

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 71



Pfahl - Symposium 2003

Fachseminar: 20./21. Februar 2003

Organisation:

M. Fritsch
F. Kirsch
M. Schallert

Braunschweig 2003

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 siebten Mal das mittlerweile traditionelle Pfahl-Symposium. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge und nicht zuletzt das große Interesse am vorliegenden Tagungsband, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium auch weiterhin alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Unter der neuen Institutsleitung wird diese Tradition weitergeführt, ist sie doch eng mit dem Forschungsschwerpunkt 'Pfähle' in Braunschweig verbunden, dem wir auch in Zukunft große Bedeutung beimessen.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus dem Bereich 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 Pfahlssystemen 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, den Herren Diplom-Ingenieuren Fabian Kirsch, Matthias Schallert und Maik Fritsch. 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 sind Sie herzlich eingeladen, neben den Pfahl-Symposien auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes, sei es das Deponieseminar oder die Tagung 'Messen in der Geotechnik', teilzunehmen.

Braunschweig, im Februar 2003



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Suspensionsgestützte Pfähle in bindigem Boden, dargestellt an Pfählen in der Hamburger Allee im Frankfurter Ton Dr.-Ing. Th. Voigt, Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach, Dipl.-Ing. Ulrich Adamietz.....	1
Riffelpfähle in den Niederlanden Dipl.-Ing. D. von der Dellen, Luc de Jager, Theo van Oudenallen	15
Numerische Berechnungen zur Kombinierten Pfahl-Plattengründung des Investment Banking Center, Frankfurt Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum, Dipl.-Ing. J. Mühlmann.....	33
Erfahrungen mit hochverpressten Stahlrammverpreßpfählen beim Bau von Kaimauern in Belgien Dipl.-Ing. L. Weber.....	41
Schwimmende Schneckenbohr-Pfahlgründung in einer für Süddeutschland typischen Talauengeologie Dr.-Ing. G. Ulrich.....	59
Gründungen von Verkehrswegebauten in Feuchtgebieten mit organischen Böden geringer Scherfestigkeit Dipl.-Ing. K. U. Zimmermann	71
Straßengründung in extrem schwierigen Baugrundverhältnissen Dipl.-Ing. W. Brieke.....	83
Holzpfahlgründungen – auch heute noch eine technisch und wirtschaftlich sinnvolle Gründungsart ? Dipl.-Geol. Kl. Smettman	95
Duktile Pfähle – Alternative zu Verpresspfählen? Dipl.-Ing. K. Dietz.....	115
Der Duktilpfahl, ein zugelassenes Pfahlsystem – Grundlagen und Anwendung am Beispiel der Moorbrücke Selzthal / Phyrnautobahn Dipl.-Ing. F. Schmidt , Dipl.-Ing. T. Kirchmaier	125

Bogenförmige Wände aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen Dipl.-Ing. J. Hartmann, Dipl.-Ing. A. Humbert	149
Hortswalde – Konzeption für einen Teststandort zur Pfahlprüfung Dipl.-Geophys. E. Niederleithinger, Dipl.-Ing. A. Taffe	169
Wirkungsvoller Einsatz moderner Testmethoden zur Sicherung der Pfahlqualität Dr.-Ing. F. Rausche, Dipl.-Ing. B. R. Robinson, Dr.-Ing. O. Klingmüller	175
Rammprotokoll und Tragfähigkeit WEAP-CAPWAP-CAPWEAP Dr.-Ing. O. Klingmüller, Dr.-Ing. F. Rausche	191
Qualitätssicherung von Pfahlgründungen am Beispiel einer Schneckenbohrpfahlgründung Dipl.-Ing. M. Schallert, Dipl.-Ing. M. Fritsch	207
Baubegleitende Anpassung der Gründungselemente für die Erneuerung der Liegeplätze 13 – 15 im Seehafen Wismar Dr.-Ing. H. Meseck, Dipl.-Ing. H. Röpke	229
Vergleichende Probelastungen an einem Barette, einem Bohrpfahl und Verdrängungspfählen im Hafen Hamburg Dr.-Ing. W.-R. Linder, Dipl.-Ing. B. Böhle, Dipl.-Ing. T. Schröder, Dipl.-Ing. F. Kirsch	247
Pfahlgründungen im Rahmen des Taiwan High Speed Rail Projekts Dr.-Ing. M. Empelmann, Dipl.-Ing. S. Hamm	267
Planung und Ausführung einer Pfahlprobelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt Dr.-Ing. M. Raitzel, Dipl.-Ing. J. Linnemann, Dipl.-Ing. Meißner	289
Neubau Bahnhof Amsterdam Bijlmer Dipl.-Ing. G. Meinhardt, Ir. C. P. Schouten	311
Bebauung A + T Potsdamer Platz - Mantel- und fußverpresste Bohrpfähle und Schlitzwandlamellen Dr.-Ing. T. Richter, Dipl.-Ing. O. Pekoll	331

Zur Tragwirkung und Beanspruchung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub Dr.-Ing. Ch. Moormann	351
Modellversuche und numerische Simulationen zur Untersuchung des Tragverhaltens von Bohrpfählen Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach, Dipl.-Ing. A. Schmitt, Dipl.-Ing. J. Turek, Liudas Furmonavicius	379
Numerische Untersuchungen zum Zugtragverhalten Dr.-Ing. F. Rackwitz, Prof. Dr.-Ing. S.A. Savidis	399
Das Tragverhalten von Pfählen aus Probelastungen Dipl.-Ing. R. Dürrwang, Dipl.-Ing. G. Schulz	417
Gründungen von Offshore-Windmühlen Erfahrungen mit geramnten Pfählen Dr.-Ing. B. Bruggaier, P. van Luipen	429
Geotechnische Aspekte bei der Gründung von Offshore Windenergieanlagen Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann, Dipl.-Ing. M. Schallert	449
 <i>Ausgewählte, nicht vorgetragene Beiträge</i>	
Vergleich von Hochhausgründungen in Wien Dipl.-Ing. Dr. techn. Robert Hofmann	469
RUFUS - Re-Use of Foundations on Urban Sites Ein EU-Projekt zur Wiedernutzung von Fundamenten Dipl.-Geophys. E. Niederleithinger, Dipl.-Ing. A. Taffe, Dipl.-Ing. M. Behrens	477
Mitteilungshefte des IGB·TUBS	479
Das IGB·TUBS im Internet	485

Wir danken den Inserenten:

ARCADIS CONSULT GmbH, Darmstadt

BETONSON BETONFERTIGTEILE GmbH, Moers

BILFINGER BERGER AG, Mannheim

BRÜCKNER GRUNDBAU GmbH, Essen

CDM JESSBERGER GmbH, Bochum

DMT GRÜNDUNGSTECHNIK GmbH, Holzbunge

DSI – DYWIDAG – SYSTEMS International, München

FRANKI GRUNDBAU GmbH, Düsseldorf

FRIEDRICH ISCHEBECK GmbH, Ennepetal

GKT SPEZIALTIEFBAU GmbH, Hamburg

GRUND-, PFAHL- UND SONDERBAU, A - Himberg/Wien

GSP, Mannheim

HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Essen

JACBO PFAHLGRÜNDUNGEN GmbH, Schüttorf

KELLER GRUNDBAU GmbH, Offenbach

MENCK GmbH, Kaltenkirchen

PILE DYNAMICS, INC., USA - Cleveland

PROF. RODATZ UND PARTNER, Braunschweig

PROFILARBED S.A., ARCELOR Gruppe, L - Esch-sur-Alzette

SIEMER + MÜLLER Bauunternehmung, Schiffdorf

STUMP SPEZIALTIEFBAU GmbH, Langenfeld

V-O-BETON GRUNDBAU GmbH, Meppen

**Suspensionsgestützte Pfähle
in bindigem Boden,
dargestellt an Pfählen in der Hamburger Allee im Frankfurter Ton**

Dr.-Ing. Thomas Voigt

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Dipl.-Ing. Ulrich Adamietz

1 Gründungspfähle im Frankfurter Ton

In den letzten Jahren wurden in Frankfurt am Main zunehmend Bauvorhaben realisiert, bei denen auf einer Teilfläche des Bauvorhabens Hochhausbebauungen zusammen mit großflächigen Tiefgaragen ausgeführt wurden. Bei einer fugenlosen Ausbildung des Kellerkastens als „Weiße Wanne“ werden die monolithische Fundamentplatte und Teile der aufgehenden Konstruktion dabei durch hohe Lasten im Hochhausbereich und vergleichsweise geringe Lasten im restlichen Kellerkasten beansprucht. Bei einem setzungsempfindlichen Baugrund wie dem Frankfurter Ton würde dies im Fall einer Flachgründung zu großen Setzungen im Hochhausbereich und geringen Setzungen im restlichen Kellerkasten führen. Im Übergangsbereich käme es somit zu einer unverträglichen Beanspruchung der Fundamentplatte durch den großen Setzungsunterschied. Daher ist es inzwischen Stand der Technik, die Fundamentsetzungen im Hochhausbereich und die Setzungsunterschiede im Übergangsbereich durch eine im Hochhausbereich angeordnete Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) zu minimieren und damit die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit des Hochhauses zu gewährleisten [5], [6]. Mit dem Anwachsen der Hochhauslasten und der Konzentration der Lasten im Zentrum des Kellerkastens bei zunehmend höherer Bebauung wird auch der Einsatz von immer längeren Bohrpfählen erforderlich.

Bei den verfügbaren Werkstoffen und der verfügbaren Maschinenteknik werden die Grenzen der Ausführbarkeit verrohrt hergestellter, nicht teleskopierter Bohrpfähle im Frankfurter Baugrund größenordnungsmäßig bei Bohrtiefen von 40 m erreicht. Bei größeren Pfahllängen wächst das Risiko, dass die Verrohrung im Baugrund stecken bleibt oder sogar abreißt. Die bei größeren Bohrtiefen bisher ausgeführten, teleskopiert verrohrten Bohrpfähle sind in der Herstellung sehr aufwendig. Mit dem Einsatz von bentonitgestützt hergestellten Bohrpfählen wird die vorgenannte Pfahllängenbegrenzung aufgehoben und eine wirtschaftliche Alternative zum verrohrt hergestellten Pfahl aufgezeigt.

Während in Asien und Amerika bevorzugt Bohrpfähle unverrohrt mit polymerer oder mineralischer Stützflüssigkeit hergestellt werden, hat sich in Europa und insbesondere in Deutschland die verrohrt hergestellte Bohrung durchgesetzt; dies u.a. wegen der weltweit führenden Verrohrungstechnik, der sicheren Herstellung und auch wegen der Entsorgungsproblematik der verbrauchten Stützflüssigkeit.

Der Einfluss der Stützflüssigkeit auf die Tragfähigkeit von Bohrpfählen wurde und wird kontrovers diskutiert bis zur Aussage, dass der Filterkuchen bei suspensionsgestützt hergestellten Pfählen die Pfahltragfähigkeit reduziere, [1]-[4]; [7]-[13]. Dies alles hat die Akzeptanz von suspensionsgestützt hergestellten Bohrpfählen hierzulande bisher eingeschränkt.

2 Vergleichende Probelastungen an verrohrt und an suspensionsgestützt hergestellten Bohrpfählen im Frankfurter Ton

Zum Nachweis der Gleichwertigkeit von suspensionsgestützt hergestellten Pfählen mit Pfählen, die im Frankfurter Ton mit Verrohrung und mit Wasserauflast hergestellt worden sind, wurden im Rahmen der Baumaßnahme Hamburger Allee in Frankfurt am Main von der Züblin Spezialtiefbau GmbH eigenständige, vergleichende Grundsatzuntersuchungen zur Beurteilung der Pfahltragfähigkeit bei den vorgenannten unterschiedlichen Herstellungsverfahren an insgesamt 4 Probepfählen durchgeführt.

2.1 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Gemäß dem Baugrundgutachten und der im Rahmen der Pfahlversuche durchgeführten zusätzlichen 20 m tiefen Erkundungsbohrung BK1/02 stehen unter dem bei ca. 93 mNN liegenden Voraushubniveau am Teststandort in der Hamburger Allee die Schichten I - IV an:

- Schicht I: Auffüllung aus gemischtkörnigen Mineralböden, Dicke rd. 2 m
- Schicht II: sandiger, kiesiger und toniger Schluff steifer Konsistenz (diese Schicht wurde im direkten Bereich der Pfahlversuche nicht angetroffen)
- Schicht III: Sande und Kiese mitteldichter Lagerung, Dicke rd. 2,5 m
- Schicht IV: Frankfurter Ton von steifer bis halbfester Konsistenz, anstehend ab einem Niveau von 88,8 mNN bis zur Erkundungstiefe.

Dunkelolivgrauer Ton, ausgeprägt plastisch und stratigraphisch den oberen Hydrobieten zugeordnet. Im Bereich von 78,5 mNN bis 79,2 mNN wurde im Ton eine geschlossene Vertikalkluft bzw. Harnischfläche vorgefunden, im Niveau von 85,85 mNN bis 85,65 mNN eine 0,2 m dicke Kalksteinbank angetroffen.

Die bei der Bestimmung der Atterberg'schen Grenzen nach DIN 18122 an vier Einzelproben der Schicht IV ermittelten Konsistenzzahlen liegen zwischen $I_c = 0,65$ und $I_c = 0,83$; die einaxialen Druckfestigkeiten nach DIN 18136 zwischen $q_u = 106 \text{ kN/m}^2$ und $q_u = 393 \text{ kN/m}^2$.

Versuche mit dem Taschenpenetrometer ergaben korrelierend undrainierte Scherfestigkeiten von $c_u = 75 \text{ kN/m}^2$ bis $c_u = 225 \text{ kN/m}^2$ bei einem Mittelwert von ca. $c_u = 165 \text{ kN/m}^2$. Die bodenmechanischen Kennwerte wurden zu $\gamma / \gamma' = 20 / 10 \text{ kN/m}^3$ bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 20^\circ$ und einer Kohäsion von $c' = 20 \text{ kN/m}^3$ festgelegt. Das Grundwasser stand während der Versuche bei 91,6 mNN. Bei diesem Wasserstand lag der gesamte Pfahlversuchskörper während der Pfahlerstellung und der Durchführung der Versuche ständig unter Wasser.

2.2 Versuchsaufbau

Die Planung und Durchführung der 4 Pfahlprobelastungen wurde in Anlehnung an DIN 4014, DIN 1054 und die Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGGT „Statische axiale Probelastungen von Pfählen“ (AK 5) vorgenommen. Überprüft werden sollte die Vergleichbarkeit der Mantelreibung, so dass die Pfahlprobelastungen als Zugversuche durchgeführt werden konnten. Der Versuchsaufbau ist in den Bildern 1 –3 dargestellt.

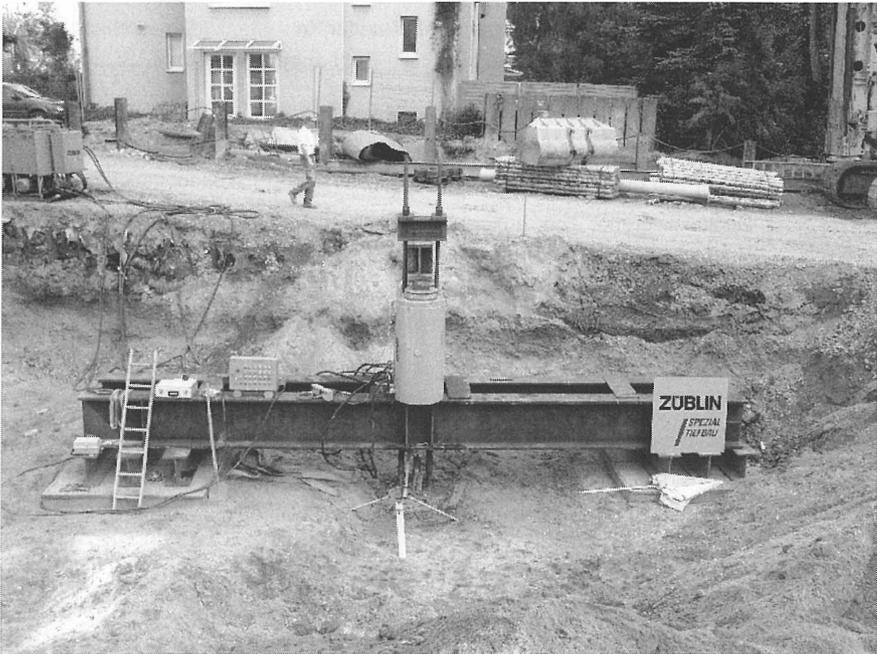


Bild 1: Versuchsaufbau in situ • Vergleichende Pfahlprobelastungen im Frankfurter Ton in der Hamburger Allee in Frankfurt am Main

Die Lasteinleitung der Zugkräfte erfolgte über vier GEWI-Stäbe Durchmesser 50 mm über den Pfahlfuß, wo die GEWI-Stäbe durch eine Fußkreuzkonstruktion verbunden sind. Die GEWI-Stäbe wurden in Leerrohren geführt, so dass eine definierte Lasteinleitung am Pfahlfuß gewährleistet und eine Lasteinleitung im Bereich des Pfahlschaftes sicher vermieden werden konnte. Die Belastung der Pfähle erfolgte also wie bei einem Druckrohranker.

Zur Erzielung einer definierten Lasteinleitungshöhe am Pfahl wurde oberhalb des Pfahlkopfes eine mehrlagige Membran aus Kunststofffolien mit eingelegter Drainagematte am konstruktiv erforderlichen Bewehrungskorb angebracht. Mit dieser Membran kann die Mantelreibung auch bei einer ggf. zu hoch erfolgten Betonage am Pfahlkopf ausgeschaltet werden. Über dem planmäßigen Pfahlbeton wurde das Bohrloch bei allen Pfählen nach der Betonage mit einer Zementsuspension verfüllt.

