weichen oberflächennahen Tonschicht. Der dargestellte Vorfall wiederholte sich während der Abbrucharbeiten. Aus diesem Grund wurde die Mächtigkeit der Rammebene im weiteren Verlauf auf 1,20 m bis 1,60 m verstärkt.



Abb. 5: eingesunkene Bagger vor Herstellung der Arbeitsebene

zeitlicher Ablauf

Der zeitliche Ablauf von der Ausschreibung bis zur Auftragserteilung ist in der Abbildung 6 dargestellt. Es wird deutlich, wie eng der zeitliche Rahmen für die Probelastungen bis zur Auftragsvergabe war. Hervorzuheben ist, dass die Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH innerhalb von nur 10 Tagen sämtliche Gerätschaften für die Herstellung der Probepfähle von Deutschland nach England transportiert hat.

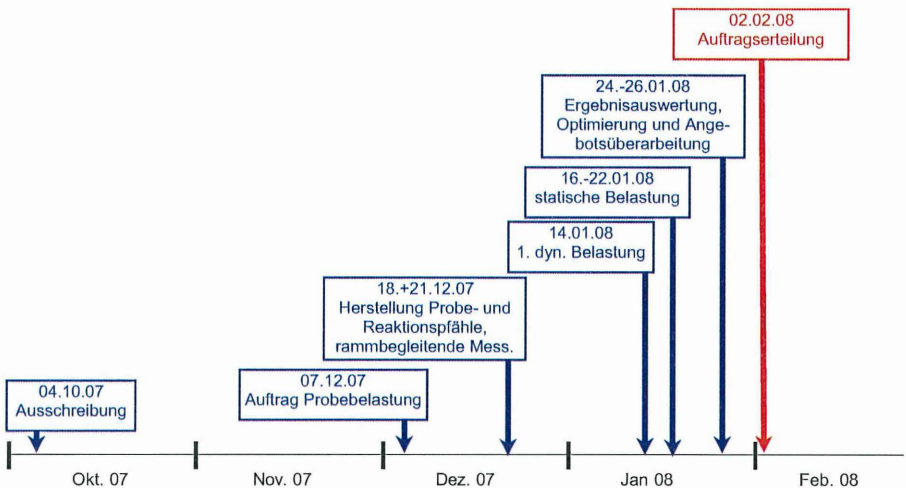


Abb. 6: zeitlicher Ablauf von Ausschreibung bis Auftragserteilung

3. Belastungsversuche

Wie beschrieben ist für den gesamten Bereich der Papierfabrik eine Tiefengründung vorgesehen. Um die unterschiedlichen Pfahlsysteme der einzelnen Anbieter hinsichtlich technischer und wirtschaftlicher Qualität beurteilen zu können, wurde jeweils ein Probefeld aus mehreren Pfählen hergestellt. Aufgrund der engen Terminsituation wurden an den Pfählen bereits 3,5 Wochen nach deren Herstellung dynamische und statische Probelastungen durchgeführt. Das Probefeld der ARGE Gründung PM7 bestand aus vier Ortbetonrammpfählen (2 x Ø38 cm, 2 x Ø61 cm). Die Daten der hergestellten Probepfähle sind in nachfolgender Tabelle (Abb. 8) angegeben. Zusätzlich wurden weitere acht Reaktionspfähle des gleichen Pfahltyps hergestellt.

Probefeld

Das Probefeld für die Belastungsversuche wurde von der ARGE PM7 nahe einer vorhandenen Bohrsondierung (BH 5) angeordnet. Aufgrund von lokal nicht ausreichend tragfähigen Bodenschichten und vorhandener Altbebauung war die Zugänglichkeit der eingesetzten Geräte zum Probefeld eine Herausforderung. Die Arbeitsebene für die Probepfähle lag ca. 2,0 m unter der Standfläche der später ausgeführten Gründung für die Papiermaschine. Abbildung 7 zeigt die Anordnung der Probe- und Reaktionspfähle.

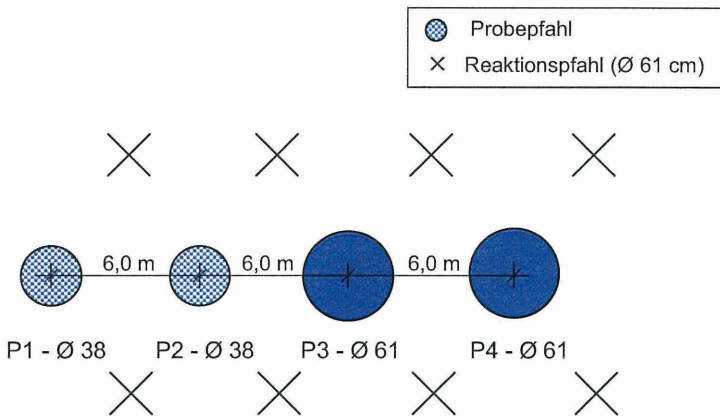


Abb. 7: Anordnung Belastungsversuche Probefeld

Pfahldaten

Pfahlnummer:	P1	P2	P3	P4
Pfahlsystem	ORP	ORP	ORP	ORP
Herstelldatum	19.12.07	18.12.07	18.12.07	18.12.07
Länge (incl. Hülse) [m]	18,40	19,90	19,65	19,55
Länge ab Aufnehmer [m]	17,20	18,70	18,45	18,35
Einbindelänge [m]	17,00	18,50	18,20	18,30
Durchmesser Pfahl [cm]	38,0	38,0	61,0	61,0
Durchmesser Fußplatte [cm]	42,0	42,0	66,0	66,0

Abb. 8: Pfahldaten Ortbetonrammpfahl (ORP)

3.1 rambbegleitende Messungen

Erfahrungen über die Tragwirkung von Ortbetonrammpfählen in bindigen Böden existieren kaum. Aus Mangel an Ergebnissen gibt es beispielsweise in den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA Pfähle) keine Angaben für Spitzendruckwerte von Ortbetonrammpfählen in bindigen Böden.

Um eine erste Einschätzung der Pfahltragfähigkeit in dem vorhandenen Baugrund zu erhalten, insbesondere die Entwicklung der Widerstände über die Einbindetiefe betreffend, wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) im Dezember 2007 vier rambbegleitende Messungen an Rammrohren unterschiedlicher Durchmesser durchgeführt. Im Vergleich zur rambbegleitenden Messung an einem Stahlpfahl kann bei der Herstellung von Ortbetonrammpfählen lediglich das Rammrohr bei der Einbringung auf Endtiefe messtechnisch bestückt und rambbegleitend gemessen werden.

Bei einer rambbegleitenden Messung wird jeder der ausgeführten Rammschläge digital gespeichert und zur Auswertung herangezogen. Die Tragfähigkeitsentwicklung kann beurteilt werden, indem für jeden gespeicherten Schlag eine CASE-Auswertung durchgeführt und die ermittelte Tragfähigkeit über die Eindringtiefe aufgetragen wird. Die Berechnung nach dem CASE-Verfahren ist ausführlich in [EA-Pfähle, 2007] beschrieben.

Die Tragfähigkeitsentwicklung über die Rammtiefe nach CASE ist in der Abbildung 9 für den Dämpfungsfaktor $J_c = 0,7$ (RX7) für ein Rammrohr $\varnothing 38$ cm und ein Rammrohr $\varnothing 61$ cm dargestellt. Für den im Kapitel 2 beschriebenen Baugrundaufbau kann in grober Annäherung ein Dämpfungsfaktor J_c von 0,7 angesetzt werden.

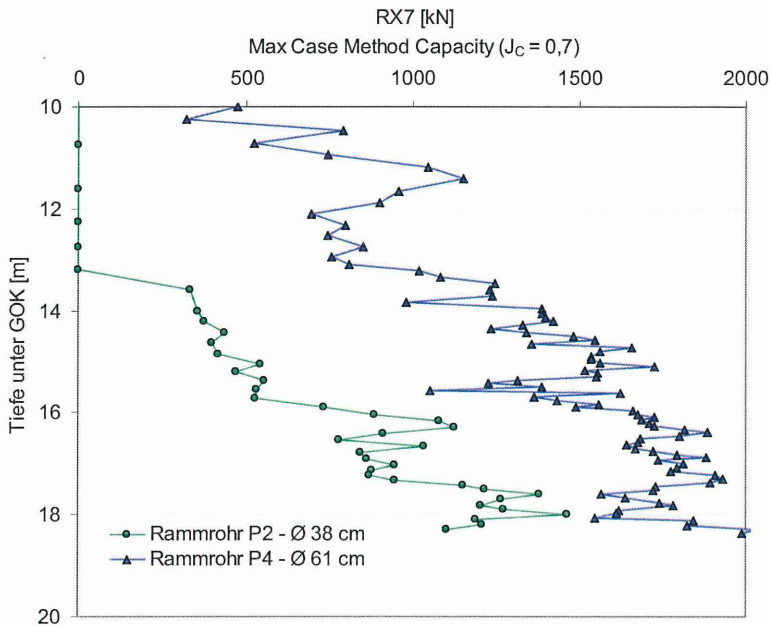


Abb. 9: Ergebnis der rambbegleitenden Messung

Bei der Herstellung eines Ortbetonrammpfahles, insbesondere durch den Überstand der Pfahlfußplatte, kommt es im Nahbereich des Pfahles zu Umlagerungen im Boden. Diese Umlagerung führt während des Rammprozesses zu einer Reduktion der Widerstände am Pfahlmantel. Die Ergebnisse der rambbegleitenden Messung sind hinsichtlich der gemessenen Mantelreibungswerte ungünstiger als die tatsächlich erzielten Werte der Pfähle nach einer ausreichend langen Standzeit (siehe Abb. 14). Diese Differenz liegt einerseits an den unterschiedlichen Reibungsbeiwerten von Stahl und Beton. Andererseits kommt es im Einflussbereich des Pfahles zu einem Anwachseffekt, was aus der Abbildung 10 sehr gut ersichtlich ist. Im Gegensatz hierzu kann durch die hohen eingeleiteten Energien während der Rammung in bindigen Böden ein Porenwasserüberdruck im Pfahlfußbereich entstehen. Dieser Überdruck hat ggf. eine Überschätzung der Spitzenwiderstände während der Rammung zur Folge. Die Auswertung der Tragfähigkeit nach CASE kann daher nur als erste Einschätzung der Pfahlwiderstände über die Einbindetiefe verstanden werden. Die zu einem späteren Zeitpunkt ermittelte Grenztragfähigkeit sowie die Verteilung von Mantelrei-

bung und Spitzendruck können deutlich variieren. Zur Beurteilung der Tragfähigkeitsentwicklung über die Zeit wurde das Rammrohr während der Herstellung des Pfahles P3 über Nacht im Boden belassen und erst am nächsten Morgen um zusätzliche 10 cm auf Endtiefe gerammt. Einer der letzten gemessenen Rammschläge am Abend sowie einer der ersten gemessenen Rammschläge am Morgen (Zeitdifferenz rd. 12 Std.) wurde mit dem CAPWAP-Verfahren ausgewertet. Der Anstieg der Mantelreibung im Bereich der tragfähigen Tonschicht, als Ergebnis eines 'Anwachsens' des Bodens an das Rammrohr in diesem Bereich ist deutlich zu erkennen. Für den CASE-Dämpfungsfaktor J_C wurde ein Wert zwischen 0,6 und 0,7 ermittelt. Abbildung 10 zeigt die Verteilung der Mantelreibung über die Einbindetiefe am Rammrohr des Pfahles P3.

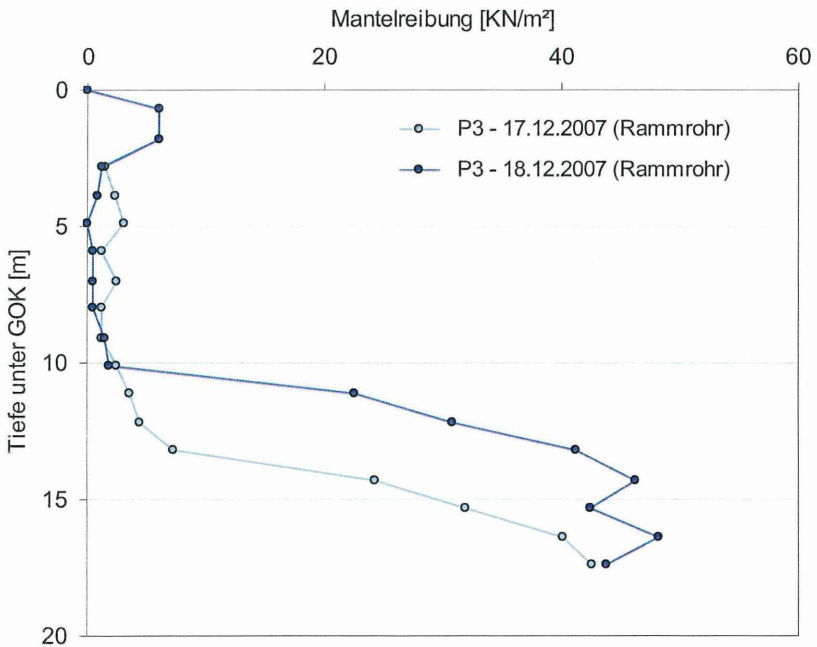


Abb. 10: Vergleich Mantelreibung beim Rammen und rd. 12 Std. später

3.2 statische und dynamische Probelastungen

Um möglichst realistische Ergebnisse zu erreichen, wurde die statische Probelastung an den Pfählen P2, P3 und P4 rd. 3,5 Wochen nach deren Herstellung durchgeführt. Hierdurch konnte gewährleistet werden, dass sich mögliche Porenwasserüberdrücke reduzieren und ein ‚Anwachseffekt‘ im Bereich der Mantelfläche entsteht.

Die Reaktionspfähle (Ortbetonrammpfahl, Ø 61 cm) haben einen Abstand von rd. 3,5 m zum jeweiligen Probepfahl. Die Reaktionskraft der Presse wird über Lasttraversen und GEWI Stangen (Ø 63 mm) auf die Reaktionspfähle übertragen. Insgesamt wurden die Reaktionspfähle für eine aufnehmbare Last von 1.000 kN bemessen. Der Aufbau der statischen Probelastung ist in Abbildung 11 dargestellt.



Abb. 11: Aufbau der statischen Probelastung

Bei einer statischen Probelastung in bindigen Böden müssen zeitliche Effekte (Kriechen) berücksichtigt werden. Durch die setzungsempfindlichen Maschinen der späteren Papierfabrik werden hohe Anforderungen an das Setzungsverhalten der gesamten Gründung gestellt. Aufbauend auf langjährigen Erfahrungen und den Vorgaben des schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) wurde von dem Baugrundgutachter eine Mindest-

belastungsdauer der Pfähle von zwei Stunden je Zwischenlaststufe und 12 Stunden für die Laststufen bei Gebrauchslast und Grenzl原因 festgelegt. Das dabei einzuhaltende Kriechmaß k_s durfte einen Wert von 2 mm in der jeweiligen Laststufe nicht überschreiten. Detaillierte Angaben sind in [SIA 267/1, 2003] beschrieben.

Um die Grenztragfähigkeit der Pfähle einschätzen zu können, wurde im Vorfeld der statischen Probelastungen vom IGB-TUBS eine dynamische Probelastung an dem Pfahl P1 durchgeführt. Die dynamische Probelastung fand am 14.01.2008, zwei Tage vor der ersten statischen Probelastung, statt. Aus den Ergebnissen der CAPWAP-Auswertung (Mantelreibung je Meter Einbindetiefe, Spitzendruck) konnten die zu erwartenden Grenztragfähigkeiten der Pfähle P2 bis P4 berechnet und deren Laststufen für die statische Probelastung sinnvoll eingeteilt werden.

Für die Erfassung der Setzungen wurden drei automatisch registrierende Wegaufnehmer installiert. Als Belastungseinrichtung kam eine hydraulische Presse mit Druckkonstanthaltungssystem zum Einsatz. Die Kraft wurde über ein hydraulisches Kissen automatisch registriert. Das Ergebnis der statischen Probelastungen zeigt die nachfolgende Abbildung 12.

Last-Setzungsdiagramm

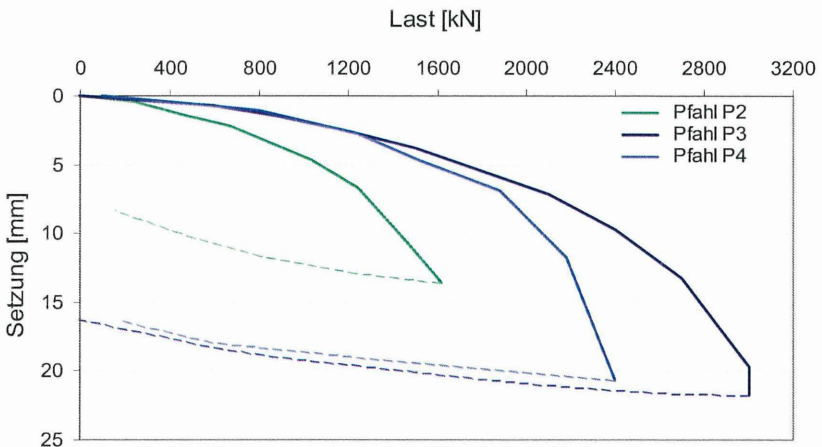


Abb. 12: Ergebnisse der statischen Probelastungen

Im Detail wurden die Pfähle P2 und P4 in Anlehnung an die Schweizer SIA 267 langsam belastet und zur Erfassung des Kriechverhaltens auf der Gebrauchslaststufe für mind. 36 Stunden konstant gehalten. Insgesamt dauerten diese Versuche rd. fünf Tage. Der Pfahl P3 wurde auf der Grundlage der Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen [DGGT, 1998] belastet. Dieser Versuch dauerte rd. 12 Stunden. Unter Berücksichtigung des maximalen Kriechmaßes k_s von 2 mm wurde eine anzusetzende Grenzlast von 1.445 kN für den Pfahl P2 und 2.300 kN für den Pfahl P4 ermittelt. Bei der jeweils nächsten Laststufe konnte das vorgegebene Kriechmaß nicht mehr eingehalten werden.

Abbildung 13 zeigt das Ergebnis der statischen und dynamischen Probebelastungen, bezogen auf den charakteristischen Pfahlwiderstand $R_{1m,i}$ im Grenzzustand GZ 1B [DIN 1054-1, 2005]. Der statisch ermittelte Widerstand des Pfahles P2 ($\varnothing$ 38) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis der im Vorfeld durchgeführten dynamischen Probebelastung am Pfahl P1 (ebenfalls $\varnothing$ 38). Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass der Pfahl P2 1,5 m tiefer in den Kimmeridge Clay einbindet (vgl. Abb. 8).

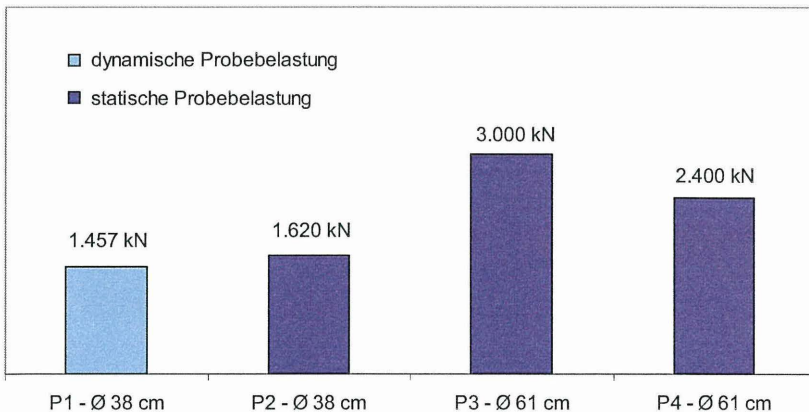


Abb. 13: Charakteristischer Pfahlwiderstand $R_{1m,i}$ im Grenzzustand GZ 1B

Als Ergebnis der durchgeführten dynamischen und statischen Probebelastungen wurde von dem Baugrundgutachter festgestellt, dass die als Sondervorschlag angebotenen Ort-betonrammpfähle für die Gründung der geplanten Papierfabrik mit ihren speziellen Anforderungen an das Last-Setzungs-Verhalten gut geeignet sind.

Zur genauen Bestimmung des CASE-Dämpfungsfaktors J_C und um die Verteilung der Widerstände auf den Pfahlmantel und den Pfahlfuß besser beurteilen zu können, wurden zwei Monate nach den statischen Probebelastungen weitere dynamische Probebelastungen an den Probepfählen durchgeführt. Abbildung 14 zeigt den Verlauf der Mantelreibung über die Einbindetiefe am Beispiel des Pfahles P3. Zusätzlich sind nochmals die Ergebnisse der rambbegleitenden Messung dargestellt. Durch den Anwachseffekt des Bodens an den fertig hergestellten Pfahl konnten über die Zeit deutlich höhere Widerstände am Pfahlmantel festgestellt werden.

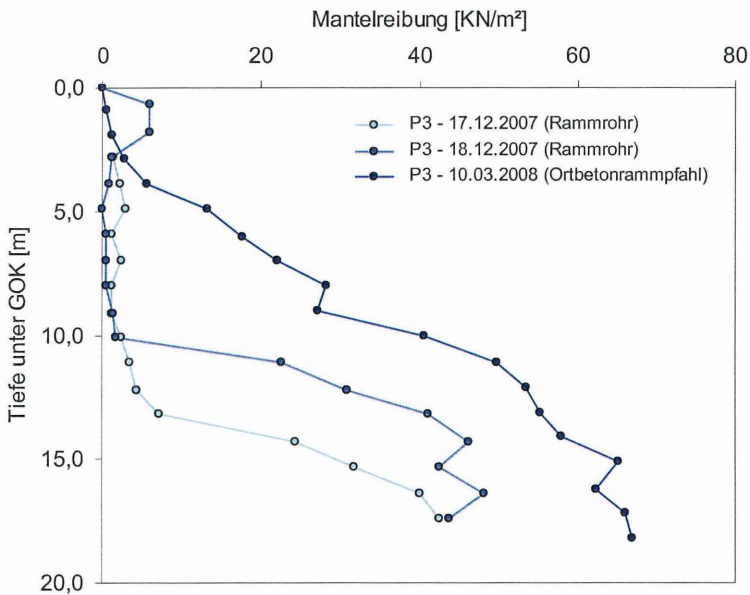


Abbildung 14: Verlauf der Mantelreibung über die Einbindetiefe am Pfahl P3

4. Optimierungen

Auf Grundlage unserer jahrzehntelangen Erfahrung bei der Herstellung von Pfählen sowie den umfangreichen Erkenntnissen durch die Belastungsversuche konnte die geplante Pfahlgründung von der ARGE Gründung PM7 erheblich optimiert werden. Die wesentlichen Optimierungen sind nachfolgend aufgeführt:

1. Reduzierung der Pfahlanzahl um 35% von rd. 11.350 Stck. auf rd. 7.300 Stck.
2. Reduzierung des Pfahlquerschnitts von Ø 90cm auf Ø 61 cm bzw. Ø 38 cm
3. Reduzierung der Einzelpfahllängen von rd. 30 m auf 16 m bis 23 m
4. Reduzierung der Gesamtpfahllängen um rd. 50 % von 278.000 m auf 141.000 m
5. Höhere Belastung der Einzelpfähle
6. Verkleinerung der Stützenfundamente durch Verringerung von Pfahlanzahl und -durchmesser unter den Fundamenten
7. Verkürzung der Bauzeit
8. Entfall von Bohrgut

Durch die zahlreichen Optimierungen konnte die Nettoangebotssumme für die Pfahlgründungsarbeiten halbiert werden. In diesem Betrag sind die Kosteneinsparungen durch die Verkleinerung der Fundamente und dem Entfall des Bohrgutes noch nicht berücksichtigt. Abbildung 15 zeigt den zeitlichen Ablauf zwischen Ausschreibung und Fertigstellung.

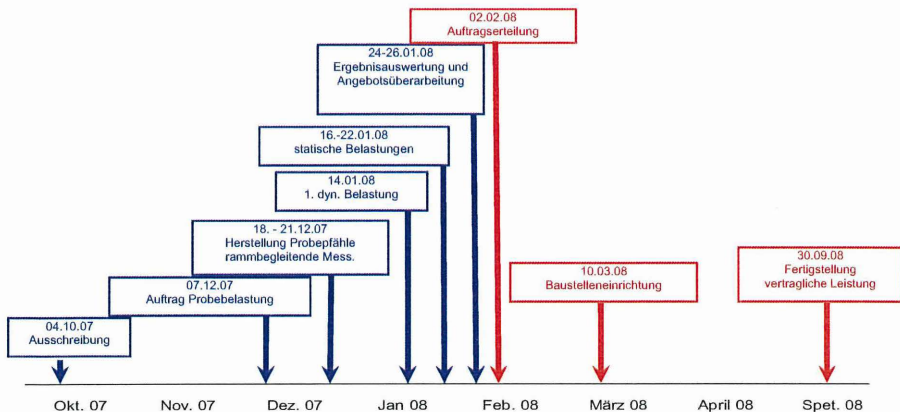


Abb. 15: zeitlicher Ablauf bis Fertigstellung

5. Ausgeführte Leistungen

- 1.928 Pfähle Ø 61/66 cm ⇒ rd. 41.000 m
- 5.300 Pfähle Ø 38/42 cm ⇒ rd. 100.000 m
- Betonlieferungen ⇒ rd. 27.000 m³
- Bewehrungsstahl ⇒ rd. 1.500 t

Zu Beginn der Baustelle bestand eine weitere Herausforderung in den parallel laufenden Abbrucharbeiten, etwa der alten Zuckerfabrik. Ebenfalls parallel zur Pfahlgründung starteten die Arbeiten zum Erdaushub und zur Herstellung der Arbeitsebene. Die Abbildung 16 zeigt einen Überblick über die Baustelle rd. 2 Monate nach Rammbeginn.



Abb. 16: Gesamtübersicht Baustelle während Pfahlherstellung

Bis zur Inbetriebnahme der Betonmischanlage auf der Baustelle nach ca. 3 Monaten wurde der Pfahlbeton von den umliegenden Betonmischwerken angeliefert. Für die gesamten Pfähle wurden insgesamt rd. 27.000 m³ Beton angeliefert und in die Pfähle eingebaut.

Alle anderen für die Pfahlherstellung erforderlichen Materialien, z. B. Längs- und Wendelbewehrung, Ringe und Fußplatten, wurden vom europäischen Festland angeliefert. Insgesamt wurden rd. 900 t Fertigkörbe für die kleinen Pfahldurchmesser auf über 140 Transporten antransportiert. Die restlichen 600 t wurden "lose" vom Festland angeliefert und vor Ort verarbeitet. Die Abbildung 17 zeigt u.a. drei Rammgeräte der ARGE Gründung PM7 mit einer Arbeitshöhe von etwa 43 m während der Pfahlherstellung. Das Arbeitsgewicht jeder abgebildeten Ramme beträgt mit Rammrohr und Ziehvorrichtung rd. 110 t.



Abb. 17: Rammarbeiten während Erdaushub und Fundamentherstellung

Neben der Pfahlherstellung wurden baubegleitend zusätzlich 5.600 m² Spundwand in Längen bis 10 m hergestellt, um Höhendifferenzen im Baufeld zu sichern. Abbildung 18 zeigt einen Teil der hergestellten Baugrubensicherung. Im Hintergrund ist zu sehen, dass parallel zu den Rammarbeiten die ersten Fertigteile montiert werden.



Abb. 18: Hergestellte, noch nicht freigelegte Spundwand

Das nachfolgende Foto (Abb. 19) zeigt die Baustelle kurz vor Fertigstellung der Pfahlgründung. Im Vordergrund ist zu sehen, dass die letzten Pfähle in unmittelbarer Umgebung der bereits hergestellten Gebäudeteile eingerammt werden. An den parallel laufenden Arbeiten auf engem Raum – Rammarbeiten und Erstellung Rohbau – wird deutlich, unter welchem Zeitdruck die gesamte Papierfabrik erstellt werden muss.