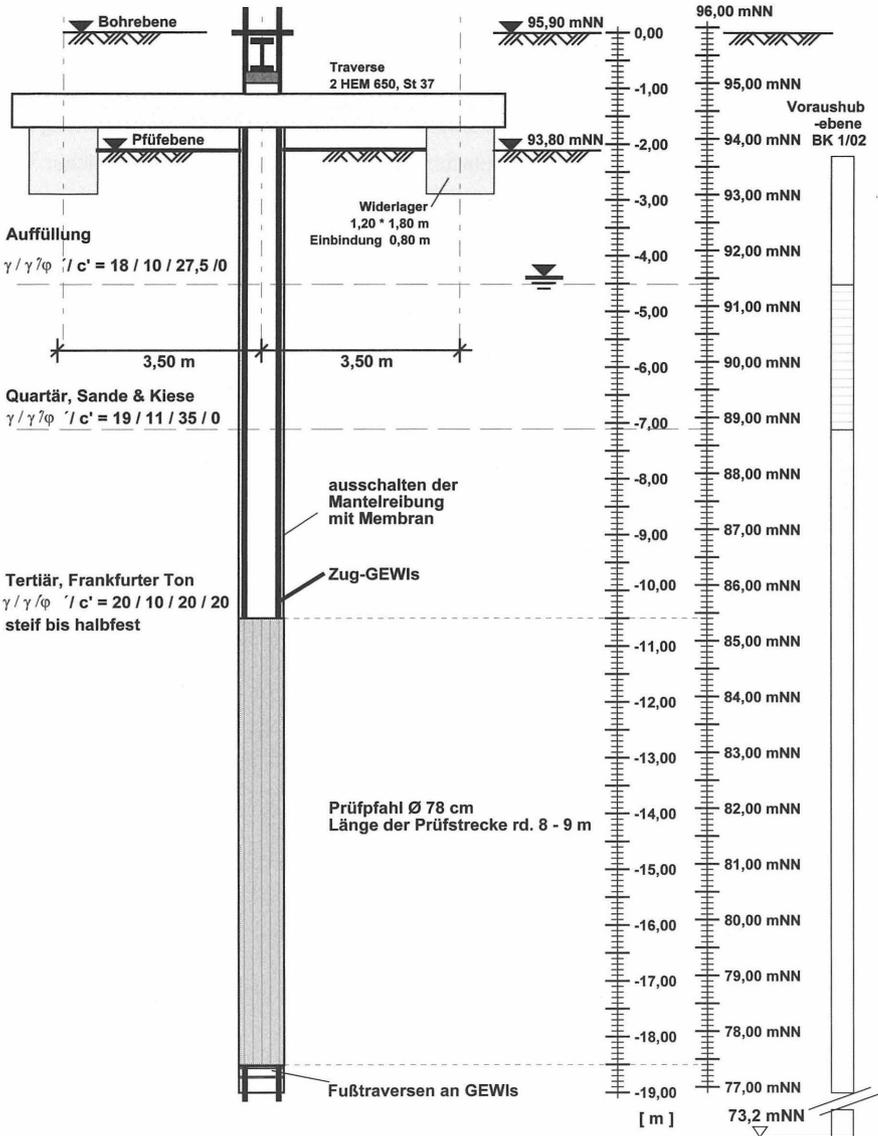


Bild 2: Skizze des Versuchaufbaus

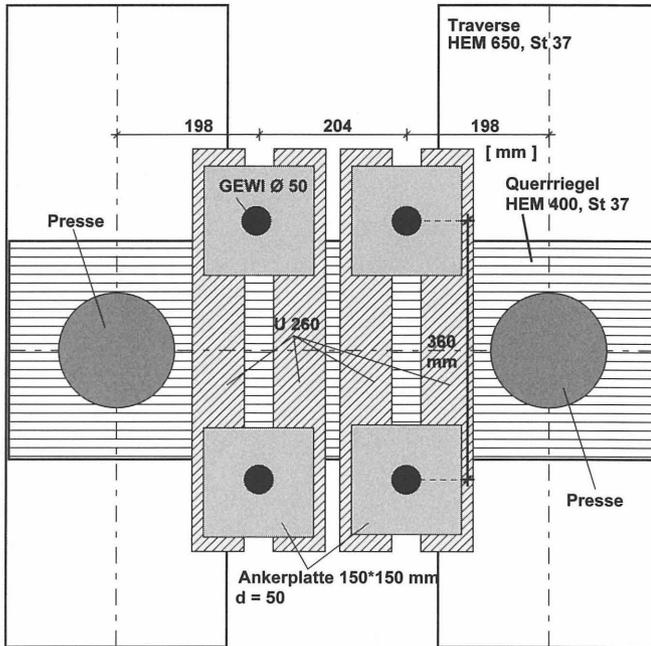


Bild 3: Draufsicht auf die Kopfausbildung der Lasteinleitung

Zur Ausführung gelangten Pfähle mit einem Durchmesser von $D = 0,78$ m. Die Pfähle Nummer 1 und 2 wurden konventionell im Schutz einer Verrohrung mit Wasserauflast unter Verwendung einer Bohrschnecke hergestellt.

Die Pfähle 3 und 4 wurden unterhalb eines Ansatzrohres im Bereich des Frankfurter Tons mit einem Bohreimer abgeteuft und die Bohrlöcher mit einer Bentonitsuspension gestützt. Die Bentonitsuspension wurde anschließend durch das Einbringen des Betons im Kontraktorverfahren sukzessive nach oben in den Bereich der Leerbohrstrecke verdrängt.

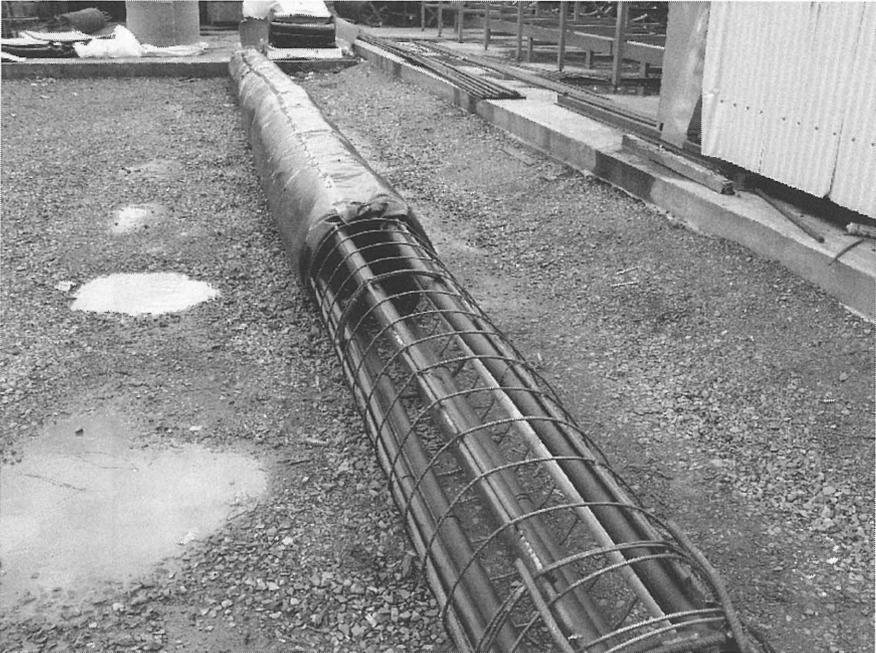


Bild 4: Pfahlkorb vor dem Einbau mit Membran im „Leerbohrbereich“

Zur Dimensionierung der Versuchseinrichtung wurde die Pfahlgrenztragfähigkeit auf der Grundlage einer Grenzmantelreibung von 100 kN/m^2 prognostiziert. Dieser Wert liegt an der Obergrenze der im Frankfurter Ton in der vorliegenden Tiefe zu erwartenden Grenz-mantelreibungen, die nach den bisherigen Erfahrungen normalerweise mit Werten zwischen $\tau_{mf} = 60 \text{ kN/m}^2$ bis $\tau_{mf} = 80 \text{ kN/m}^2$ angenommen werden.

Als rechnerische theoretische Grenzlast für die Festlegung der Laststufen wurde $P_{\text{grenz}} = 1.650 \text{ kN}$ gewählt.

In der folgenden Tabelle sind die auf der Grundlage des eingebauten Volumens des Pfahlbetons ermittelten und bei der Auswertung verwendeten Pfahllängen und Pfahlmantelflächen zusammengestellt.

Pfahlnummer	Pfahllänge [m]	Pfahlmantelfläche [m ²]
Pfahl 1 (verroht)	9,06	22,20
Pfahl 2 (verroht)	8,05	19,73
Pfahl 3 (Suspension)	9,05	22,18
Pfahl 4 (Suspension)	9,05	22,18

Tabelle 1: Hergestellte Pfahllängen und ermittelte Pfahlmantelflächen

2.3 Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse

Ausgehend von einer Vorlast von 100 kN wurden die Laststufen gemäß den Empfehlungen des AK 5 der DGGT sukzessive in den Laststufen 200 kN, 400 kN, 650 kN, 850 kN, 1.050 kN, 1.450 kN bis zur angesetzten Grenzlasterlast von 1.650 kN aufgebracht. Nach dem Erreichen der 1,5-fachen theoretischen Gebrauchslast bei 1.250 kN und der theoretischen Grenzlasterlast wurde jeweils eine Entlastung des Pfahles in Zwischenstufen bis auf die Vorlast vorgenommen. Die Lastaufbringung erfolgte über zwei hydraulische Pressen, die gemeinsam von einem Hydraulikaggregat gesteuert wurden. Die aufgebrachten Pressenkräfte wurden über zwei kalibrierte Kraftmessdosen überprüft.

Zur Messung der vertikalen Pfahlhebungen wurden zwei Stangenpegel mit Hüllrohr eingebaut, die am Pfahlfuß und am planmäßigen Pfahlkopf befestigt waren. Die Messung erfolgte über Feinmessuhren mit 1/100 mm Skalenteilung, die über ein Messgerüst unabhängig von den Pfahl- und Widerlagerverformungen gelagert waren.

Folgende Messgrößen wurden während der Versuche aufgezeichnet:

1. Pfahlkraft über die Kraftmessdosen
2. Pressenhub durch Ablesung mittels Nivellement
3. Setzungen der Widerlager durch Nivellement
4. Lageänderung der Traverse durch Nivellement
5. Pfahlhebung über die Stangenpegel durch Messuhren

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurden nur die mantelreibungserzeugenden Lasten (ohne Eigengewicht des Pfahles) betrachtet.

Die Versuchsergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle wiedergegeben.

	Grenzmantelreibung [kN/m ²]
Pfahl 1 (verrohrt)	73,3
Pfahl 2 (verrohrt)	70,2
Pfahl 3 (Suspension)	84,2*
Pfahl 4 (Suspension)	69,2

*) Grenzmantelreibung aus max. Prüflast ermittelt;
Grenzzustand nicht erreicht

Tabelle 2: Gemessene Grenzmantelreibungen

Die gemessenen Kraft-Verschiebungsdiagramme sind in Bild 5 dargestellt; bei Pfahl 3 hat sich bei der maximal aufgebrachtten Prüflast noch kein eindeutiges Versagen des Pfahlmantels gezeigt (Bild 5).

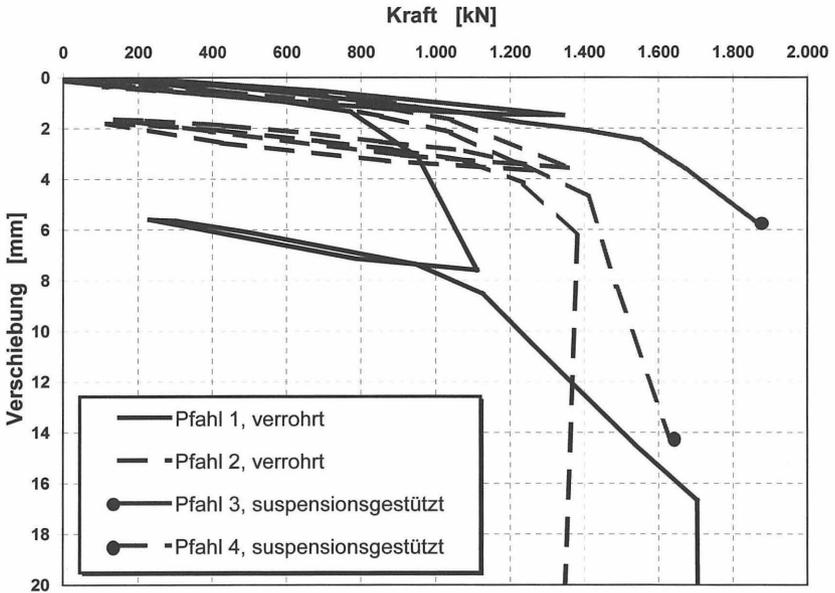


Bild 5: Gemessene Kraft-Verschiebungsdiagramme der Probepfähle

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei den Pfählen 1 und 2 ein deutliches Versagen beim Erreichen der Grenzmantelreibung eingetreten ist. Bei den Pfählen 3 und 4 wurde ein Versagen nicht vollständig erreicht. Die Steigungsänderung der Kurve für den Pfahl 4 lässt bei den letzten Laststufen jedoch ein typisches Verhalten im Grenzbereich der Bruchlast erkennen.

Hilfswise wurde für die Beurteilung der Pfähle 3 und 4 bei den letzten Laststufen das Kriterium für das Kriechverhalten nach der DIN 4125 herangezogen. Das maximale Kriechmaß bei Pfahl 3 lag bei der maximalen Laststufe von $Q = 1.867 \text{ kN}$ mit $k_s = 1,15 \text{ mm}$ in einer gemäß DIN 4125 zulässigen Größenordnung. Bei Pfahl 4 lag das Kriechmaß bei der maximalen Laststufe von $Q = 1.631 \text{ kN}$ mit $k_s = 2,3 \text{ mm}$ oberhalb des nach DIN 4125 zulässigen Wertes von 2 mm . Die für das Kriechmaß von $k_s = 2,0 \text{ mm}$ ermittelte Last beträgt $Q = 1.536 \text{ kN}$ und entspricht einer Grenzmantelreibung von $\tau_{mf} = 69,2 \text{ kN/m}^2$.

2.4 Bewertung der Versuchsergebnisse

Mit den vergleichenden Pfahlversuchen wurde gezeigt, dass mit suspensionsgestützt hergestellten Pfählen im Frankfurter Ton in jedem Fall die gleiche Manteltragfähigkeit wie mit verrohrt und mit Wasserauflast hergestellten Pfählen erzielt wird.

Die mittlere gemessene Grenzmantelreibung der suspensionsgestützt hergestellten Pfähle liegt in dem hier vorgestellten Fall mit $\tau_{mf} = 77 \text{ kN/m}^2$ geringfügig, und zwar um 7 % über einer mittleren Grenzmantelreibung der verrohrt hergestellten Pfähle von $\tau_{mf} = 72 \text{ kN/m}^2$.

3. Schlussbemerkung

Im Frankfurter Ton lagen bisher keine vergleichenden Untersuchungen zur Tragfähigkeit von suspensionsgestützt bzw. verrohrt hergestellten Bohrpfählen vor. Bei den im Jahr 2002 in der Hamburger Allee in Frankfurt am Main ausgeführten, vergleichenden Pfahlprobelastungen mit 2 verrohrt und 2 suspensionsgestützt hergestellten Bohrpfählen im Frankfurter Ton wurde gezeigt, dass die Grenzmantelreibung der geprüften Bohrpfähle im Frankfurter Ton unabhängig davon ist, ob die Pfähle verrohrt mit Wasserauflast oder unverrohrt mit Suspensionsstützung hergestellt werden. Die mit den Probelastungen ermittelte Grenzmantelreibung beträgt im vorliegenden Fall bei den suspensionsgestützten Pfählen 77 kN/m^2 und ist geringfügig größer als die der verrohrt hergestellten Pfähle ($\tau_{mf, \text{mittel}} = 72 \text{ kN/m}^2$).

Aus der Literatur ist bekannt, dass bei suspensionsgestützt hergestellten Pfählen ein unregelmäßigerer Pfahlschaft entsteht, der bei rolligen Böden deutlicher ausgeprägt ist als bei bindigen Böden. Der Filterkuchen ist bei rolligen Böden ebenfalls stärker ausgeprägt und wirkt im Korngerüst durchaus verfestigend. Bei bindigen Böden wird ein Eindringen der Stützflüssigkeit in das Korngerüst durch die geringe Durchlässigkeit weitestgehend verhindert. Im Rahmen von am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU-Darmstadt durchgeführten Scherversuchen wurde festgestellt, dass die Scherzone bei rolligen Böden außerhalb des Filterkuchens liegt. Bei bindigen Böden existiert keine die

Pfahltragfähigkeit ungünstig beeinflussende Filterkuchenschicht. Die Lage der Scherzone außerhalb der Filterkuchenschicht bei rolligen Böden wird durch freigelegte Probelastungspfähle bestätigt [13].

Zusammenfassend ist festzustellen, dass bei sorgfältiger, qualitätsgesicherter und entsprechend überwachter Herstellung von suspensionsgestützten Pfahlbohrungen, anschließender Säuberung der Bohrlochsohle und bei zügigem Betonieren des Pfahles weder bei rolligen noch bei bindigen Böden tragfähigkeitsmindernde Einflüsse der Bentonitsuspension auftreten. Eine Abminderung der Mantelreibung kann allerdings durch eine große Standzeit der Suspension im Bohrloch auftreten, was durch qualitätssichernde Maßnahmen und Kontrollen verhindert werden muss. In der DIN 4014 wird dies insofern berücksichtigt, dass die Mantelreibung bei einer 10 Stunden überschreitenden Standzeit der Suspension im Bohrloch pauschal auf 2/3 des ansetzbaren Wertes abzumindern ist; hierzu sollten weitere Forschungen durch experimentelle Untersuchungen im Feld und im Labor durchgeführt werden.

LITERATUR

- [1] Degebo (1983): *Einfluß der Lagerungsdichte des Bodens und der Herstellungsart von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit*
Abschlussbericht Degebo, 1983
- [2] Fleming W. P. K. et al., *Piling Engineering*, 2nd Edition 1992, Blackie&Son Ltd, Glasgow and London
- [3] Fleming, W. K., Sliwinski, Z. J. (1977): *The Use and Influence of Bentonite Bored Pile Construction*
CIRIA, London, 1977
- [4] Fleming, W.G.K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. & Elson, W.K. (1992): *Piling Engineering*
John Willy & Sons
- [5] Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G.: *Kombinierte Pfahl-Plattengründungen*
Ernst & Sohn, Berlin
- [6] Katzenbach, R.: *Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung* Bautechnik 70, 1993, H.3, 161-170

- [7] Kempfert, H. G. (1982): *Vergleichende Auswertung von Probebelastungen der DB an Großbohrpfählen in nichtbindigem Untergrund*
Geotechnik 1, 1982, DGGT, Essen 1982, S. 23-32
- [8] Lange, S. (1984): *Überprüfung des möglichen Herstellungseinflusses von Großbohrpfählen auf deren Tragfähigkeit*
Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf, DGGT, Essen 1984, S. 562 - 567
- [9] O'Neill, M. W., Reese, L. C. (1970): *Behaviour of Axially Loaded Drilled Shafts in Beaumont Clay*
Research Report 89-8, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Austin, TX, 792 pp.
- [10] O'Neill, M. W., Reese, L. C. (1972): *Behaviour of Axially Loaded Drilled Shafts in Beaumont Clay*
Journal of the soil mechanics and foundation division, Vol. 89, No. SM 2, February 1972, Proc. ASCE, 1972, pp. 195 ff
- [11] Reese, L. C., O'Neill, M. W., Touma, F. T. (1973): *Bored Piles Installed by Slurry Displacement*
Proc. 8th ICSMFE, Moskau 1973, pp. 203 - 209
- [12] Stocker, M. (1979): *Der Einfluß von Bentonitsuspension auf die Tragfähigkeit unverroht hergestellter Bohrpfähle*
Symposium: Stand von Normung, Bemessung und Ausführung von Pfählen und Pfahlwänden - München 1977, DGGT, Essen 1979
- [13] Stocker, M. (1980): *Vergleich der Tragfähigkeit unterschiedlich hergestellter Pfähle*
Baugrundtagung 1980 in Mainz, DGGT, Essen 1980, S. 565 ff.

AUTOREN

Dr.-Ing. Thomas Voigt, Ed. Züblin AG, Technisches Büro Tiefbau (TBT) , Albstadtweg 3,
70567 Stuttgart (Tel.: 07 11 / 78 459)

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Direktor des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Petersenstraße 13, 64287 Darmstadt
(Tel.: 0 61 51 / 16 21 49)

Dipl.-Ing. Ulrich Adamietz, Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH,
Pfaffenwiese 14A, 65931 Frankfurt am Main (Tel.: 0 69 / 9 36 22 30)

Riffelpfähle in den Niederlanden

Dirk von der Dellen

Luc de Jager

Theo van Oudenallen

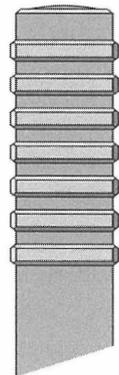
1 Einleitung

Im Spezialtiefbau werden häufig Zugverankerungen verwendet. Bauteile, zum Beispiel durch Aufwärtsdruck belasteter Unterwasserbeton, werden normalerweise mit Zugpfählen in der richtigen Position gehalten. Eine der möglichen Zugpfahl-Varianten ist der Riffelpfahl.

Ein Riffelpfahl ist ein Spannbeton-Fertigteilrammpfahl, der an der Ober-seite über eine bestimmte Länge mit Riffeln versehen ist. Die Riffelung, welche die Haftung mit der Beton-konstruktion optimiert, kann sowohl innen als auch außen angebracht sein. Im Zusammenhang mit der herkömmlichsten Herstellungsmethode ist die innenliegende Riffelung die meist verwendete Form.



Riffelung innen



Riffelung außen

Abbildung 1: Riffelformen

Oft werden Riffelpfähle als Vibrokombinationspfähle verwendet. Hierzu wird der vorgefertigte Riffelpfahl in ein eingerammtes oder eventuell eingebohrtes Stahlrohr mit einer verlorenen Fußplatte eingelassen. Der Raum zwischen Betonpfahl und Stahlrohr wird mit einem Sand-Zementmörtel gefüllt, anschließend wird das Rohr herausgezogen oder herausgerammt bzw. herausvibriert. Mit diesem Pfahltyp können sowohl große Druckkräfte als auch große Zugkräfte aufgenommen werden.

2 Der Riffelpfahl

Riffelpfähle werden in den Niederlanden fast immer in Kombination mit Unterwasserbeton verwendet. Meistens werden die Pfähle dazu in einer Spundwandgrube eingebracht. Nachdem die Riffelpfähle installiert sind und das Wasser über dem Unterwasserbeton abgepumpt worden ist, treten während der Bauphase große Zugkräfte auf. Damit die Kräfte aus dem Unterwasserbeton optimal auf die Pfähle übertragen werden, sind die Fertigteilpfähle an der Oberseite mit Riffeln versehen. Es besteht die Möglichkeit, Fertigteil-Ramppfähle ab einer Abmessung von 290 x 290 mm² standardmäßig mit einer innenseitigen oder, bei Bedarf, außenseitigen Riffelung zu versehen. Riffelpfähle werden wie Standard-Fertigteilpfähle mittels Rammung eingebracht. Die Riffelpfähle sind jedoch grundsätzlich gejungfert. Bei zu großer Jungferlänge beziehungsweise zu hohen Zugkräften werden Riffelpfähle als Vibrokombinationsfähle verwendet.

3 Der Vibrokombinationspfahl

In den Niederlanden werden Tunnelbauwerke oft in offenen oder geschlossenen Baugruben gebaut. Da meist erst in größerer Tiefe ein ausreichend tragfähiger Boden ansteht, ist eine Pfahlgründung eigentlich immer notwendig. Fast ohne Ausnahme wird für diese Pfahlgründung der Fertigteil-Ramppfahl eingesetzt. Zum Aufnehmen der oftmals großen Zugkräfte während der Bauphase und der Zug- und Druckkräfte im Gebrauchszustand werden häufig Vibrokombinationspfähle verwendet. Einige technische Argumente für diesen Pfahltyp sind:

- Die hohe Betondruckstärke des Fertigteilpfahls, wodurch hohe nach unten gerichtete Belastungen aufgenommen werden können.
- Die Mörtelumhüllung garantiert eine optimale Haftung am umgebenden Boden, wodurch im geotechnischen Sinn die Tragfähigkeit in Abwärtsrichtung (Druck) als auch in Aufwärtsrichtung (Zug) ansehnlich erhöht wird.
- Kombinationspfähle sind deshalb außergewöhnlich gut geeignet für die Anwendung in Konstruktionen, bei denen die Pfähle sowohl großen Druckkräften als auch großen Zugkräften ausgesetzt sind.

Bei der Realisierung eines Bauwerkes hält man sich oft an das folgende Schema:

- Einbau der Spundwände für die Baugruben;
- Bodenaushub im trockenen Bereich der Baugrube;
- Einbau der Aussteifungen und der Verankerungen;
- weiterer Bodenaushub im nassen Bereich;
- Rammen der Pfähle;
- Gießen des Unterwasserbetons;
- Leerpumpen der Baugruben;
- Fertigstellung der Tunnelabschnitte.

Zuerst werden die Stahlspundwände durch Rammen oder Vibrieren eingebracht. Sie bilden die Wände der Baugrube. Nachdem die Spundwand eingebaut ist, kann die Baugrube bis zu einer bestimmten Tiefe trocken ausgehoben werden. Wenn man zu tief ausheben würde, könnte das vertikale Gleichgewicht gestört werden und außerdem könnten wasserdichte Bodenschichten als Folge des Aufwärtsdruckes aufbrechen. In der folgenden Phase werden horizontale Aussteifungen im oberen Bereich der Baugrube angebracht und es können, wenn nötig, Rückverankerungen vorgenommen werden. Der Rest des Aushubes erfolgt im nassen Bereich. Jetzt kann auch noch Wasser in die Baugrube gelassen werden, um das vertikale Gleichgewicht zu garantieren. Danach werden die Pfähle eingebracht. Hierzu wird erst eine stählerne Fußplatte unter dem Rammrohr angebracht, das mit einem Kunststoffband wasserdicht abgeschlossen wird. Nachdem das Stahlrohr an der richtigen Stelle positioniert worden ist, wird das Rohr bis zur vorher bestimmten Tiefe eingerammt. Sobald die erforderliche Rammtiefe erreicht ist, wird kontrolliert, ob das Rohr wasserdicht ist. Bis hierhin verläuft die Installation identisch wie die Rammung eines Vibropfahles. Statt das Rohr mit Ortbeton zu füllen wird jetzt ein Fertigteil-Riffelpfahl in das Stahlrohr eingelassen. Der Fertigteilpfahl ist hierzu mit einem Hebeanker versehen, der während der Herstellung im Betonwerk im Pfahlkopf angebracht wurde. Um das Zentrieren einfacher zu gestalten, ist der Betonpfahl meistens mit vier abgefasten Kanten versehen. Nach dem Einführen des Fertigteilpfahls wird der Raum zwischen dem Riffelpfahl und dem Stahlrohr mit einem Sand-Zementmörtel gefüllt, der eine minimale Stärke von B25 besitzt. Um die Position des Mörtels während des Ziehens des Rohrs zu garantieren, wird das Stahlrohr mit Wasser gefüllt.

Jetzt wird der Fertigteilpfahl gelöst und danach das Stahlrohr durch Rammen oder Vibration herausgezogen. Der Vibrokombinationspfahl ist nun fertig.

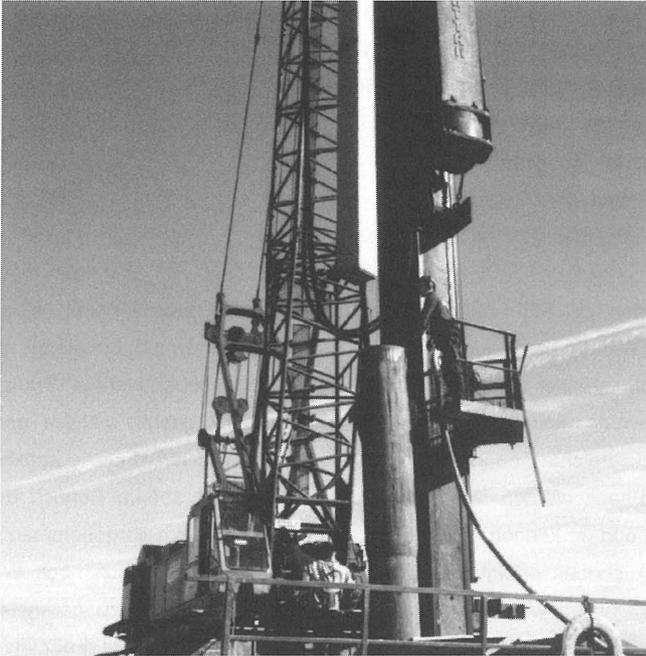


Abbildung 2: Einbau des Fertigteilpfahls in das Stahlrohr

Nachdem der Mörtel genügend ausgehärtet ist, kann mit dem Gießen des Unterwasserbetons begonnen werden. Der Unterwasserbeton ist, abhängig von den lokalen Umständen, meistens ein bis zwei Meter stark. Nach dem Aushärten des Unterwasserbetons, wird mit dem Abpumpen des Wassers aus der Baugrube begonnen und der Betonboden sowie eventuell die Pfahlköpfe werden sichtbar. Bevor mit der eigentlichen Betonkonstruktion begonnen werden kann, wird eine Sandschicht oder eine Sauberkeitsschicht aus Beton angebracht. Anschließend wird der Tunnel „im Trocknen“ fertiggestellt.

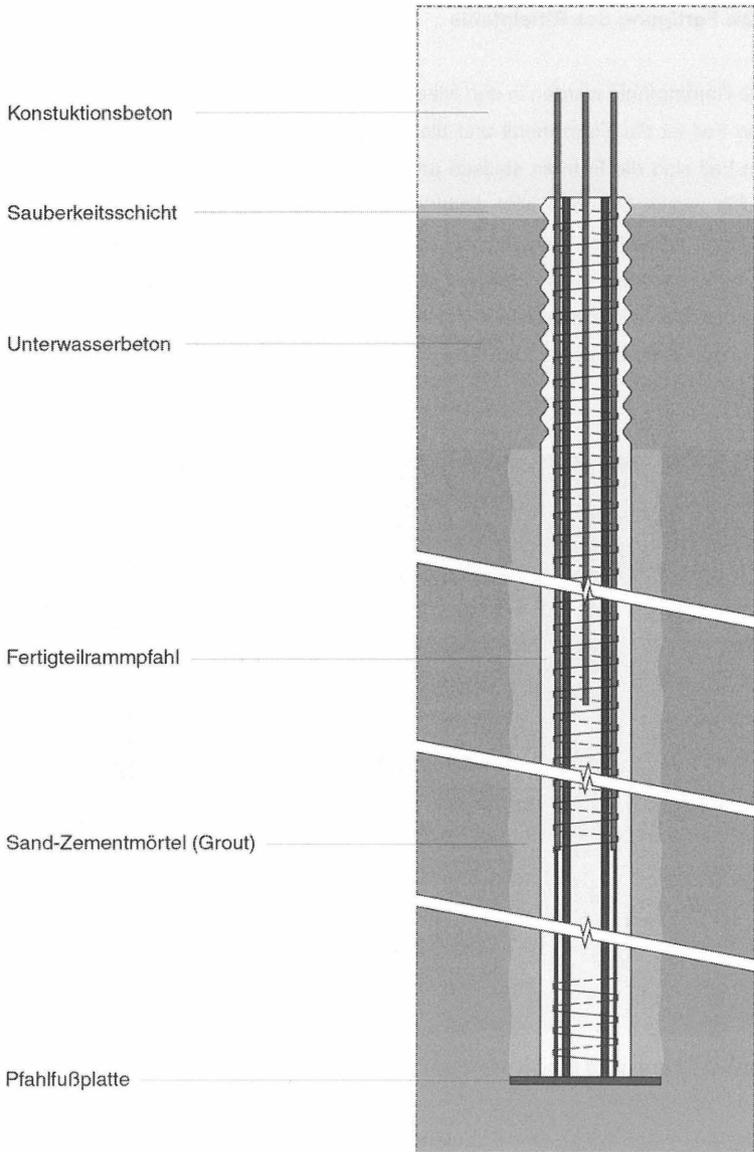


Abbildung 3: Schematische Wiedergabe eines Vibrokombinationspfahls

4 Die Fertigung des Riffelpfahls

Fertigteil-Rammpfähle werden in den Niederlanden nach zwei Methoden hergestellt. In einem Fall ist die Form mobil und die Mörtelzufuhr statisch (Karussellsystem) und im anderen Fall sind die Formen statisch und die Mörtelzufuhr ist mobil (System der langen Bank). Die zweite Methode wird weitaus am meisten verwendet. Bei dem System der langen Bank handelt es sich um ein Formenfeld, das aus Stahlformen mit einer sehr großen Länge besteht (man muß an gebräuchliche Formlängen von 90 bis 150 Meter denken) und das in der Breite in Formen mit verschiedenen Abmessungen aufgeteilt ist. Indem man Trennwände in der Form plaziert, wird die Länge der einzelnen Pfähle bestimmt.



Abbildung 4: Formenfeld bei dem System der langen Bank

Die Herstellung von Riffelpfählen verläuft zum größten Teil analog zur Herstellung der Standard-Spannbetonrammpfähle. Der Unterschied besteht darin, daß nachdem die Form gereinigt ist und die Trennwände positioniert sind, erst eine stählerne Einsetschalung an

der Stelle der zu bildenden Riffelung eingesetzt wird. Außerdem ist die Lage der Spannbewehrung abweichend. Die Betondeckung auf der Bewehrung ist durch die Geometrie des Pfahls an der Stelle der Riffelung bestimmt. Das bedeutet, daß die Bohrungen der Trennwände an die erforderliche Deckung angepaßt sind. Weil bei der Anwendung des Systems der langen Bank die Spannkkräfte oft über die Stahlformen übertragen werden, ist es üblich, innere Riffelungen zu verwenden. Die Riffelung kann direkt unter dem Pfahlkopf angebracht, aber auch an einer beliebigen anderen Stelle am Pfahlschaft gebildet werden. Das hängt von der endgültigen Situation des Bauwerks ab. Der Pfahlkopf kann komplett vom Unterwasserbeton aufgenommen werden, wobei der Kopf des Pfahls nicht gekappt wird. Der Riffelpfahl kann aber auch in die Beton-Konstruktion aufgenommen werden, wobei der Pfahlkopf planmäßig über den Unterwasserbeton herausragt und dann gekappt wird.

Nach dem Anbringen der Spiralbewehrung im Kopf und Fuß des zu produzierenden Ramppfahls wird der Spann Stahl über die ganze Länge der Form, also innerhalb der Querbewehrung und durch die positionierten Trennwände eingefädelt, um später gespannt zu werden. In dieser Phase kann zur Aufnahme von größeren Zug- beziehungsweise Momentbelastungen eine schlaaffe Zulagebewehrung angebracht werden. Dies geschieht, wenn es vorkommt, meistens im Bereich des Pfahlkopfes. Sobald die benötigte Vorspannung an die Spannlitzen angelegt und diese Spannung kontrolliert worden ist, wird der Beton aus der Mischanlage mittels einer Betonverteilmaschine in die Formen gebracht. Anschließend wird der Beton mit frequenzgesteuerten Rüttlern intensiv verdichtet und nachbehandelt.

Nachdem der Beton genügend ausgehärtet ist (ungefähr 14 Stunden nach dem Betonieren der Pfähle) werden die Spannlitzen mit Hilfe von einem Hydraulikzylinder entspannt. Die Vorspannung ist jetzt auf den Beton übertragen. Die Spannlitzen werden in den Trennwänden und an den beiden Enden der Form durchgeschnitten. Danach werden die Ramppfähle mit Hilfe von Vakuumhebern aus den Formen gehoben um auf den Lagerplatz weiter auszuhärten, bis sie die erforderliche Stärke erreicht haben.

Die Betongüte der werksmäßig hergestellten Ramppfähle beträgt minimal B55. Da die Fertigteil-Ramppfähle serienmäßig unter konditionierten Verhältnissen produziert werden, handelt es sich um ein hochwertiges Betonprodukt, das heißt: Ein monolithischer Pfahlkörper von optimaler Homogenität ist garantiert.

5 Die Riffelgeometrie

Bei der Herstellung von Riffelpfählen werden stählerne Einsetzformen verwendet. Als Folge der verschiedenen Ideen und Ansichten in Bezug auf die Kraftübertragung zwischen Riffelpfahl und Unterwasserbeton werden die Hersteller von Fertigteil-Rammpfählen von den verschiedenen Auftraggebern mit jeweils anderen Anforderungen in Bezug auf die Riffelgeometrie konfrontiert. Um nicht stets die Stahlformen anpassen oder erneuern zu müssen, ist nach einer einheitlichen und optimalen Riffelgeometrie gestrebt worden.

Zum Erreichen einer optimalen Riffelgeometrie spielen zwei Anforderungen eine wichtige Rolle:

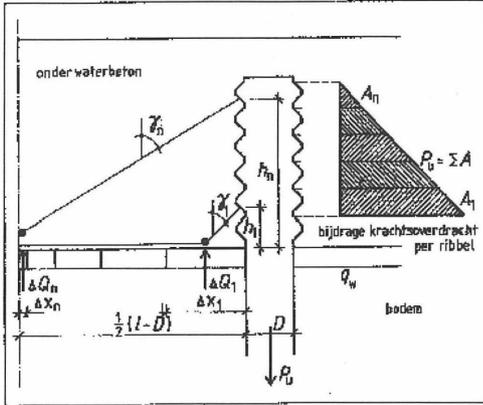
- eine mechanische Anforderung, das heißt die Kraftübertragung zwischen Riffelpfahl und Unterwasserbeton,
- eine praktische Anforderung, das heißt die Herstellbarkeit des Riffelpfahls im Betonfertigteilwerk.

5.1 Die Anforderungen der Mechanik

Maßgeblich für das zu betrachtende Belastungsmodell ist die Situation, bei der es sich um einen Unterwasserbeton, ohne die noch anzubringende Betonkonstruktion handelt. Der Unterwasserbeton ist schon ausgehärtet und man geht davon aus, daß er wasserdicht ist. Deshalb kann das Wasser über dem Beton abgepumpt werden, wodurch ein aufwärtsgerichteter Druck unter dem Beton entsteht. Das Gleichgewicht im Unterwasserbeton wird in dieser Situation durch die Riffelpfähle erreicht, die als Zuganker fungieren unter der Bedingung, daß die Pfähle ausreichend im Untergrund verankert sind. Um eine gute Kräfteübertragung zwischen Pfahl und Unterwasserbeton zu erreichen, ist der Pfahl in diesem Bereich des Schaftes mit Riffelungen an zwei, drei oder vier Seiten versehen.