Abb. 19: Rammarbeiten und Herstellung Rohbau laufen parallel

Literatur:

- DIN 1054:2005-1: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.; 2005
- Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 1998
- EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, ISBN: 978-3-433-01870-5, 2007
- SIA 267: Geotechnik; Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein; SN 505267, 2003

MBA BSc Thomas Lahrs

Dipl.-Ing. Thorsten Schultze

Dipl.-Ing. Jan Fischer

KURT FREDRICH Spezialtiefbau GmbH

Zur Siedewurt 2

27612 Bremerhaven

Tel.: 0471/97447-18

Fax: 0471/97447-44

E-mail: info@kurt-fredrich.de

Homepage: www.kurt-fredrich.de



Unser Spezialwissen für Sie
europaweit vor Ort

Fredrich – auf gutem Grund

FREDRICH
SPEZIALTIEFBAU

Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH

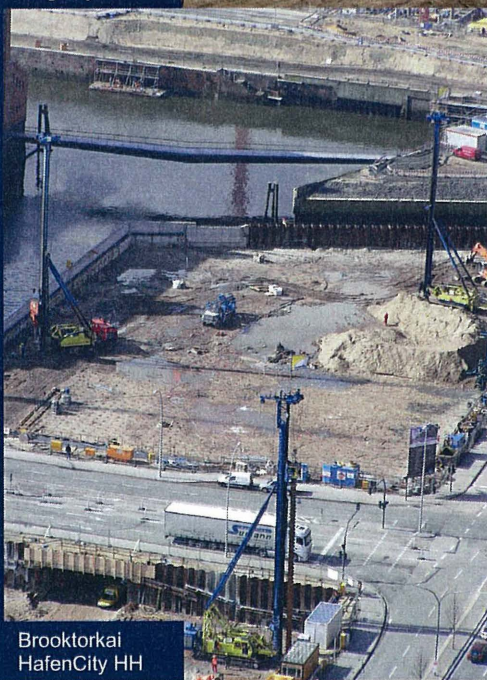
Postfach 10 11 09
27511 Bremerhaven

Hausanschrift
Zur Siedewurt 2
27612 Loxstedt/Bremerhaven

Tel.: +49 471 97447-0
Fax: +49 471 97447-44
eMail: info@kurt-fredrich.de
web: www.kurt-fredrich.de



Papierfabrik
Kings Lynn



Brooktorkai
HafenCity HH

Vorwegnahme von Setzungen bei hochbelasteten Großbohrpfählen durch den Einbau von Hubkissen an der Pfahlsohle

Günther Körber

1. Aufgabenstellung

Im Hafen - und Industriegelände von Rotterdam wird derzeit die Kapazität der dort bereits existierenden Kohlekraftwerke erweitert. Direkt am Meer entsteht die E.ON Benelux Maasvlakte Power-Plant 3 (MPP 3). Bauherr ist die E.ON Kraftwerk GmbH, Hannover.



Bild 1: Maasvlakte Power-Plant 3

Die Spezialtiefbaumaßnahmen umfassen Schlitzwände, Dichtwände, Abdichtungssohlen nach dem Weichgelverfahren und zahlreiche Gründungspfähle.

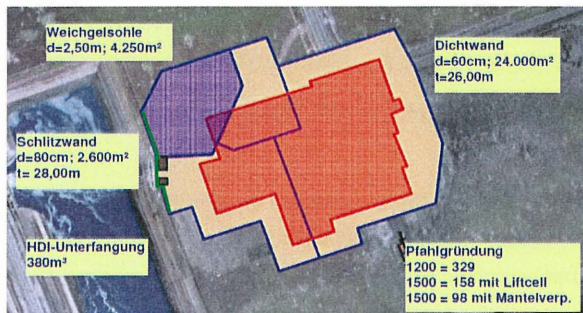


Bild 2 : Baugrube

2. Baugrund

Eine besondere Herausforderung der Baustelle ist das gleichzeitige Auftreten einer besonders schwierigen Baugrundsituation und einer erheblichen Lastkonzentration im Bereich der Kesselhausstützen.

Der Baugrund besteht aus 20 bis 30 m starken, künstlichen Sandschüttungen, welche bereits vor Jahrzehnten auf mehrere Sedimentschichten aufgebracht wurden, die wiederum durch unterschiedlich dicke Sandschichten voneinander getrennt sind.

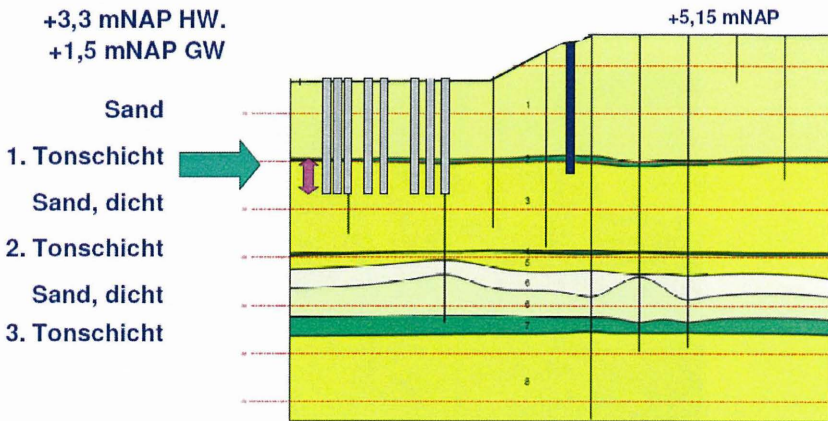


Bild 3 : Bodenprofil

Diese Sedimente bestehen im oberen Bereich aus mäßig konsolidierten Tonschichten von 1 - 2 m Dicke ($c' = 2 \text{ kPa}$, $\phi = 22,5^\circ$, $E_{\text{OED-REF}} = 1,0 \text{ MPa}$).

Sie sind mitteldicht bis dicht gelagert und der Wasserspiegel steht nur wenige Meter unter Geländeoberkante.

Aufgrund der konsolidierungsfreudigen Tonschichten darf die Mantelreibung der darüber liegenden, etwa 20 m starken Sandschicht nicht für das dauerhafte Tragverhalten der Gründungspfähle berücksichtigt werden, da sie im Zuge weiterer Konsolidierungen verloren geht bzw. in negative Mantelreibung umschlägt.

Da unter der oberen Tonschicht weitere Tonlinsen bzw. eine weitere, weiche Tonschicht ansteht, ist die Einbindung der Pfähle in die zweite Sandschicht auf nur wenige Meter beschränkt, um einen ausreichenden Abstand der Pfahlsole zur tiefer liegenden Tonschicht zu gewährleisten,

3. Gründungskonzept

Im Bereich des Kesselhauses liegen hochbelastete Pfähle mit Lasten zwischen 6000 und 7000 kN je Pfahl. Zwischen den einzelnen Kesselhausstützen sind Setzungsdifferenzen mit max. 15 mm gefordert, um eine einwandfreie Funktion des Gebäudes sicher zu stellen.

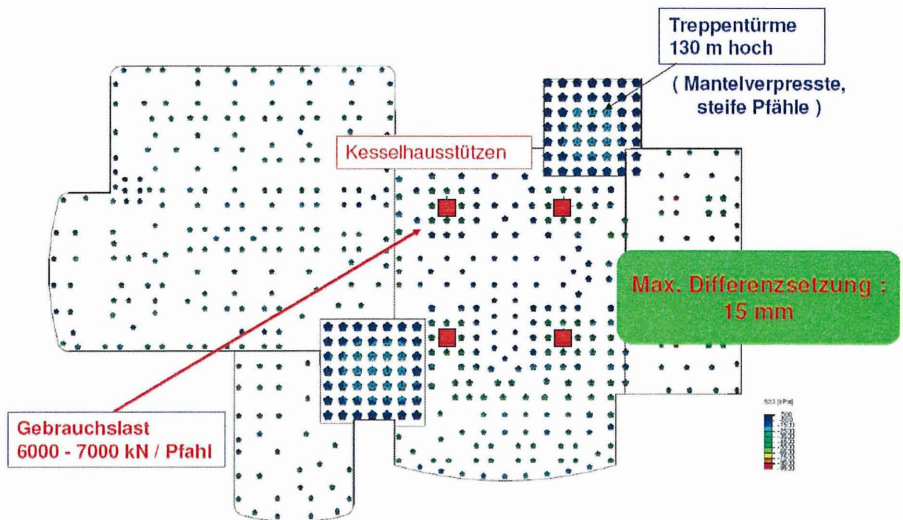


Bild 4 : Anordnung der Gründungspfähle

Um diese geringen Setzungsdifferenzen gewährleisten zu können, entstand die Idee, die Gründungspfähle in diesem Teil nach der Herstellung einer besonderen Behandlung zu unterziehen.

Da die Baugrundbegebenheiten nur eine kurze Mantelreibungseinbindelänge von wenigen Metern zulassen, müssen die Pfähle im Wesentlichen über Spitzendruck tragen. Eine größere Spitzendruckkraft lässt sich wiederum erst mit größeren Verschiebungen des

Pfahlschaftes aktivieren - also bei größeren Setzungen Je mehr Setzungen, umso höher das Risiko für größere Setzungsunterschiede bei den Pfählen aufgrund von Inhomogenitäten im Baugrund.

Um dem entgegenzuwirken, entstand die Idee, die Pfahlsohle noch vor Beginn der Hochbaumaßnahmen so vorzuspannen, dass bereits eine Aktivierung des Spitzendrucks bei geringen Setzungen des Pfahlkopfes bzw. Schaftes eintritt.

Vorspannung im Pfahlfuß kann durch unterschiedliche Verpresstechniken bewirkt werden. Über einzelne Injektionsventile am Pfahlfuß oder über flächenhafte Pfahlfußverpress-Platten wird Zementsuspension am Pfahlfuß eingepresst.

Der erwünschte Erfolg einer Hebung des Pfahles oder die Aktivierung einer größeren Spitzendruckkraft ist bei diesen Verpresstechniken jedoch mit gewissen Risiken verbunden. So kann sich beim Verpressen eine vorzeitige Umläufigkeit des Verpressgutes einstellen, ohne dass eine ausreichende Vorspannung der Sohle eintritt oder es lässt sich kein höherer Suspensionsdruck aufbringen, weil der Boden zu durchlässig ist.

Als gesicherte Technik zur Erzeugung einer höheren Vorspannung im Sohlbereich wurde deshalb der Einbau von Hubkissen oder so genannten Lift-Cells erwogen, wie sie bei BAUER bereits zur Durchführung von Pfahltests und zum Vorspannen von Baugruben - aussteifungen erfolgreich eingesetzt werden. Dabei handelt es sich um flache Druckbehälter aus Stahl, die am Fuß des Bewehrungskorbes befestigt sind und deren Volumen durch Aufblasen vergrößert werden kann.



Bild 5 : BAUER Lift-Cell

4. Pfahltests

Vor Beginn der eigentlichen Gründungsmaßnahmen wurden mehrere Pfahltests ausgeführt, um zum einen die Wirkung der unterschiedlichen Vorspann- bzw. Verpresstechniken nachzuweisen und zu dem sollten sie dazu dienen, die Parameterannahmen für die Finite- Elemente Berechnung des Gesamtgründungssystems zu verifizieren.

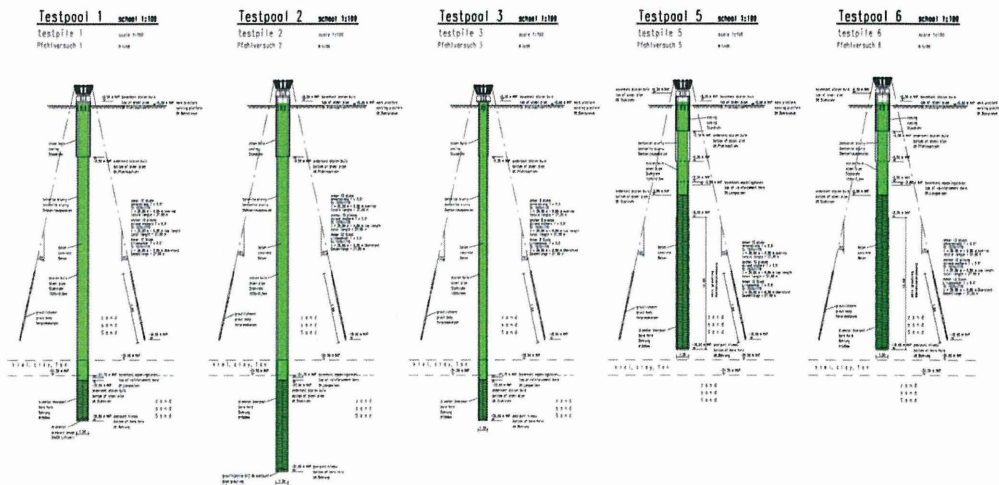


Bild 6 Pfahlversuchsreihe

Neben dem Hubkissen bzw. der BAUER Lift-Cell -wurde auch eine herkömmliche, flächenhafte Fußverpressplatte eingebaut, die Einbindelängen der Pfähle wurde variiert und an einigen Pfählen wurde die Steifigkeit durch Mantelverpressung erhöht.

Besonderheit aller Versuche war, dass die Mantelreibung in der oberen Sandschicht sicher ausgeschlossen werden musste, da die Mantelreibung dieser Sandschicht auch bei der späteren Baumaßnahme rechnerisch nicht ansetzbar ist.

Zum Ausschluss der Mantelreibung wurde der Pfahl bis zur weichen Tonschicht als Stahlrohr ausgeführt und dessen Ringraum zum Boden mit frischer Bentonitsuspension gefüllt.

Messquerschnitte mit Verformungsgebern im Pfahlkopfbereich und am unteren Rohrende im Bereich der weichen Tonschicht ermöglichten die Kontrolle der Normkraftverteilung im Pfahlschaft zum Nachweis des Mantelreibungsausschlusses.

Im Folgenden wird nur auf den Pfahltest mit dem Hubkissen bzw. der BAUER Lift-Cell näher eingegangen, da diese Technik die besten Ergebnisse brachte.

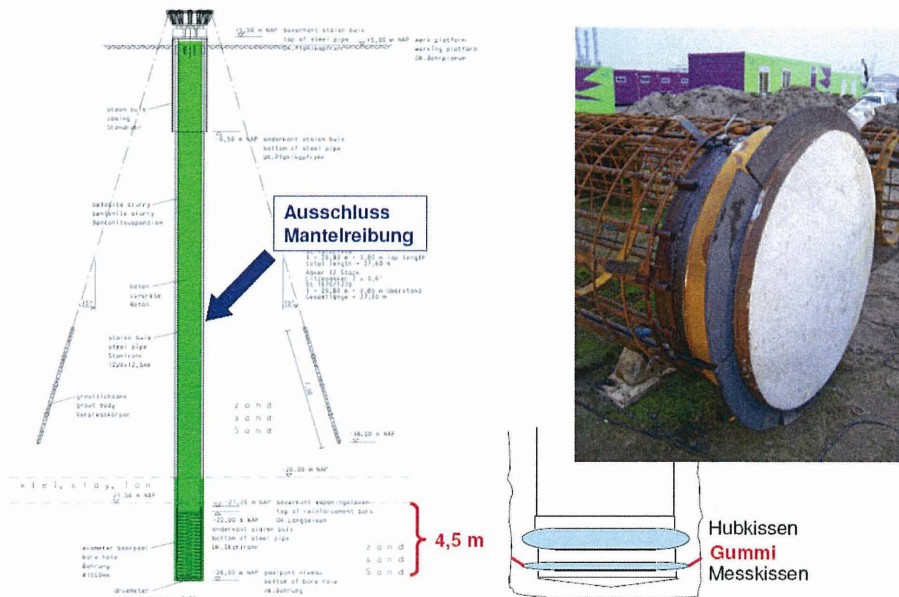


Bild 7 : Pfahltest mit Hubkissen -Typ BAUER Lift - Cell

Dieser Pfahltest mit dem Hubkissen wurde in folgenden Schritten durchgeführt:

- Die Pfahlsole wurde durch Aufblasen des Hubkissens solange vorgespannt bis der Pfahlkopf eine Hebung um 10 mm erreichte.

- Jetzt wurde der Pfahlkopf mit Pressen ausgestattet, eine Pfahlbelastungskrone aufgesetzt und diese mit Injektionsankern verbunden.
- Bei gleichzeitigem weiterem Aufblasen des Hubkissens wurde am Pfahlkopf über die Pressen eine so große Gegenkraft erzeugt, dass sich am Pfahlkopf keine weitere Hebung einstellen konnte.
- Stufenweise Erhöhung des Drucks im Hubkissen bis zu einer Spitzendruckkraft von ca. 5500 kN.

Diese Last entspricht der Mantelreibung, die während der Baumaßnahme zumindest temporär in der ca. 20 m dicken, oberen Sandschicht aktivierbar sein müsste - als Widerlager für den Aufblasvorgang des Hubkissens.

- Nach dem Aufblasen des Hubkissens mit Wasser wurde der Druck im Kissen abgelassen und das Wasser gegen eine Zementsuspension ausgetauscht.
- Nach Erhärten des Zementleims wurde über die Belastungskrone ein statischer Belastungsversuch durchgeführt.

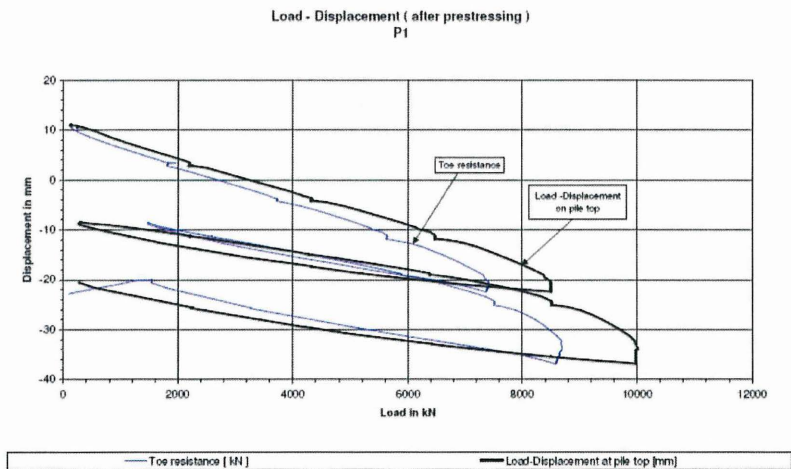


Bild 8: Pfahltest Last-Verschiebungslinie - mit Spitzendruck

Am Pfahlfuß des Testpfahls war zum Hubkissen noch ein Kraftmesskissen angeordnet.

Bild 8 zeigt die Last-Verschiebungslinie mit dem Anteil aus Spitzendruck.

5. Statik

Die Standsicherheitsnachweise wurden als reine Pfahlgründung geführt. Zur Setzungsermittlung wurde das Baufeld als kombinierte Pfahl-Plattengründung betrachtet. Mit den Messergebnissen aus den Pfahltests wurden die Eingangsparameter für die Finite Elemente Berechnung angepasst. Die Berechnungen erfolgten mit dem Programm Abacus.

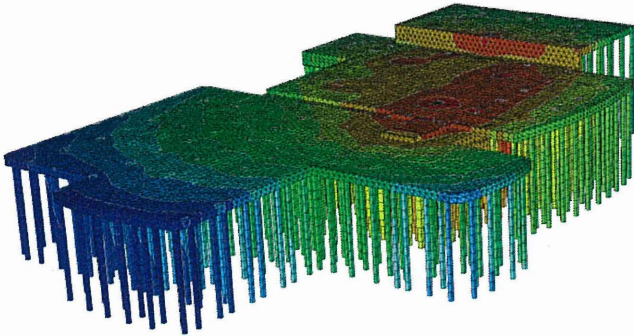


Bild 9: Simuliertes Setzungsverhalten des gesamten Bauareales

6. Bauausführung

An 158 Pfählen im hochbelasteten Bereich der Kesselstützen wurden die Pfähle mit Hubkissen bzw. Lift-Cells ausgestattet. Der Pfahldurchmesser war 1,50 m und die Pfähle wurden unverrohrt unter Bentonit-Stützung ausgeführt. Die Führung des Bohrwerkzeuges erfolgte über ein 5 m langes Standrohr.

Nach Erreichen der Endtiefe wurde die Bentonitsuspension bis zu einem Sandgehalt unter 3 % regeneriert.



Bild 10: Suspensionsregenerierung

Unmittelbar vor Einbau des Bewehrungskorbes wurde die Bohrlochsohle mit einem Kastenbohrer und spezieller Räumleiste nochmals gereinigt und anschließend über eine bis zur Bohrlochsohle reichende Schlauchleitung eine Zementsuspension mit W/Z-Wert von 0,5 eingeleitet. Auf diese vorbereitete Sohle wurde der Bewehrungskorb mit dem Hubkissen aufgesetzt.

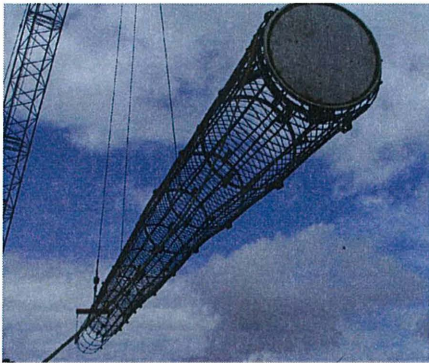


Bild 11: Hubkisseneinbau

Vom Hubkissen führten 2 Füllleitungen zur Geländeoberfläche. Die Betonage erfolgte im Kontraktorverfahren über Schüttrohr und Trichter. Im Bereich der Leerbohrung waren die Füllleitungen des Hubkissens im Schutze eines Stahlrohres und einer Hilfsbewehrung bis zur Geländeoberfläche geführt. Nach mindestens einer Woche Härungszeit des Pfahlbetons wurden die Hubkissen bzw. Lift-Cells über einen Injektionscontainer mit Wasser vorgespannt.

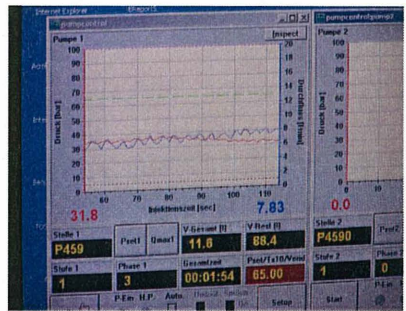


Bild 12: Injektionscontainer mit Online-Messung

Für jeden der 158 vorgespannten Bohrpfähle wurden die eingepumpte Wassermenge, der erreichte Druck im Hubkissen und die Hebung des Pfahlkopfes ermittelt. Die Pfahlhebung wurde über Nivellement festgestellt.

Entsprechend den Pfahllasten wurden die Kissen mit unterschiedlichen Drücken aufgeblasen. Die statisch erforderliche Spitzendruckkraft ergab sich aus der Wirkfläche des Hubkissens und dem Druck. Da die Pfähle im Wesentlichen als reine Spitzendruckpfähle wirkten, wurde die erforderliche Pfahltragkraft voll dem Spitzendruck zugeordnet.

Mit Drücken im Hubkissen zwischen 50 und 65 bar wurden die erforderlichen Spitzendruckkräfte von allen Pfählen zwischen 5600 und 7350 kN problemlos erreicht. Die gemessenen Hebungen am Pfahlkopf lagen zwischen 10 und 30 mm.

Aus den eingepumpten Wassermengen lässt sich auf Verformungen im Sohlbereich der Pfähle von 60 bis 100 mm schließen.

Alle Kissen funktionierten problemlos und es stellten sich keine Undichtigkeiten im Hubkissen ein.

Nach dem Vorspannen mit Wasser auf den erforderlichen Druck wurden die Hähne der Verfüllleitungen bis zum Austausch gegen eine Zementsuspension geschlossen.



Bild 13 : Füllen der Hubkissen mit Zementleim

Mit Hilfe einer Kolbenpumpe wurde das Wasser im Hubkissen durch einen praktisch schwindfreien Zementleim hoher Festigkeit ersetzt. Dieser Austausch erfolgte im drucklosen Zustand, mit geöffneten Hähnen der Zuleitungen. Dabei traten vorher einige

Liter Wasser zur Entspannung aus. Über die zweite Füllleitung wurde solange Zementleim in das Hubkissen eingepumpt, bis über die andere Füllleitung ein Zementleim in der gleichen Qualität wie der Ausgangszementleim austrat. Die Überprüfung erfolgte mit einer Suspensionswaage

Nach Schließen des Austrittsschlauches wurde das Kissen bis zum maximal erreichbaren Pumpendruck von 60 bis 65 bar mit Zementsuspension aufgefüllt und anschließend der zweite Hahn geschlossen.

Eignungsversuche zum Medienaustausch an unterschiedlich groß aufgeblasenen Kissen belegten durch späteres Aufschneiden, dass mit dieser gewählten Technik eine nahezu vollständige Füllung der Kissen mit Zementsuspension möglich ist.



Bild 14: Aufgeschnittenes Hubkissen nach Zementverfüllung

7. Ausblick:

Die Technik, mit Hilfe von Hubkissen die Aktivierung größerer Spitzendruckwerte schon vor Beginn der Hochbaumaßnahmen unter geringen Vertikalverschiebungen des Pfahls zu bewirken, ist beim Bauvorhaben E.ON erfolgreich angewandt worden.

Nicht zu unterschätzen ist jedoch die logistische Herausforderung beim Einsatz dieser neuen Methode. Aufgrund vieler einzelner Arbeitsschritte hat sich ein ausgeklügeltes Dokumentationssystem gut bewährt, das sichergestellt hat, dass bei jedem Bohrpfahl auch alle erforderlichen Arbeitsschritte richtig durchgeführt wurden.



Kontakt:

BAUER Spezialtiefbau GmbH

Dipl.-Ing. Günther Körber

Wittelsbacherstrasse 5

86529 Schrobenhausen

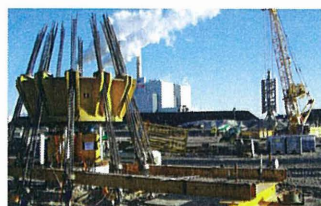
www.bauer.de



BAUER-Messtechnik – ein kompetenter Dienstleister für Spezialtiefbaufirmen

Die Abteilung Bautechnik der BAUER Spezialtiefbau GmbH betreut die Bauausführung in allen verfahrenstechnischen, baustofflichen, qualitätssichernden und messtechnischen Fragen. Die Bautechnik ist Entwickler und Hersteller von speziellen Ausrüstungen für die Versuchs- und Messtechnik des Spezialtiefbaus:

- Qualitätskraftmessdosen bis 10 MN
- Betonverformungsgeber
- Seilneigmessgeräte
- Kapselpressen



Außerdem führt die Abteilung Bautechnik diverse Baustellenmessverfahren durch, wie Kodennmessungen bis 150 m, Inklinometer-, Sonic-Coring-, Integritätsmessungen, Ankerprüfungen sowie Pfahlversuche – auch mit der BAUER-Lift-Cell.



BAUER Spezialtiefbau GmbH
Abteilung Bautechnik / Messtechnik
Wittelsbacherstraße 5
86529 Schrobenhausen
Telefon: +49 8252 97-1303
E-Mail: BST-BT-SEK@bauer.de
www.bauer.de

Ausführung von Geotextil ummantelten Großbohrpfählen im Subrosionsgebirge und Bergsenkungsgebiet am Beispiel der Friedetalbrücke in Sollstedt

Markus Schönfeldt, Uwe Bärthel

1. Einleitung

Die Friedetalbrücke [Bild 1] überspannt im Zuge der BAB A38 Göttingen – Halle bei Sollstedt das Tal der Friede sowie ein Gewerbegebiet mit einem ehemaligen Schachtanlage auf einer Länge von 485 m. Die Gründung der Brücke erfolgt auf Großbohrpfählen in einer Region, die gleichzeitig im Subrosionsgebirge und im Senkungsgebiet eines ehemaligen Kalibergbaus liegt. Die Vorgaben der Planer sahen das Absetzen der 30 – 60 m langen Großbohrpfähle DN $\varnothing$ 1.500 mm unterhalb der Auslaugungsschichten des Röt im mittleren Buntsandstein vor.