Um eine optimale Riffelgeometrie zu wählen, ist ein Rechenmodell verwendet worden, das schematisch angibt, auf welche Weise der Aufwärtsdruck mit Hilfe der Zugkraft im Pfahl in den Untergrund zurückgeführt wird. Aus diesem Rechenmodell wurde unter anderem deutlich, daß die niedriger gelegenen Teile der Kontaktfläche zwischen Pfahl und

Unterwasserbeton für eine größere Kraftübertragung sorgen als die höher gelegenen Teile.



Aus dem Rechenmodell ergibt sich eine lineare Verteilung des Anteils, der von unten nach oben abnimmt. Wie die wirkliche Spannungs-Verteilung in der Kontaktfläche im Moment der Belastung und des Bruches ist, kann nicht mit Sicherheit festgestellt werden. Deshalb ist bei der Optimierung von Annäherungen an die Unter- und Obergrenze ausgegangen worden.

Abbildung 5: Rechenmodell

Es sind drei Fälle für die Verteilung der Normal- und Scherspannung in der Kontaktfläche betrachtet worden.

Diese drei betrachteten Fälle sind:

- a. die elastische Untergrenze,
- b. die elastische Obergrenze,
- c. die plastische Obergrenze.

Diese drei Fälle betrachten jeweils den vertikalen Anteil der Lastgrenze. Hierbei spielen folgende Faktoren eine wichtige Rolle:

- die Anzahl der geriffelten Seiten;
- die Anzahl der mitwirkenden Riffel pro Seite;
- die nicht mitwirkende Höhe;
- die Höhe des Riffelpfahls im Unterwasserbetonboden.

Für die eben genannten Fälle (a., b. und c.) kann die Lastgrenze erst bestimmt werden, wenn der Beitrag des untersten Riffels zu dieser Lastgrenze maximal ist. Zur Bestimmung dieses maximalen Anteils ist ein einzelner Riffel betrachtet worden. Es mußte untersucht werden, auf welche Art und Weise ein einzelner Riffel brechen kann.

Dies ist mit Hilfe von einer Anzahl von Bruchmechanismen untersucht worden. Es folgt eine Übersicht der untersuchten Bruchmechanismen.

Mechanismus	Beschreibung	Abhängig von Riffelgeometrie
1	Druckdiagonale des Stauchdruckes exkl. Scherspannung	Ja
2a	Bruch des Unterwasserbetonriffels bei Normalspannung	Ja
2b	Bruch des Unterwasserbetonriffels bei Scherspannung	Ja
3a	Bruch des Pfahlriffels bei Normalspannung	Ja
3b	Bruch des Pfahlriffels bei Scherspannung	Ja
4	Biegezugrisse im Pfahlriffel	Ja
5	Abscheren der Kontaktfläche	Ja
6	Stanzkegel im Unterwasserbeton	Nein
7	Brechen des Pfahlschaftes	Nein

Tabelle 1: Übersicht Bruchmechanismen

Um nun die optimale Riffelgeometrie zu erreichen, ist ein Rechenmodell verwendet worden, bei dem systematisch untersucht worden ist, zu welcher Riffelgeometrie die günstigste Kraftübertragung gehört. Theoretisch sieht die optimale Riffelgeometrie dann wie folgt aus:

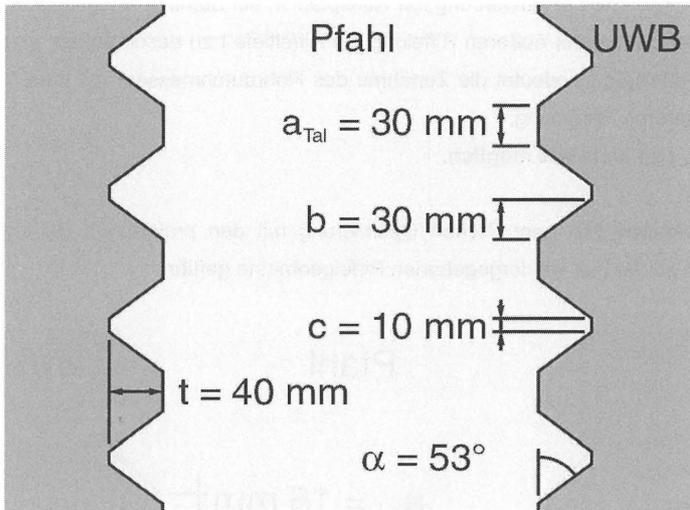


Abbildung 6: Theoretisch optimale Riffelgeometrie

5.2 Die Anforderungen der Praxis

Neben den theoretischen Betrachtungen muß man auch auf einige praktische Bedingungen achten:

- ausreichende Riffeltiefe t , so daß auch das größte Korn während der Herstellung in den Riffel gelangen kann;
 $\Rightarrow 30 \text{ mm} \leq t \leq \text{zweimal größtes Kornmaß};$
- Winkel α , so bestimmen, daß während der Herstellung keine Luftblasen und/oder Kiesnester entstehen;
 $\Rightarrow 2t \sim b + c;$
- für die Aufnahme von Biegemomenten während des Transportes ist ein möglichst großer innerer Hebelarm zwischen dem Betonstahl und der Betondruckzone erwünscht; bei einem inneren Riffel bedeutet das eine möglichst geringe Riffeltiefe t ;
 $\Rightarrow t \text{ so klein wie möglich};$

- wenn während der Ausführung der Riffelpfahl in ein Stahlrohr eingelassen wird, ist es notwendig, bei der äußeren Riffelung die Riffeltiefe t zu beschränken; eine Zunahme der Riffeltiefe t bedeutet die Zunahme des Rohrdurchmessers mit dem Nachteil der schwereren Rammung;
⇒ **t so klein wie möglich.**

Die Kombination der theoretischen Optimierung mit den praktischen Bedingungen hat schließlich zu der hier wiedergegebenen Riffelgeometrie geführt.

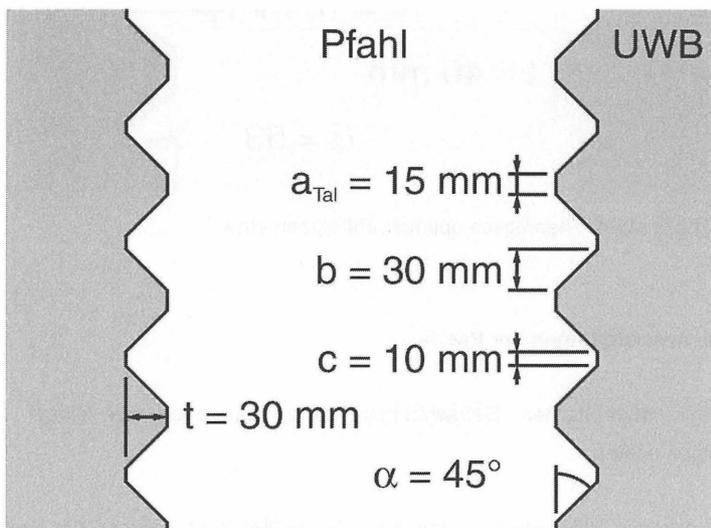


Abbildung 7: Endgültige Riffelgeometrie

5.3 Folgerungen

In Bezug auf das Rechenmodell gilt, daß:

- die qualitativen Werte der Bruchzugkräfte gut beim Vergleichen der Mechanismen und der Riffelgeometrien zu verwenden sind;

- die quantitativen Werte der Bruchzugkräfte nicht ohne weiteres brauchbar sind; hier gilt in jedem Fall, daß die Wirklichkeit zwischen den unteren und oberen Grenzwerten liegt;
- es sich im Modell um eine mechanische Kraftübertragung handelt, bei der die Anhaftung in der Kontaktfläche nicht berücksichtigt ist.

In Bezug auf die Mechanismen gilt, daß:

- im maßgebenden Mechanismus der Unterwasserbeton bei Druckspannung bricht (niedrigere Betonstärke als der Riffelpfahl), wobei die auftretende Scherspannung berücksichtigt ist;
- bei einer in der Praxis gängigen Unterwasserbetondicke von ca. 1 Meter die Bruchfestigkeit des Pfahlschaftes bei Zug maßgebend ist;
- das Überschreiten der zulässigen Scherspannung bei den verwendeten optimalen Riffelgeometrien am Pfahl-/Unterwasserbetonriffel nicht auftritt.

In Bezug auf die Riffelgeometrie gilt, daß:

- es zu empfehlen ist, beim Entwurf von der in obenstehender Zeichnung angegebenen Riffelgeometrie auszugehen. Die Standardisierung des Designs der Riffel führt zu einer Ersparnis bei den Herstellungskosten, einschließlich der Kosten für die Formen und für die nötige Arbeit beim Entwurf.

6 Beispiele aus der Praxis

In den Niederlanden werden Riffelpfähle, auch als Vibrokombinationspfähle, als Lösung für die Gründung, verschiedenster Bauwerke angewendet. So sind bei kürzlich ausgeführten Bauarbeiten für den Verkehrswegebau, zum Beispiel in der Nähe von Amsterdam der Schipholspoortunnel, sowie bei Rotterdam der Tweede Heineoordtunnel und der Tweede Beneluxtunnel, schon viele Tausend Riffelpfähle in den Fundamenten eingesetzt worden. Nachstehend werden zwei von der niederländischen Firma Van Oudenallen BV ausgeführte Bauvorhaben, die kennzeichnend sind für die Anwendung von Riffelpfählen als Element in der Gründung, beschrieben.

6.1 Abwasserkläranlage Nieuwe Waterweg

Durch das Wachstum der Anzahl von Haushalten und die strenger gewordenen Umweltnormen müssen viele Abwasserkläranlagen in den Niederlanden erweitert und verbessert werden. Das gilt auch für die Abwasserkläranlage Nieuwe Waterweg in Hoek van Holland. Um den strengeren Umweltnormen zu entsprechen, mußten unter anderem zwei Nachklärbecken und zwei Belebtschlamm tanks gebaut werden. Außerdem wurden die bestehenden Gebäude angepaßt.

Um zu bestimmen, welche Gründung für die Erweiterung geeignet ist, wurde eine geotechnische Untersuchung ausgeführt. Hierzu sind 18 Drucksondierungen und zwei Bohrungen ausgeführt worden.



Abbildung 8: Rammen von Riffelpfählen

Aus der Bodenuntersuchung ergab sich der folgende Bodenaufbau: Die Geländeoberkante befindet sich 1,80 Meter über NAP (Normaler Amsterdamer Pegel); bis 3,50 Meter unter NAP hat man eine sandige Tonschicht angetroffen mit einem

Spitzendruckwiderstand von weniger als 2 N/mm². Die erste tragfähige Sandschicht befindet sich ab einer Tiefe von ca. 14 Meter unter NAP. Eine Flachgründung war darum ausgeschlossen und eine Bodenverbesserung bot auch keine Lösung. Es wurde deshalb beschlossen, den Neubau auf Pfählen zu gründen und zwar auf 996 vorgespannten, vorgefertigten Betonpfählen.

Im Februar und März 2000 erfolgte die Pfahlrammung mit zwei Rammgeräten, beide waren mit einem 7 Tonnen Hydraulikbären ausgerüstet. Die Pfahllänge beträgt 14,25 bis 17,50 Meter. Die Pfahlquerschnitte variieren zwischen 250 x 250 und 400 x 400 mm². Bei den Nachklärbecken und den Belüftungsbecken bestand die Gefahr des Auftreibens. Die Pfähle unter den Becken fungieren deshalb als Zugpfähle. Die Rammarbeiten für diese Pfähle, insgesamt 449 Pfähle mit der Abmessung 320 x 320 mm², fanden von einem Ponton aus statt. Diese Pfähle sind mit einer Zulagebewehrung im Pfahlkopf ausgestattet und haben an drei Seiten eine Riffelung. Mitte 2001 war die Anpassung fertig und die Kapazität dadurch um 1.400 m³ auf 5.000 m³ Abwasser pro Stunde erhöht worden.

6.2 Aquaduct Vijfhuizen

Um den öffentlichen Transport zu verbessern, werden in den Niederlanden entlang der bestehenden Straßen spezielle Fahrstreifen für den Busverkehr angelegt. Es werden auch freie Busbahnen angelegt, die nur für die öffentlichen Verkehrsmittel bestimmt sind. Eine dieser Busbahnen führt den Busverkehr von Haarlem über den Flughafen Schiphol nach Amsterdam. Bei Vijfhuizen kreuzt diese Busbahn den Ringkanal um den Polder Haarlemmermeer. Um diesen Wasserweg und die daneben gelegene Verkehrsstraße zu queren, ist eine Unterführung vorgesehen. Während des Baus der Unterführung durfte der Schiffsverkehr so wenig wie möglich gestört werden. Die Unterführung ist deshalb in zwei Bauabschnitten gebaut worden; erst der nördliche Teil und danach der südliche.

Geotechnische Untersuchungen haben gezeigt, daß eine Tiefgründung für den Neubau unentbehrlich war. Es wurde beschlossen, die Unterführung auf Fertigteil-Rammpfählen zu gründen. Für das ganze Bauvorhaben wurden 1.092 Pfähle benötigt. Diese Pfähle sind alle als Vibrokombinationspfähle ausgeführt worden.

Die Pfahlgründung des ersten Bauabschnittes erfolgte ab Januar 1999 und des zweiten ab August 2000. Für den ersten Bauabschnitt wurden 506 Pfähle benötigt und für den zweiten Bauabschnitt 586 Pfähle.



Abbildung 9: Spundwandgrube des zweiten Bauabschnitt mit dem ersten Bauabschnitt im Hintergrund

Die Länge der Pfähle variiert von 11,00 Meter bis 23,50 Meter. Der Querschnitt der Riffelpfähle beträgt $350 \times 350 \text{ mm}^2$. Der Durchmesser des Stahlrohrs, das verwendet wurde um die Pfähle zu installieren, betrug 568 mm; der Durchmesser der verlorenen stählernen Fußplatte 620 mm. Das Stahlrohr wurde während der beiden Bauabschnitten mit einem Hydraulikbären sowohl eingerammt als auch herausgerammt. Der hydraulische Rammbar war mit einer dafür konstruierten Zugvorrichtung ausgerüstet. Das Fallgewicht des Rammbar betrug 7 Tonnen. Die Pfähle wurden von einer stählernen Rammenebene aus installiert, die auf der Spundwandkonstruktion der Baugrube ruhte.

7 Schlußfolgerungen

In den Niederlanden werden Riffelpfähle und Vibrokombinationspfähle mit Erfolg und in zunehmendem Ausmaß als Teil einer soliden Tiefgründung verwendet. Vor allem in Gebieten mit einem hohen Grundwasserstand und wo Konstruktionsteile durch einen Aufwärtsdruck belastet werden, kann der Riffelpfahl beziehungsweise der Vibrokombinationspfahl eine interessante Lösung sein. Auch außerhalb der Niederlande kommen solche Bodenbeschaffenheiten und gleichermaßen belastete Baukonstruktionen vor. Man kann hierbei an die Bodenbeschaffenheit im nördlichen, aber auch örtlich bedingt im restlichen Teil Deutschlands denken. Auch dort kommen Bauwerke vor, die auf Zug belastet werden wie zum Beispiel Kläranlagen, Unterführungen, Keller, Tiefgaragen usw. Bisher wurden Riffelpfähle und Vibrokombinationspfähle nur in den Niederlanden eingesetzt. Im Zuge der Harmonisierung europäischer Normen wird es künftig einfacher sein, bewährte nationale Bauverfahren europaweit einzusetzen. Der Riffelpfahl kann bei auf Zug belasteten Konstruktionen eine Lösung bieten und so ebenfalls in Deutschland eine technisch zuverlässige und wirtschaftlich attraktive Lösung sein.

Literatur

CEMENT

Optimalisering van de Ribbelpaal, Uitgave 1995/12

PREPAL

Hoofdstuk 4: Paaltypen, Handboek paalfunderingen deel 2 (1996)

PREPAL

Aanpassing van de rwzi Nieuwe Waterweg, Funderingstechnologie, 9e Jaargang
Nr. 1, September 2000

V-O-Beton Grundbau GmbH
Zwoller Straße 32, 49716 Meppen
Tel: +49 5935 7057-0 Fax: -15
info@vobeton.de



PFAHLGRÜNDUNGEN

**Ausführung
von Pfahlgründungen.**

**Herstellung und Lieferung
von Fertigteil-Rammpfählen
und Betonaufsetzern.**

V-O-Beton Grundbau GmbH
Zwoller Straße 32
49716 Meppen

Telefon: 05935 - 70570
Telefax: 05935 - 705715

E-mail: info@vobeton.de
Internet: www.vobeton.de



V-O-BETON
VIELFALT IN BETON

Numerische Berechnungen zur Kombinierten Pfahl-Plattengründung des Investment Banking Center, Frankfurt

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum

Dipl.-Ing. Jens Mühlmann

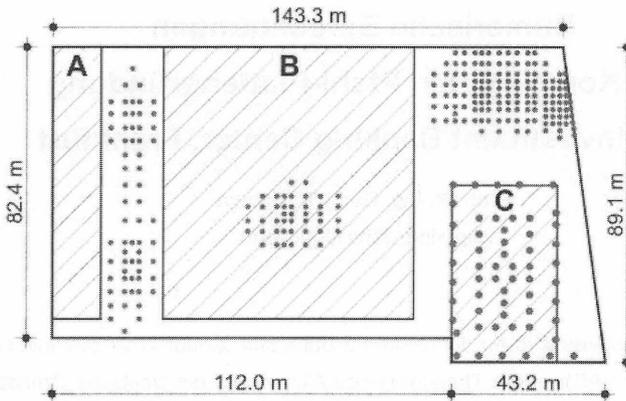
1 Projekt

Im Westen Frankfurts wird für die Deutsche Bank seit Januar 2001 das Investment Banking Center (IBC) an der Theodor-Heuss-Allee durch die Deutsche Grundbesitz Management GmbH errichtet. Der rd. 79.500 m² umfassende Komplex besteht aus zwei neu-geschossigen Gebäuden und einem 30-geschossigem ca. 111 m hohen Hochhaus, welche ein Händlerzentrum und ein Office Center aufnehmen sollen (Bild 1).



Bild 1: Ansicht des Investment Banking Center (aus [5])

Die drei Gebäude werden auf einem gemeinsamen, bis zu vier Untergeschosse in den Baugrund einbindenden Kellerkasten errichtet, der eine Grundfläche von rd. 12.600 m² aufweist. Die Gründungstiefen liegen zwischen 8,75 m und 15,50 m unter Gelände. Die Gründung des Hochhauses (Gebäude C, Bild 2) erfolgt mit einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), welche von der ARCADIS Consult, Darmstadt entworfen, berechnet und optimiert worden ist (s. [5]).



Gründung:

- 27 Pfähle $d = 1,2 \text{ m}$, $l = 26 \text{ m}$
- 30 Pfähle $d = 1,2 \text{ m}$, $l = 28 \text{ m}$
- 228 GEWI-Pfähle $d = 0,2 \text{ m}$, $l = 14 \text{ m}$

Plattendicken:

- Gebäude A, B, und Tiefgarage 1,0 - 1,8 m
- Gebäude C 3,0 - 4,05 m

Bild 2: Grundriss und Gründung (aus [5])

Die hier vorgestellten numerischen Vergleichsberechnungen zur KPP erfolgten im Rahmen der vom Magistrat der Stadt Frankfurt am Main beauftragten Prüfung der erdstatischen Berechnungen in geotechnischer Hinsicht.

2 Gründung

2.1 Gründungsentwurf

Alle drei Gebäude stehen auf dem gemeinsam genutzten, als weiße Wanne ausgeführten Kellerkasten. Aus den unterschiedlichen Gründungstiefen und der Anordnung der Bauteile ergibt sich eine exzentrische Lasteinleitung, die sich im Gründungsentwurf widerspiegelt (Bild 2). Für das Hochhaus (Gebäude C) wurde eine KPP gewählt, welche die Lasten über insgesamt 57 Pfähle mit Durchmessern von 1,2 m und Längen von 26 m resp. 28 m in den Baugrund ableitet.

2.2 Baugrundkennwerte

Die in dem Geotechnischen Gutachten angegebenen bodenmechanischen Kennwerte der tertiären Bodenschichten, welche für die Dimensionierung der Gründung maßgebend waren, sind im Bild 3 zusammengestellt.

Kennwerte:

Hydrobien / Landschneckenmergel

γ/γ' = 20 kN/m³ / 10 kN/m³ (Hydrobien)

γ/γ' = 19 kN/m³ / 10 kN/m³ (Landschneckenmergel)

c' = 20 kN/m²

φ' = 20°

$E_{s,e}$ = 7 + 2,45 x z MN/m² (Erstbelastung)
z [m] ab OK Tertiär

$E_{s,w}$ = 70 MN/m² (Wiederbelastung)

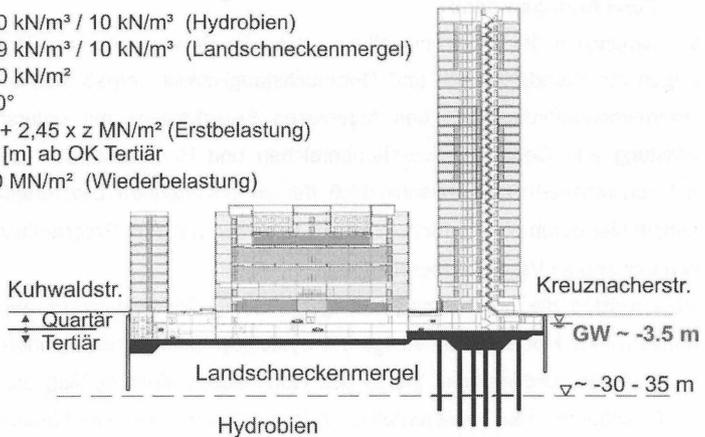


Bild 3: Querschnitt, Gründung und Bodenkenwerte (aus [5])

Die Heterogenität des Baugrundaufbaus – hier insbesondere das Antreffen der sog. Algenkalkriffe – wurde durch eine Sensitivitäts- und Risikoabschätzung angemessen berücksichtigt (s. hierzu [5]).

2.3 Lastannahmen

Im Rahmen des Nachweis- und Sicherheitskonzeptes einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung, wie sie im Bereich des Hochhauses eingesetzt wird, sind im Grenzzustand 1 die Nachweise der äußeren und inneren Tragfähigkeit zu führen (s. hierzu [4]). Die Sicherheit gegen Versagen des Gesamtsystems (äußere Tragfähigkeit) beträgt $h = 2,0$. Es wurden deshalb u. a. Berechnungen unter zweifacher Belastung aus Eigengewicht und Verkehr, diese vermindert um die mittlere Auftriebskraft ($(2 \cdot G + P) - A_{\text{mittel}}$), durchgeführt.

Die innere Tragfähigkeit (Schnittgrößen u. a. m.) sind im Regelfall für Gebrauchslasten nachzuweisen. Dazu ist die KPP als Gesamtsystem unter der $h = 1,0$ fachen Summe der charakteristischen Einwirkungen zu berechnen, welche sich hier aus den setzungswirksamen Lasten aus Eigengewicht, einem Drittel der Verkehrsbelastung sowie dem Auftrieb zusammensetzt ($(G + P/3 - A_{\text{mittel}})$).

3 Vergleichsberechnungen

3.1 Berechnungsmodell

Die Komplexität der Aufgabenstellung – hier die Prüfung der vorgelegten Berechnungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit - ergab sich u. a. aus den Verformungsanforderungen des fugenlosen Kellerkastens mit unterschiedlichster Belastung aus Gebäude, Zwischenbereichen und Hochhaus. Die Ermittlung des Last-Setzungsverhaltens einschließlich der zu erwartenden Lastverteilung erfolgte deshalb hier durch eigene Finite-Element-Analysen mit dem Programm ANSYS¹ 5.6 als unabhängige Vergleichsberechnung.

Dabei wurden die geometrischen Gegebenheiten dreidimensional abgebildet. Als geometrisches Modell wurde infolge der Systemsymmetrie, insbesondere im Bereich der KPP, das nordwestliche Viertel des Hochhauses einschließlich der angrenzenden Flachbauten (als repräsentativer Ausschnitt des Gesamtgebäudes) hinterlegt. Das Bild 4 stellt den hier verwendeten Berechnungsausschnitt sowie den dreidimensionalen Modellaufbau dar.

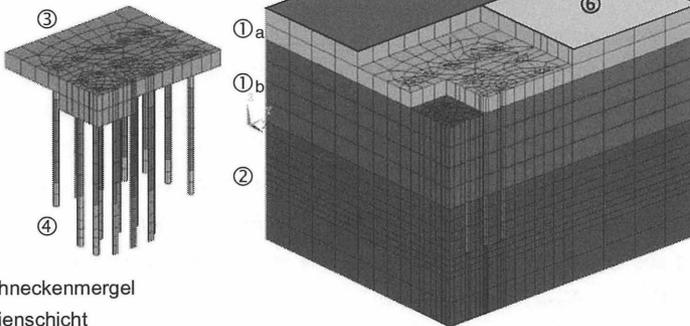
▽ 0,0 =96,7 müNN

▽ -7,65

▽ -14,35

▽ -31,70

▽ -56,35



- ① Landschneckenmergel
- ② Hydrobiensicht
- ③ Bodenplatte, KPP; Bereich Hochhaus
- ④ Pfähle ($\varnothing=1,2$ m; $l_1=26$ m; $l_2=28$ m)
- ⑤ Bodenplatte, Bereich Flachbau
- ⑥ Bodenplatte, Bereich Tiefgarage

7700 Elemente
7854 Knoten

Bild 4: 3-D Berechnungsmodell

Die Simulation der Herstellung von Pfählen und Bodenplatte erfolgte mit den üblichen Methoden wie Materialwechsel oder dem Austausch der Elemente (s. h. [3]). Im Einzelnen ergaben sich in Anlehnung an [1] und [2] die folgenden Bauzustände: Primärspannungszustand, Einbau der Pfähle, Herstellung der Bodenplatte und Aufbringen der Belastung in mehreren Stufen. Der Aushub oberhalb der Bodenplatte resp. die entsprechenden Primärspannungen sowie der Auftrieb wurden vereinfachend als statische Ersatzlasten eingeführt.

Bei den Berechnungen wurde die Bauwerkssteifigkeit durch entsprechende Abbildung der Bodenplatte berücksichtigt. Das Last-Verschiebungsverhalten der GEWI-Pfähle wurde vorab bestimmt und die Ergebnisse in das Gesamtmodell nachfolgend übertragen. Die Festigkeiten des Baugrundes wurden im Rahmen der numerischen Berechnungen den auftretenden Beanspruchungen gegenübergestellt und ggf. die plastischen Verformungsanteile ermittelt (Stoffgesetz: Drucker-Prager). Die Diskretisierung sowie die stoffliche und ablauftechnische Modellierung wurde damit im Sinne einer weitestgehend unabhängigen Beurteilung gegenüber den vorgelegten Berechnungen modifiziert. Ergänzende Hinweise zur bauablauftechnischen sowie zur stofflichen Modellierung können [3] entnommen werden.

Bezüglich des Steifigkeitszuwachses unterhalb der Pfahlfußebene wurde ein konservativer Ansatz gewählt. Zudem stimmen die Ränder des Berechnungsausschnittes mit der Berandung des Gebäudes überein. Der verschiebungsmindernde Einfluss unbelasteter Nachbarbereiche wird insofern vernachlässigt. Die im Rahmen der Prüfung verwendeten Ansätze lagen damit insgesamt auf der 'sicheren Seite'.

3.2 Berechnungsergebnisse

Die eigenen Berechnungsergebnisse bestätigen die in den vorgelegten Unterlagen genannten Zahlenwerte. Dabei wurden u. a. die Vertikalspannungen im Baugrund sowie die Sohlspannungen an der Kontaktfläche Bodenplatte / Baugrund gegenübergestellt. Die hier ermittelten Sohlspannungen entsprachen mit hinreichender Genauigkeit denen, welche der Bemessung der Platte zugrundegelegt wurden. Der Lastverteilungskoeffizient ergab sich zu $a_{KPP} \approx 0,6$. Er wurde in den vorgelegten Unterlagen mit $a_{KPP} \approx 0,66$ bestimmt.

Bei Ausnutzung der in die Berechnung eingeführten Symmetriebedingungen stellten sich die Setzungen im Grundriss gemäß Bild 5 dar.

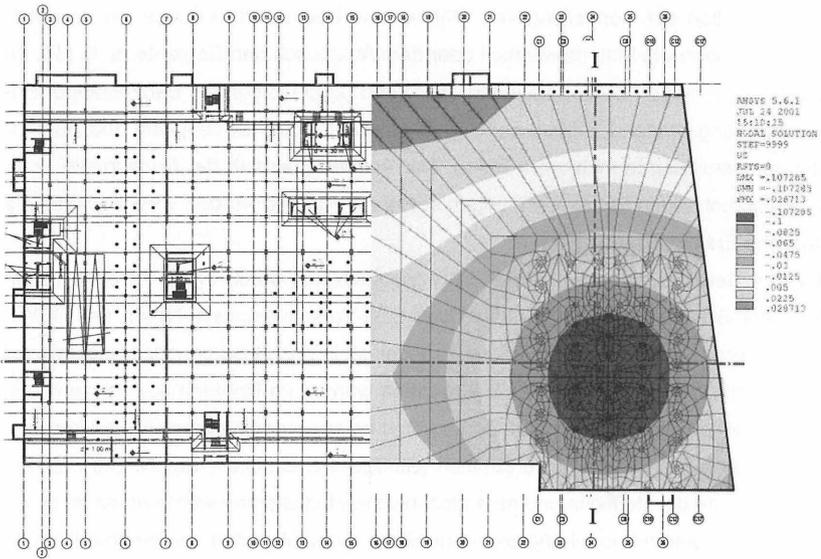


Bild 5: Berechnete Setzungen, Isoliniendarstellung im Grundriss

Das Bild 6 zeigt exemplarisch eine Gegenüberstellung der vom Aufsteller und im Rahmen der geotechnischen Prüfung rechnerisch bestimmte Setzungsverläufe.

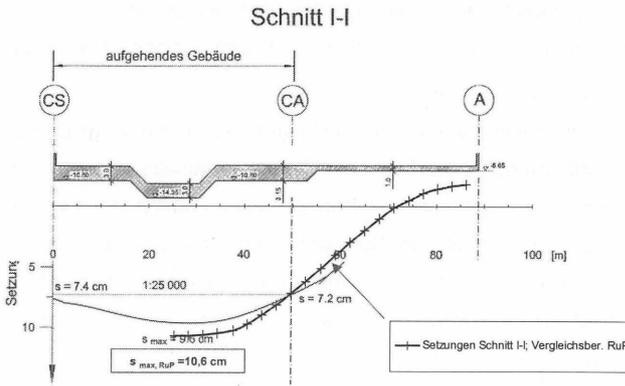


Bild 6: Berechnete Setzungen, Schnitt I-I gem. Bild 5

4 Schlussfolgerung

Die Übereinstimmung der Ergebnisse der vorgelegten Berechnungen sowie der hier durchgeführten weitestgehend unabhängigen Vergleichsberechnungen waren insgesamt mehr als gut. Die wirklichkeitsnahe rechnerische Ermittlung des Last-Setzungsverhaltens sowie der Lastverteilung bestätigte sich durch die zahlreichen am Bauwerk durchgeführten geodätischen und geotechnischen Messungen.

5 Literatur

- [1] El-Mossallamy, Y; Franke, E.: "Pfahl-Platten-Gründungen"; Bautechnik Heft 11, 1997
- [2] Holzhäuser, J.: "Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels"; Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 42, 1998
- [3] Maybaum, G.: "Vergleichsberechnungen zur Gründung des neuen Commerzbank Hochhauses, Frankfurt ", Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 48, 1995
- [4] Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), Fraunhofer IRB Verlag, 2000
- [5] Wissel, G.; Stahlmann, J. et al: "Bauen im Frankfurter Untergrund – Risiko und Risikoanalyse", Vorträge der Baugrundtagung 2002

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum

FH Hildesheim / Holzminden / Göttingen, Haarmannplatz 3, 37603 Holzminden

Dipl.-Ing. Jens Mühlmann

Prof. Rodatz und Partner, Rebenring 33, 38106 Braunschweig

Spundwände und Rammträger von ProfilARBED



Wirtschaftliche Lösungen mit System

Spundwände von ProfilARBED werden weltweit in den verschiedensten Aufgabenbereichen erfolgreich eingesetzt.

Kein Zufall, sondern System!

Denn unsere Kunden können neben der Produktvielfalt auch von unseren Serviceleistungen profitieren. Die breite, kundenspezifisch angepasste Profipalette ergänzen wir durch das Know-how und die tatkräftige Unterstützung unserer spezialisierten Mitarbeiter. Gemeinsam mit den Kunden werden so innovative und wirtschaftliche Spundwandanwendungen entwickelt, die auch Lösungen für schwierigste Problemstellungen ermöglichen.

Vertrieb weltweit:

 **ARCELOR LONG COMMERCIAL**
Arcelor Gruppe

Spundwand

06, rue de Luxembourg
L-4221 Esch/Alzette
Tel. +352 53 13 31 05
Fax +352 53 13 32 90
spundwand@arcelor.com
www.alc.arcelor.com

Unser Vertriebspartner in Deutschland:

ThyssenKrupp GfT
Gesellschaft für Technik mbH

Geschäftsbereich Bautechnik

Postfach 10 22 53, 45022 Essen
Altendorfer Strasse 120, 45143 Essen
Tel. +49 201 188 23 13
Fax +49 201 188 20 15
bautechnik@gf.t.thyssenkrupp.com
www.kruppgefbautechnik.de

 **PROFILARBED S.A.**
Arcelor Gruppe

Innovativ, flexibel, wirtschaftlich - www.alc.arcelor.com

Erfahrungen mit hochbelasteten Stahlrammverpreßpfählen beim Bau von Kaimauern in Belgien

Lucien WEBER
ARCELOR Long Commercial, Luxemburg

Kurzfassung

Im modernen Hafenanbau werden die bei großen Kaimauern erzeugten Horizontalkräfte üblicherweise über Zugelemente, z.B. Ankerpfähle oder Zuganker in den Boden abgetragen. In den letzten beiden Jahren wurden im Zuge des Neubaus von 4 Terminals in den belgischen Seehäfen von Zeebrugge und Antwerpen Kaimauern ausgeführt, bei denen Rammverpreßpfähle als Zugelemente zur Anwendung kamen.

Der Rammverpreßpfahl besteht aus einem Stahlträger, der unter gleichzeitigem Verpressen mit Mörtel in den Boden gerammt wird und geeignet ist, große Zug- und/oder Druckkräfte aufzunehmen. Bei den hier betrachteten Projekten betrug die Grenzbelastung der Zugpfähle 3000 bzw. 5000 kN/Pfahl. Zur rechnerischen Ermittlung der Grenzzuglast wurden verschiedene, in europäischen Ländern angewandte Verfahren und Empfehlungen (AOSO, CUR, DTU, EAU/DIN) herangezogen. Die Grenzzuglast der Pfähle wurde durch Probelastungen überprüft.

In diesem Beitrag werden die Ausführung der Rammverpreßpfähle, die Durchführung der Probelastungen sowie deren Auswertung im Vergleich mit den rechnerisch ermittelten Pfahlwiderständen diskutiert.

1. EINFÜHRUNG

Der Ursprung der Rammverpreßpfähle geht auf den von Dr.- Ing. Müller entwickelten MV-Pfahl (Müller Verpreßpfahl) zurück. Letzterer besteht aus einem Trägerelement mit einer breiten quadratischen Fußspitze, welche beim Rammvorgang das Bodenmaterial seitlich verdrängt. Der so während der Pfahleindringung geschaffene Hohlraum wird kontinuierlich mit Mörtel gefüllt, der nach dem Härten eine gute Verbindung zwischen dem Stahlelement und dem verdichteten Boden herstellt. In geeigneten Böden können so hohe Mantelreibungskräfte übertragen werden.

Im Laufe der letzten Jahre hat sich die Form der Spitze von Verpreßpfählen geändert. Heutzutage werden in Verbindung mit Rammträgern immer öfter H-förmige Spitzen ausgebildet, die sich durch einen geringeren Mörtelverbrauch im Vergleich zu den üblichen MV-Pfählen auszeichnen.

Stahlträger eignen sich besonders als Haupttragelement der Rammverpreßpfähle. Sie können hohe Zug- oder Druckkräfte und gegebenenfalls auch Biegebeanspruchungen durch Horizontalkräfte aufnehmen. Kombinationen von diesen Beanspruchungen sind ebenfalls möglich.

2. DIE RAMMVERPREßPFÄHLE

2.1 Ausbildung der Rammverpreßpfähle

Bei den hier beschriebenen Projekten wurden Stahlrammträger des Typs HP 360x133 verwendet. Allgemein stehen heutzutage je nach Belastung eine Vielzahl von HP-Profilen in den Abmessungen zwischen 200x200mm und 400x400mm zur Verfügung.

Die genaue Zusammensetzung des Mörtels wird im allgemeinen von den spezialisierten Tiefgründungsfirmen festgelegt und nicht an Dritte weitergegeben. Es ist jedoch bekannt, dass normalerweise Hochofenzement wegen seiner guten Widerstandsfähigkeit gegenüber verschiedenen chemischen Einflüssen verwendet wird. Der Mörtel erfüllt hauptsächlich drei Funktionen:

- Schmiermittel während der Rammung.
- Korrosionsschutz des Stahlprofils.
- Übertragung der Kräfte in den Boden.