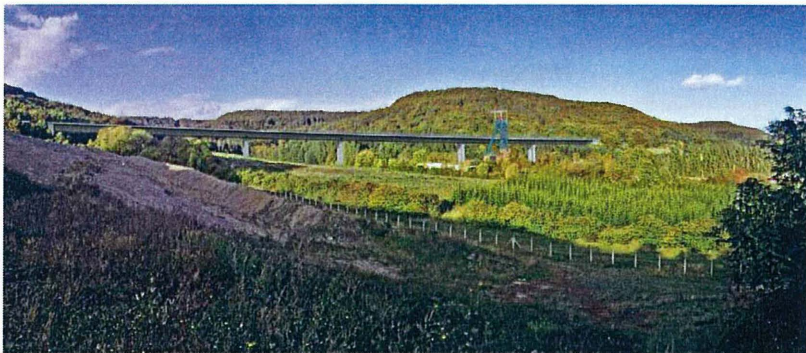


Bild 1: Brückenanimation (aus 1)

Die Bohrpfähle sollten mit einer Rohrhülse eingebaut werden, um Hohlräume im Röt zu überbrücken und negative Mantelreibung – hervorgerufen durch Erdfälle und Bergsenkungen - zu reduzieren.

Während der Ausführungsplanung wurden die Hülsenrohre durch Geotextilschläuche ersetzt. Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der Entwicklung des neuen Konzeptes, der Ausführung auf der Baustelle und berichtet von einem weiteren Projekt, bei dem der DSI-

Bullflex® Gewebes Schlauch bei ähnlichen geologischen Verhältnissen wirtschaftlich eingesetzt worden ist.

2. Projekt „Friedetalbrücke“

2.1 Geologie

In den oberen quartären Schichten stehen im Talbereich Flusslehm bzw. -sand in einer Mächtigkeit von 0 – 8 m und in den Widerlagerbereichen Hanglehm bzw. -schutt in einer Mächtigkeit von 0 – 5 m an. Diese geologischen Schichten waren für die Gründung der Brücke bedeutungslos.

Unterlagert wird das Quartär vom Oberen Buntsandstein (Röt, so) der in der Talsohle mit einer Mächtigkeit von 20 m und unter den Widerlagern von 50 m erbohrt wurde.

Charakteristisch für diese Schicht ist eine starke Durchsetzung des Fels mit Anhydrit bzw. Gips. Diese Schichten waren unterschiedlich stark ausgelaugt. Folge dessen sind Hohlräume, die je nach Auslaugungsprozess mit weichen bis flüssigen Rückständen (Schlamm) gefüllt sein können.

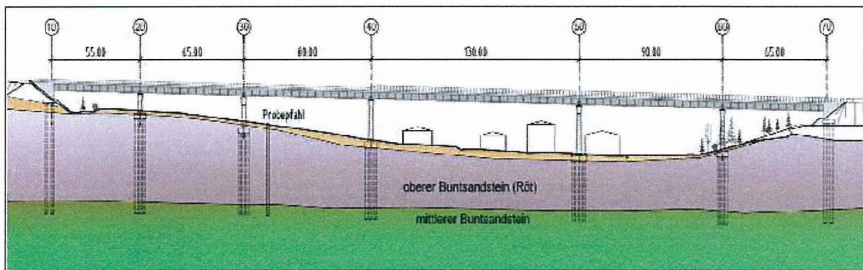


Bild 2: Brückenlängsschnitt mit geologischem Profil (aus 1)

Die Bauwerkslasten sollen in den darunter anstehenden mittleren Buntsandstein (sm) eingeleitet werden. Die schwach geklüfteten bis kompakten Sand- und Schluffsteine sind oft mit Gips verfestigt oder mit Streifen durchzogen. Diese weisen unterschiedlich hohe Druckfestigkeiten auf. Mit zunehmender Tiefe steht der gipsfreie Basissandstein mit gleichmäßigen Druckfestigkeiten an. In diese geologische Schicht sollen die Spitzendruckpfähle einbinden.

Im Jahre 1990 wurde der Kalisalzbergbau in dieser Region in Tiefen von 600 bis 800 m Tiefe eingestellt. Mit den Folgeerscheinungen (Bergsenkungen) ist jedoch in den nächsten

100 Jahren noch zu rechnen. Für die Widerlagerbereiche werden ca. 20 cm und für die Achsen 30 und 40 sogar 25 cm Restsenkungen prognostiziert. So können in Folge von Zerrungen, Pressungen und Schiefstellungen gegenläufige Verschiebungen zwischen den Widerlagern von bis zu 35 cm auftreten.

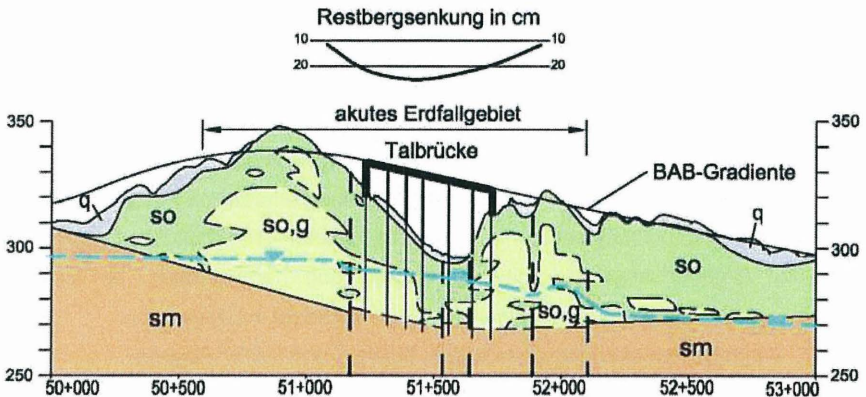


Bild 3: Geologischer Schnitt (aus 1)

2.2 Gründungsplanung

Zur Absicherung des Gründungskonzeptes und damit der Ausschreibung wurde eine Probepfahlgründung hergestellt und einem Belastungsversuch unterzogen.

Die Ausschreibung sah danach vor:

Die Brücke sollte auf 58 m langen Bohrpfählen $\varnothing$ 1.500 mm gegründet werden. Um die Hohlräume zu überbrücken, sollte ein Stahlrohr $\varnothing$ 1.200 mm mit 20 mm Wandstärke (Gewicht ca. 0,5 t/m) auf nahezu der kompletten Länge eingebaut werden. Zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes sollte das Stahlrohr mit einem Reinheitsgrad SA 2½ gestrahlt und anschließend mit einer Epoxid-Dickbeschichtung in einer Gesamtschichtdicke von 570 μ m versehen werden. Zusätzlich ist eine Gleitschicht von 4 mm auf Bitumenbasis aufzubringen. Für die Ringspaltverfüllung mit Zementsuspension sollten Verpressleitungen montiert und mit Öffnungen im Rohr verbunden werden.

Dieses Konzept hätte zur Folge gehabt, dass der Bewehrungskorb mit dem Rohr ein Gesamtgewicht von ca. 30 to aufweisen würde. Zusätzlich hätten die Rohre sehr aufwändig auf der Baustelle verschweißt und teilweise von Hand beschichtet werden

müssen. Bei geplanten 4.100 lfdm Rohr läge die Gesamttonnage bei ca. 2.000 to, was bei stark schwankenden Stahlpreisen ein großes Einkaufs- und Lieferisiko barg.

2.3 Entwicklung des neuen Konzeptes

Im Zuge der Ausführungsplanung wurde zusammen mit dem Auftraggeber ein neues Konzept entwickelt, bei dem die Firma Himmel & Papesch GmbH den Einsatz eines Geotextil-Schlauches vor sah, um das unkontrollierte Ablaufen des Betons in Hohlräume und das Abreißen der Betonsäule beim Betonieren im Kontraktorverfahren zu verhindern. Der Gewebeschlauch sollte sich an die Bohrlochwandung anlegen und damit die seitliche Bettung gewährleisten, ohne dass eine Ringspaltverfüllung erforderlich werden würde.

Im Rahmen der Angebotsbearbeitung trat die Firma Himmel + Papesch Bau GmbH an die SUSPA-DSI GmbH, Langenfeld mit der Fragestellung herangetreten, ob es einen „Ankerstrumpf XXL“ für Großbohrpfähle mit Ø 1.800 m und 50 m Länge gäbe.

Tabelle 1: Vergleich von Materialeigenschaften Bullflex® und HaTe® Gewebe

Vergleich Bullflex® ff - HaTe® Typ 50.002			
		Bullflex® ff	HaTe® Typ 50.002
Material:	Kette:	Polyamid 6.6 (Nylon)	PEHD
	Schuß:	Polyamid 6.6 (Nylon)	PP
Faserart:	Kette:	Multifilament	Monofilament
	Schuß:	Multifilament	Multifilament
Flächengewicht [g/m²]:		ca. 750	ca. 210
Gewebedicke [mm]		ca. 1,0	nicht genannt
Höchstzugkraft und Höchstzugkraftdehnung nach DIN 53857-1			
Höchstzugkraft (auf 50 mm Breite) [daN]:	längs:	≥ 500	≥ 225
	quer:	≥ 1100	≥ 275
Höchstzugkraftdehnung [%]:	längs:	≥ 25	ca. 25
	quer:	≥ 30	ca. 25
Elastische Dehnung [%]:	längs:	≥ 15	nicht genannt
	quer:	≥ 20	nicht genannt
Luftdurchlass bei Druck [mbar]:		10	10
[l/min x 100 cm²]:		6,5	45
Wasserdurchlass (10 cm Wassersäule) [l/m² x s]:		10	70
Wärmedurchgangskoeffizient [W/(m x K):		0,25	nicht genannt
Restfestigkeit nach 1 Jahr Belichtung in Florida [%]:		20 – 30	mäßig beständig
Löslichkeit:		in konzentrierten anorganischen Säuren und Phenolen	konzentrierte H ₂ SO ₄ , Chlorkohlenwasserstoffe, Toluol
Kriechdehnung bei einer konstanten Zugkraft von 60 % der Höchstzugkraft innerhalb eines Jahres [%]:		16,5	12 - 24

Für den Einbau von frei liegenden, vorgespannten Polyamid-Geweben über einen längeren Zeitraum (10 – 100 Jahre) wird eine Vorspannung von maximal 40 % der Höchstzugkraft empfohlen. Dies entspricht bei einem Schlauch aus Bullflex®-Gewebe einem effektivem Überdruck von 1,75 bar.

Klassische Ankerstrümpfe werden in der Regel mit einem HaTe®-Gewebe hergestellt, das aus einer Mischung aus PE-HD und PP besteht.

Da für diesen Einsatz höhere Materialanforderungen gestellt wurden, musste auf ein deutlich strapazierfähigeres Material und Gewebe fokussiert werden (Tab. 1).

Die Wahl fiel damit auf den hochfesten DSI-Bullflex®-Gewebeschlauch aus Polyamid 6.6., der als textile Schalung für den Berg- und Tunnelbau entwickelt wurde. Es wird dort als Lastübertragungselement zwischen Grubenausbauprofilen und der Ausbruchlinie eingelegt, mit einer Mörtelfüllung verpresst um den Ausbaubogen gegen das Gebirge zu verspannen.

Ausschlaggebend für den Einsatz dieses Spezialgewebes an der Friedetalbrücke waren die hohe Reiß- und Weiterreißfestigkeit des DSI-Bullflex® Gewebeschlauchs, die auf der 4/4 Panama-Bindung basiert und damit einen „Laufmascheneffekt“ verhindert.

Ein weiteres Argument für das Bullflex®-Gewebe war, dass im Gegensatz zu einem Gewebe aus Monofilamenten/Multifilamenten die Verbindungspunkte bei einem reinen Gewebe aus Multifilamenten nicht öffnen. Dies bedeutet, dass die Filterwirkung des Gewebes unter Last stabil bleibt und kein Zementleim aus dem Beton ausbluten kann.

Um die Wirkung des Schlauches qualitativ nachzuweisen, wurde am 11.07.2007 ein Probefeld auf der Baustelle in Sollstedt hergestellt. Hierzu wurden 2 Gerüste mit 4 m Höhe aufgestellt. Die Stützung des Pfahlfußes wurde durch ein Kanalschachtunterteil simuliert. Hohlräume im Röt wurden durch Schalbretter nachgeahmt, die in verschiedenen Abständen (bis zu 75 cm) horizontal am Gerüst montiert waren.

In beide Gerüste wurde ein 4 m hoher Bewehrungskorb mit einem Durchmesser von 172 cm eingestellt.

Über den ersten Korb wurde ein unten offener DSI-Bullflex®-Gewebeschlauch mit 3,7 m Länge und 1,78 m Durchmesser gezogen. Der Schlauchdurchmesser war so bemessen, dass er sich über die Abstandhalter ziehen ließ, dabei aber eine maximale Dehnung von 1,9 m nicht überschritt. Am unteren Ende befand sich eine angenähte O-Ring-Abdichtung.

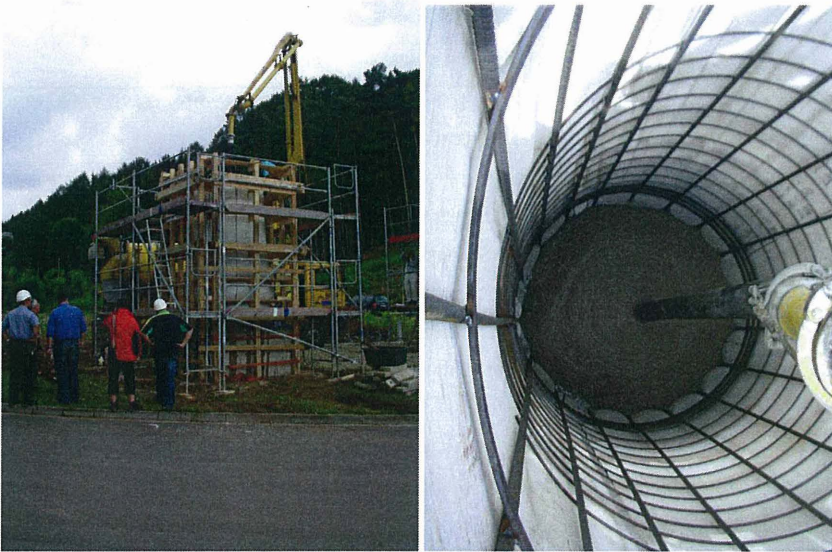


Bild 4 + 5: Befüllung des Probepfahls mit Beton

Dieser diente der Simulation des Zustandes, bei dem der Gewebeschlauch nur über eine Teillänge über den Bewehrungskorb gezogen wird. Die O-Ring-Abdichtung wurde vor dem Betonieren mit einem Mörtel verpresst und bildet somit eine Barriere gegen Beton, der zwischen Bohrlochwandung und Gewebeschlauch unbeabsichtigt aufsteigen könnte.

Der zweite Bewehrungskorb erhielt einen Schlauch mit denselben Abmessungen, jedoch war dieser am unteren Ende mit einer horizontalen Fußplatte verschlossen. Zusätzlich wurde er mit einer Stoßverbindung ausgestattet, wie sie auch später bei den Bauwerkspfählen zur Anwendung kommen sollte.

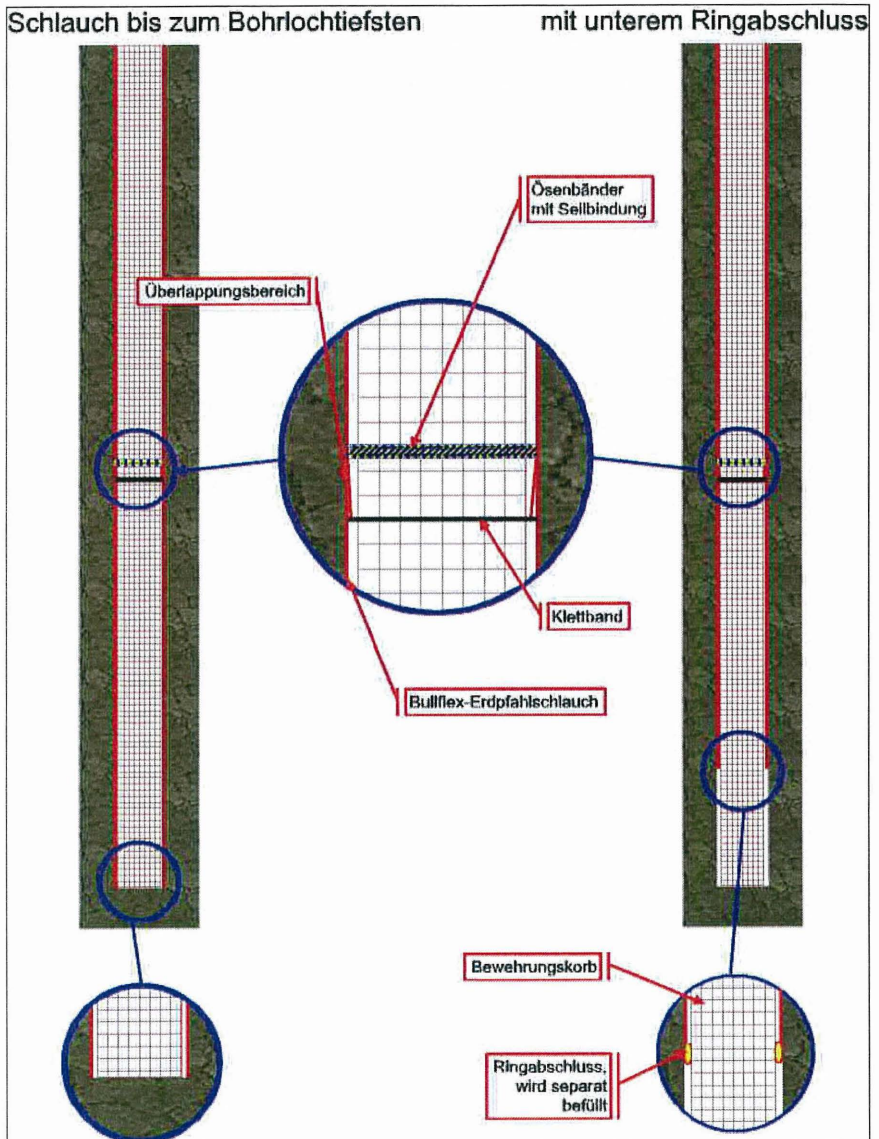


Abbildung 1: Skizze zum Konstruktionsaufbau der beiden Probepfähle



Bild 6: Horizontale Schalttafeln simulieren Hohlräume im Boden

Schon während des Betoniervorgangs war erkennbar, dass sowohl der Schlauch als auch die Spezialnähte den Frischbetondruck mit den kalkulierten Verformungen aufnehmen. Zementschlämme trat nicht aus dem Gewebe aus. Anmachwasser wurde nur in geringen Mengen ausgefiltert. Der Versuch zeigte jedoch, dass beim Betonieren eine Zugkraft in Längsrichtung auf den Schlauch wirkt und diesen dadurch nach unten zieht. Bei den Bauwerkspfählen würde dieses Phänomen jedoch nur in geringerem Umfang auftreten, da

der Schlauch beim Betonieren gegen die Bohrlochwandung gepresst wird und die Reibung Schlauch/Bohrlochwandung das Herunterziehen des Gewebes reduziert. Außerdem wurden in einem Höhenabstand von 4 m Schlaufenreihen innen an den Schlauch genäht, mit denen dieser am Bewehrungskorb befestigt wurde.

Als Ergebnis dieser Beobachtung sollte jedoch eine Reserve an Schlauchlänge und Zwischenaufhängungen bei den Bauwerkspfählen berücksichtigt werden. Bei beiden Probesäulen – mit Stoßausbildung und Ringpacker – trat kein Beton aus dem Gewbeschlauch aus. In [2,3] werden die maßgeblichen Ergebnisse des Baustellenversuchs zusammengefasst. Als Resultat wurde festgestellt, dass die Baustellentauglichkeit und dass der DSI-Bulfflex®-Geweschlauch als geeignete Stützung der Frischbetonsäule wirkt und damit ein unkontrolliertes Auslaufen des Pfahlbetons in Karsträume verhindert werden kann.



Bild 7: Betonsäulen nach Rückbau des Stützgerüsts

2.4 Ausführung der Bohrfahrlarbeiten

Im August 2007 begannen die Bohrarbeiten für die Bauwerkspfähle. Hierfür kam eine Gerätekombination bestehend aus einem Seilbagger „Sennebogen S660“ (60 to Klasse) als Servicekran, einem Seilbagger „Sennebogen 6100“ (90 to Klasse) für die Greiferbohrung, einer Rohrdrehmaschine „Leffer VRM 2000“ sowie einem Freifallgreifer und Kranzmeißel „Leffer 1800“ zum Einsatz [Abb. 2]. Aufgrund der schwierigen Geologie im Gründungsgebiet sollte das Bohrgut über die gesamte Bohrstrecke auf einer Folie ausgelegt, fotografisch dokumentiert werden.

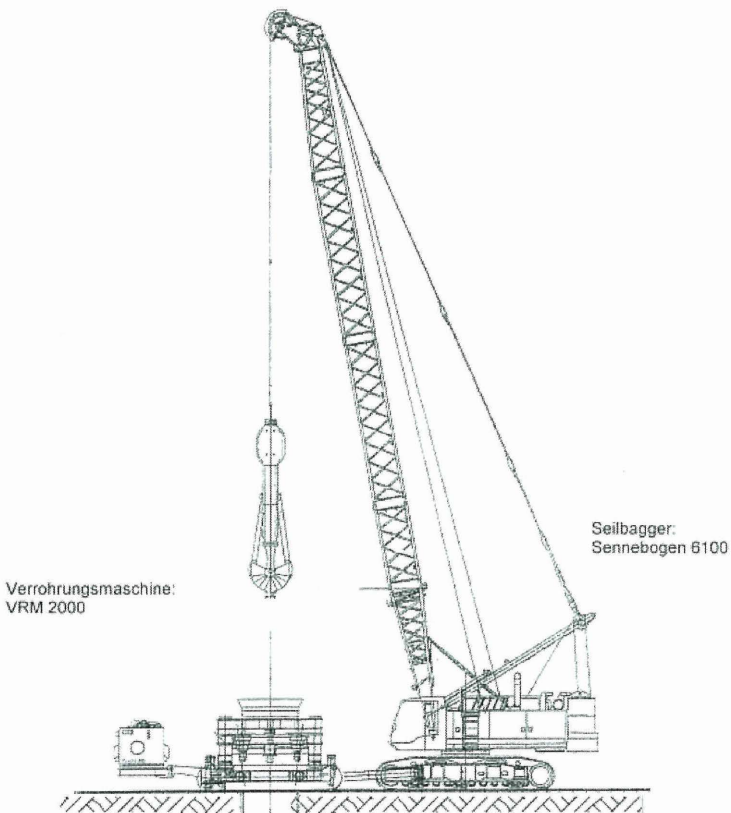


Abbildung 2: Gerätekombination für die Bohrarbeiten

Die Verrohrung setzte sich aus Rohrschüssen von 2 – 5 m Länge zusammen und eilte der Bohrung voraus. Parallel zu den Bohrarbeiten wurden die 2 – 3-geteilten Bewehrungskörbe für den Einbau vorbereitet. Die ebenso 2 – 3-geteilten DSI-Bullflex®-Gewebeschläuche wurden fertig konfektioniert auf die Baustelle geliefert und händisch über die horizontal liegenden Bewehrungskörbe gezogen und anschließend fixiert [Bild 8 + 9]. Die Längseisen der Bewehrungskörbe wurden beim Einbau in die Bohrung als Übergreifungsstoß mit Seilklemmen verbunden. Hierfür wurde der Schlauch gerafft [Bild 10], um genügend Arbeitsraum für die Klemmenmontage zu haben.



Bild 8 + 9: Aufziehen und Fixieren des Geweschlauches auf dem Bewehrungskorb



Bild 10 + 11: Stoßmontage

Um die Entstehung eines „Filterkuchens“ beim Einführen des Bewehrungskorbes in die mit Bohrwasser gefüllte Bohrung zu vermeiden, waren in der Bodenplatte des Gewebes Schlauchs Ventile angeordnet. Diese ermöglichten das Durchströmen des mit Sedimenten durchsetzten Bohrwassers und verhinderten, dass Beton zwischen Bohrlochwandung und Gewebes Schlauch aufsteigen konnte.

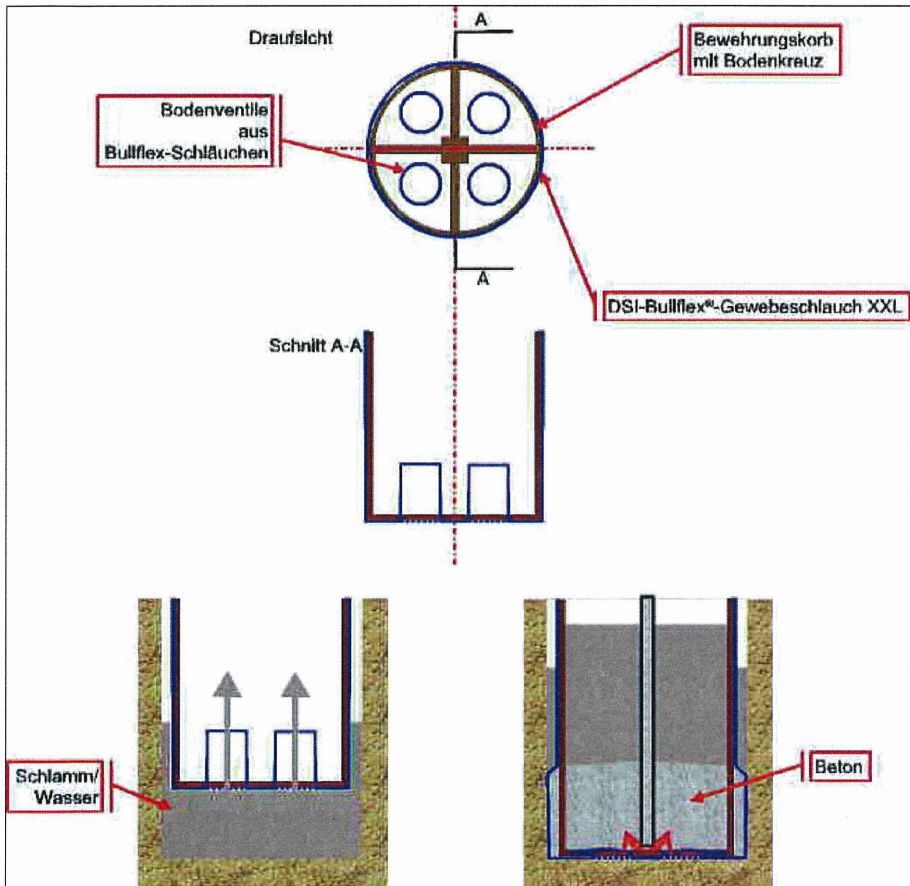


Abbildung 3: Skizze zur Funktionsweise der Bodenventile



Bild 12 :

Einbau des Bewehrungskorbes



Bild 13:

Einbau des Betons

Ein wesentlicher Vorteil des DSI-Bullflex® Gewebeschauches wurde unfreiwillig zu dem Zeitpunkt deutlich, als beim Einbau des Betons in den Pfahl 408 in der Achse 40 das Hydraulikaggregat der Verrohrungsmaschine ausfiel. Die Betonlage musste unterbrochen werden, da sich die Bohrröhre ohne den Einsatz dieses Gerätes nicht ziehen lassen. Da der Beton aufgrund des Gewebeschauches nicht am Bohrrohr anhaften konnte, war es nach dem Austausch des Hydraulikaggregats möglich, die Verrohrung zu ziehen, den Bohrpfahl ohne Qualitätsverlust zu sanieren und fertig zustellen.

3. Projekt Ortsumgehung Hettstedt

Bei dem Projekt „Ortsumgehung Hettstedt“ handelt es sich um ein Projekt mit vergleichbarer Problemstellung zur Friedetalbrücke, bei der Tiefgründung mit Großbohrpfählen Ø 1.200 mm erstellt werden musste.

Im Rahmen des Kupferschieferabbaus im gesamten Mansfelder Becken wurden bis 1989 in 10 – 15 m Tiefe Strecken/Stollen aufgefahren. Da diese Strecken/Stollen bis heute zur Grundentwässerung dienen, durften die Stollen im Zuge der Bohrpfahlarbeiten nicht verfüllt und die Wasserwege versperrt werden. Zur Ausführung kam daher eine Kombination aus einem Hülsenrohr mit Ringraumverfüllung und dem DSI-Bullflex®-Gewebeschauch. Das Hülsenrohr diente zur Reduzierung der negativen Mantelreibung bei eventuellen Erdfällen in den oberen Bereichen. Direkt darunter wurde der Gewebeschauch an das Hülsenrohr angeschlossen. Dieser diente einerseits als hohlraumüberbrückende Hülse und andererseits als absperrender Packerschlauch um ein unkontrolliertes Abfließen der Bentonitsuspension von der Ringspaltverfüllung im oberen

Bereich in die Hohlräume zu verhindern. Im Bereich der Stollen wurde der Gewebeschlauch zusätzlich mit vorgereckten Gurtbinden verstärkt [Abb. 3], um die Dehnung des Schlauchs zu reduzieren und damit den Querschnitt der Stollen so wenig wie möglich zu verkleinern. Bei diesem Objekt wurden 340 lfdm DSI-Bullflex®-Gewebeschlauch 1100/1200 in Einzellängen von 3,5 – 8,0 m eingesetzt.

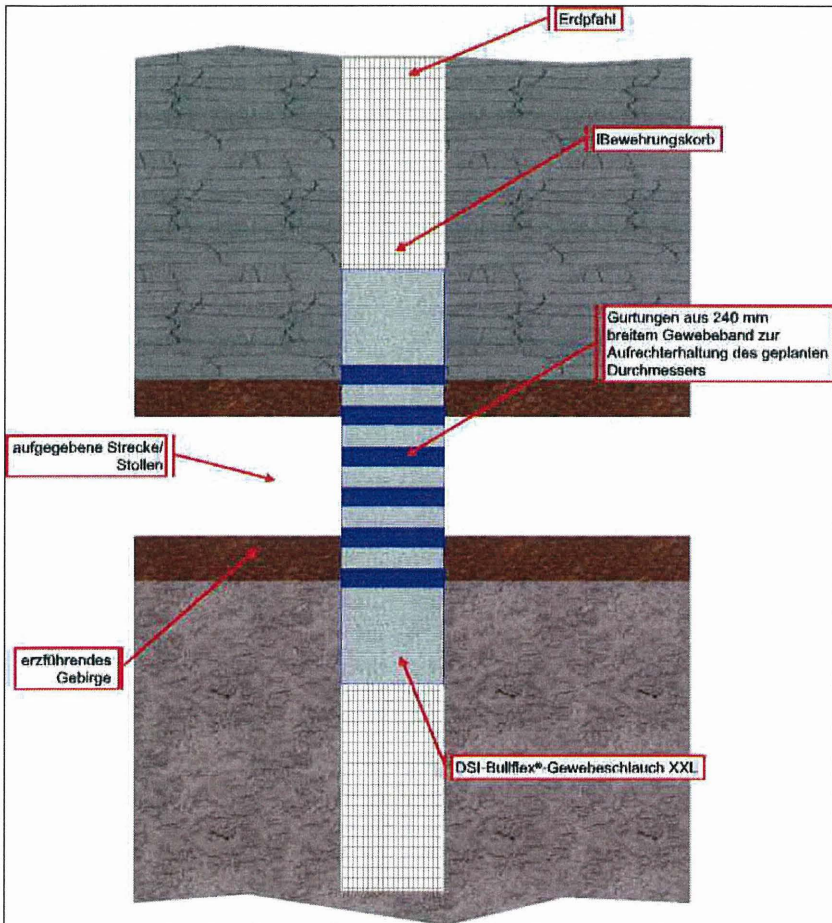


Abbildung 4: Skizze zur Funktionsweise des verstärkten Gewebeschlauches im Bereich eines Altstollens beim Projekt OU Hettstedt



Bild 14: Probepfahl mit Stahlrohrhülse und Übergang zum einbetonierten Gewebeschlauch

4. Zusammenfassung

Schon im Zuge der Ausführung der Pfahlherstellung bei der Friedetalbrücke zeigte sich, dass sich die gute Arbeitsvorbereitung und das durchdachte Konzept auszahlen. 840 lfdm Gewebeschlauch 1780/2000 wurden für 24 Bohrpfähle geliefert und eingebaut. Die Schläuche waren zwischen 30 und 50 m lang und wurden 2 – 3-mal gestoßen. Die innovative Variante mit dem DSI-Bullflex®-Gewebeschlauch war aufgrund geringerer Material- und Transportkosten und einfachem Handling auf der Baustelle deutlich wirtschaftlicher als die ursprüngliche Planung mit Stahlrohren und nachträglicher Verfüllung des Ringspalts. Zusammenfassend kann man feststellen, dass die Verwendung des DSI-Bullflex®-Gewebeschlauches eine zuverlässige Möglichkeit bietet,

höchstbelastete Bohrpfähle in geologisch schwierigsten Verhältnissen mit einer hohen Qualität herzustellen.

5. Literatur

- (1) H.-J. Kleffner, T. Hecht: DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs und -bau GmbH, Berlin
Dr. U. Köhler, M. Kirschstein: vgs Ingenieure, Erfurt
„Tragkraftoptimierung und Reduzierung negativer Mantelreibung bei Großbohrpfählen in erdfallgefährdetem Gebiet“
Sonderheft Geotechnik, Felssymposium 2006.
- (2) J. Voigt: ARCADIS Consult GmbH, Darmstadt
“Geotechnische Stellungnahme zur Ausführungsplanung
Neubau Friedetalbrücke BAB 38 Hall – Göttingen“, 23.07.2007
- (3) Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Wichter, Teichland
“Aktennotiz über Betoniersversuch am 11.07.2007 in Sollstedt
Bohrpfahlgründung – Ummantelung der Bohrpfähle mit Gewebes Schlauch“ 19.07.2007

Autoren:

Dipl.-Ing. Markus Schönfeldt
SUSPA-DSI GmbH (Abteilung Geotechnik)
Max-Planck-Ring 1
40764 Langenfeld
Telefon: +49(0)2173 7902-24
Fax: +49(0)2173 7902-90
markus.schoenfeldt@suspa-dsi.de
www.suspa-dsi.de

Dipl.-Ing. Uwe Bärthel

Himmel und Papesch Bauunternehmung GmbH & Co KG

Max-Planck-Straße 4

36179 Bebra

Telefon: +49(0)6622 507-0

Fax: +49(0)6622 507-70

ubaerthel@hup-bau.de

www.hup-bau.de

Dimensionierung von Dehnungsgebern im Beton

Dr.-Ing. habil. I. Göbel

1. Einleitung

Der Sensorträger soll, um den Messfehler klein zu halten, die Dehnungsverteilung im Pfahl möglichst wenig verändern (ROHRBACH 1960). Ziel der Arbeit ist eine erneute Betrachtung üblicher Dimensionierungsregeln für Dehnungsgeber im Inneren von Betonkörpern mit Hilfe numerischer Berechnungen, um eine genauere Aussage über das Systemverhalten zu bekommen als mit den semi-analytischen Betrachtungen der 1950er und 1960er Jahre wie ROHRBACH (1962, 1960), der seinerseits auf LOH (1954, 1951) aufbaut.

2. Vollzylinder als Sensorträger – Abschätzung von Loh (1951, 1954)

LOH (1951) geht von einem Sensorträger in Form eines Vollzylinders aus, den er durch eine geometrische Größe

$$\frac{L}{R} = \frac{\text{Länge}}{\text{Radius}} \quad (1)$$

und einen Material-Kennwert charakterisiert

$$\frac{E_G}{E_B} = \frac{E - \text{Modul Geber}}{E - \text{Modul Beton}} \quad (2)$$

wobei der Index G für den Sensorträger (*gauge*) steht. Das unterschiedliche Dehnungsverhalten von Beton und Sensorträger unter Druckbelastung führt auf einen Dehnungskonzentrationsfaktor im Sensor von

$$\frac{\varepsilon_G}{\varepsilon_U} = \frac{1 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L}}{1 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L} \cdot \frac{E_G}{E_B}} \quad \text{für} \quad \frac{L}{R} < \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \quad (3)$$

und

$$\frac{\varepsilon_G}{\varepsilon_U} = \frac{2}{2 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{E_G}{E_B} - 1 \right)} \quad \text{für} \quad \frac{L}{R} > \pi \cdot (1 - \nu_B^2)$$

mit $\varepsilon_G/\varepsilon_U$ als Verhältnis der Dehnungen im Sensorträger und im ungestörten Pfahl und ν_B als Querkontraktionszahl von Beton.

3. Rohr mit Endflanschen als Sensorträger

3.1 Ansatz von Loh (1951)

Üblicherweise wird der Sensorträger nicht als Vollzylinder ausgeführt, sondern erhält zum Zweck der Dehnungsübertragung Endflansche, Bild 1. Loh (1951) schlägt für die Dimensionierung vor, die Konstruktion in die Vollzylinder-Form zu überführen, indem der Raum zwischen den Flanschen mit Beton ausgefüllt und dann für den Verbund der äquivalente E-Modul des Sensorträgers bestimmt wird. Das führt auf

$$E_G = \frac{\sum E_i A_i}{\sum A_i} \quad (4)$$

oder angewendet auf die Geometrie von Bild 1 und geteilt durch den E-Modul von Beton

$$\frac{E_G}{E_B} = \frac{E_g(r_a^2 - r_i^2) + E_B(R_f^2 - r_a^2)}{E_B(R_f^2 - r_i^2)} \quad (5)$$

E_g ist der E-Modul des Sensorkörper-Werkstoffs. Die Geometrie wird charakterisiert durch das Verhältnis

$$\frac{L}{R} = \frac{\text{Länge}}{\text{Radius}} \equiv \frac{\text{Länge mit Flanschen}}{\text{Flanschradius}} = \frac{L_f}{R_f} \quad (6)$$

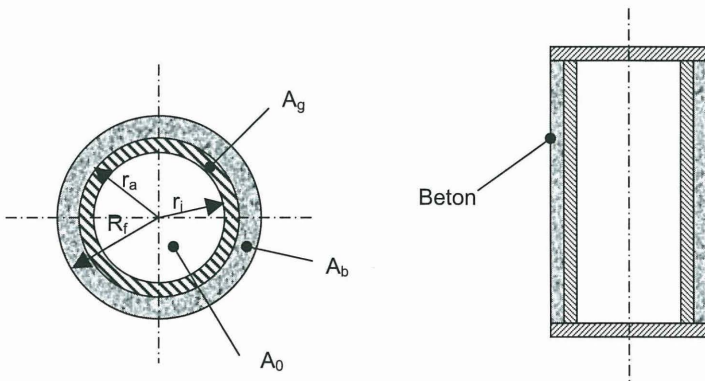


Bild 1: Vorschlag von Loh (1951) zur Behandlung von Sensorträgern mit Geometrien, die vom Vollzylinder leicht abweichen. Links: Querschnitt. Rechts: Längsschnitt.

3.2 Ansatz von Rohrbach (1962)

Rohrbach (1962) ummantelt zur Verhinderung von Querdehnungen das Rohr mit einer Schaumstoffmanschette. Bei der Berechnung des äquivalenten E-Modul-Verhältnisses spielt der Flanschradius keine Rolle, sondern lediglich das Verhältnis aus Rohrquerschnitt und Gesamt-Querschnitt

$$\frac{E_G}{E_B} = \frac{E_g}{E_B} \cdot \frac{r_a^2 - r_i^2}{r_m^2} \quad (7)$$

wenn r_m der Radius der Manschette ist. Man kann Gleichung (7) deuten als das Verhältnis aus tragendem Sensorträger-Querschnitt im Zähler und verdrängtem Beton-Querschnitt im Nenner. Die geometrische Charakterisierung geschieht über

$$\frac{L}{R} = \frac{\text{Länge}}{\text{Radius}} \equiv \frac{\text{Länge mit Flanschen}}{\text{Außenradius Manschette}} = \frac{L_f}{r_m} \quad (8)$$

3.3 Hybrides Modell

Alternativ zum Vorschlag von Loh (1951) und angelehnt an ROHRBACH (1962) wird im Nenner von Gleichung (4) nicht durch den tragenden Sensor-Querschnitt, sondern durch den gesamten Querschnitt geteilt. Das führt auf

$$\frac{E_G}{E_B} = \frac{E_g(r_a^2 - r_i^2) + E_B(R_f^2 - r_a^2)}{E_B R_f^2} \quad (9)$$

Dieser Ansatz wird bei der Auswertung als „LoRo“ bezeichnet, da er eine Kombination der Ansätze von LOH (1951) und ROHRBACH (1962) darstellt. Zur Charakterisierung der Sensorträger-Geometrie gilt Gleichung (6).

4. Numerische Modellrechnungen – virtuelle Experimente

Um die Dimensionierungsregeln von Loh (1951, 1954) und Rohrbach (1962) für zylindrische Sensorträger zu überprüfen, wird ein axialsymmetrisches Modell eines unendlich langen Pfahls mit Kreisquerschnitt unter Einwirkung eines Hammerschlags gewählt, weil es das einfachste mögliche Modell ist: Man hat nur mit einer ebenen durchlaufenden P-Welle zu tun ohne Einwirkung einer rücklaufenden Welle.

Um einen unendlich langen Pfahl zu modellieren (FLAC 2008), werden Ober- und Unterseite des Modells mit viskosem Rand versehen. Die Manteloberfläche ist frei. An der Un-

terseite wird ein zeitabhängiger, über den Querschnitt konstanter Druck $p(t)$ eingeleitet. Damit wird vorgegeben, dass die Lasteinleitungseffekte am (virtuellen) Pfahlkopf abgeklungen sind. Im Modell muss der Pfahlabschnitt (Höhe H) zwischen den viskosen Rändern groß genug sein, damit sich tatsächlich ein von den viskosen Rändern ungestörter Dehnungszustand entwickeln kann.

Als Anregung wird von einem Hammerschlag ausgegangen, wie er für einen Integritätstest typisch ist, vgl. z. B. Plassmann (2002). Die Sensorträger-Elemente sind fest mit den Beton-Elementen verbunden, was bei den kleinen Verformungen als Näherung ausreicht. Es werden Sensorträger mit und ohne Rohr-Manschette berechnet, Bild 2, wobei die Manschette näherungsweise als Hohlraum modelliert wird.

Um eine Bezugsgröße für die Verformung der Sensorträger im Pfahl zu haben, wird zunächst ein Rechenlauf mit ungestörtem Pfahl durchgeführt. Bei den Rechenläufen mit Sensorträger erfolgt die Ausgabe der Dehnung für das mittlere Rohr-Element, Bild 2. Tabelle 1 sind die Materialparameter der in den Modellen eingesetzten Materialien zu entnehmen. Da es sich um eine Studie handelt, in der eine möglichst breite Spanne von Werkstoffeigenschaften untersucht werden soll, werden auch Materialien einbezogen, deren tatsächliche Verwendung im Beton problematisch ist, wie z. B. Aluminium (wegen Korrosion) oder Polyamid (wegen zweifelhafter Dauerfestigkeit).

Tabelle 1 Für die Modellierung angesetzte Materialparameter von Beton und Sensorträger-Werkstoffen.

Material	Kurzbezeichnung	Dichte ρ [kg/m ³]	E-Modul E [N/m ²]	Querkontraktionszahl ν	Schubmodul G [N/m ²]	Kompressionsmodul K [N/m ²]	S-Wellengeschwindigkeit v_s [m/s]
Beton	B	2200	3.0e10	0.0	1.50e10	1.00e10	2611
Polyamid 6	PA 6	1140	1.8e9	0.3	6.92e8	1.50e9	779
Aluminium	Al	2617	7.0e10	0.3	2.69e10	5.83e10	3207
Messing	Ms	8400	1.0e11	0.37	3.65e10	1.28e11	2084
Stahl	St	7850	2.1e11	0.3	8.08e10	1.75e11	3208

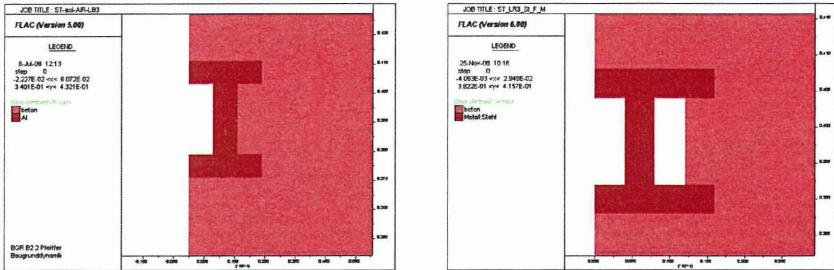


Bild 2 Ausschnitt aus dem Modell eines axialsymmetrischen Sensorträgers, bestehend aus einem Rohr mit End-Flanschen und einem Verhältnis von Rohrlänge zu Wandstärke $L/R = 3$. Die Elemente mit 4 mm Kantenlänge dienen als Raster. Der linke vertikale Rand ist die Symmetrielinie. Links: Rohr ohne Manschette. Rechts: Rohr mit Manschette.

5. Vergleich der Modelle mit den Rechenergebnissen

5.1 Vollzylinder

Tabelle 2 zeigt die Parametervariationen mit den Ergebnissen der numerischen Rechenergebnisse. Dem linken Diagramm in Bild 3 ist zu entnehmen, dass Übereinstimmung zwischen dem Ansatz von Loh (1951), Gleichungen (3), und den Rechenergebnissen nur in der Tendenz besteht. Loh (1951) überschätzt den Einfluss der Sensorträger. Korrigiert man den Ansatz von Loh (1951) über dessen Ansatz für eine Verformungskonstante (Absenkung) durch Einführung eines konstanten Korrekturfaktors y , erhält man

$$\frac{\varepsilon_G}{\varepsilon_U} = \frac{1 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L} \cdot y}{1 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L} \cdot \frac{E_G}{E_B} \cdot y} \quad \text{für} \quad \frac{L}{R} < \pi \cdot (1 - \nu_B^2)$$

und

(10)

$$\frac{\varepsilon_G}{\varepsilon_U} = \frac{2 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L} \cdot (y - 1)}{2 + \pi \cdot (1 - \nu_B^2) \cdot \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{E_G}{E_B} \cdot y - 1 \right)} \quad \text{für} \quad \frac{L}{R} > \pi \cdot (1 - \nu_B^2)$$

Für $y = 1$ ergibt sich jeweils die Lösung von Loh (1951), Gleichungen (3). Da man das Dehnungsverhältnis $\varepsilon_G/\varepsilon_U$ aus den Modellrechnungen kennt, kann man sich y durch Auflö-

sen der Gleichungen (10) bestimmen. Man erhält für die Berechnungsergebnisse einen geometrieunabhängigen Mittelwert von $y = 0.3$, der eine gute Übereinstimmung mit dem Modell bietet, Bild 3 (Diagramm rechts).

Tabelle 2 Ergebnisse $\varepsilon_G/\varepsilon_U$ der numerischen Modellierung eines Vollzylinders in einem unendlich langen Pfahl bei Belastung durch einen Hammerschlag.

EG [N/m2]	2.10E+11	1.00E+11	7.00E+10	1.80E+09
EB [N/m2]	3.00E+10	3.00E+10	3.00E+10	3.00E+10
EG/EB	7.00	3.33	2.33	0.06
L/R	Stahl	Messing	Aluminium	PA 6
3	0.43	0.65	0.77	1.33
5	0.57	0.77	0.86	1.15
7	0.66	0.84	0.91	1.07

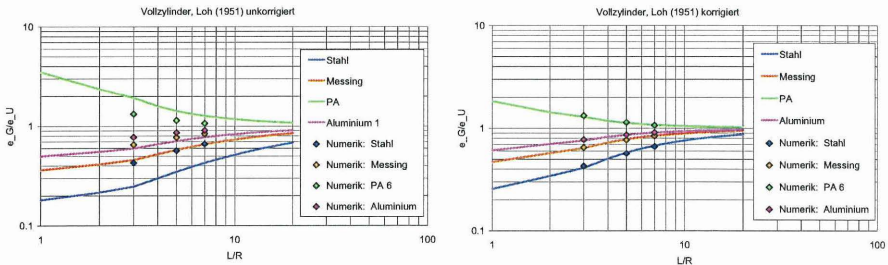


Bild 3 Links: Vergleich des Ansatzes von Loh (1951) mit den Ergebnissen der numerischen Modellierung. Rechts: Anpassung des Ansatzes von Loh (1951), Gleichung (3), mit dem Faktor $y = 0.3$ an die Ergebnisse der numerischen Modellierung.

5.2 Rohr mit Endflanschen

Tabelle 3 und Tabelle 4 zeigen die Ergebnisse der Modellrechnungen jeweils für einen Sensorträger mit und ohne Rohrmanschette und unter Verwendung verschiedener Ansätze zur Berechnung der charakteristischen Parameter L/R und E_G/E_B .

Tabelle 3 Ergebnisse $\varepsilon_G/\varepsilon_U$ der numerischen Modellierung eines Rohrs mit End-Flanschen ohne Rohrmanschette in einem unendlich langen Pfahl.

	EG/EB (Loh 1951)	3.25	1.88	1.50	0.65
	EG/EB (Rohrbach 1962)	5.25	2.50	1.75	0.05
	EG/EB (LoRo)	2.89	1.67	1.33	0.58
L/R(Loh 1951, LoRo)	L/R(Rohrbach 1962)	Stahl	Messing	Aluminium	PA 6
1.67	2.5	0.52	0.79	0.92	1.15
7.67	11.5	0.87	0.96	0.98	1.00
14.33	21.5	0.95	0.99	0.99	1.00

Tabelle 4 Ergebnisse $\varepsilon_G/\varepsilon_U$ der numerischen Modellierung eines Rohrs mit End-Flanschen mit Rohrmanschette in einem unendlich langen Pfahl.

	EG/EB (Loh 1951)	3.25	1.88	1.50	0.65
	EG/EB (Rohrbach 1962)	2.33	1.11	0.78	0.02
	EG/EB (LoRo)	2.89	1.67	1.33	0.58
L/R(Loh 1951)	L/R(Rohrbach 1962)	Stahl	Messing	Aluminium	PA 6
1.25	1.67	0.60	0.99	1.17	3.25
5.75	7.67	0.83	1.01	1.06	1.47
10.75	14.33	0.89	1.01	1.02	1.56

5.2.1. Sensorträger mit Endflanschen und ohne Rohrmanschette

Beim Sensorträger ohne Rohrmanschette, Tabelle 3 und Bild 4, bewährt sich der im vorhergehenden Abschnitt eingeführte Korrekturfaktor $\gamma = 0.3$ im Ansatz von Loh (1951). Das Verhältnis der E-Moduli bestimmt man entweder nach Loh (1951) oder nach dem hybriden Ansatz „LoRo“. Der Ansatz von Rohrbach (1962) beschreibt die Rechenergebnisse schlechter.

Um Unterschiede zwischen den Ansätzen für E_G/E_B besser zu verstehen, wird in Bild 5 für $L/R = \text{const.}$ der Flanschradius R_f variiert. Der Ansatz von Loh (1951) ergibt für $r_a = R_f$ ein Rohr, das sich wie ein Vollzylinder verhält, was unzutreffend ist. Wenn der Flanschradius sehr groß wird ($R_f \gg r_a$), erhält man gemäß Loh (1951) und LoRo, dass E_G/E_B gegen 1 geht, was den Idealzustand von $E_G/E_B = 1$ realisiert (vgl. LOH 1951, etc.). Aus der Betrachtung der beiden Grenzfälle $R_f = r_a$ und $R_f \gg r_a$ kann man schließen, dass der LoRo-Ansatz die Realität am besten erfasst.

Als ideale Sensorträger-Konstruktion hat man wegen $R_f \gg r_a$ für $E_G \rightarrow E_B$ zwei Flansche sehr großen Durchmessers, verbunden durch ein sehr dünnes Rohr (oder einen Draht).

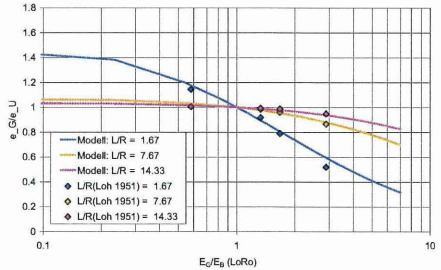
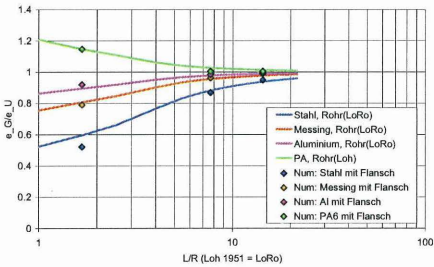
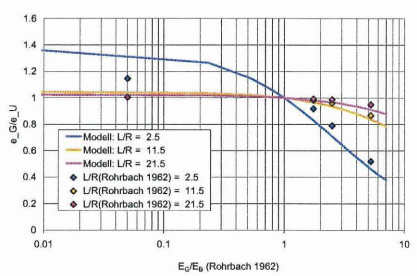
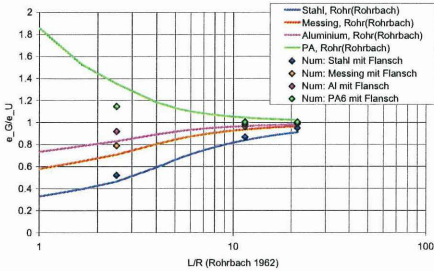
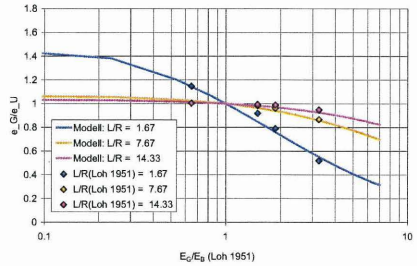
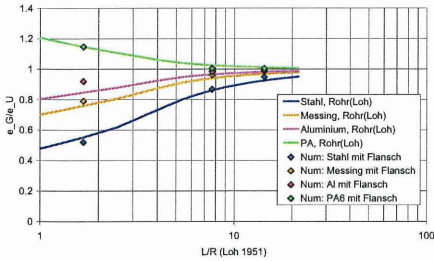


Bild 4 Sensorträger ohne Rohrmanschette. Auswertung der Rechenergebnisse mit Hilfe der korrigierten Beziehungen von Loh (1951: $y = 0.3$) und in zwei Aufträgen. Durchgezogene Linien entsprechen dem Modell von Loh (1951: $y = 0.3$). Einzelne Punkte sind Ergebnisse der Modellrechnungen. Obere Reihe: E_G/E_B nach Loh (1951). Mittlere Reihe: E_G/E_B nach Rohrbach (1962). Untere Reihe: E_G/E_B nach hybridem Modell „LoRo“, s. o.