2.2 Herstellung der Rammverpreßpfähle

Im allgemeinen werden die Verpreßpfähle in den Boden gerammt. Da Zugpfähle meistens unter Neigung eingesetzt werden, eignen sich hierfür besonders Hydraulikhämmer oder gegebenenfalls Dieselbären. Zur Aufnahme der bei der Rammung entstehenden hohen dynamischen Kräfte ist Stahl das geeignete Pfahlmaterial. Hier bietet die Industrie zusätzlich zu den üblichen Baustahlgüten hochfeste Stähle mit einer Streckgrenze bis 460MPa unter dem Namen HISTAR an.

Der Mörtel wird vom Anfang der Rammung an verpreßt. Der Verpreßdruck liegt im Schnitt bei 100kPa. Bild 1 zeigt die bei den hier beschriebenen Projekten verwendete Pfahlspitzenausführung. Diese besteht aus einem H-förmigen Kasten, in den die Verpreßrohre münden. Mittels geeignetem Rammgerät können Verpreßpfähle so unter einem Winkel von 45° oder sogar 33° gegenüber der Horizontalen eingebracht werden. Im Bedarfsfall kann der Pfahlkopf der Verpreßpfähle auch einige Meter unter die Arbeitsebene gerammt werden. So wird eine Behinderung der Aushubarbeiten und ein späteres Abschneiden der Pfähle vermieden.

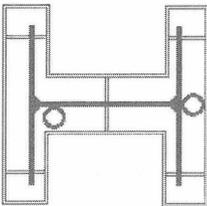


Bild 1: Typischer Querschnitt der Verpreßpfahlspitze – Zeebrugge

3. VORBEMESSUNG DER VERPREßPFÄHLE AUF ZUGBEANSPRUCHUNG

Die Ausführung von Zugelementen als Verpreßpfähle stellt einen besonderen Typ dar: einen Verdrängungspfahl mit Mörtelummantelung. Zur Vorbemessung wurden folgende Verfahren und Empfehlungen herangezogen:

- Die belgischen AOSO Regeln zur Bemessung von axial belasteten Pfählen.
- Die niederländischen CUR 89-9/2001-4 Regeln zur Bemessung von Zugpfählen.
- Die niederländischen CUR 166 Regeln zur Bemessung von Spundwänden.
- Die deutschen Angaben und Empfehlungen nach EAU 1990, EAU 1996 in Verbindung mit DIN 1054-100 und DIN 1054:2002 (Manuskript).
- Die französischen Regeln DTU 13.2 für Tiefgründungen.

Die Hauptaspekte dieser Bemessungsverfahren und Empfehlungen werden im Folgenden kurz beschrieben. Unabhängig von den Sicherheitskonzepten der verschiedenen Verfahren sollen hier die Grenzzuglasten der Ankerpfähle im Boden bestimmt und mit den Ergebnissen aus den Probebelastungen verglichen werden.

3.1 AOSO Regeln für axial belastete Pfähle

Die Mantelreibung von Zugpfählen wird auf die gleiche Weise ermittelt wie diejenige von Druckpfählen. Zur Bestimmung der Einheitsmantelreibung q_s wird der Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c benutzt:

$$q_s = \eta_p q_c \quad (1)$$

Der Anpassungsfaktor η_p hängt von der Bodenart ab und wird nach Tabelle 1 bestimmt. In dieser Tabelle sind auch Maximalwerte für q_s angegeben.

Tabelle 1: Anpassungsfaktoren η_p und maximale Einheitsmantelreibungen q_s nach AOSO

Bodenart	q_c (MPa)	η_p oder q_s (kN/m ²)
Ton	0 bis 4	$\eta_p = 1/40$
	> 4	$q_s = 100$ kN/m ²
Lehm	0 bis 5	$\eta_p = 1/60$
	> 5	$q_s = 83$ kN/m ²
Lehmiger Sand, toniger Sand, sandiger Lehm oder Ton	0 bis 10	$\eta_p = 1/80$
	> 10	$q_s = 125$ kN/m ²
Sand	< 5	$\eta_p = 1/100$
	5 bis 30	$q_s = 50 + 0,004(q_c - 5000)$
	> 30	$q_s = 150$ kN/m ²

Die Grenztragkraft der Mantelreibung $Q_{r,s}$ ist:

$$Q_{r,s} = A_m \cdot \sum_i \alpha_{s,i} q_{s,i} h_i \quad (2)$$

mit:

- A_m effektive Mantelfläche des Pfahls
- i Index der verschiedenen Bodenschichten.
- $\alpha_{s,i}$ Beiwert für Schicht i , abhängig von der Boden- und Pfahlart.
- h_i Mächtigkeit der Schicht i .
- $q_{s,i}$ Einheitsmantelreibung in der Schicht i .

Die AOSO Regeln beinhalten Anpassungsfaktoren für verschiedene Boden- und Pfahlarten (Tabelle 2). Für Verpreßpfähle wird jedoch kein spezifischer Wert vorgeschlagen. Zur Bestimmung des α -Faktors für Stahlpfähle verweist AOSO auf De Beer (1981, 1982). Dieser schlägt folgende Werte vor:

- $\alpha_s = 0,65$ in steifem Lehm,
- $\alpha_s = 1,00$ in allen anderen Bodenarten.

In Anbetracht der Bodenverdrängung und der Vermörtelung kann der Beiwert $\alpha_s = 1.00$ für Verpreßpfähle in Sanden als ein Minimum betrachtet werden.

Tabelle 2: Anpassungsfaktoren α_b und α_s nach AOSO

Pfaltyp	Pfaltspitze α_b		Pfahlmantel α_s	
	Tert. Lehm	andere	Tert. Lehm	andere
Typ I: Pfähle mit Bodenverdrängung				
Rammpfähle, vibrierte oder eingepreßte Pfähle				
Vorgefertigte Betonpfähle ohne Fußaufweitung	1	1	0,85	0,85
Ortbetonpfähle ohne Fußaufweitung				
Mit bleibender Verrohrung	1	1	0,45	0,6
Mantel aus plastischem Beton	1	1	0,65	1
Mantel aus trockenem Stampfbeton	1	1	1,15	1,6
Ortbetonpfähle mit Fußaufweitung				
Aufweitung im Boden geformt				
Mit bleibender Verrohrung	1	1	0,45	0,6
Mantel aus plastischem Beton	1	1	0,65	1
Mantel aus trockenem Stampfbeton	1	1,15	1,15	1,6
Aufweitung aus Metallplatte ($D_{\text{PSS}} > 1,1 D_{\text{Rohr}}$)				
Mit bleibender Verrohrung	1	1	0	0
Mantel aus plastischem Beton	1	1	0,65	0,8
Mantel aus trockenem Stampfbeton	1	1,15	1,15	1
Schraubpfähle				
Mit zeitweiliger Verrohrung	0,8	0,9	1	1
Mit bleibender Verrohrung	0,8	0,9	0,45	0,6
Typ II: Pfähle mit teilweiser Bodenverdrängung oder Bodenentlastung				
Rammpfähle, vibrierte oder eingepreßte Pfähle				
Stahlrammträger	Siehe ‚de Beer‘ Empfehlungen			
Mit oder ohne Pflöpfungsbildung / mit oder ohne Fußaufweitung				
Stahlrohre (offen)				
Rohr mit Beton oder Sand aufgefüllt	0,8	0,5	0,45	0,6
Geschraubte Pfähle				
Geschraubte Pfähle (CFA) mit kontrollierter Bodenentspannung (z.B. Überdruck beim Betonieren)	0,8	0,6	0,65	0,5
Geschraubte Pfähle (CFA) mit großem Durchmesser des Schraubwerkzeugs	0,8	0,7	0,65	0,6
Typ III: Pfähle mit Bodenaushub				
Schraubpfähle (CFA)	0,8	0,5	0,5	0,5
Bohrpfähle				
Ohne Unterstützung	0,8	-	0,5	-
Mit Rohr				
Mit bleibender Verrohrung	0,8	0,5	0,3	0,5
Mit zeitweiliger Verrohrung	0,8	0,5	0,5	0,5
Mit Bentonitspülung	0,8	0,5	0,3	0,3
Wandelemente (Barette)	0,8	0,5	0,3	0,3

3.2. CUR 166 'Damwandconstructies'

Im Kapitel "Ankerpfähle" der CUR Regeln für die Bemessung von Spundwänden werden Verpreßpfähle im Detail behandelt. Nach CUR 166 muss die Grenzzuglast dieser Pfähle zum einen aufgrund des Mörteldrucks und zum anderen aufgrund der Spitzenwiderstände der Drucksonde ermittelt werden. Der niedrigere Wert aus beiden Ermittlungen wird dann als Bemessungswert betrachtet.

Mörteldruck-Verfahren

Hier wird die maximale Reibung zwischen Mörtel und Boden über den hydrostatischen Druck des noch nicht erhärteten Mörtels bestimmt. Das Prinzip wird in Bild 2 erklärt.

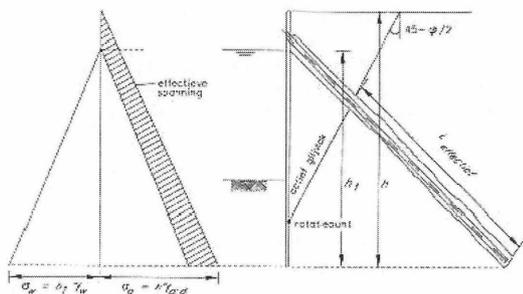


Bild 2: Diagramm des Mörtel- und Wasserdrucks direkt nach Einbringen des Ankers (CUR 166).

In der Tiefe h ist der Mörteldruck: $\sigma_g = \gamma_d h$ (3)
 mit: h Tiefe der Pfahlspitze.
 γ_d Wichte des Mörtels; es wird $\gamma_d = 22 \text{ kN/m}^3$ gesetzt.

In der Tiefe h beträgt der hydrostatische Wasserdruck: $\sigma_w = h_1 \gamma_w$ (4)
 mit: h_1 Tiefe der Pfahlspitze unter dem Wasserspiegel.
 γ_w Wichte des Wassers.

Die maximale Reibung zwischen Boden und Mörtel wird wie folgt berechnet:

$$\tau_{\max} = (\sigma_g - \sigma_w) \tan \varphi \quad (5)$$

mit: φ effektiver Reibungswinkel der betrachteten Bodenschicht.

Die Grenzzuglast der Pfähle kann jetzt durch Summierung der τ_{\max} Werte der einzelnen Schichten bestimmt werden.

Drucksonden-Verfahren

Abgesehen von einigen leicht verschiedenen Parametern ähnelt diese Methode dem AOSO Verfahren. Die Bestimmung der Einheitsmantelreibung τ_s kann über die Beiwerte α_s und η_p an die AOSO Methode angepasst werden:

$$\tau_s = 0,014 q_c = \alpha_s q_s = \alpha_s \eta_p q_c \quad (6)$$

mit $\tau_s \leq 250 \text{ kPa}$.

Wenn Verpreßpfähle mit Pfahlspitzenaufweitung (= große Bodenverdrängung) bemessen werden, kann der Faktor 0,014 durch 0,016 ersetzt werden.

Bemerkung: bei einem Mittelwert $\eta_p = 1/150$ steht der Faktor 0,014 nach CUR für einen AOSO Anpassungsfaktor $\alpha_s = 0,014 \times 150 = 2,1$.

3.3. CUR 98-9 und CUR 2001-4 Verfahren

Dieses Verfahren wurde 1998 veröffentlicht und im Jahr 2001 aktualisiert.

Die Methode geht von mehreren Faktoren und Lastkombinationen aus. Hier wird nur auf die Hauptaspekte der Bemessung von Einzelpfählen eingegangen. Die Methode geht von den Widerstandswerten der Drucksondierungen aus. Die Einheitsmantelreibung wird wie folgt bestimmt:

$$q_s = \alpha_t q_c \quad (7)$$

mit $\alpha_t = 0.012$ für Verpreßpfähle in Sand. Dabei gilt $q_c \leq 15 \text{ MPa}$.

3.4. EAU , DIN 1054-100 und DIN 1054:2002 (Manuskript) Verfahren

Ganz allgemein wird in Deutschland die Ausführung von Probelastungen zur Bestimmung des Widerstands von Zugpfählen verlangt. Im Rahmen dieses Beitrags werden die Verfahren und Empfehlungen betrachtet, welche Angaben zur rechnerischen Ermittlung von Pfahltraglasten enthalten, und zwar:

- EAU 1990
- EAU 1996 in Verbindung mit DIN 1054-100
- DIN 1054: 2002 (Manuskript)

EAU 1990

In diesen älteren Empfehlungen wird das System der Rammverpreßpfähle beschrieben. Zur Ermittlung der rechnerischen Grenzbelastung im Vorentwurfsstadium werden folgende Werte der Einheitsmantelreibung angegeben:

Lehm/Mergel halbfest	70-120 kPa
Sand mitteldicht gelagert	100-150 kPa
Kies mitteldicht gelagert	150-200 kPa

EAU 1996/DIN 1054-100

In der EAU 1996 sind keine spezifischen Angaben mehr für die Ermittlung der rechnerischen Grenzbelastung von Rammverpreßpfählen enthalten. Hier wird auf die Tabelle E4 der DIN 1054-100 verwiesen, welche die Abschätzung der Tragkraft einiger Pfahltypen ermöglicht (Tabelle 3). Im Rahmen dieser Betrachtungen werden in Abwesenheit klarer Angaben für Verpreßpfähle die Werte in der Kolonne 'Stahlträgerprofile' benutzt. Für Verpreßpfähle gilt dann nach EAU 1996:

- Die nach Tabelle 3 ermittelte Mantelreibung kann mit einem Faktor 2 bis 4 multipliziert werden.
- Der Wert der Grenztraglast muss in der Praxis durch Zugversuche überprüft werden.

Tabelle 3: Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen im 'Grenzzustand 1B' nach Tabelle E4 der DIN 1054-100

Bodenart	Bereich unter OK der tragfähigen Schicht ⁴⁾ in m	mittlere Mantelreibungsspannungen (für abgewickelten Umfang) q_{s1k} in kN/m ²				Pfählspitzenruckspannungen (umrissener Umfang des Pfahlfußes) q_{b1k} in MN/m ²			
		Holzpfähle	Stahlbetonpfähle	Stahlrohrpfähle Kastenpfähle offen	Stahlträgerprofile	Holzpfähle	Stahlbetonpfähle	Stahlrohrpfähle ³⁾ Kastenpfähle offen ¹⁾	Stahlträgerprofile ²⁾
nichtbindige Böden	bis 5 5 - 10 > 10	20-45 40-65	20-45 40-65 60	20-35 35-55 50-75	20-30 30-50 40-75	2-3.5 3-7.5	2-5 3.5-6.5 4-8	1.5-4 3-6 3.5-7.5	1.5-3 2.5-5 3-6
bindige Böden $i_c=0.5-0.75$ $i_c=0.75-1$		5-20 20-45				- 0-2			
Geschiebemergel halbfest bis fest ⁵⁾	bis 5 5 - 10 > 10		50-80 80-100	40-70 60-90 80-100	30-50 40-70 50-80		2-6 5-9 8-10	1.5-5 4-9 8-10	1.5-4 3-7.5 6-9

¹⁾ Für Kastenweiten oder Rohrdurchmesser ≤ 500 mm
²⁾ Für Profilweiten < 350 mm; bei höheren Profilen Stege einschweißen
³⁾ Für Stahlkastenpfähle mit geschlossenem Fuß siehe Stahlbetonpfähle
⁴⁾ Für q_{s1k} ist das die Einbindetiefe t , für q_{b1k} die Rammtiefe in der tragfähigen Schicht
⁵⁾ Sofern für Geschiebemergel die Konsistenzzahl i_c wegen zu hohem Überkornanteils nicht mehr nach DIN 18122-1 und DIN 4022-11 bestimmt werden kann, ist sie auf Grundlage örtlicher Erfahrungen einzuschätzen.

DIN 1054:2002 (Manuskript)

Die als Manuskript vorliegende DIN 1054:2002 geht nicht spezifisch auf Verpreßpfähle ein. Im Rahmen dieser Betrachtungen wird auf die in Tabelle 4 angegebenen Werte für die Ermittlung der charakteristischen axialen Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten für Fertigteile aus Stahl- oder Spannbeton in nichtbindigen Böden zurückgegriffen.

Tabelle 4: Ermittlung der Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ für gerammte Fertigteile aus Stahl- oder Spannbeton in nichtbindigen Böden nach Tabelle C.2 der DIN 1054:2002 (Manuskript)

Mittlerer Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m ²	Bruchwert $q_{s1,k}$ der Pfahlmantelreibung in MN/m ²
2,5	0,023
7,5	0,070
15	0,140
≤ 25	0,230

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden

Eine weitere Tabelle dieser Vornorm gibt im Anhang C als charakteristischen Pfahlwiderstand von gerammten Verdrängungspfählen aus Stahl in nichtbindigen und bindigen Böden bei einer Einbindetiefe von 8,00m in den tragfähigen Boden und bei einer Abmessung $D = 45\text{cm}$ bzw. 40cm den Wert $R_{2,k} = 1200$ kN.

3.5. DTU n°13.2 Verfahren

Diese Methode gilt in Frankreich für die Bemessung von Tiefgründungen des privaten Bereichs und wird in Belgien zur Bemessung der Zugpfähle von Pylonen herangezogen.

Die Bemessung kann aufgrund von Werten aus Labor- oder anderen geotechnischen Untersuchungen erfolgen. In diesem Beitrag werden nur die Widerstandswerte aus statischen Drucksondierungen verwendet. Die Mantelreibung errechnet sich zu:

$$Q_{r,s} = A_m \sum_i^n h_i q_{s,i} \quad (8)$$

- mit A_m effektive Mantelfläche des Pfahls
- h_i Mächtigkeit der Schicht i
- $q_{s,i}$ Einheitsmantelreibung in Schicht i, abgeleitet aus $q_{s,i} = q_{c,i} / \alpha$.
- α Beiwert zur Bestimmung der Einheitsmantelreibung, abhängig von Boden- und Pfahlart.

Für Rammverpreßpfähle werden in der Tabelle 5 die α -Werte in der Kolonne ‚Rampfpfahl mit Betonmantel‘ entnommen. Für die Maximalwerte von q_s gelten diejenigen des Niedrigdruckverpreßpfahls.

Tabelle 5: Tabelle mit α -Werten und Maximalwerten von q_s nach DTU 13.2 (Tabelle IV nach Bustamante und Gianeselli).