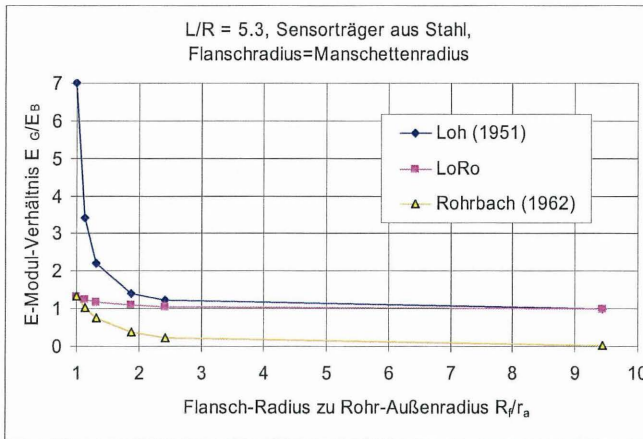


Bild 5 Variation des E-Modul-Verhältnisses E_G/E_B in Abhängigkeit vom Flanschradius R_f für konstantes Verhältnis $L/R = 5.3$ und ein Stahl-Rohr mit Außenradius 10 mm und Wandstärke 1 mm.

5.2.2. Sensorträger mit Endflanschen und mit Rohrmanschette

Bei Anwesenheit einer Rohr-Manschette existiert eine weitere unabhängige Variable, da man den Manschettenradius r_m frei zwischen Rohr-Außendurchmesser r_a und dem Flansch-Durchmesser R_f wählen kann.

Wertet man die Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit dem Korrekturfaktor γ für das Vollzylinder-Modell von Loh (1951) und mit den Modellen für die Bestimmung von E_G/E_B nach Loh, LoRo und Rohrbach wie im vorhergehenden Abschnitt aus, zeigt sich, dass die Anwesenheit einer Rohr-Manschette das Sensorträger-Verhalten entscheidend beeinflusst, Bild 6. Tabelle 5 fasst die Ergebnisse in der Übersicht zusammen. Anders als beim Sensorträger ohne Rohr-Manschette ist nun das Modell von Rohrbach optimal geeignet, die Rechenergebnisse zu beschreiben.

Um zu klären, warum das so ist, wird die Abhängigkeit von E_G/E_B von den beiden Radien (Manschette und Flansch) untersucht, jeweils gemäß der Ansätze, während die Geometrie des Innenrohrs unverändert bleibt. Erst die Manschette ermöglicht es, Verhältnisse von $E_G/E_B < 1$ zu erreichen (und damit eine Forderung von LOH (1951) zur Dimensionierung zu erfüllen), Bild 7.

Für Rohre mit Manschette ist der Flansch im Vergleich zur Wirkung der Manschette in Bezug auf den Messfehler $\varepsilon_G/\varepsilon_U$ bedeutungslos. Entsprechend sollte die Geometrie durch

den Manschettenradius charakterisiert werden. Anders als bei den Sensorträgern ohne Manschette wird das Dehnungsverhalten für kleine Werte von E_G/E_B stark nicht-linear. Hilfreich ist es dann wieder, große Verhältnisse L/R anzustreben.

Tabelle 5 Zusammenfassung der Ergebnisse aus den numerischen Experimenten.

Art des Sensorträgers	Grundgleichungen von LOH (1951): Korrekturfaktor γ		Ansatz für Abweichungen von der Vollzylinder-Geometrie
	$E_G/E_B < 1$	$E_G/E_B > 1$	
Vollzylinder	0.3	0.3	-
Rohr mit 2 Endflanschen ohne Rohr-Manschette	0.3	0.3	Loh oder LoRo
Rohr mit 2 Endflanschen mit Rohr-Manschette	2.2	1	Rohrbach (entspricht LoRo für $R_f = r_m$)

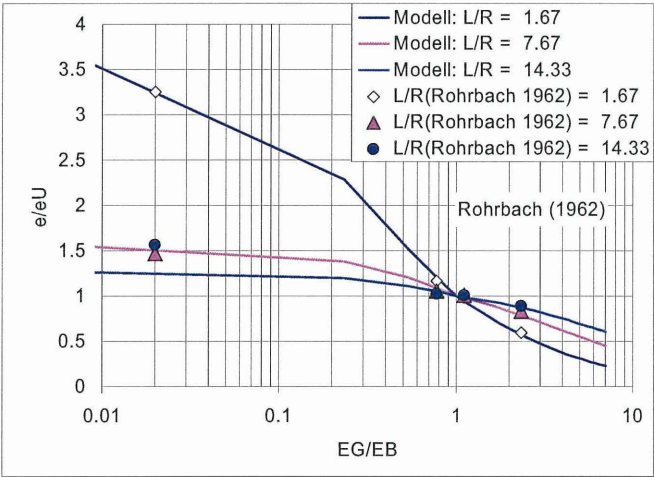


Bild 6 Ein Korrekturfaktor $\gamma = 2.2$ für $E_G/E_B < 1$ beschreibt die Ergebnisse optimal, wenn für die Bearbeitung das Modell von Rohrbach (1962) gewählt wird.

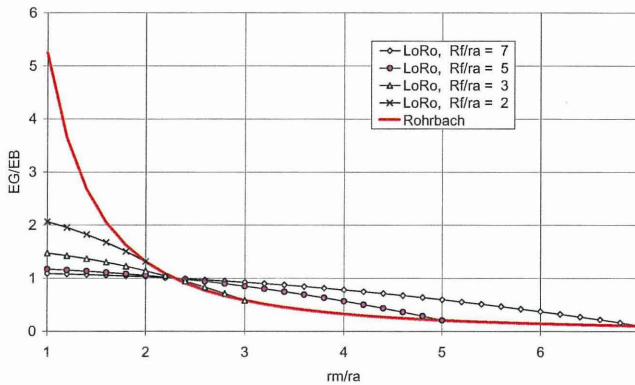


Bild 7 Vergleich der Modellansätze LoRo und Rohrbach. Rohrbach ist von R_f unabhängig. Beide Modelle stimmen für $R_f = r_m$ überein.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Die numerische Modellierung eines unendlich langen axialsymmetrischen Pfahls mit symmetrisch angebrachten Sensorträgern unter Belastung durch einen Hammerschlag-Impuls in Längsrichtung erlaubt die Überprüfung eines Modells von LOH (1951) zur Dimensionierung von Sensorträgern. Es werden Modellrechnungen für drei idealisierte Sensorträgerkonstruktionen (Vollzylinder, Rohr mit Endflanschen mit oder ohne Rohr-Manschette), vier Sensorträger-Materialien und drei Längen-Radius-Verhältnisse durchgeführt.

Für den Vollzylinder-Sensorträger wird für den Ansatz von LOH (1951) ein konstanter Korrekturfaktor eingeführt, um semi-analytisches Modell und Berechnung in bessere Übereinstimmung zu bringen. Für Sensorträger aus einem Rohr mit Endflanschen und ohne Rohr-Manschette werden drei Ansätze getestet, die die vom Vollzylinder abweichende Geometrie berücksichtigen, nämlich einen Vorschlag von LOH (1951), den Ansatz von ROHRBACH (1962) und ein hybrides Modell, das Ideen von LOH (1951) und ROHRBACH (1962) aufnimmt. Der Vergleich von Modell und Berechnung zeigt, dass der hybride Ansatz die beste Übereinstimmung liefert. Erhält der Sensorträger mit Endflanschen eine Rohr-Manschette, ändert sich sein Verhalten grundlegend und damit die Regeln der Dimensionierung.

In weiteren Untersuchungen werden fertigungstechnisch optimierte Sensorträger-Konstruktionen betrachtet werden. Experimentelle Untersuchungen an Sensorträgern sind bei einem der Projektpartner (BAM) geplant.

7. Literatur

- FLAC (2008): Version 6.0. Fast Lagrangian Analysis of Continua. – Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- LOH, Y. C. (1954): Internal stress gauges for cementitious materials. – Proc. Soc. Exp. Stress Anal. Vol. XI, Nr. 2, pp. 13-28.
- LOH, Y. C. (1951): Internal stress gauges for cementitious materials. – Report, MIT, Department of Civil and Sanitary Engineering, Cambridge, Massachusetts.
- PLASSMANN, B. (2002): Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen. – Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 67.
- ROHRBACH, C. (1962): Spannungs- und Dehnungsmessungen an Beton, insbesondere mit Widerstandsgebern. – Teil I und II, Archiv für technisches Messen, V 8246-6 und -7.
- ROHRBACH, C. (1960): Dynamische Dehnungsmessungen an Beton mit Dehnungsmessstreifen insbesondere zur Ermittlung seiner mechanischen Eigenschaften bei schlagartiger Belastung. – Verlag Ziviler Luftschutz Dr. Ebeling KG, Koblenz.

Danksagungen

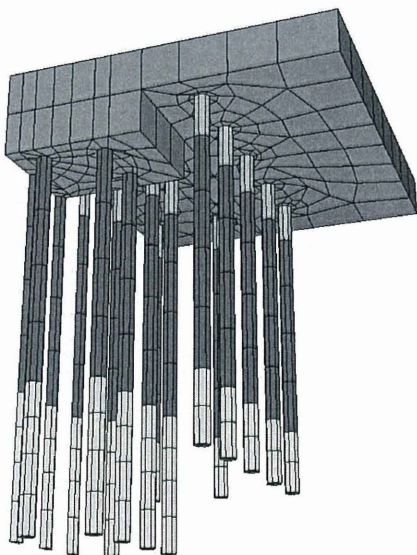
Die Arbeit ist vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie, den Industriepartnern Bilfinger Berger AG Mannheim, Centrum Pfähle GmbH Hamburg, Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH Mannheim, Glözl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH Rheinstetten und mtronix GmbH Berlin sowie der Bundesanstalt für Materialprüfung unterstützt worden. Ich danke Matthias Schallert (gsp) für wertvolle Diskussionen. Anregend waren auch die Diskussionen mit den Kollegen der BAM, Detlef Hofmann und Frank Basedau. Renate Pfeiffer (BGR) war von unschätzbbarer Hilfe bei der Durchführung und Auswertung der numerischen Berechnungen.

Kontaktadresse:

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Stilleweg 2, D-30655 Hannover.

Tel. 0511-643-2871, E-mail i.goebel@bgr.de.

Die Ingenieurgesellschaft PROF. RODATZ UND PARTNER entwickelt und realisiert Erkundungs- u. Messkonzepte sowie Nachweismethoden und bautechnische Entwürfe für die wirtschaftliche Dimensionierung, Herstellung und Überwachung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus.



Geotechnische Erkundungen und Messungen der Interaktion Baugrund - Bauwerk werden unter Berücksichtigung der Bauverfahren auf math.-statistischer Grundlage ausgewertet sowie mess- und ingenieurtechnisch beurteilt.

Die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit erfolgt u. a. mit FE-Methoden, bspw. bei der Interpretation von Probelastungen.

Für ausführliche Informationen stehen als Ansprechpartner gerne zur Verfügung:

Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum Mobil: (01 71) 5 33 77 23 Tel.: (05 31) 7 01 36 - 12

Dipl.-Ing. W. Oltmanns Mobil: (01 71) 5 33 77 22 Tel.: (05 31) 7 01 36 - 11

Nußbergstraße 17 · D-38102 Braunschweig · e-mail: info@rup-geotechnik.com

www.RuP-Geotechnik.com

Numerische Untersuchungen zur herstellungsbedingten Tragfähigkeit von Pfählen

K.-P. Mahutka und S. Henke

1. Einleitung

Häufig verwendete Verfahren zum Einbringen von Fertigpfählen in den Untergrund sind das Schlagrammen und auch das Einvibrieren. Darüber hinaus kann auch das Einpressen zur Anwendung kommen. Die Tragfähigkeit von Fertigpfählen wird im starken Maße von dem Einbringverfahren beeinflusst. Es wird ein numerisches Verfahren vorgestellt, mit dem es möglich ist, die verschiedenen Herstellverfahren realistisch zu simulieren. Dieses Verfahren wird anhand mehrerer Feldversuche validiert. Dies erfolgt im Rahmen eines Vergleichs der Messdaten aus den Feldversuchen mit den numerischen Ergebnissen. Hierbei werden sowohl Erschütterungen an der Geländeoberkante als auch Schwingungen an benachbarten Bauteilen infolge von Rammarbeiten betrachtet. Weiterhin werden verschiedene Untersuchungen hinsichtlich des Einflusses des Einbringverfahrens auf die Tragfähigkeit der Pfähle durchgeführt, sowie auf die Zustandsparameter des umgebenden Bodens eingegangen. Letztlich werden grundlegende Untersuchungen zu einer möglichen Pfropfenbildung in offenen Querschnitten vorgestellt, um hieraus Aussagen zu dem Einfluss der Pfropfenbildung auf die Tragfähigkeit des Pfahls zu treffen.

2. Numerische Modellierung der Pfahleinbringung

Die Berechnungen zur Simulation der Pfahleinbringung erfolgen mit der Finite-Elemente-Methode. Es wird das kommerzielle Programmpaket Abaqus verwendet. In diesem Abschnitt wird auf die wesentlichen Grundlagen der numerischen Modellierung der Pfahleinbringung eingegangen. Eine detailliertere Darstellung kann in Mahutka (2007) und Henke (2008) nachgelesen werden.

2.1 Verwendetes Stoffgesetz

In dieser Studie wird ausschließlich die Penetration in nicht-kohäsive, granulare Böden untersucht. Es wird als Stoffgesetz die Hypoplastizität in der Version nach von Wolffersdorff (1996) mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle (1997) verwendet. Eine Berücksichtigung von Porenwasser erfolgt nicht.

2.2 Kontaktmodell

Im Hinblick auf die großen Pfahlverschiebungen, die aus der Penetration in den Boden resultieren, wird eine kinematische Kontaktformulierung verwendet. Hierbei wird das in Abaqus implementierte *master-slave Prinzip* genutzt, welches in seiner Formulierung ohne diskrete Kontaktelemente auskommt. Als Kontaktgesetz findet das Reibungsgesetz nach Coulomb Anwendung.

2.3 Modellierungstechnik zur numerischen Simulation der Pfahlrammung

Die Modellierung der Penetration eines Vollquerschnitts in ein axialsymmetrisches Bodenkontinuum erfolgt analog zu dem Vorgehen, wie es bereits bei Cudmani (2001) erfolgreich eingesetzt wird. Die Penetration wird durch die Generierung einer starren und reibungsfreien Röhre im Abstand von 1 mm zur Symmetrieachse ermöglicht. Entlang dieser Imperfektion gleitet der Pfahl in den Untergrund hinein, sodass der Boden im Reißverschlussprinzip von der Röhre abgelöst wird und Kontakt zwischen Pfahl und Boden aufgebaut wird, siehe Abbildung 1.

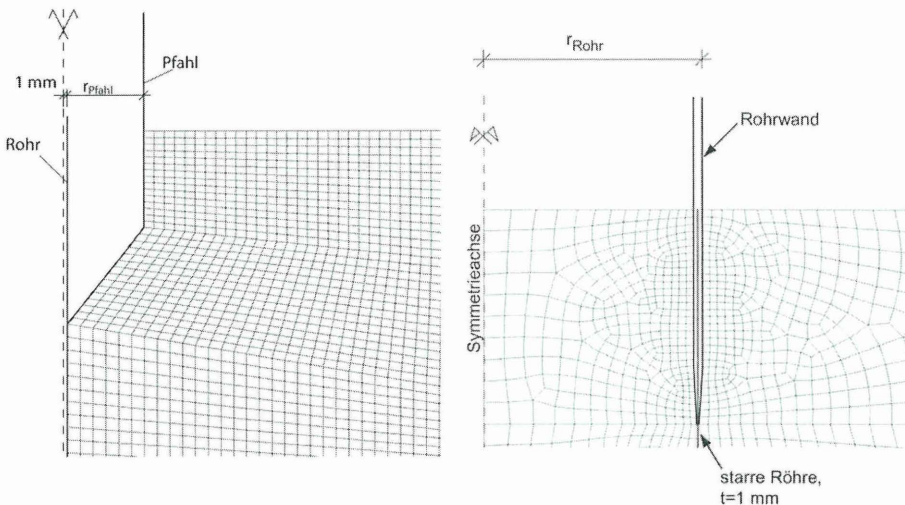


Abbildung 1: Modellierungstechnik zur Simulation der Rammung von kreisrunden Vollquerschnitten (links) bzw. Rohrprofilen (rechts) am axialsymmetrischen Modell

Diese Modellierungstechnik wird bei Henke (2008) derart abgewandelt, dass auch eine Simulation des Einbringens von Rohrprofilen am axialsymmetrischen Modell bzw. von Profilen beliebigen Querschnitts im räumlichen Modell möglich ist. Für die Simulation des Einbringens von Rohrprofilen am axialsymmetrischen Modell wird die Röhre von der Symmetrieachse weg auf Höhe der Wandung des eindringenden Rohres verlegt, siehe Abbildung 1. Wird das Einbringen von Profilen beliebigen Querschnitts im räumlichen Modell angestrebt, so ist der Starrkörper, über den der Pfahl gleiten soll, dem Querschnitt des eindringenden Profils anzupassen, siehe Abbildung 2. Die Dicke dieses Starrkörpers wird in allen Berechnungen ebenfalls auf 1 mm beschränkt.

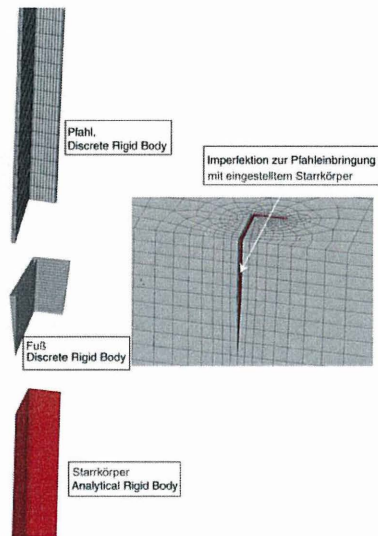


Abbildung 2: Modellierungstechnik der Pfahleindringung in ein räumliches Kontinuum bei Pfählen mit beliebigem Querschnitt

2.4 Exemplarische Finite-Elemente-Netze

In Abbildung 3 sind die verwendeten Finite-Elemente-Netze für die Untersuchungen zur Rammung eines Vollprofils und eines Rohrprofils am axialsymmetrischen Modell dargestellt. Der Bereich um den Pfahl ist mit Kontinuumselementen vernetzt. Hierbei handelt es sich um lineare Elemente mit einem reduzierten Integrationsansatz. Das Fernfeld ist zur

Minimierung von Wellenreflexionen am Modellrand mit infiniten Randelementen nach Lysmer und Kuhlemeyer (1969) diskretisiert. Der Pfahl selbst wird als Starrkörper abgebildet. Die gesamten Eigenschaften des Pfahls werden in einem Referenzpunkt gebündelt.

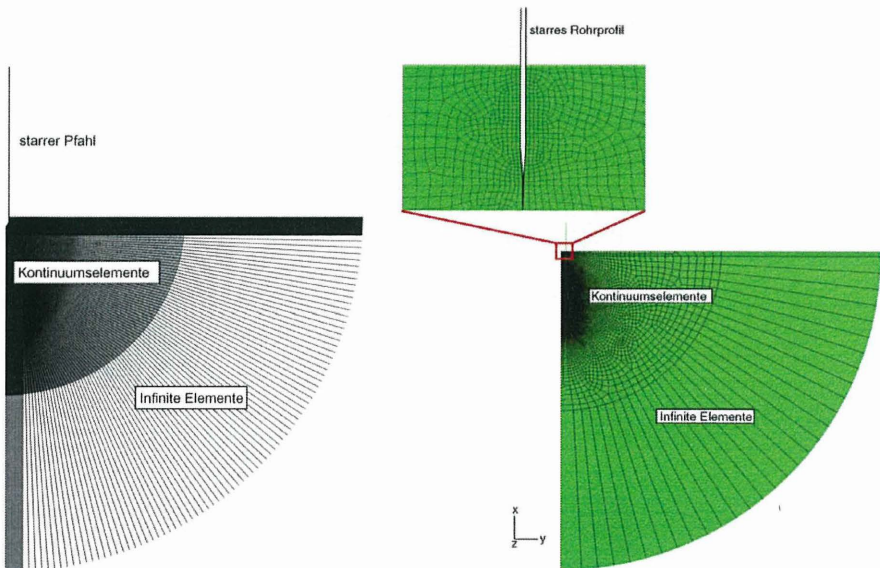


Abbildung 3: Finite-Elemente-Netze zur Simulation der Rammung eines Vollprofils (links) bzw. eines Rohrprofils (rechts), axialsymmetrische Modelle

3. Validierung des numerischen Modells anhand von Feldversuchen

In diesem Abschnitt werden zwei Feldversuche vorgestellt, die eine Datengrundlage für eine Validierung der numerischen Modelle liefern. Die Validierung erfolgt anhand eines Vergleichs der Messdaten mit den numerischen Simulationsergebnissen. Weitere Feldversuche bzw. eine ausführliche Darstellung sind bei Mahutka (2007) und Henke (2008) zu finden.

3.1 Feldversuch auf dem Airbus-Betriebsgelände in Finkenwerder

Auf dem Erweiterungsgelände Mühlenberger Sand der Airbus Deutschland GmbH konnten in Zusammenarbeit mit der ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH Feldversuche durchge-

führt werden. Im Rahmen dieser Versuche wurden die Erschütterungen und Sackungen infolge einer Vibrationsrammung gemessen. Die positive Eigenschaft des Erweiterungsgebietes für die Versuchsdurchführung ist, dass durch eine Sandaufspülung von bis zu 8 m ein sehr homogenes Versuchsfeld vorliegt. Der Grundwasserstand liegt bei ca. 5 m unter GOK und hat bei den ersten Rammmetern nur einen geringen Einfluss auf die Erschütterungen. Der aufgespülte Sand ist dicht gelagert. In Abbildung 4 ist das durchgeführte Messprogramm schematisch dargestellt. Am Pfahl werden die Beschleunigungen und an der Geländeoberkante an den Messpunkten $S_2 - S_4$ die vertikalen und horizontalen Schwingungsgeschwindigkeiten mit Geophonen gemessen. Am Messpunkt S_1 in einem Meter Abstand zur Pfahlachse werden aufgrund der zu erwartenden starken Erschütterungen die Schwingbeschleunigungen mit einem Beschleunigungsaufnehmer gemessen. Des Weiteren werden an einer Stahlplatte mit einer Masse von 23,5 t in einem Abstand von 4 m zur Pfahlachse die vertikalen Schwingungsgeschwindigkeiten aufgezeichnet. Neben den Erschütterungen werden an den Messpunkten $S_1 - S_4$ sowie an der Stahlplatte die Sackungen nach der Rammung bestimmt.

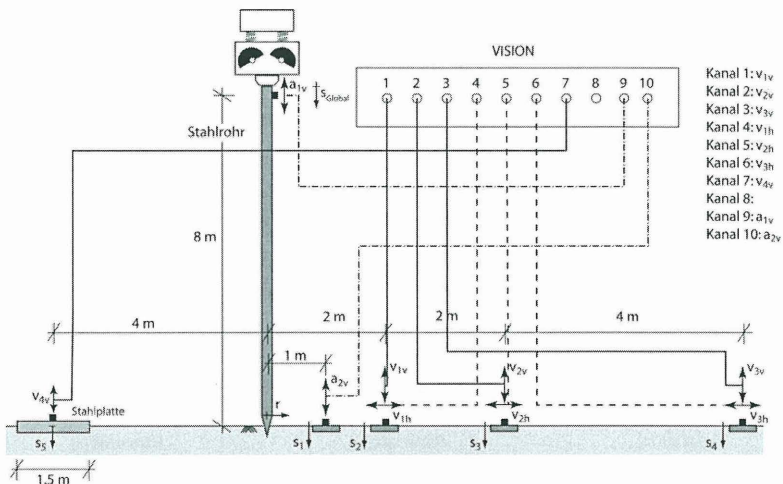


Abbildung 4: Schematische Darstellung des Versuchsprogramms am Airbus-Betriebsgelände

Als Rammgut wird ein Stahlrohr mit einem Durchmesser von $D = 40$ cm, einer Blechstärke von $t = 2$ cm und einer Pfahlänge von $l = 8$ m verwendet. Die Rammung erfolgt mäklergeführt. Als Vibrator kommt ein MRZV 600 der Firma Müller zum Einsatz. Die Vibrationsfrequenz beträgt $f = 42,5$ Hz bei einer Fliehkraft von $F_d = 600$ kN.

Abbildung 5 stellt die gemessenen maximalen und minimalen vertikalen Schwinggeschwindigkeiten für die Messpunkte S_2 und S_4 sowie die am Pfahl gemessenen maximalen und minimalen vertikalen Beschleunigungen als Funktion der Rammzeit für die ersten 10 Rammsekunden dar. Diesen Messergebnissen sind die berechneten maximalen und minimalen Geschwindigkeiten und Beschleunigungen gegenübergestellt. Die Abweichung der berechneten maximalen und minimalen Schwinggeschwindigkeiten zu den Messergebnissen liegt im Mittel bei ca. 5 – 10 % und ist somit als gering zu bewerten. Allerdings sind bei der Nachrechnung die Schwankungen bei den Extremwerten größer. Dies ist vor allem mit einer Netzanpassung während des Penetrationsvorgangs zu erklären. Die berechneten Beschleunigungen am Pfahl sind aufgrund der starren Modellierung des Pfahls etwas größer als die gemessenen.

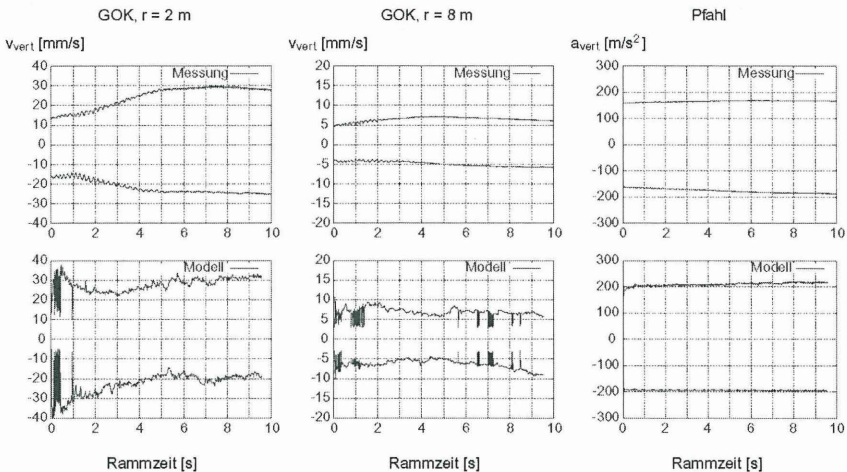


Abbildung 5: Maximale bzw. minimale vertikale Schwinggeschwindigkeiten in verschiedenen Abständen zum gerammten Pfahl und Beschleunigungen am Pfahlkopf – Vergleich zwischen Messdaten und numerischen Ergebnissen

In Abbildung 6 sind die Frequenzspektren der Messsignale und der berechneten Schwinggeschwindigkeit für verschiedene Abstände zur Pfahlachse dargestellt. Auch hier zeigt sich eine gute Übereinstimmung der numerischen Simulationsergebnisse mit den Messergebnissen. Es sind drei Oberwellen bei der doppelten, dreifachen sowie vierfachen Erregerfrequenz zu erkennen. Bis auf die Amplituden der dritten und vierten Oberwelle in zwei Meter Entfernung stimmt auch hier das Ergebnis der Simulation mit der Messung gut überein.

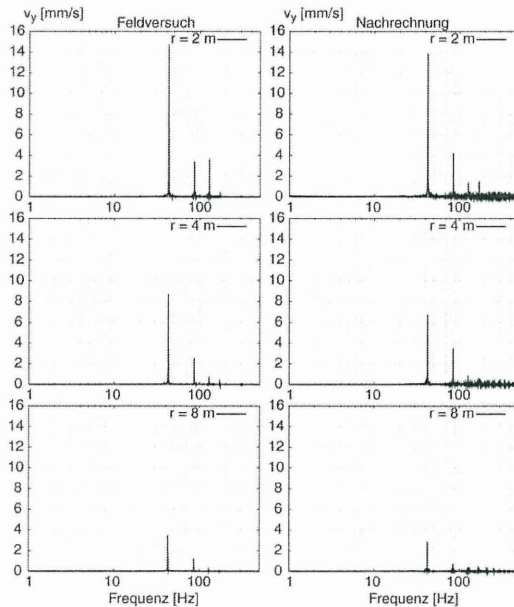


Abbildung 6: Gemessene und berechnete vertikale Schwinggeschwindigkeiten im Frequenzbereich an der Geländeoberkante für verschiedene Abstände zum Pfahl

3.2 Messungen während des Baus des Container-Terminals CT4 Bremerhaven

Während der Konstruktion des Container-Terminals CT4 wurden ebenfalls baubegleitende Messungen durchgeführt. Hierbei handelt es sich zum einen um Beschleunigungsmessungen entlang eines im Boden befindlichen Schrägpfahls während der Rammung der benachbarten Kaiplattenpfähle und zum anderen um Erschütterungsmessungen an der Geländeoberkante während der Rammung eines Kaiplattenpfahls. Bei dem Container-

Boden starke Schwankungen zu erkennen sind. Die wesentlichen Abmessungen können Abbildung 8 entnommen werden.

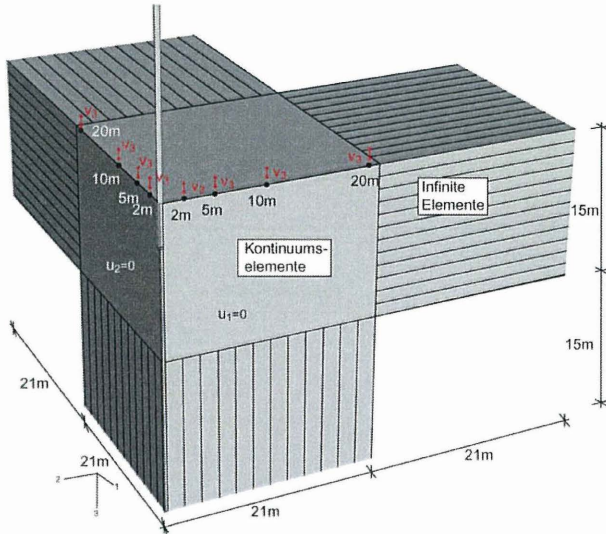


Abbildung 8: Numerisches Modell zum Vergleich mit den Messdaten am CT4 Bremerhaven

In Abbildung 9 sind die vertikalen Schwinggeschwindigkeiten aus der numerischen Analyse den gemessenen gegenübergestellt. Allgemein ist hier eine gute Übereinstimmung zwischen Messwerten und numerischer Simulation zu erkennen. So kann z.B. in einem Abstand $r = 2$ m der charakteristische Verlauf der Schwinggeschwindigkeiten wiedergegeben werden. Insbesondere auch die Oberwellen werden abgebildet.

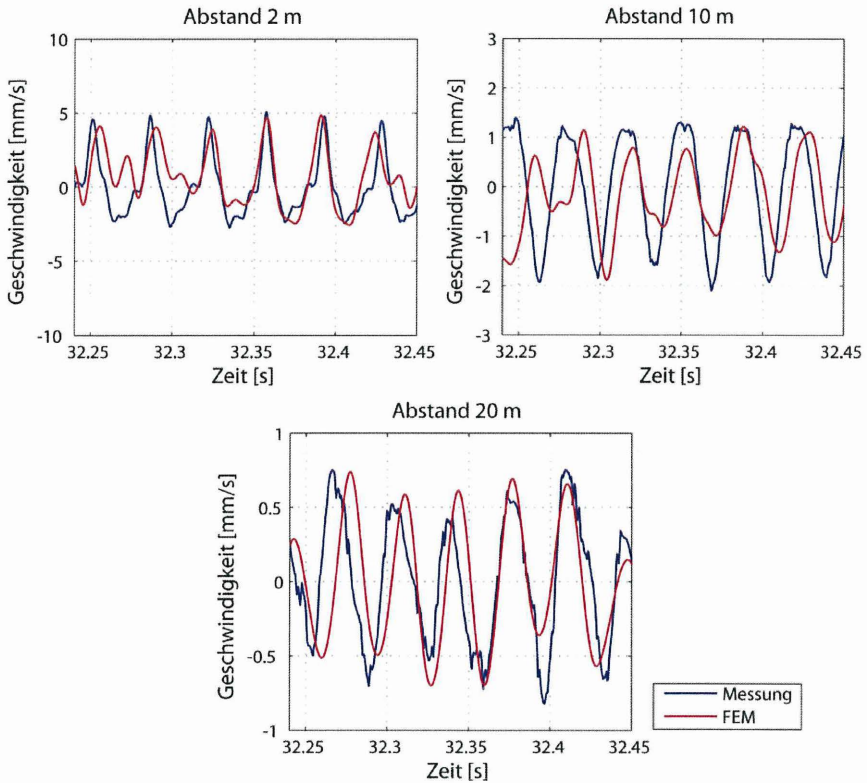


Abbildung 9: Gemessene und berechnete Vertikalschwinggeschwindigkeiten an der Geländeoberkante als Funktion der Rammzeit

Die gute Übereinstimmung zwischen numerischer Analyse und Messung ist ebenfalls in Abbildung 10 deutlich zu erkennen. In dieser Darstellung sind die Ergebnisse einer Frequenzanalyse für alle in Abbildung 9 dargestellten Signale aufgetragen. Deutlich ist bei allen Ergebnissen ein Peak bei $f = 30$ Hz zu erkennen. Dies entspricht der Anregungsfrequenz am Pfahl. In zwei und zehn Metern Entfernung wird zudem die erste Oberwelle des Signals gut wiedergegeben.

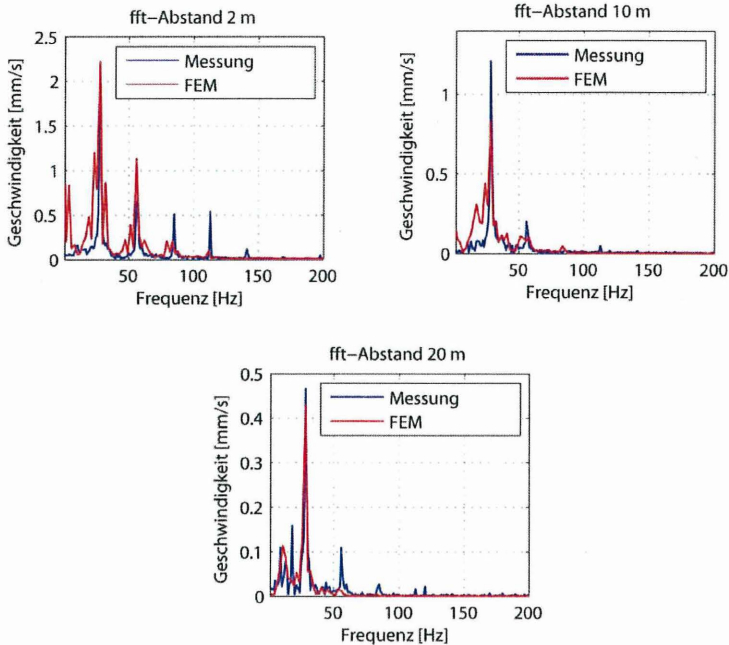


Abbildung 10: Gemessene und berechnete vertikale Schwinggeschwindigkeiten im Frequenzbereich an der Geländeoberkante für verschiedene Abstände zum Pfahl

4. Änderung der Zustandsgrößen infolge der Pfahlherstellung

Nachfolgend wird der Einfluss der verschiedenen Einbringverfahren auf die wesentlichen Zustandsgrößen des umliegenden Bodens wie Porenzahlen und Spannungen untersucht. Es handelt sich hierbei um einen rein qualitativen Vergleich. Hieraus werden Schlussfolgerungen hinsichtlich der Tragfähigkeit von Pfählen in Abhängigkeit des gewählten Einbringverfahrens getroffen, siehe auch Mahutka et al. (2006) oder Mahutka (2007).

4.1 Quasi-statisches Eindringen

Zunächst wird als Einbringverfahren das quasi-statische Eindringen betrachtet. Hierbei wird ein Pfahl mit einem Durchmesser von $D = 30$ cm bis auf sieben Meter Tiefe in den Boden gedrückt. Die Lagerungsdichte des Bodens wird zwischen sehr locker ($I_D = 0,1$) und sehr dicht ($I_D = 0,8$) variiert. Der Kontakt zwischen Pfahl und Boden wird vereinfacht als

reibungsfrei angenommen. In Abbildung 11 ist die Veränderung der Porenzahlen um den Pfahl infolge des Einpressens für die beiden betrachteten Lagerungsdichten dargestellt.

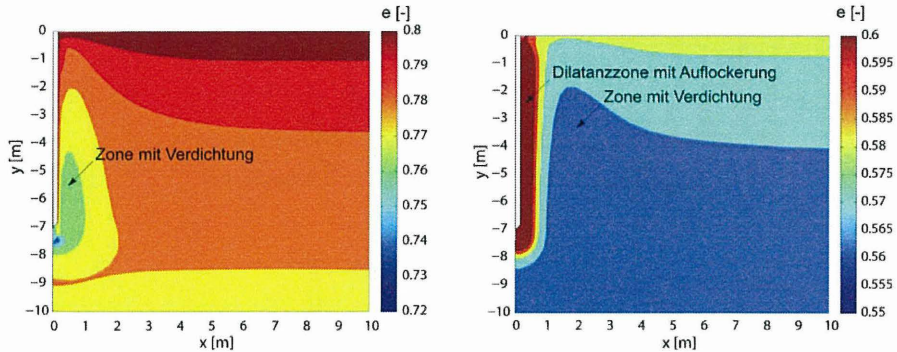


Abbildung 11: Berechnete Porenzahlverteilung nach sieben Meter Eindringen in locker (links) bzw. dicht (rechts) gelagerten Sand, siehe Mahutka et al. (2006)

Bei dem locker gelagerten Sand ist zu erkennen, dass infolge der Pfahlpenetration der gesamte Bereich um den Pfahl verdichtet wird. Nachdem der Pfahlfuß die verdichtete Zone passiert hat, entspannt sich der Boden wieder etwas, jedoch bleibt eine verdichtete Zone von einer Ausdehnung von etwa $4\text{--}5 D$ erhalten. Für den Pfahl, der in dicht gelagerten Sand eingepresst wird, ist ein anderes Verhalten erkennbar. Direkt um den Pfahl ist ein Bereich erkennbar, in dem die Porenzahlen ansteigen, d.h. der Boden wird aufgelockert. Dies resultiert aus den starken Scherkräften direkt am Pfahlmantel während des Eindringens, sodass Dilatanzeffekte auftreten. Das eingebrachte Pfahlvolumen muss allerdings verdrängt werden. Daher wird der Boden in einer größeren Distanz verdichtet, siehe Abbildung 11, Zone der Verdichtung.

In Abbildung 12 ist der Radialspannungszustand um den eingepressten Pfahl für die beiden betrachteten Lagerungsdichten dargestellt. Allgemein kann ausgesagt werden, dass sowohl in locker als auch in dicht gelagertem Sand eine Verspannung um den Pfahl erkennbar wird. Die Radialspannungen sind bei einem anfänglich dicht gelagerten Sand deutlich höher als bei lockerer Bodenlagerung. Am Pfahlfuß ist eine typische Spannungszwiebel mit hohen Spannungswerten zu erkennen, d.h. ein eingepresster Pfahl trägt in starkem Maße über Spitzendruck ab.

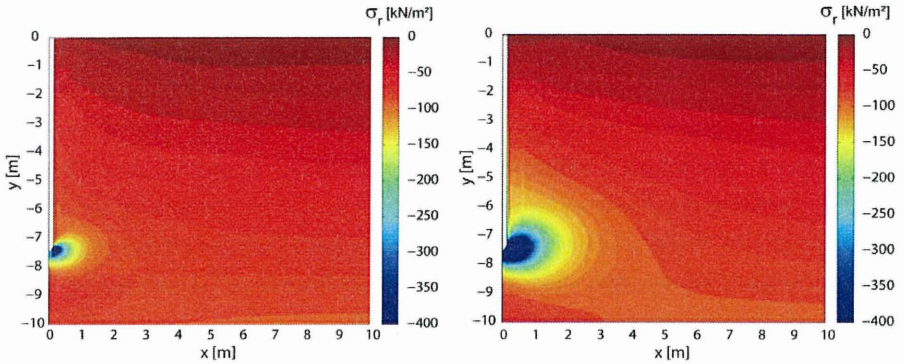


Abbildung 12: Radialspannungen um einen eingedrückten Pfahl in locker (links) bzw. dicht (rechts) gelagerten Sand

4.2 Vibrationsrammung

Die Simulation der Vibrationsrammung erfolgt kraftgesteuert. Hierbei wird ein Pfahl mit dem Durchmesser $D = 50$ cm und einer Gesamtmasse $m = 3,93$ t unter Vorgabe einer statischen Auflast von $F_{st} = 20$ kN, einer Frequenz von $f = 25$ Hz und einer Zentrifugalkraft von 190 kN insgesamt 20 Sekunden in den Boden eingerüttelt. Der Reibungsbeiwert beträgt $\tan \delta = 0,176$ und die Lagerungsdichte wird zwischen einer lockeren ($I_D = 0,2$) und einer mitteldichten Lagerung ($I_D = 0,5$) variiert. Das Ergebnis bezüglich der Porenzahlverteilung ist in Abbildung 13 für beide untersuchten Lagerungsdichten dargestellt.

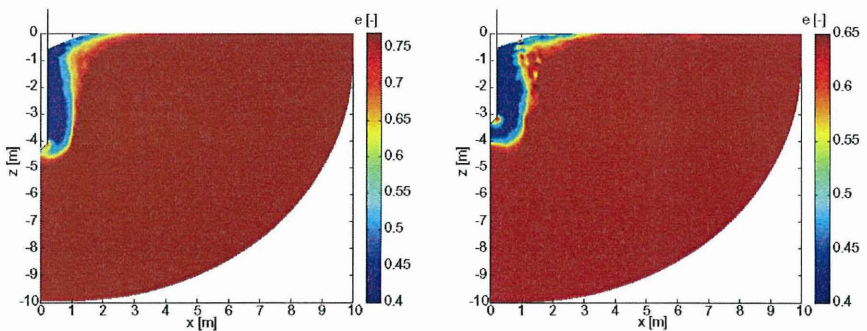


Abbildung 13: Berechnete Porenzahlverteilung infolge der Vibrationsrammung eines Pfahls des Durchmessers $D = 50$ cm in locker (links) bzw. mitteldicht (rechts) gelagerten Sand

Im Vergleich zum zuvor dargestellten Einpressen ist eine deutlich andere Porenzahlverteilung zu erkennen. Direkt um den Pfahl wird der Boden infolge der starken zyklischen Scherung bis zur spannungsabhängigen minimalen Porenzahl verdichtet. Zudem resultiert aus der starken Verdichtung des Bodens ein Sackungstrichter um den Pfahl. Der Einflussradius die Änderung der Porenzahl betreffend bleibt bei der Vibrationsrammung auf etwa 2 bis 2,5 D begrenzt. Dieser ist deutlich geringer als beim quasi-statischen Eindringen eines Pfahles. Lediglich an der Geländeoberkante ist der Einflussradius weitreichender. Dies resultiert aus der Verdichtung infolge Oberflächenwellen.

In Abbildung 14 ist zudem die Radialspannungsverteilung um den Pfahl nach 20 Sekunden Vibrationsrammung dargestellt. Generell kann dieser Darstellung entnommen werden, dass die radialen Spannungen unter den anfänglichen K_0 -Anfangsspannungszustand abfallen. Der Bereich des Spannungsabfalls beträgt etwa 2-3 Meter und wird von der Lagerungsdichte kaum beeinflusst. Die Abnahme der radialen Spannungen lässt sich durch die starke Verdichtung infolge der zyklischen Scherung erklären. Hieraus resultiert, dass Boden aus größerer Entfernung nachrutschen muss, um das frei werdende Volumen wieder zu füllen. Aus diesem Grund entspannt sich der Boden.

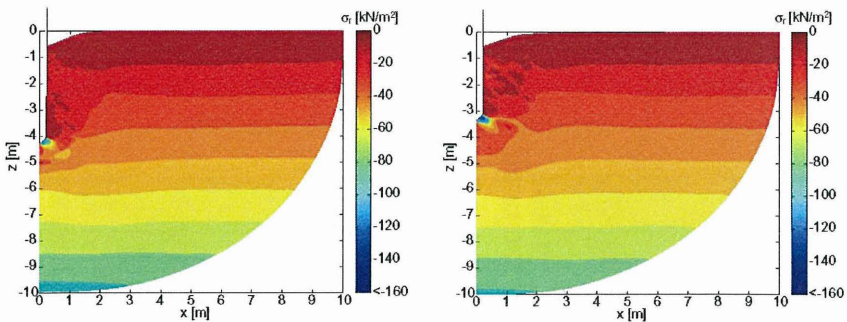


Abbildung 14: Berechnete radiale Spannungen infolge der Vibrationsrammung eines Pfahls mit dem Durchmesser $D = 50$ cm in locker (links) bzw. mitteldicht (rechts) gelagerten Sand

4.3 Schlagrammung

Neben dem Einpressen und der Vibrationsrammung wird als weiteres Einbringverfahren die Schlagrammung betrachtet. Hierbei entsprechen die Abmessungen des Pfahls denen

bei der Vibrationsrammung. Die Lastaufbringung erfolgt kraftgesteuert mit einer maximalen Rammenergie von $E = 100 \text{ kNm}$ bei einer Rammfrequenz von 1 Hz. Der Boden liegt wiederum in lockerer bzw. mitteldichter Lagerung vor.

In Abbildung 15 ist die Porenzahlverteilung nach der Schlagrammung dargestellt. Um den Pfahl ist eine Verdichtung, die aus einem seitlichen Verdrängen des Bodens resultiert, zu erkennen. Eine zusätzliche Verdichtung infolge zyklischer Scherung ist geringer ausgeprägt als bei der Vibrationsrammung. Der Einflussradius beschränkt sich auf maximal 2,5 D.

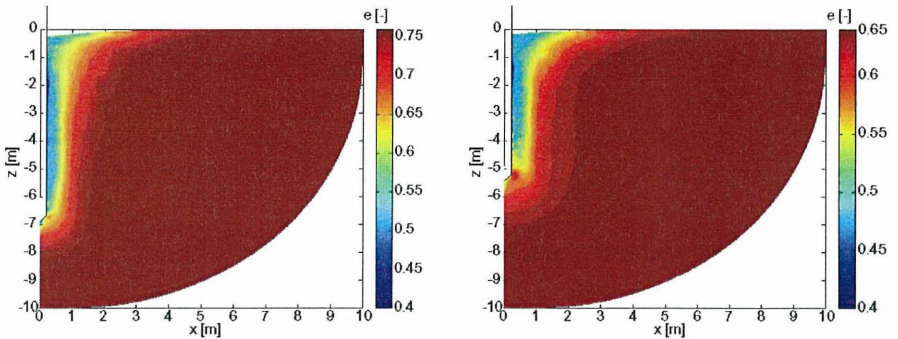


Abbildung 15: Berechnete Porenzahlverteilung infolge der Schlagrammung eines Pfahls des Durchmessers $D = 50 \text{ cm}$ in locker (links) bzw. mitteldicht (rechts) gelagerten Sand

Als weiteres Resultat der Simulationen ist in Abbildung 16 der Konturplot der Radialspannungen dargestellt.

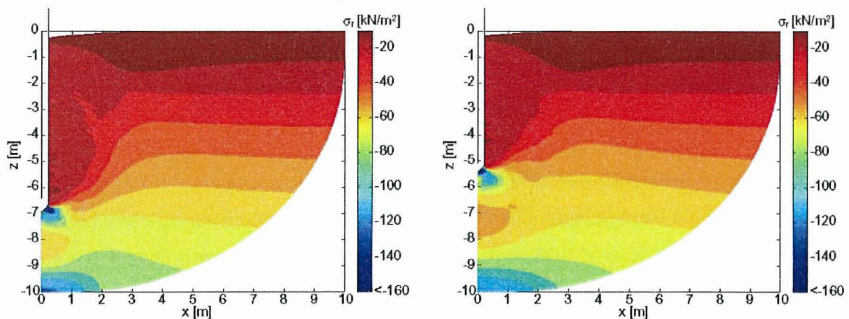


Abbildung 16: Berechnete radiale Spannungen infolge der Schlagrammung für Pfähle des Durchmessers $D = 50 \text{ cm}$ in locker (links) bzw. mitteldicht (rechts) gelagerten Sand.

Wie bei der Vibrationsrammung ist auch hier ein Abfall der radialen Spannungen um den Mantel des Pfahls zu erkennen. Dieser beschränkt sich auf einen Abstand von 2-3 m von der Symmetrieachse. Am Pfahlfuß ist eine radiale Verspannung erkennbar.

4.4 Vergleich der Ergebnisse hinsichtlich der statischen Tragfähigkeit

Anhand der numerischen Ergebnisse lässt sich das in der Praxis beobachtete Phänomen der größeren Tragfähigkeit von Pfählen, die schlagend eingebracht wurden, im Vergleich zu vibrationsgerammten Pfählen erklären. Bei der Schlagrammung tritt eine deutlich größere Verspannung am Pfahlfuß auf als bei vibrationsgerammten Pfählen. Die höchste Tragfähigkeit lassen eingepresste Pfähle erwarten, da infolge des Eindrückens neben einer starken Verspannung am Pfahlfuß eine deutliche Spannungszunahme um den Pfahlmantel hinzukommt.

5. Einfluss der Pfropfenbildung offener Profile auf die Tragfähigkeit

Nachdem in dem vorhergehenden Abschnitt ausschließlich auf kreisrunde, geschlossene Profile eingegangen wurde, wird an dieser Stelle die Rammung offener Rohrprofile genauer untersucht. Hierbei wird im Wesentlichen die Neigung zur Pfropfenbildung in Abhängigkeit des gewählten Rammverfahrens betrachtet. Hieraus werden Rückschlüsse hinsichtlich der Tragfähigkeit offener Rohrprofile in Abhängigkeit des Rammverfahrens getroffen.

5.1 Untersuchte Parameter

Es wird ein Rohr mit Außendurchmesser $D = 61$ cm in ein axialsymmetrisches Finite Elemente Kontinuum eingebracht. Die Wandstärke des Rohres beträgt $t = 2$ cm. Das Einbringen des Rohres wird wie in dem vorhergehenden Abschnitt mit den drei verschiedenen Einbringverfahren Eindrücken, Schlag- und Vibrationsrammung simuliert.

5.2 Verspannungen innerhalb der offenen Rohrprofile

In Abbildung 17 sind die Verteilungen der horizontalen Spannungen entlang verschiedener vertikaler Pfade in 0,05, 0,15 und 0,25 m Abstand zur Rohrwandung nach etwa 4 bis 4,5 m Penetration in mitteldicht gelagerten Sand dargestellt.

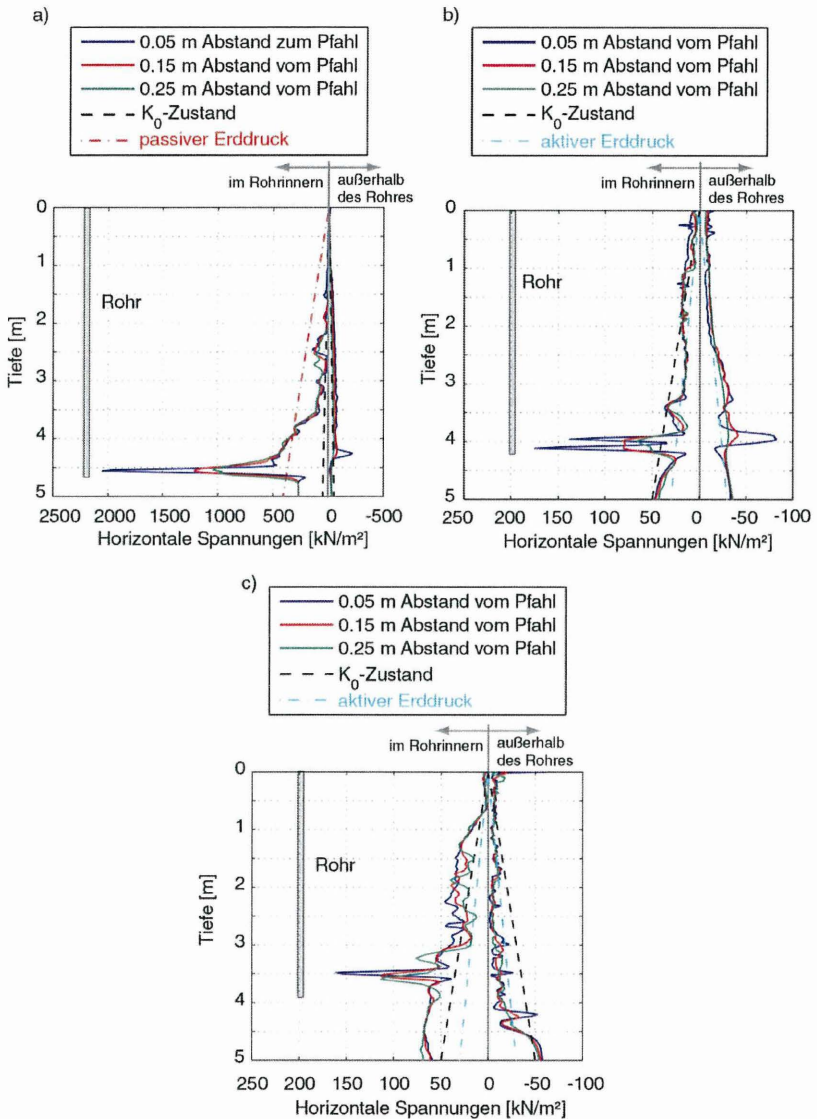


Abbildung 17: Verteilung der horizontalen Spannungen entlang verschiedener vertikaler Pfade innerhalb und außerhalb des Rohrprofils in mitteldicht gelagerten Sand:

a) Eindrücken, b) Schlagrammung, c) Vibrationsrammung

Infolge des quasi-statischen Eindrückens treten im vorliegenden Fall am Pfahlmantel innerhalb des Rohrs Spannungsspitzen von mehr als 2000 kN/m^2 auf. In Rohrmitte betragen die Spitzenwerte der Horizontalspannungen noch etwa 1000 kN/m^2 . Außerhalb des Rohrquerschnitts sind hingegen kaum Spannungserhöhungen zu verzeichnen. Diese starken Verspannungen weisen eindeutig auf die Ausbildung eines Bodenpfropfens hin. Dies deckt sich mit den Ergebnissen von Jardine et al. (2005) oder White et al. (2000), die bei eingedrückten Profilen von einer Pfropfenbildung ausgehen.

Werden dagegen die Ergebnisse der dynamischen Einbringverfahren betrachtet, so sind viel geringere horizontale Spannungen im Profil erkennbar. Diese nehmen lediglich Werte von maximal 150 kN/m^2 an und unterscheiden sich kaum von den außerhalb des Profils ermittelten Werten. Somit zeigen sowohl durch Schlagrammung als auch durch Vibrationsrammung eingebrachte Rohrprofile bei dem in dieser Arbeit betrachteten Durchmesser keine ausgeprägte Neigung zur Pfropfenbildung. Dies deckt sich mit den Aussagen von Randolph (2003), dass in schlaggerammten Profilen aufgrund der Trägheit des möglichen Bodenpfropfens bezüglich der umgebenden Rohrwandung keine Neigung zur Pfropfenbildung zu erkennen ist.