Bodenart	q_c (N/Pa)	Beiwert der Tragfähigkeit α $Q_s = h_i q_{s,i}$		Faktor α $Q_s = Q_{s,0}/\alpha$				Maximalwert** von q_s (N/Pa)					
		Bohr- pfahl	Ramm- pfahl	Bohrpfahl		Rampfpfahl		Bohrpfahl		Ramm pfahl		Verpreßpfahl	
				Beton- mantel	Verrohrt	Beton- mantel	Stahl- mantel	Beton- mantel	Verrohrt	Beton- mantel	Stahl- mantel	Niedrig- druck	Hoch- druck
Wiesler Ton* und Schluff	0-2000	0.4	0.5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	-
Ton, siltig und Schluff	2000-5000	0.35	0.45	40	80	40	80	(60) 35	(80) 35	(60) 35	35	80	≥120
Ton, siltig und feinsiltig	>5000	0.45	0.55	60	120	60	120	(60) 35	(80) 35	(60) 35	35	80	≥200
Sand, feine	0-2000	0.4	0.5	60** 120	150	(60) 30	(120) 150	35	35	35	35	80	-
Sand, mittel- bis grobkörnig	2500- 10000	0.4	0.5	(100) 150	(200) 250	100	200	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80	120	≥200
Sand, grobkörnig und stark bindig	>10000	0.3	0.4	150	300	150	300	(150) 120	(120) 35	(150) 120	120	150	≥200
Kies, weiche	≤5000	0.2	0.3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	-
Kies, weiche bis mittel	>5000	0.2	0.4	60	80	60	80	(75) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥200

* Bei Einsatz der Mantelreibung ist dieser Boden extrem vorzuzugewähren. In der Tat kann die kleinste Bodenart mit geringster Belastung eine Umkehr der Reihenfolge bewirken, die dann negative Mantelreibung ergibt.

** Die Werte in Klammern gelten für Bohrpfähle mit Karbonatgerüst im Mantel sowie geplatzter Bohrer nach Vorgabe mit kleiner Bodensdriftung. Für Rampfpfähle gelten die Werte hingegen für im zentralen Bodensdriftung.

*** Bei Bohrpfählen mit einem Durchmesser >1,50m und Bauteilen mit Werten im 15% reduziertem Bereich, es sei denn ein höherer Ertragswert ist vor.

4. STATISCHE PROBELASTUNGEN IN ZEEBRUGGE

4.1 Kurzbeschreibung der Projekte

Die hier betrachteten Kaimauern sind das ‚Deurganckdok‘ in Antwerpen sowie das ‚OCHZ-dok‘, das ‚Wielingendok‘ und das ‚Albert-II dok‘ im Hafen von Zeebrugge. Bild 4 zeigt einen Schnitt des ‚Wielingendok‘ (dänischer Kaimauertyp) bei dem die Arbeitsplattform vorne auf einer Kombispundwand und hinten auf 6 Reihen Druckpfählen sowie einer Reihe Zugpfählen ruht. In Anbetracht der hohen Beanspruchungen aus Erd- und Wasserdruck sowie aus Kran- und Pollerkräften wurden Verpreßpfähle als Zugelemente gewählt.

Die maximale rechnerische Beanspruchung eines Zugpfahls beträgt 3000 kN bei der OCHZ-Kaimauer und 5000 kN beim ‚Deurganckdok‘, beim ‚Wielingendok‘ und beim ‚Albert-II dok‘. Aufgrund der geringen Erfahrungen mit Verpreßpfählen bestand der öffentliche Auftraggeber auf die Durchführung von Probebelastungen. Für die Bemessung der Kaimauern wurden verschiedene Querschnitte festgelegt. Im Folgenden werden nur die beiden Projekte ‚Wielingendok‘ und ‚Albert-II dok‘ betrachtet, wobei als Rechenbeispiel das Profil ‚Wielingendok, Zone Ost 1‘ gewählt wird.

Bild 3 zeigt zwei verschiedene Neigungen der Zugpfähle, und zwar 50° bzw. 60° gegenüber der Horizontalen. So war es möglich, die Auslegung der Pfähle in den einzelnen Abschnitten zu optimieren. Die hier betrachteten Probepfähle hatten eine Neigung von 50°. Bei einer Einbindelänge von 30m und dem Niveau der Arbeitsebene auf +2,00m befand sich die Pfahlspitze auf der Tiefe -21,00m. Als Kernelement der Verpreßpfähle wurde ein Rammrägerprofil HP360x133 in der Stahlgüte HISTAR 460 gewählt. Bei Ausnützung der Streckgrenze dieser Stahlgüte nimmt der Pfahl eine Last von 7792kN auf.

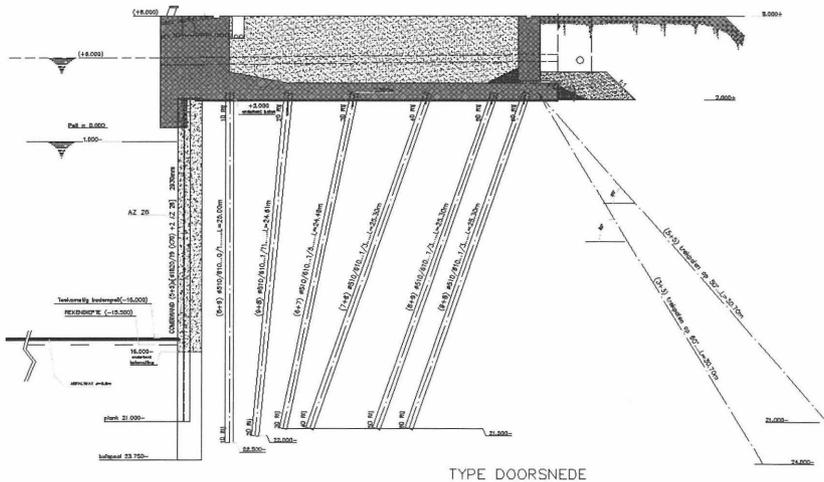


Bild 3: Typischer Schnitt - Wielingendok, Zone Ost-1.

4.2 Geotechnische Untersuchungen

Eine Reihe von Drucksondierungen und Bohrungen wurde in der Achse der Kaimauer vom Wasser aus durchgeführt.

Bild 4 zeigt die Resultate der Drucksondierungen sowie der Bohrung in der Nähe der Probepfähle. Die Drucksondierung CPT XX und die Bohrung B20 galten als Grundlage zur Vorbemessung der Zugpfähle der Zone Ost-1.

Folgende Schichten wurden festgestellt:

- von der Geländeoberkante (-1,30m) bis -9,00m: sehr plastischer Lehm,
- von -9,00m bis -24,00m: Sand, mitteldicht bis dicht; mit Lehmeinlagen zwischen -14,00m und -18,00m,
- von -24,00m bis -33,00m: "Maldegem" Lehm (auch "Bartoon" Lehm genannt),
- ab -33,00m: dichter "Aalter" Sand.

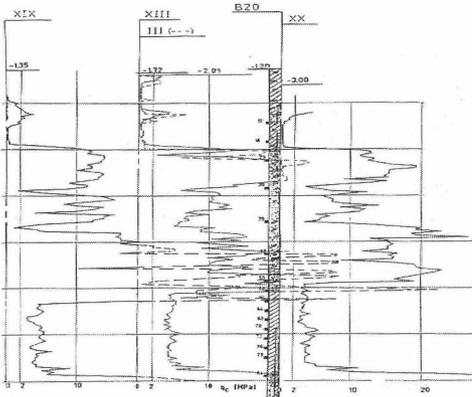


Bild 4: Statische Drucksondierungen und Bohrung - Grundlagen für die Vorbemessung des Wielingendok, Zone Ost-1.

Im Rahmen des Kaimauerbaus wurde die Geländeoberfläche mittels Sandaufspülung auf das Niveau +2,00m erhöht. Dadurch wurde die Ausführung zusätzlicher Drucksondierungen erforderlich. Bild 5 zeigt die Ergebnisse dieser Untersuchungen in der Nähe der Probepfähle.

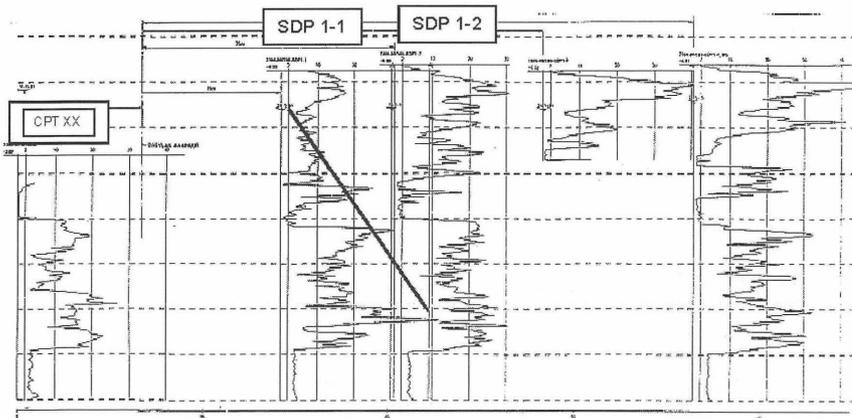


Bild 5: Statische Drucksondierungen quer zur Kaimauerachse am Ort der Probepfähle - Wielingendok, Zone Ost-1.

Die Drucksondierung CPT XX auf der linken Seite von Bild 5 wurde vor dem Bau der Kaimauer durchgeführt. Die Drucksondierungen SDP1-1 und SDP1-2 befinden sich am Kopf bzw. in der Mitte der Probepfähle. Die geneigte Linie zeigt die Lage der Zugpfähle.

Die zusätzlichen Drucksondierungen belegen die beschränkte Mächtigkeit der plastischen Lehmschicht. Die Sondierwiderstände der Drucksonde liegen in der Sandauffüllung zwischen 8-10kPa. Die tieferliegenden Sandschichten weisen nach der Auffüllung höhere q_c -Werte auf als diejenigen der wasserseitig durchgeführten Anfangsmessungen.

4.3 Ergebnisse der rechnerischen Ermittlungen

Die Bestimmung der Grenzzuglast eines Verpreßpfahls erfolgte nach den im Abschnitt 3 beschriebenen Verfahren für zwei verschiedene Bodenprofile:

- der Drucksondierung CPT XX (Grundlage der Vorbemessung),
- den Drucksondierungen SDP1-1 und SDP1-2 am Ort der Probepfähle.

Die Annahme bezüglich des Mantelumfangs der Verpreßpfähle ist ein wichtiger Parameter für die Bemessung. Der abgewinkelte Umfang der H-förmigen Spitze wurde als optimistisch betrachtet. Da sich die Bruchfläche immer den Weg des geringsten Widerstands im Boden wählt, schien der umrissene Umfang der Pfahlspitze die realistischere Annahme zu sein. Als zusätzliche Hypothese wurde der Umfang betrachtet, welcher als Mittel zwischen dem abgewinkelten und dem umrissenen Umfang angesehen werden kann („Diabolo“ Form). Beide Annahmen sind in Bild 6 gezeigt.

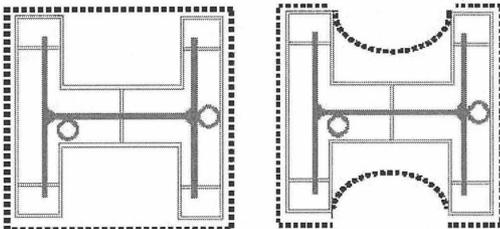


Bild 6: Annahmen bezüglich des Umfangs der Verpreßpfähle (links: umrissen; rechts: Diabolo) - Zeebrugge.

Im Rahmen der hier durchgeführten Berechnungen wird die Gesamteinbindelänge von 30m betrachtet. Tabelle 6 zeigt die nach den verschiedenen Bemessungsverfahren ermittelten Grenzzuglasten. Die Werte weisen große Unterschiede auf. Abgesehen von den vorgegebenen charakteristischen Pfahlwiderständen nach DIN 1054:2002 (Manuskript) ergibt die AOSO Methode die niedrigsten, die Methoden CUR 166 und EAU 1996 (mit $f=4.0$) die höchsten Werte. Unter CUR 166 ergibt das Mörteldruck-Verfahren immer die niedrigsten Werte. Die klassischen Methoden aufgrund von q_c Werten sind hier nicht anwendbar. Im Rahmen dieser Betrachtungen wurde auch der Beiwert $\alpha_s=0,016$ verwendet. Streng genommen kann dieser Wert nach CUR 166 nicht für Verpreßpfähle angesetzt werden.

Tabelle 6: Ermittlung der Grenzzuglasten in kN nach den verschiedenen Verfahren für 2 Drucksondierungen und 2 Pfahlmantelflächen.

METHODE	BEMERKUNGEN	SONDIERUNG CPT XX		SONDIERUNGEN CPT SDP1-1 / 2	
		Umfang		Umfang	
		Umrisen	Diabolo	Umrisen	Diabolo
AOSO		2249	2655	4169	4923
CUR 166	$\alpha_s = 0,014$	4611	5445	8472	10004
	$\alpha_s = 0,016$	5138	6068	9121	10771
	Mörteldruck-Methode	4287	5062	5658	6713
CUR 98-9	$\alpha_s = 0,012$	3826	4518	6639	7839
DIN-EAU	EAU 1990	2202	2600	4717	5571
	EAU 1996 – f = 2,0	1884	2225	4731	5587
	EAU 1996 – f = 3,0	2826	3337	7097	8380
	EAU 1996 – f = 4,0	3738	4450	9462	11174
	DIN1054:2002 (Man.)				
	Stahlbetonpfahl ger.	1732	2046	4975	5874
	Stahlpfahl gerammt	1200	1200	1200	1200
DTU		2605	3076	5001	5906

Der Vergleich des Mörteldruck-Verfahrens mit demjenigen nach CUR-98-9 ist interessant. Je nach Sondierung ergibt entweder die eine oder andere Methode die höchsten Werte.

Die sich in Ausarbeitung befindliche neue DIN 1054:2002 (Manuskript) macht keine genauen Angaben im Zusammenhang der Tragkraftbestimmung von Verpreßpfählen. Hier wurden daher zum einen die Angaben für gerammte Fertigteile aus Stahl- oder Spannbeton und zum anderen der charakteristische Pfahlwiderstand für gerammte Verdrängungspfähle aus Stahl in nichtbindigen Böden übernommen. Aus Tabelle 6 ist zu ersehen, dass die Verfahren nach EAU 1990, EAU 1996 mit einem Faktor $f = 2,0$ sowie DIN 1054:2202 (Manuskript) für gerammte Fertigteile aus Stahl- oder Spannbeton vergleichbare Resultate ergeben. Die anderen Ermittlungen ergeben teils hohe Werte (EAU 1996 mit $f > 2,0$), teils einen viel zu niedrigen Wert (DIN1054:2002 (Manuskript) für gerammte Stahlpfähle).

Die Unterschiede der aufgrund der Sondierungen CPT XX (Grundlage der Bemessung des Projekts) und SDP1-1/2 (lokal am Ort der Probelastung) ermittelten Grenzzuglasten sind erheblich. Die Bemessung der Kaimauern aufgrund von CPT XX weist daher eine große Sicherheit auf.

Die Bemessungslast von 5000 kN/Pfahl konnte aufgrund der Drucksondierung CPT XX nur unter Zuhilfenahme der CUR 166 Methode für beide Annahmen des Umfangs ermittelt werden. Bei den später ausgeführten Drucksondierungen ergaben die AOSO Methode und die DIN 1054:2002 (Manuskript) für gerammte Stahlpfähle bei den zwei Annahmen bezüglich des Pfahlumfangs Werte unter 5000kN.

4.4 Durchführung der statischen Probelastungen

Die Belattungseinrichtungen stützten sich auf geneigte Erdaufschüttungen beiderseits der Probepfähle. Der Abstand zwischen Aufschüttungen und Pfahl betrug 4 m. Bild 7 zeigt den Aufbau der Probelattungseinrichtung in Zeebrugge.

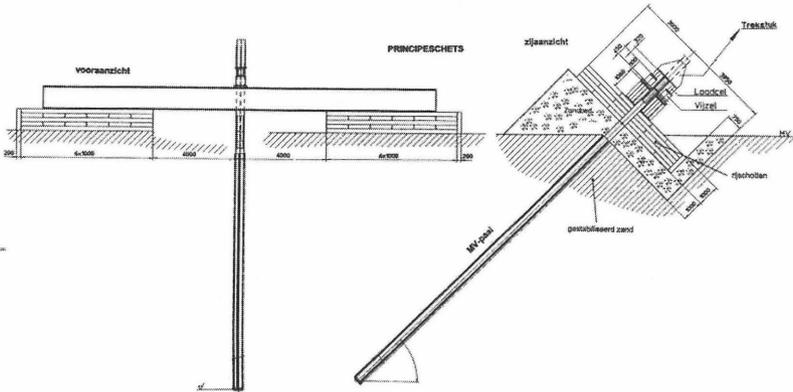


Bild 7: Probelastungseinrichtung - Wielingendok in Zeebrugge.

Die Belastungsstufen wurden entsprechend denjenigen für Zuganker gewählt. Die maximale Last wurde in 7 Stufen aufgebracht, nach jeder Stufe wurde auf 250 kN entlastet. Bild 8 zeigt die Belastungsprozedur der Probepfähle. Zur Ermittlung des Kriechverhaltens der Pfähle wurde die Last bei der letzten Belastungsstufe mindestens eine Stunde gehalten. Zusätzlich musste das Kriechmaß $<0,050\text{mm}/15\text{ Minuten}$ sein. Diese Bedingung war bei allen Probepfählen am Ende der letzten Belastungsstufe erfüllt.

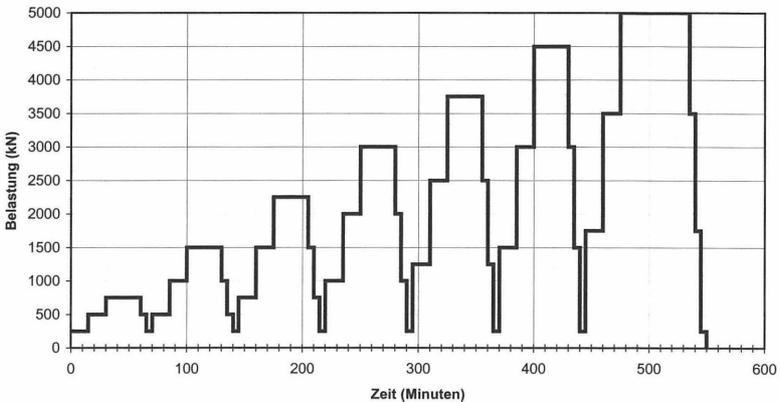


Bild 8: Zugbelastungsprozedur für Verpreßpfähle - Zeebrugge.

Die Pfahlkopfbewegungen wurden mit optischen Präzisionsinstrumenten gemessen. Diese waren auf vertikalen Auflagern in gleichem Abstand zur Pfahlachse angebracht. Die gemessenen Vertikalbewegungen des Pfahlkopfes wurden später in Axialbewegungen

des Pfahls umgerechnet. Um die Genauigkeit dieser Berechnungen zu garantieren wurde gleichzeitig die Pfahlneigung mittels Digitalinklinometer gemessen.

Vor der Rammung wurde ein Stahlrohr an die Träger befestigt. Während der Probelastungen wurden dann über Extensometerstangen, welche am unteren Ende des Pfahls befestigt waren, die elastische Dehnung des Profils gemessen. Aus dem Unterschied der gemessenen Axialbewegung des Pfahls und der elastischen Dehnung konnte so die Bewegung der Pfahlspitze ermittelt werden.