5.3 Mechanismen der Pfropfenbildung

Um die Mechanismen der Pfropfenbildung in Rohrprofilen besser zu verstehen, werden in Abbildung 18 die Verteilungen der Porenzahlen im Zentrum des Rohrquerschnitts infolge des Eindrückens und der Vibrationsrammung einander gegenübergestellt.

Bei dem eingedrückten Rohr kommt es innerhalb des Profils lediglich zu einer vergleichsweise geringen Verdichtung, die v.a. erst am Pfahlfuß stärker ausgeprägt ist. Dies deckt sich mit der anfangs beschriebenen Modellvorstellung, dass es am Fuß des Profils zu einer Verspannung kommt. Diese ist somit lediglich am Pfahlfuß erkennbar, siehe Abbildung 17 (links). Dies resultiert aus Gewölbewirkung innerhalb des Pfropfens.

Bei dem einvibrierten Rohr ist hingegen ein Abfall der Porenzahlen auf nahezu die minimale Porenzahl erkennbar, welcher aus der zyklischen Scherung resultiert, siehe Abbildung 18 (rechts). Es wird die gesamte Bodensäule innerhalb des Rohres verdichtet, eine Bodenverspannung wird nicht festgestellt.

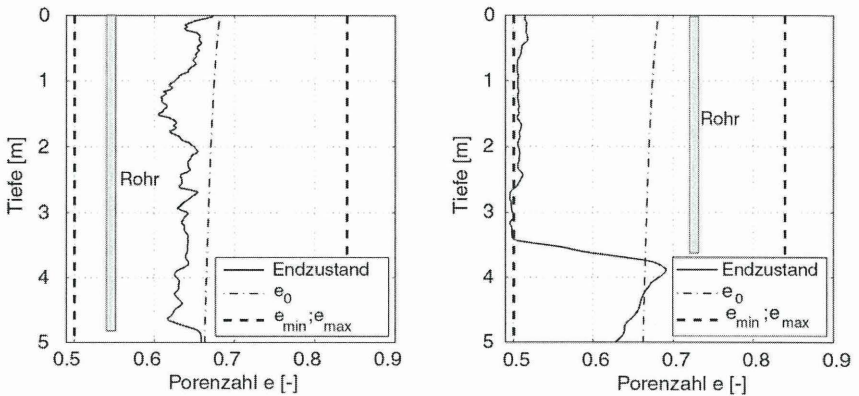


Abbildung 18: Porenzahlverteilung innerhalb des Rohrquerschnitts infolge Eindrücken (links) und Vibrationsrammung (rechts)

5.4 Schlussfolgerungen

Anhand der numerischen Untersuchungen kann davon ausgegangen werden, dass die mit dynamischen Einbringverfahren installierten Pfähle keine Neigung zur Pfropfenbildung erkennen lassen. Somit tragen diese Profile hauptsächlich über Mantelreibung ab. Der Spitzendruck kann lediglich auf der Fläche des Stahlrings am Pfahlfuß angesetzt werden. Dagegen kann bei offenen Querschnitten mit einem Durchmesser kleiner oder gleich 61 cm, die eingepresst werden, davon ausgegangen werden, dass sich ein Pfropfen im Profilinnern ausbildet. Somit kann hierfür die gesamte umrissene Fläche für den Spitzendruck herangezogen werden. Hierbei sollte jedoch beachtet werden, dass die Tragfähigkeit des Bodenpfropfens sicherlich geringer ist, als bei einem Vollprofil. Der Pfropfen bleibt fest im Rohr solange infolge des Spitzendrucks die haltenden Reibungskräfte am inneren Pfahlmantel nicht überschritten werden. Hierfür ist zwingend die Kenntnis der Pfropfenhöhe erforderlich. Zudem ist Vorsicht bei einem Ansatz des Bodenpfropfens zur Tragfähigkeitsermittlung geboten, wenn die Pfähle derart eingesetzt werden, dass sie im Laufe der Zeit mehr oder weniger stark ausgeprägte zyklische Beanspruchungen erfahren. Diese Beanspruchungen können unter Umständen zu einem Abbau des Pfropfens führen und somit die Spitzendrucktragfähigkeit stark herabsetzen.

6. Zusammenfassung

Mit dem vorgestellten numerischen Modell ist eine realistische Simulation von dynamischen Rammverfahren sowie des statische Einpressens von Profilen unterschiedlicher Querschnitte möglich. Anhand von Feldversuchen werden die axialsymmetrischen sowie dreidimensionalen Modelle validiert. Anhand der berechneten Änderung von Bodenzustandsgrößen kann deren Einfluss auf die Tragfähigkeit der Pfähle untersucht werden. Darüber hinaus wird die Neigung zur Pfropfenbildung in offenen Querschnitten betrachtet, die ebenfalls einen entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit von Pfählen hat.

Literatur

- Cudmani R. O.: Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 152, 2001
- Henke, S.: Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 18, 2008
- Jardine, R.; Chow, F.; Overy, R.; Standing, J.: ICP design methods for driven piles in sand and clays, Thomas Telford, London, 2005.
- Lysmer, J. und Kuhlemeyer, R. L.: Finite Dynamic Model for Infinite Media. Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE, 859-877, 1969
- Mahutka, K.-P.; König, F.; Grabe, J.: Numerical modeling of pile jacking, driving and vibro driving, Proceedings of International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment (NSC06), Bochum, ed. by T. Triantafyllidis, Balkema, Rotterdam, 235.246, 2006.
- Mahutka, K.-P.: Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 15, 2007
- Niemunis, A., Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 2, 1997, 279-299
- Randolph, M. F.: Science and empiricism in pile foundation design, Géotechnique 53(10), 847-875, 2003.
- von Wolffersdorff, P.-A: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1, 1996, 251-271

White, D. J.; Sidhu, H. K.; Finlay, T. C. R.; Bolton, M. D.; Nagayama, T.: Press-in Piling: The influence of plugging on driveability, Proceedings of the 8th International Conference of the Deep Foundations Institute, New York, 2000.

Dr.-Ing. Klaus-Peter Mahutka
Prof. Dr.-Ing. Kramer + Dipl.-Ing. Albrecht
Ingenieurgesellschaft mbH & CO. KG
Glockengießerwall 1
20095 Hamburg

Dr.-Ing. Sascha Henke
Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Technische Universität Hamburg-Harburg
Harburger Schloßstraße 20
21079 Hamburg

Numerische Auswertung von instrumentierten Zugversuchen an Auftriebspfählen

Dr.-Ing. Markus Herten und Dr.-Ing. Radu Schwab

1 Einleitung

Die Schleusenanlage Dörverden besteht aus einer 1912 in Betrieb genommenen Schleppzugschleuse und der sog. kleinen Schleuse von 1938. Im Zuge des Ausbaus der Mittelweser für das überlange Großmotorgüterschiff soll die Schleusenanlage Dörverden an die gestiegenen Anforderungen des Schiffsverkehrs angepasst werden. Um den Engpass an der alten Schleusenanlage Dörverden zu beseitigen, ist es im Hinblick auf die zukünftige Verkehrsentwicklung notwendig, eine neue Schleuse mit einer nutzbaren Länge von 139 m zu bauen. Eine Erweiterung der alten Anlage ist aufgrund des schlechten baulichen Zustandes nicht möglich bzw. unwirtschaftlich. Deshalb wurde vom Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals Hannover anstelle der alten Schleppzugschleuse eine neue Schleuse geplant (siehe Bild 1). Für den Bau der neuen Schleuse Dörverden ist eine Baugrube mit einer Unterwasserbetonsohle vorgesehen. Zur Rückverankerung der Sohle im Bauzustand sind Verpresspfähle mit GEWI-Stäben $\varnothing$ 50 mm, BST 500 S, mit doppeltem Korrosionsschutz ausgeschrieben. Diese sollen auch die spätere Schleusensohle im Fall einer Revision sichern. Aus dem Auftriebsnachweis (GZ1A) ergab sich die erforderliche Länge des mitwirkenden Bodenkörpers von 14,70 m ab Unterkante Unterwasserbetonsohle. Bei vorgegebenen Rasterabständen der Pfähle von ca. 2,50 m muss für den Nachweis der Tragfähigkeit (GZ1B) jeder Pfahl eine vertikale Grenztragfähigkeit von 1000 kN haben. Bei einem Verpresskörperdurchmesser von 20 cm und -länge von 9 m unterhalb der nichttragfähigen Bodenschichten beträgt die erforderliche Grenzmantelreibung $\tau_{\text{Grenz}} \approx 180 \text{ kN/m}^2$. Diese liegt über den in der DIN 4128 und DIN 1054 vorgeschlagenen Werten. Da aber zu erwarten ist, dass die tatsächliche Grenzmantelreibung deutlich höher ist, wurde eine vorgezogen Pfahlprüfung von der Geländeoberkante aus durchgeführt, um eine unwirtschaftliche Verlängerung der Pfähle bei einer Bemessung mit den Kennwerten der Norm zu vermeiden. Das unterschiedliche Tragverhalten der späteren Bauwerkspfähle

im Vergleich zu dem der geprüften Pfähle aufgrund der verschiedenen Spannungszustände wurde mit numerischen Berechnungen ermittelt.

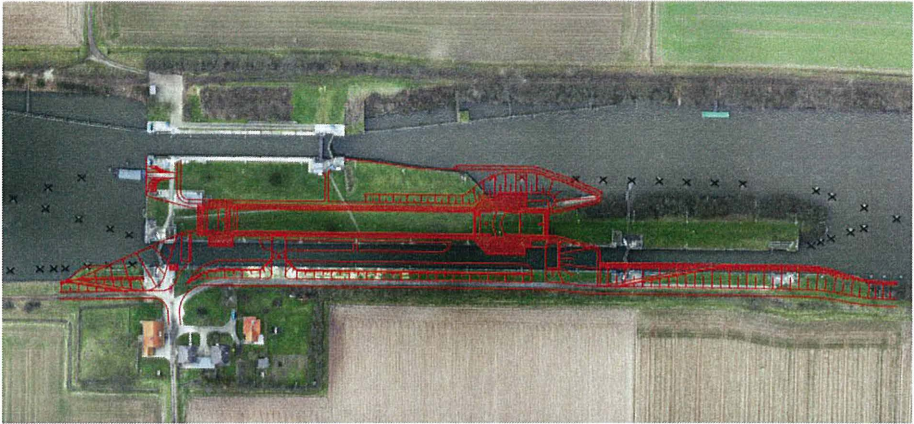


Bild 1: Geplanter Schleusenneubau Dörverden

2 Anforderungen

Die neue Schleuse besteht aus der Schleusenammer, dem Oberhaupt und dem Unterhaupt sowie zwei symmetrischen Einfahrbereichen von jeweils 30 m Länge. Sie erhält eine Nutzlänge von 139,00 m, eine Dremeltiefe von 4,00 m und eine Breite von 12,50 m. Die Hubhöhe beträgt bei Normalstau zwischen Ober- und Unterwasser 4,60 m. Die Gesamtlänge der Schleuse beträgt 201,00 m. Für die Schleusungsvorgänge sind wegen des ausreichenden Wasserdargebotes der Weser keine Sparbecken erforderlich. Eine Hochwasserabfuhr durch die Schleuse ist nicht vorgesehen. Die Schleusenhäupter werden in Massivbauweise erstellt, um die hydraulischen, stahlwasserbaulichen und sonstigen betrieblichen Komponenten aufzunehmen.

Die Schleusenammer wird aus einer überschnittenen Bohrpfahlwand als Haupttragkonstruktion und einer verankerten Stahlbetonsohle hergestellt. Die überschnittene Bohrpfahlwand bildet das Tragelement. Die Dichtigkeit der Konstruktion wird durch eine Stahlbeton-Vorsatzschale gewährleistet, in der die Ausrüstungselemente in extra dafür vor-

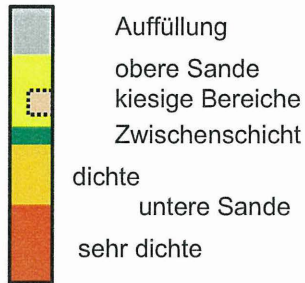


Bild 3: Schematisierter Baugrund

3 Durchführung der Pfahlprobebelastung

Insgesamt wurden im Dezember 2006 acht vertikale Pfähle geprüft (Tabelle 1), die von der Firma Stump Spezialtiefbau GmbH hergestellt wurden. Um die äußere Tragfähigkeit der Pfähle zu erreichen, wurde der Durchmesser der GEWI-Stäbe von $\varnothing = 50$ mm auf $\varnothing = 63,5$ mm erhöht. Zwischen der kleinen Schleuse im Westen und der großen Schleuse im Osten wurde ein Stahlbetonfundament als Widerlager errichtet, nördlich davon eine Stahlbetonplattform als Festpunkt für die Vermessung. Die vorgesehene Nachverpressung gelang nur bei den Pfählen A1 und B2. Die Zugversuche sollten in Anlehnung an DIN 4125 (Verpressanker) durchgeführt werden.

Tabelle 1: Lage der Verpresskörper der Pfähle

Pfahl-Nr.	Anzahl	Länge des Verpresskörpers	Verpresskörper von/bis
		[m]	NN + [m]
A1+A2	2	9	-2/-11
B1+B2	2	16	-2/-18
C1+C2	2	22	-2/-24
F1+F2	2	5	-2/-7

3.1 Dehnungsmessung mit Lichtwellenleitern

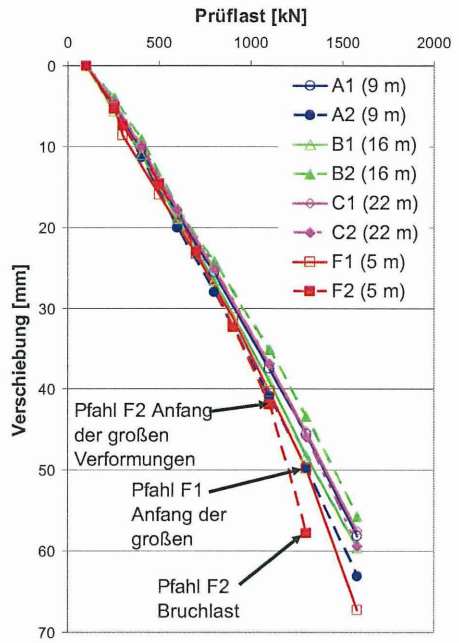
Um im Rahmen der Pfahleignungsprüfung die Lastverteilung zuverlässig ermitteln zu können, wurden durch die Bundesanstalt für Materialprüfung Dehnungsmessungen innerhalb der Verpresskörper in verschiedenen Tiefen durchgeführt, ohne den Verbund merklich zu beeinflussen. Die Pfähle Nr. A1, A2, F2, und C2 waren hierfür mit Lichtwellenleitern (LWL) bestückt. Diese Technik wurde schon bei der Sanierung der Edertalsperre an Litzenankern mit extrem hohen Prüflasten von bis zu 10.000 kN verwendet [1]. Nach Einbau aller Pfähle ergab eine Überprüfung, dass bei dem Pfahl C2 wegen eines Bruchs des LWL keine Messdaten erhalten werden konnten. Die faseroptische Bragg-Gitter-Sensorik erlaubt das Messen entlang definierter Pfahllängen mit nur einer optischen Zuleitung, d. h. in einer einzelnen optischen Faser werden mehrere Sensorbereiche hintereinander angelegt. Die Messunsicherheit in der Angabe der Dehnung bei Wiederholungsmessungen beträgt $0,5 \mu\text{m/m}$. Die Applikation der Faser-Bragg-Gitter erfolgte auf die Oberfläche des Stahls, ohne dass die Sensoren den Verbund merklich beeinflussen. Die Messlänge der Sensoren beträgt 200 mm. Pro Pfahl sind zwei Fasern mit integrierten Bragg-Gittern appliziert, die abwechselnd die Messgröße in den verschiedenen Messebenen abgreifen. Die Unsicherheit der Dehnungswerte ergibt sich aus dem Fehler des Bragg-Messgeräts und den Unsicherheiten der spannungsoptischen Konstanten der Bragg-Gitter. Dieser kann mit etwa $5 \mu\text{m/m}$ angenommen werden. Hinzu kommen Messunsicherheiten durch die Dehnungsübertragung vom Stahl über den Klebstoff und das Fasercoating auf die Messfaser, die zwischen 2 und 5 % liegen [2].

3.2 Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen

Die Ergebnisse der Kraft- und Verschiebungsmessungen der Pfähle sind für die Erstbelastung als Kraft-Verschiebungslinien in Bild 4b dargestellt. Die elastischen Verschiebungen liegen bei allen Pfählen im zulässigen Bereich zwischen den Grenzlängen a und b nach DIN 4125. Die aus den Kurven der elastischen Verschiebungen ermittelten rechnerischen freien Stahllängen unter- oder überschreiten nicht die zulässigen Grenzen, wobei die so ermittelten Reibungsverluste etwa zwischen 0 und 180 kN liegen.



(a)



(b)

Bild 4: Prüfung eines Pfahls (a) und die Last-Verschiebungs-Kurven der Pfähle (b)

Die Steifigkeiten der GEWI-Pfähle sind ziemlich eng gruppiert, da die Bodenbedingungen homogen sind, aber auch weil die Länge der freien Pfahlstrecke kleine Verformungsunterschiede tarnt. Bei ca. 80 % der Bruchlast beginnen die kurzen Pfähle F stärkere Nichtlinearität anzuzeigen, die eine Plastifizierung des Bodenkörpers bewiesen.

Während der gesamten Durchführung der Zugversuche wurden die Setzung bzw. die Bewegung des Stahlbetonwiderlagers gemessen und berücksichtigt. Bei den ersten Laststufen wurde die Belastung in der Regel 15 Minuten konstant gehalten. Nach Erreichen der Gebrauchslasten wurde die Schwellbelastung aufgebracht. Danach wurden alle höheren Laststufen mindestens eine Stunde gehalten. In der Gruppe der Pfähle A, B und C liegen die Kriechmaße bei allen Lasten unter 0,75 mm. Der Pfahl F1 hat bei 1580 kN bereits ein Kriechmaß von 1,4 mm, während Pfahl F2 bei der Last 1300 kN mit 3,2 mm schon die

Grenzlast der Verschiebung (Definition nach DIN 4125 bei einem Kriechmaß von $k_s = 2 \text{ mm}$) überschreitet.

Die Spannungen des Stahlstabes wurden aus den durch LWL-Messungen gemessenen Dehnungen berechnet und die Kraftverteilung entlang der Verpressstrecke durch Spannungsintegration ermittelt. Die Kraftverteilungen der Pfähle A1 und A2 (9 m Krafteinleitungslänge) und die Kraftverteilung des bis zum Bruch belasteten Pfahls F2 sind in den Bildern 5 bzw. 6 dargestellt. Die aus den Messungen berechneten Reibungsverluste liegen etwa zwischen 150 kN und 300 kN. Sie überschreiten damit deutlich die aus den Kurven der elastischen Verschiebungen bestimmten Reibungsverluste. Die Kraftverteilungen zeigen auch die Entwicklung des Mobilisierungsgrades der Mantelreibung. Bei kleinen Laststufen ist die Reibung meistens im oberen Teil der Verpressstrecke aktiviert. Anschließend fängt die Mantelreibung auch in unteren Bereichen an, sich fortschreitend zu mobilisieren. Bei dem Pfahl F2 ist die Mantelreibung im Bruchzustand bei einem Wert von ca. 300 kPa vollständig geweckt. Die anderen zwei Pfähle finden sich bei maximaler Last von 1580 kN in unterschiedlichen Zwischenzuständen der Mobilisierung.

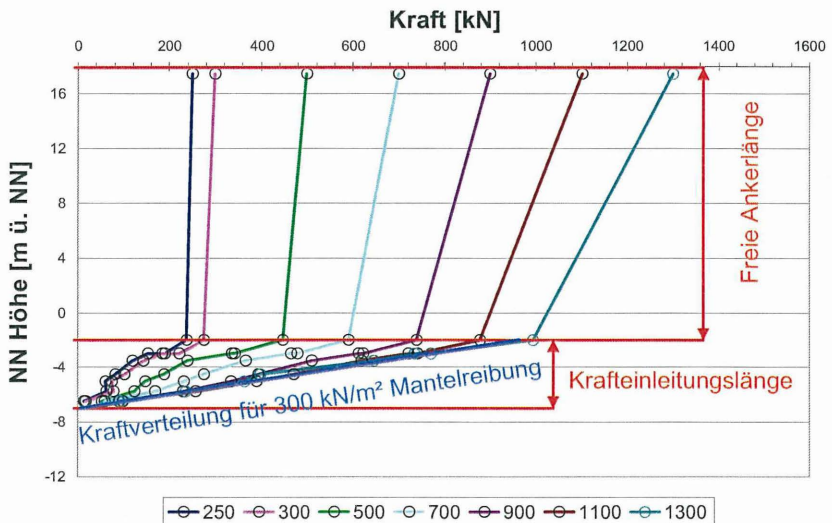


Bild 5: Kraftverteilung im Pfahl F1

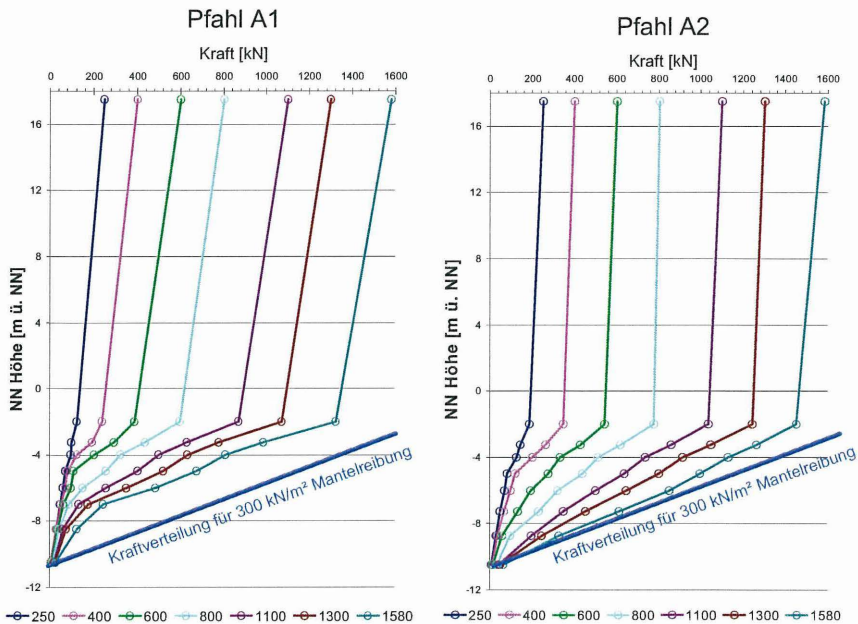


Bild 6: Kraftverteilung in den Pfählen A1 und A2

4 Numerische Simulation

4.1 Finite-Elemente-Modell

Durch den späteren Aushub der Baugrube findet eine Entlastung des Baugrunds statt, wodurch sich die effektiven Spannungen im Bereich des Verpresskörpers reduzieren. Analytische Verfahren z. B. von Quarg-Vonscheidt [3] ergeben für diesen Fall eine auf 40 % verringerte Tragfähigkeit der Pfähle. Dies soll mithilfe von Finite-Elemente-Berechnungen überprüft werden. Die FE-Berechnungen wurden mit dem Programm PLAXIS V8.4 und mit 15-knotigen Dreieckselementen mit axialsymmetrischer Bedingung durchgeführt. Zusätzlich wurden auch Verbindungselemente verwendet, um die Interaktion zwischen dem Boden und der Oberfläche des Verpresskörpers bzw. zwischen dem Stahlstab und dem Verpresskörper zu simulieren. Das Stahlglied und der Verpresskörper wurden durch Kontinu-

umelemente modelliert. Zwei FE-Diskretisierungen wurden angewendet, die sich durch die Entfernung D von der Symmetrieachse bis zum Rand unterscheiden:

- $D = 10$ m, um die Probelastung zu simulieren (siehe Bild 7)
- $D = 2,5$ m, um den Gruppeneffekt der Auftriebspfähle im Betrieb annäherungsweise zu ermitteln (siehe Bild 12)

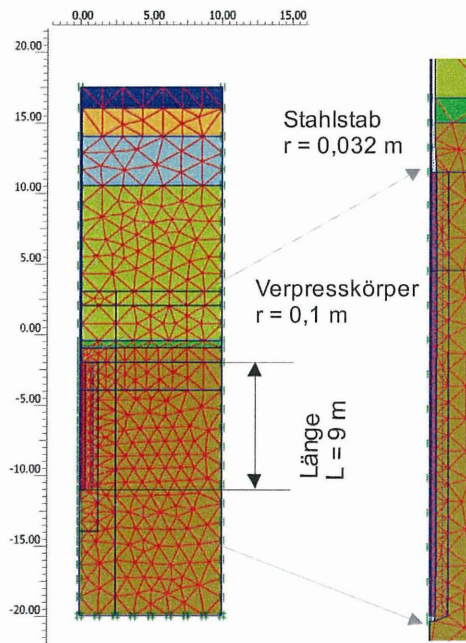


Bild 7: FE-Netz-Modellierung der Zugversuch

4.2 Verwendete Stoffgesetze und Parameter

Für den GEWI-Stab und für den Beton der Kammersohle wurde ein elastisches Stoffgesetz angesetzt (siehe Tabelle 2). Für die Verpresskörper wurde ein elastisch-perfektplastisches Stoffgesetz mit Begrenzung der Zugspannungen verwendet (Mohr-Coulomb'sches Modell). Die Parameter der Zementsteinfestigkeit wurden so gewählt, dass mögliche Bruchbereiche simuliert werden können. Die Verbundwirkung zwischen GEWI-

Stab und umgebendem Zementstein wurde auf 6 MPa begrenzt (Tabelle 3). In den durchgeführten Berechnungen wurde die innere Tragfähigkeit nur lokal im oberen Teil der Verpressstrecke überschritten.

Tabelle 2: Kennwerte für das verwendete elastisches Stoffgesetz (Stahl und Beton)

	Wichte [kN/m³]	Querdehnzahl [-]	E-Modul [MPa]
GEWI-Stab	78	0,25	$2,07 \cdot 10^5$
Kammersohle (Beton)	24	0,30	$3,00 \cdot 10^4$

Tabelle 3: Parameter für Mohr-Coulomb'sches -Stoffgesetz (Verpresskörper)

	Wichte [kN/m³]	Querdehnzahl [-]	E-Modul [MPa]	Reibungswinkel [°]	Kohäsion [MPa]	Zugfestigkeit [MPa]
Zementstein	24	0,3	$2,4 \cdot 10^4$	37,0	8	3,10
Stahl-Zement-Verbund		0,3	$2,0 \cdot 10^4$	0,0	6	3,10

Für den Baugrund wird von einer elastisch-plastischen Spannungsdehnungsbeziehung ausgegangen. Das elastisch-plastische Verhalten wurde als elastisch-plastisch mit Verfestigung (HS-Modell) modelliert. Das HS-Modell besitzt eine nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung und die Fließgrenze ändert sich mit dem Spannungszustand. Es wird ein Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium zugrunde gelegt. Das hier angewendete HS-small-Modell ist eine Erweiterung des HS-Modells, welches das Verhalten des Bodens im Bereich der kleinen Dehnungen simuliert und von der BAW und der Universität Stuttgart entwickelt wurde [4, 5]. Die Haupteigenschaften des Stoffgesetzes sind:

- Spannungsabhängige Steifigkeit durch eine Potenzfunktion - Parameter m
- Plastische Verformungen wegen deviatorischer Belastung - Parameter E_{50}^{ref}
- Plastische Verformungen durch oedometrische Belastung - Parameter E_{oed}^{ref}
- Elastische Entlastung – Wiederbelastung - Parameter E_{ur}^{ref} , v_{ur}
- Bruch nach dem Kriterium von Mohr-Coulomb mit Dilatanz - Parameter c , φ und ψ
- Elastisches Verhalten im Bereich der kleinen Dehnungen - Parameter G_0 und $\gamma_{0,7}$

Eine Grundsatzhypothese des Modells ist die Spannungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit. Für oedometrische Bedingungen wird das Gesetz von Ohde verwendet. Die angewendeten Modellkennwerte wurden aufgrund von Korrelationen mit den Ergebnissen von Drucksondierungen ermittelt und durch Rückrechnung gemessener Pfahlhebungen während der Probelastung verbessert (siehe Tabelle 4).

- Für die Scherfestigkeit der nichtbindigen Böden wurden parallel die BAW-Erfahrungswerte und die Korrelationen von Roberston und Campanella [6] angewendet.
- Die Verformungsmoduln wurden durch die Korrelationen von Roberston und Campanella [6], Lune [7] und Vermeer [8] ermittelt.

Tabelle 4: Parameter für HS-small-Stoffgesetz

Bodenart	$\gamma_{\text{unges. Bodens}}$ [kN/m ³]	$\gamma_{\text{ges. Bodens}}$ [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [MPa]	$E_{\text{sed}}^{\text{ref}}$ [MPa]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [MPa]	Quer- dehn- zahl [-]	Ko- häsion [kPa]	φ [°]	Dila- tanz- winkel [°]	G_0 [MPa]	$\gamma_{0.7}$ *10 ⁻⁵ [-]	m [-]	Rf [-]
Ausge. Boden	18	20	30	30	120	0,2	0,1	32,5	2,5	80	10	0,5	0,67
Auffüllung	18	19	2	2,5	5	0,2	7,5	22,5	0,0	50	30	0,67	0,67
Oberer Sand	18	20	20	31	60	0,2	0,1	38	8	120	30	0,5	0,67
Zwischen- schicht	18	20	5	6,7	15	0,2	10	25	0	80	3,5	0,8	0,67
Unterer Sand	18	20	20	20	60	0,2	0,0	40,0	10,0	160	4	0,5	1

4.3 Berücksichtigung der Bauphasen

Da das nichtlineare Bodenverhalten von der Belastungsgeschichte abhängig ist, wurden in den Berechnungen eine Reihe von Zuständen simuliert, welche die Hauptphasen der Belastungsgeschichte darstellen.

A. Pfahlprobelastung von GOK

1. Anfangsbedingung: In dieser Rechenphase wurden der Zustand nach dem Bodenaustausch und der Bau der Betonplatte modelliert.
2. Bohrung: Die Bodenelemente im Bohrloch wurden entfernt und die Verformungen der Bohrlochwände blockiert.

3. Verpressung: Der Bereich der Verpressstrecke wurde durch einen Druck von 1500 kN/m^2 belastet.
4. Entlastung: Der Verpressdruck wurde auf die Größe des Frischbetondrucks reduziert.
5. Pfahlherstellung: Die Elemente des GEWI-Pfahls wurden aktiviert.
6. Freispülen: Entlang der freien Pfahllänge wurde der Druck der Bentonitsuspension aufgebracht.
7. Versuchsanfang: Die obere Kante des Stahlstabes wurde mit 1 kN/m^2 belastet.
8. Pfahlbelastung: Die Laststufen wurden simuliert.

B. Probelastung von OK Unterwasserbetonsole

9. Aushub: In der Baugrube wurden die Bodenschichten bis NN +3 m entfernt und die Betonsole eingebaut (Start von 6. Phase).
10. Grundwasserabsenkung: In der Schleusenkammer wurde der Wasserstand bis zur Sole abgesenkt. Die Hebungen der Sole wurden blockiert. Kein Kraftschluss zwischen GEWI-Stab und Sole.
11. Versuchsanfang: Die obere Kante des Stahlstabes wurde mit 1 kN/m^2 belastet.
12. Pfahlbelastung: Die Laststufen wurden simuliert.

C. Simulation des Verhaltens im Betrieb

13. Aushub: In der Baugrube wurden die Bodenschichten bis NN +3 m entfernt und die Betonsole eingebaut (Start von 6. Phase).
14. Kraftschluss: Verbindung zwischen GEWI-Pfählen und Betonsole.
15. Grundwasserabsenkung: In der Schleusekammer wurde der Wasserstand auf die Sohlenhöhe abgesenkt und der Wasserdruck bis zum Bruch erhöht.

5 Berechnungen

Die FE-Berechnungen wurden für zwei Zwecke durchgeführt:

1. Kalibrierung des Modells durch Nachberechnung der Versuchsergebnisse und Analyse der möglichen Bruchmechanismen.
2. Vorhersage der Tragfähigkeit im Bau- und Betriebszustand durch rechnerische Extrapolierung der Versuche. Hier wurden zwei Aspekte betrachtet:

- a) Äußere Tragfähigkeit der GEWI-Pfähle
- b) Gesamte Systemtragfähigkeit (Sohle + Pfahl + Boden)

Für den ersten Zweck wurde der GEWI-Pfahl F2 nachberechnet, der eine kurze (5 m) Verpressstrecke besitzt. Die Vorhersage wurde mithilfe der FE-Berechnung mit den GEWI-Pfählen A1 und A2 (9 m Pfahllänge) durchgeführt.

5.1 Kalibrierung anhand der Pfähle mit 5 m Verpresslänge

Bild 8 zeigt einen Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Kraft-Ver-schiebungskurven. Es wurden die Bauphasen nach 4.3 A berücksichtigt und um eine bessere Auflösung der Kurven zu bekommen, wurden die Verformungen der freien Pfahlstrecke von den an GOK gemessenen Hebungen subtrahiert. Die Ergebnisse des kalibrierten Modells stimmen mit den Messungen ziemlich gut (bis ca. 80 % der Bruchlast) überein. In Nähe des Bruches zeigen die Messungen eine etwas stärkere Nichtlinearität als die Berechnungen. Die rechnerische Bruchlast liegt bei 1246 kN und die gemessene Bruchlast liegt bei ca. 1300 kN (Pfahl F2) bzw. 1580 kN (Pfahl F1).

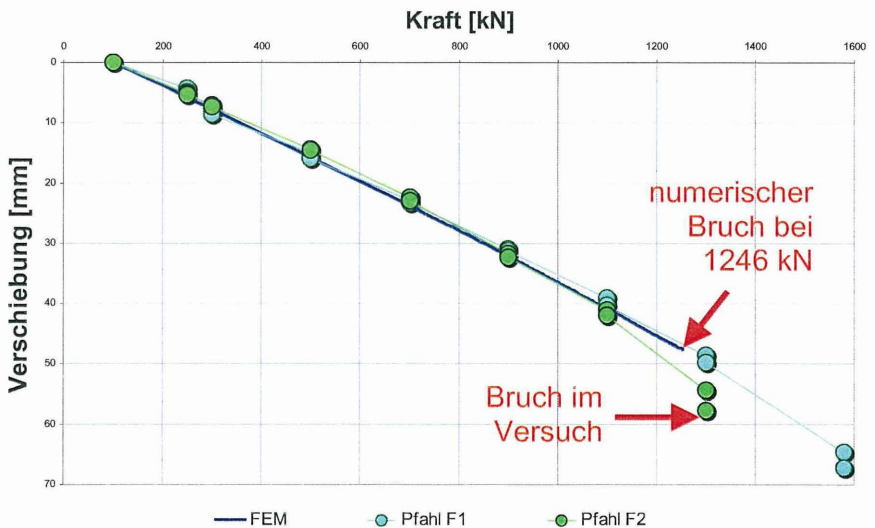


Bild 8: Kraft-Ver-schiebungskurven der Pfähle F1+F2

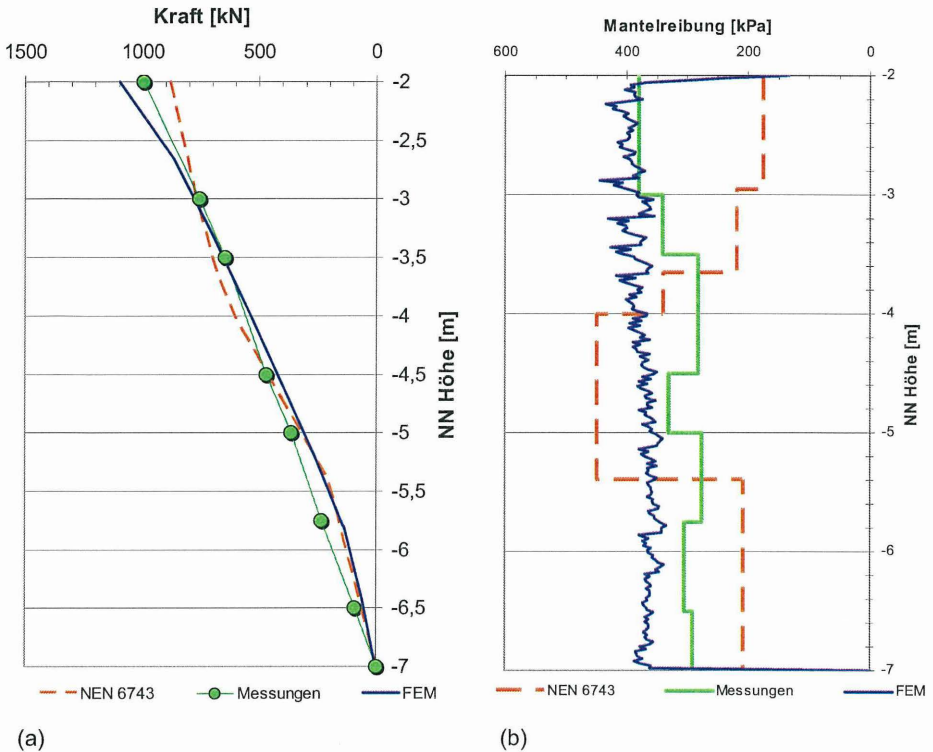


Bild 9: Kraftverteilung (a) und Mantelreibungsverteilung (b) beim Pfahl F2

Zur Ermittlung der Kraftverteilung wurden außer den Messungen und der FE-Berechnungen noch zwei weitere Verfahren angewendet:

- Der Ansatz eines einheitlichen Grenzwertes der Mantelreibung von 150 kPa nach DIN 1054.
- Die holländische NEN-6743-Norm, die die Mantelreibung $\tau_{\text{Grenz}} = \alpha \cdot q_c$ aus dem Spitzen-
druck q_c der Drucksondierung ermittelt: $\tau_{\text{Grenz}} = \alpha \cdot q_c$, wobei α ein Beiwert ist. Eine
Drucksondierung CPTU und ein α -Wert von 0,011 liefern die im Bild 9b dargestellte
Verteilung der Mantelreibung.

Aus der Anwendung des Verfahrens nach NEN 6743, den FE-Berechnungen und den Messungen ergibt sich ein Mittelwert der Mantelreibung von ca. 300 kPa. Bild 9a zeigt die gemessenen und die nach NEN und der FE-Berechnung ermittelte Kraftverteilung für den Pfahl F2.

5.2 Kontrolle mithilfe der Prognosen für Pfähle mit 9 m Verpresslänge

Bild 10 zeigt einen Vergleich zwischen den gemessenen und den berechneten Kraft-Verschiebungskurven der Pfähle A1 und A2, die eine Verpresslänge von 9 m besitzen. Bei den von der GOK durchgeführten Versuchen und der entsprechenden FE-Modellierung erhält man eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse bis zu ca. 1300 kN Belastung.

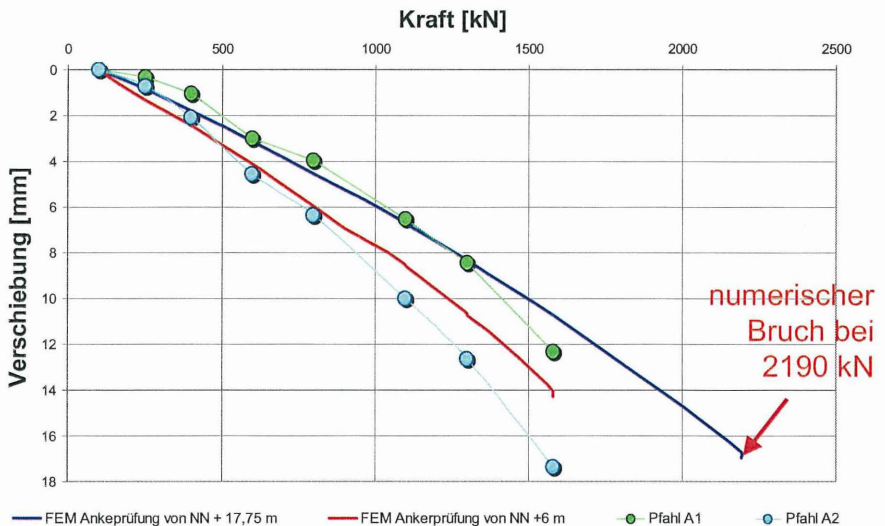


Bild 10: Kraft-Verschiebungskurven der Pfähle A1+A2

Darüber hinaus zeigen die Messungen eine etwas größere Nichtlinearität. Die bis zu einer Last von 1580 kN (Streckgrenze des GEWI-Stabs) durchgeführten Versuche zeigen kein Bruchverhalten. Die rechnerisch ermittelte Bruchlast beträgt 2190 kN (blau Linie). Bild 11a zeigt die gemessenen und berechneten Kraftverteilungen für die Laststufe von 1580 kN. Die beiden Pfähle A1 und A2 haben eine unterschiedliche Mobilisierung der Mantel-

reibung, die durch die lokalen Bodeneigenschaften bestimmt ist. Der Mittelwert der Mantelreibung liegt bei dieser Laststufe unter 300 kPa (siehe Bild 11b).

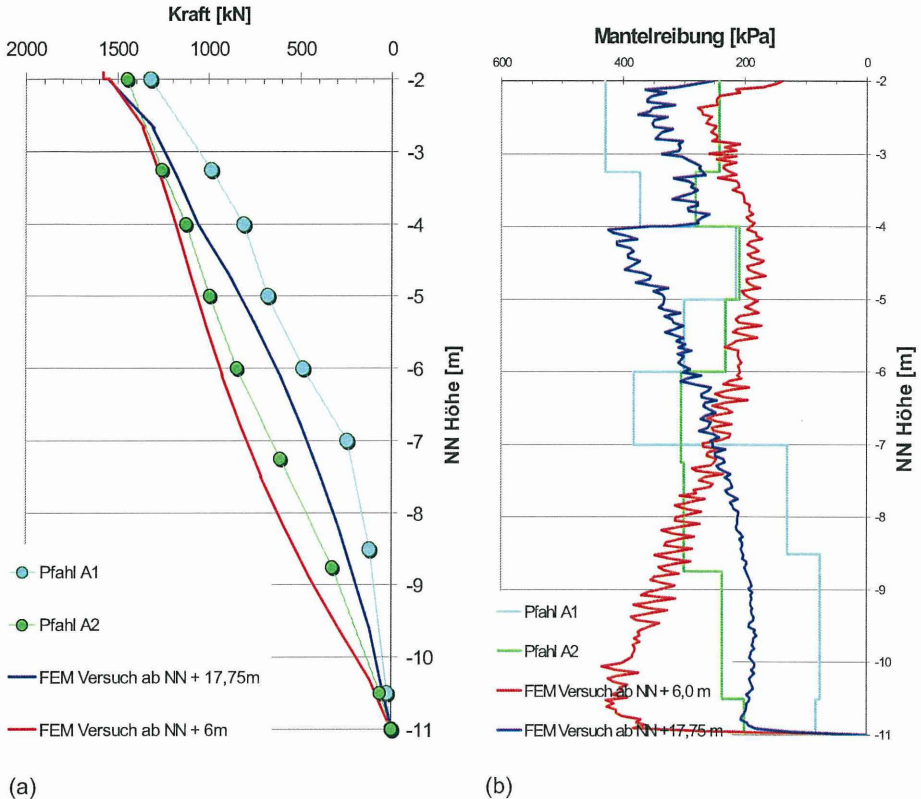


Bild 11: Kraftverteilung (a) und Mantelreibungsverteilung (b) der Pfähle A1+A2

5.3 Prognose zur Grenzmantelreibung im Bauzustand

Mit dem FE-Modell wurde auch ein fiktiver Versuch im Bauzustand simuliert (Bauphasen siehe 4.3 B). Nach Aushub, Bau der Sohle und Absenkung des Wassers in der Schleusenkammer wurde der GEWI-Pfahl bis zum Bruch belastet. Die rechnerisch ermittelte Bruchlast beträgt 1560 kN (rote Linie Bild 10), was einer Reduzierung von 30 % der äußeren Tragfähigkeit entspricht. Da die effektiven Spannungen im Boden durch den Aus-

hub stark reduziert werden, besitzt in diesem Fall die Mantelreibung eine qualitativ unterschiedliche Verteilung (Bild 11b) und einen kleineren Mittelwert in der Größenordnung von ca. 240 Pa.

Bild 12 zeigt Details der Simulation des Bauzustandes (Bauphasen siehe 4.3 C) und die Verteilung der plastischen Bereiche im Grenzzustand, der durch Erhöhung des Wasserdrucks auf die Sohle erreicht wurde, für den Pfahl im Bauzustand. Da die Auftriebssicherheit (GZ 1A) mit kleineren Sicherheitsbeiwerten nachgewiesen wird als der Herauszieh-
widerstand des Pfahls (GZ 1b), tritt auch in der Simulation zuerst ein Versagen des Bodenpakets ein, bevor die Grenzmantelreibung am Pfahl überschritten wird. Inwieweit die Grenzmantelreibung aufgrund des gegenüber der in 5.2 simulierten Probelastungen noch geringen Spannungsniveau abnimmt, kann daher auf diese Weise nicht ermittelt werden.

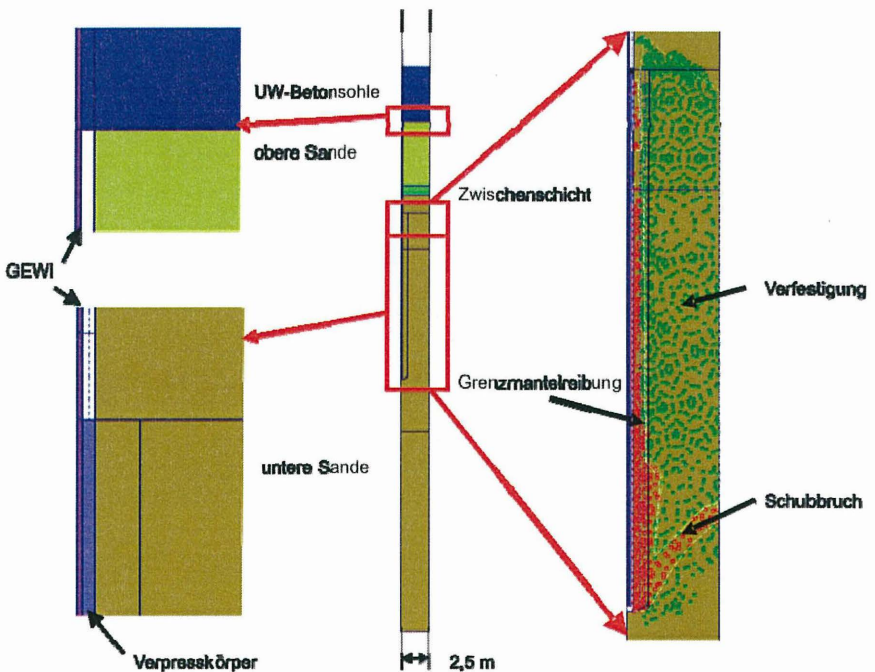


Bild 12: Verteilung der plastifizierten Bereiche

5.4 Sensitivitätsanalyse

In Zusammenarbeit mit der Firma Varocon ein Spin-Off der Bauhaus Universität Weimar wurde mithilfe inverser Methoden versucht, die verwendeten Stoffparameter zu optimieren. Es zeigte sich aber, dass sich aus der Simulation der Probelastung mit 5 m Verpresslänge gegenüber der mit 9 m unterschiedliche Parametersätze ergaben. Dies lässt sich jedoch auch an Hand der durchgeführten Sensitivitätsanalysen zeigen. Hier wurde rechnerisch ermittelt, welche Parameter das betrachtete Ergebnis, in diesem Fall die Hebung der Verpressstrecke, maßgeblich beeinflussen. Das Diagramm in Bild 13 zeigt welche Parameter großen (1,0) und welche Parameter einen geringen bzw. keinen (0) Einfluss haben. Damit wird deutlich, dass bei einer Belastung bis zum Bruch (Pfahl mit 5 m Verpressstrecke) andere Parameter von Bedeutung sind als im Gebrauchszustand (Pfahl mit 9 m Verpressstrecke).

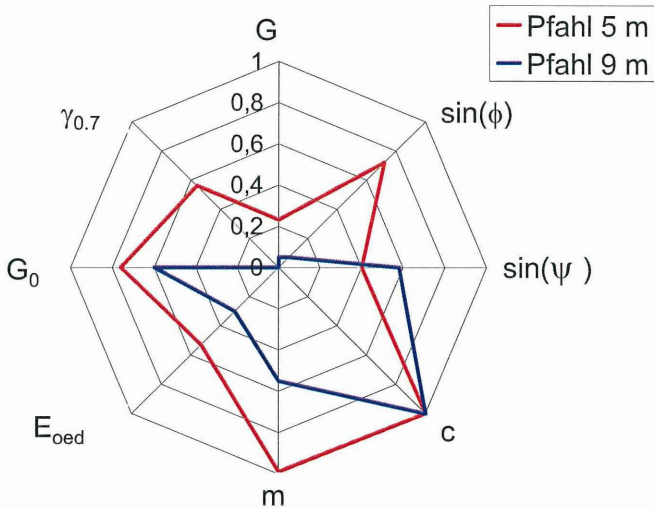


Bild 13: Sensitivitätsanalyse der Probelastungen

6 Ergebnisse

Die Pfähle A1 und A2 (9 m Verpresskörperlänge) haben bis zur maximal zulässigen Stahlspannung keinen Bruchzustand erreicht. Die dabei aufgebrachte Kraft von 1580 kN muss als Grenzkraft definiert werden, was einer Grenzmantelreibung von 275 kPa entspricht. Rechnerische Prognosen lassen jedoch eine Grenzlast von 2190 kN bzw. eine Grenzmantelreibung von über 300 kPa erwarten. Dies kann jedoch nicht ohne eine zusätzliche Pfahlprüfung für eine Bemessung herangezogen werden. Wie in Abschnitt 5.3 dargestellt, muss für die Bemessung der Bauwerkspfähle noch eine Reduktion von 30 % infolge der geringeren Überdeckung gegenüber den im Vorversuch geprüften Pfählen vorgenommen werden. Die Grenzlast für die Pfähle A mit 9 m Verpresskörperlänge beträgt dann $1580 \text{ kN} \times 0,7 = 1106 \text{ kN}$. Die in der Entwurfstatik erforderlichen Grenzlaster sind kleiner. Die Grenzmantelreibung ergibt sich damit für einen Verpresskörperdurchmesser von 0,2 m und einer Verpresskörperlänge von 9,0 m zu 200 kPa.

7 Schluss

Mithilfe der vorgezogenen Pfahlprüfung konnte eine wirtschaftliche Auftriebssicherung der Sohle nachgewiesen werden. Es wurde aber auch deutlich, dass die unterschiedlichen Spannungszustände bei Prüfung bzw. im Bauzustand berücksichtigt werden müssen. Die Finite-Elemente-Methode hat sich hierfür als geeignetes Werkzeug erwiesen. Generell gilt jedoch, dass neben der Kalibrierung der Parameter für das verwendete Stoffgesetz anhand von Labor- und Feldversuchen eine Überprüfung am Bauwerk (A und B Prediction) sinnvoll ist, um sicherzustellen, dass die maßgeblichen Versagensmechanismen vom FE-Modell und den Stoffgesetzen abgebildet werden kann.

Dr.-Ing. Markus Herten und Dr.-Ing. Radu Schwab
Bundesanstalt für Wasserbau
Kussmaulstr. 17
76187 Karlsruhe, Germany

Literatur

- [1] Feddersen I., Schütt K. (1994) – Die Zugversuche und Eignungsprüfungen an den Verpressankern und ihre langfristige Überwachung. Edertalsperre 1994, Herausgeber WSD Mitte, Hannover
- [2] Habel W.R., Krebber K., Dantan N., Schallert M., Hofmann D. (2007) - Recent examples of applied fibre optic sensors in geotechnical areas to evaluate and monitor structural integrity, Proc. of 2nd International Workshop on Optoelectronic Sensor-based Monitoring in Geoengineering, Nanjing, China, Oct. 18-19, 2007
- [3] Quarg-Vonscheidt, J.: Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und das Gruppenverhalten von Zug-pfählen, Bodenmechanik und Grundbau Bericht Nr. 23, Bergische Universität Wuppertal, ISBN 3-8265-8259-4
- [4] Benz, T (2007) - Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Mitteilung 55 des Inst. für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- [5] Benz T., Schwab R., Vermeer P. A. (2007)- An accompanying small-strain analysis for a large excavation, Proc XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Madrid, Spain 24th-27th September
- [6] Robertson, Campanella (1983) – Interpretation of cone penetration Tests, Can. Geot. Jour. Vol 20
- [7] Lunne, Robertson, Powell (1997) - CPT in geotechnical engineering, Spon, London
- [8] Vermeer (2000) - Column Vermeer, Plaxis Bull. no. 8



Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

- | | | |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976 * |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen , Dissertation, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik , Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum , Dissertation, 1982 * |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen , 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen , 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen , Dissertation, 1982 * |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben , Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde , Dissertation, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts , 1984 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 14 | Raabe, W. | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen , Dissertation, 1984 |
| Nr. 15 | Früchtenicht, H. | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden , Dissertation, 1984 |
| Nr. 16 | Knüpfer, J.
Meseck, H. | Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust , 1984 |
| Nr. 17 | N.N. | Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 * |
| Nr. 18 | Simons, H.
Reuter, E. | Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers , 1985 * |
| Nr. 19 | Meseck, H. | Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 * |
| Nr. 20 | Meseck, H. | Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 * |
| Nr. 21 | Balthaus, H. | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethode n, Dissertation, 1986 * |
| Nr. 22 | Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A., Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlensaschen , 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. | Standssicherheit 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. | Standssicherheiten 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. | Standssicherheitsberechnungen 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 Tiedükers , Diss., 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standssicherheiten 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 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Hartung, M. | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 3. Auflage 1993, 4. überarbeitete Auflage 2002 |



IGB-TUBS

- 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., Vittinghoff, T. **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**, Diss., 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.
Platzmann, 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 Bohrpfehlen im Grundwasser , Dissertation, 2000 |
| Nr. 67 | Platzmann, 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.
Kirsch, F.
Schallert, M., Fritsch, M. | Pfahl-Symposium 2003 , Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003 |



IGB-TUBS

- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton,** Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen,** Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J.
Rosenberg, M.
Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004,** Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen,** Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. **Geotechnik-Kolloquium, 30 Jahre IGB-TUBS,** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2004,** Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
- Nr. 78 Bergs, T. **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion,** Dissertation, 2004
- Nr. 79 Scholz, C. **Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen,** Dissertation, 2004
- Nr. 80 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2005,** Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rüttel-druckverfahrens,** Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2006,** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
- Nr. 83 Stahlmann, J.
Rosenberg, M. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz** Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006
- Nr. 84 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M., Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2007,** Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|--|---|
| 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 |