4.5 Ergebnisse der Probelastungen

In Zeebrugge wurden 3 Probelastungen durchgeführt. Bild 9 zeigt die einzelnen Widerstands-Hebungslinien sowie die Be- und Entlastungszyklen aus den Zugversuchen.

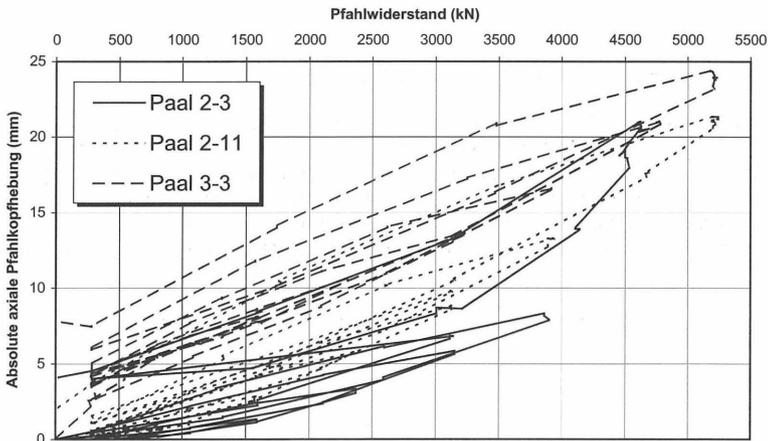


Bild 9. Widerstands-Hebungslinien der 3 Verpreßpfähle - Zeebrugge

Bei einer Last von 5000 kN beträgt die theoretische Dehnung des 30m langen HP-Profiles ~42,4mm.

Unter Annahme einer linearen Lastableitung in den Boden über die Gesamtlänge des Pfahls kann eine elastische Dehnung von $42,4/2=21,2$ mm erwartet werden. Werte in dieser Größenordnung wurde dann auch während der Probelastungen gemessen.

Unter Annahme der Abtragung des Großteils der Zugkraft in der tiefliegenden tragfähigen Sandschicht ist die elastische Dehnung des Pfahls etwas größer. Aufgrund des nach der CUR 98-9 Methode mit $\alpha_s = 0,012$ ermittelten Widerstandsprofils längs des Pfahls wurde so bei einer Zugkraft von 5000 kN eine Dehnung von 25,9mm errechnet.

4.6 Analyse der Ergebnisse der Probelastungen

Die Probelastungen haben gezeigt, dass die vom Prüflingenieur geforderte und nach CUR 166 bemessene maximale Pfahlbeanspruchung ohne Probleme erreicht wurde. Bei der Last von 5000kN liegen die Verformungen im Bereich der elastischen Dehnung des Stahlträgers. Bedingt durch die Auslegung der Belastungseinrichtung wurde die Grenzzuglast der Pfähle im Boden nicht erreicht. So können keine eindeutigen Aussagen bezüglich der Genauigkeit der einzelnen Bemessungsverfahren und Empfehlungen gemacht werden. Es kann nur festgestellt werden, dass die AOSO Methode keine Anpassungsfaktoren für Verpreßpfähle bietet und somit nicht für deren Bemessung geeignet ist. Auch die als Manuskript vorliegende DIN 1054:2002 gibt keine Anhaltspunkte zur Bemessung von Rammverpreßpfählen.

Die Bruchlast der Pfähle im Boden wurde aus praktischen Gründen nicht erreicht. Auf eine Extrapolation aus der Belastungskurve wurde verzichtet, da bei Zugpfählen eher als bei Druckpfählen ein Überschreiten der maximalen Einheitsmantelreibungswerte eine plötzliche Abnahme der Tragkraft nach sich ziehen kann.

Aufgrund der Verformungsmessungen kann davon ausgegangen werden, dass sich der Pfahlfuß während der Probelastungen kaum bewegt hat. Die Bruchlast des Pfahls im Boden war daher nicht erreicht.

Die kleinen Pfahlbewegungen weisen auf ein starres Gründungssystem hin. Dem muss bei der Bemessung der Kaimauern Rechnung getragen werden.

Die Drucksondierungen wurden wasserseitig ab einem Niveau $-1,30\text{m}$ oder landseitig nach Auffüllung auf $+2,00\text{m}$ durchgeführt. Die endgültige Höhe der Kaimauer wird sich auf der Kote $+8,00\text{m}$ befinden. Die Auffüllungen erhöhen die Spannungen im Boden und resultieren in höheren Widerständen der Drucksonde. Die gemessenen q_c – Werte der Drucksondierungen SDP1-1 und 2 gegenüber denjenigen von CPT XX belegen diesen Sachverhalt. Somit können auch erhöhte Mantelreibungswerte abgeleitet werden.

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Zur Ermittlung der rechnerischen Grenzzuglast von Rammverpreßpfählen wurden mehrere in verschiedenen europäischen Ländern angewandte Verfahren betrachtet. Da jedoch keine der Probelastungen bis zum Bruchzustand der Pfähle im Boden durchgeführt wurde, war es nicht möglich, eine genaue Kalibrierung der einzelnen Methoden vorzunehmen. So konnte auch die Frage bezüglich des effektiven Umfangs der Rammverpreßpfähle nicht eindeutig geklärt werden. Teilweise Ausgrabungen der Pfähle und gleichzeitige Feststellung der Bruchflächen wurden im Rahmen der hier besprochenen Projekte nicht vorgenommen.

Innerhalb der belgischen AOSO Regeln zur Bemessung von axial belasteten Pfählen werden keine Beiwerte für Rammverpreßpfähle vorgeschlagen. Diese Methode ist daher nicht zur Bemessung dieses Pfahltyps geeignet.

Im Vergleich mit anderen Methoden ergeben die Berechnungen nach der niederländischen CUR-166 mit $\alpha_s = 0,014$ und $\alpha_s = 0,016$ ziemlich hohe Werte. Das

Mörteldruck-Verfahren schließt hohe Werte aus. Realistische Werte scheint die CUR 98-9 Methode mit $\alpha_s = 0,012$ für Rammverpreßpfähle zu liefern.

In Deutschland sollten für Zugpfähle immer Probelastungen durchgeführt werden. Im Rahmen dieses Beitrags wurden zum Vergleich mit anderen rechnerischen Verfahren der axiale Widerstand von Verpreßpfählen nach EAU 1990, EAU 1996/DIN 1054-100 sowie DIN 1054:2002 (Manuskript) rechnerisch ermittelt. Die sich in Ausarbeitung befindliche neue DIN macht keine genauen Angaben im Zusammenhang mit Verpreßpfählen. Es wurden daher zum einen die Angaben für gerammte Fertigteile aus Stahl- oder Spannbeton und zum anderen der charakteristische Pfahlwiderstand von gerammten Verdrängungspfählen aus Stahl in nichtbindigen Böden betrachtet. In der Praxis ist dieses Vorgehen allerdings nicht zulässig. Die Verfahren nach EAU 1990, EAU 1996 mit einem Faktor $f=2,0$ sowie DIN 1054:2202 (Manuskript) für gerammte Fertigteile aus Stahl- oder Spannbeton ergeben vergleichbare, auf der sicheren Seite liegende Resultate. Die anderen Ermittlungen ergeben teils hohe Werte (EAU 1996 mit $f > 2,0$), teils einen viel zu niedrigen Wert (DIN1054:2002 (Manuskript) für gerammte Stahlpfähle).

Das französische DTU Verfahren ergibt aufgrund von Widerstandswerten aus Drucksondierungen realistische und vermutlich auf der sicheren Seite liegende Grenzzuglasten.

Die Extensometermessungen haben gezeigt, dass sich die Pfahlspitzen während der Probelastungen praktisch nicht bewegt haben. Der Zustand des Tragfähigkeitsverlusts des Bodens war also am Ende der Probelastungen nicht erreicht.

In diesem Beitrag wurden die Berechnungen nur für Einzelpfähle durchgeführt. Auch die Probelastungen dienten der Überprüfung der Zugbelastung von Einzelpfählen. Im Rahmen der Bemessung der Kaimauern müssen jedoch auch die eventuelle Gruppenwirkung sowie die Interaktion Struktur-Boden-Pfahl betrachtet werden. Auf diese Betrachtungen wurde im Rahmen dieses Beitrags verzichtet.

Die Probelastungen haben gezeigt, dass 30m lange geneigte Rammverpreßpfähle Zugkräfte von ~5000 kN problemlos in die in Zeebrugge und Antwerpen anstehenden Böden abtragen können. Es muss hier hervorgehoben werden, dass die Qualität der Herstellung der Rammverpreßpfähle von entscheidender Wichtigkeit für das Erreichen hoher Zugtraglasten ist, da die Integrität der Mörtelschicht eine entscheidende Rolle bei der Aktivierung der Mantelreibung spielt.

6. LITERATUR

AOSO prescriptions for the calculation of the bearing capacity of axially loaded piles, worked out and distributed by the departments "Geotechniek, Metaalstructuren & Betonstructuren van AOSO", Ausgabe 27.03.01.

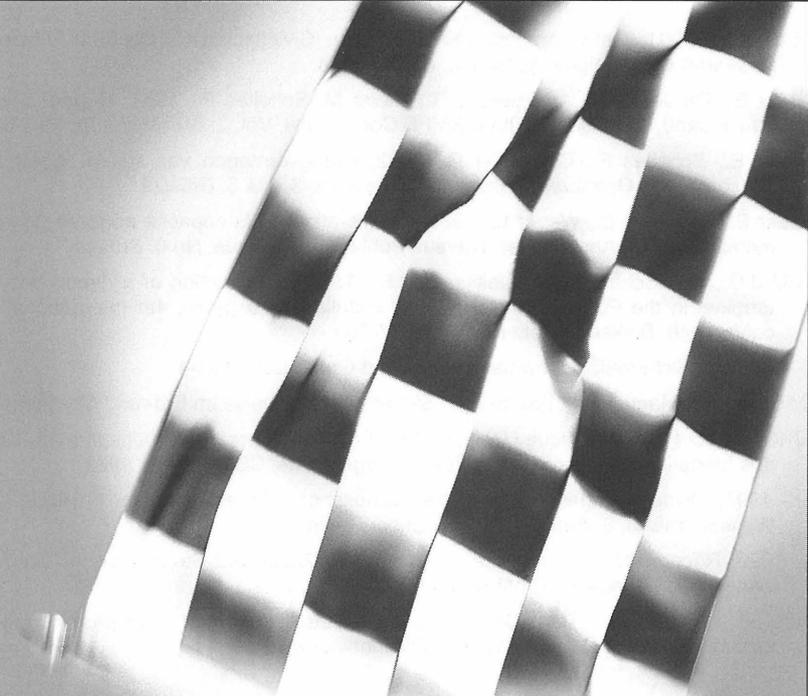
CUR 166, 1993, Damwandconstructies, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, Niederlande.

CUR 98-9, 1998, Ontwerpregels voor trekpalen, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, Niederlande.

- CUR 2001-4, 2001, Ontwerpregels voor trekpalen, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda, Nederlande.
- De Beer E., De Jonghe A., Carpentier R., Hever M. Scholtes P., 1981, H steel piles in dense sand, Proc. of the 10th ISSMFE Conference, Vol. 2, Stockholm, pp 693-698.
- De Beer E., Scholtes P., Carpentier R., 1982, Draagvermogen van stalen liggerpalen, Tijdschrift van Openbare Werken van België, No 3, 4 & 5, Brussel.
- De Beer E., Lousberg E., Weber L., 1989, Amélioration de la capacité portante de pieux métalliques HP: Annales des Travaux Publics de Belgique, No 6. Brussel.
- De Gijt J.G., Van Schaik C.N., Roelfsema R.E., 1991, Construction of a deepwater bulk terminal in the Port of Rotterdam: Pile installations aspects, 4th International DFI conference, Balkema, Rotterdam, pp 357-363.
- DIN 1054-100, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 1996-4.
- DIN 1054:2002 (Manuskript), Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- DTU 13.2, Document Technique Unifié, n° 13.2 Fondations profondes, Chapitre 11, Calcul des fondations profondes soumises à charge axiale, CSTB, Paris, 1983.
- EAU 1990, Empfehlungen des Uferausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, 8. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.
- EAU 1996, Recommendations of the committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways, 7th edition, Ernst & Sohn, Berlin.
- Mengé P., Dupont E., Van Damme L., Duthieuw D., 2001, Dimensionering en proefbelasting van MV-palen – TI-KVIV Innovatieforum.

Kontaktadresse:

WEBER Lucien
ARCELOR Long Commercial
66, rue de Luxembourg
4221 - Esch-sur-Alzette
Luxemburg



Ganz vorn dabei.

Wer erfolgreich sein will, muss ein klares Ziel vor Augen haben. Deshalb entwickeln wir uns vom Baukonzern zur integrierten Multi Service Gruppe: Rund um unsere Kernkompetenz bieten wir vor- und nachgelagerte Leistungen und schaffen Mehrwert für unsere Kunden – heute und in Zukunft. Projekte wie die Neubaustrecke der DBAG, Nürnberg-Ingolstadt Los Nord, das Hochhaus Galileo in Frankfurt, oder der Herrentunnel in Lübeck zeigen, dass wir auch in der Region ganz vorn dabei sind.

Unser Anspruch ist klar. Unser Weg konsequent.
The Multi Service Group for building and infrastructure
Mehr Informationen unter www.bilfinger.de

Niederlassung Spezialtiefbau
Goldsteinstraße 114 | 60528 Frankfurt
Telefon: (0 69) 66 88 - 2 15 | Telefax: (0 69) 66 88 - 2 77

 **BILFINGER BERGER**

Schwimmende Schneckenbohr-Pfahlgründung in einer für Süddeutschland typischen Talgeologie

Dr.-Ing. Georg Ulrich

Das Schussental in Ravensburg stellt geologisch gesehen ein spätpleistozänes Zungenbecken vor dem Rheingletscher (Ende Würmeiszeit vor 10.000 Jahren) dar, das bis in eine Tiefe von 60 m mit gebänderten Ton- und Schluffserien verfüllt ist.

Die Schmelzwassersedimente sind normalkonsolidiert und von einer dünnen postglazialen Kiesschicht überdeckt. Darüber kam es zur Ablagerung teilweise organischer Auesedimente (Anmoor), zu Torfaufwuchs sowie im Zuge der Besiedlung zu anthropogenen Auffüllungen.

Die Stadt Ravensburg, 25 km nördlich des Bodensees im Schussental gelegen (Bild 1), begann im Jahr 2002 mit der Modernisierung und Erweiterung der Oberschwabenhalle und dem Neubau der Eislaufhalle. Beide Bauvorhaben liegen inmitten der Schussentalebene, auf der geschilderten typischen Talgeologie.



Bild 1: Übersichtslageplan

Die Baugrundsituation wurde im Zuge der Planungsphase mit Bohrungen, Ramm- und Drucksondierungen erkundet.

Am Standort der beiden hallenartigen Bauvorhaben sind die in Bild 2 dargestellten Schichten mit folgenden Mächtigkeiten anzutreffen:

- Auffüllungen, teils kontaminiert: 2 – 3 m
- Anmoor, Torf: 0,5 – 2 m
- Postglazialkies: 0,5 – 4,6 m
- Beckenton und -schluff: über 30 m mächtig.

Der Postglazialkies stellt einen im Schussental verbreiteten Grundwasserleiter dar, die Beckensedimente bilden eine mächtige Sperrschicht unter der ein zweites, artesisch gespanntes Grundwasservorkommen liegt, dessen Druckspiegel in Teilen des Tals bis 14 m über Geländenniveau ansteigt.

Die zu erweiternde Oberschwabenhalle ist in den sechziger Jahren gebaut und besitzt eine Tiefgründung aus Fertigteil-Rammpfählen. Aus den verfügbaren Planunterlagen ging lediglich hervor, dass die Pfähle Abmessungen von 30 cm x 30 cm und 35 cm x 35 cm besitzen und im Gebrauchszustand gleichmäßig durch Vertikallasten von $V = 300 \text{ kN}$ bzw. 360 kN ausgelastet sind. Die Pfahllängen indes waren nicht mehr eruierbar.

Die exemplarische Nachmessung der Pfahllängen mit Hilfe der Integritätsprüfung (Low Strain Methode nach holländischer Messtechnik) scheiterte an unklaren Signalen, die auch als Reflexionen von Betonierstößen – Kupplungen waren damals nicht verwendet worden – interpretiert werden konnten.

Zur Ermittlung der Pfahllänge blieb somit nur die plausible Rückrechnung über die undrained Scherfestigkeit (hier $c_u = 46 \text{ kN/m}^2$), die auf Längen von 12 – 15 m führte. Die bestehende Rammpfahlgründung ist demnach – mit Hinweis auf die weiche Konsistenz der liegenden Beckensedimente – als schwimmende Gründung aufzufassen.

Die Gründungsdiskussion entspann sich folglich zwischen einer ähnlich langen Tiefgründung mit einer Vielzahl kleinkalibriger Pfähle und einer kurzen Pfahlgründung größeren Durchmessers auf dem erwähnten, bereichsweise allerdings stark ausdünnenden Kiesband.

Für die lange Tiefgründung sprach der gute Zustand des bestehenden Hallenbaus, jedoch waren gewisse Schwierigkeiten in der Bemessung, in der Herstellung (z.B. Rammerschütterungen) sowie in der Beeinflussung der Altgründung zu erkennen. Nicht zuletzt ging es um die Kosten einer tiefen Pfahlgründung.

Neben dem Sonderverfahren der CSV-Säulengründung, das auch hier betrachtet wurde, wurde in der weiteren Planung eine Tiefgründung mit kurzen Pfählen (\varnothing 0,62 m) favorisiert. Hinsichtlich der Ausschreibung bot diese Gründungsvariante den Vorteil, dass ein größerer Bieterkreis angesprochen wurde. Als Pfahltyp wurde der erschütterungsarme Schneckenbohrpfahl gewählt.

Unter einer kurzen Pfahlgründung sind im vorliegenden Fall 3 - 6 m lange Pfähle zu verstehen, die nur 0,5 m in den Postglazialkies einbinden, also keine weitere Einbindung, auch nicht in die unterlagernden Beckensedimente, haben.

Angesichts der variablen, lokal sogar unter 1,0 m ausdünnenden Kiesschichtdicke (Bild 3) bestand die weitere geotechnische Bearbeitung darin, eine Prognose über die Tragfähigkeit und das Setzungsverhalten dieser kurzen Pfähle zu erarbeiten.

Die rechentechnische Problembehandlung geschah mit dem Finite Elemente Programm PLAXIS (Version 7.2) und den darin implementierten Stoffmodellen

- Mohr-Coulomb
- Hardening Soil
- Soft Soil.

Kriecherscheinungen sind bislang in den vorliegenden Schluff-Ton-Böden nicht als relevant erkannt worden, so dass auf die Anwendung des Soft-Soil-Creep-Modells verzichtet wurde.

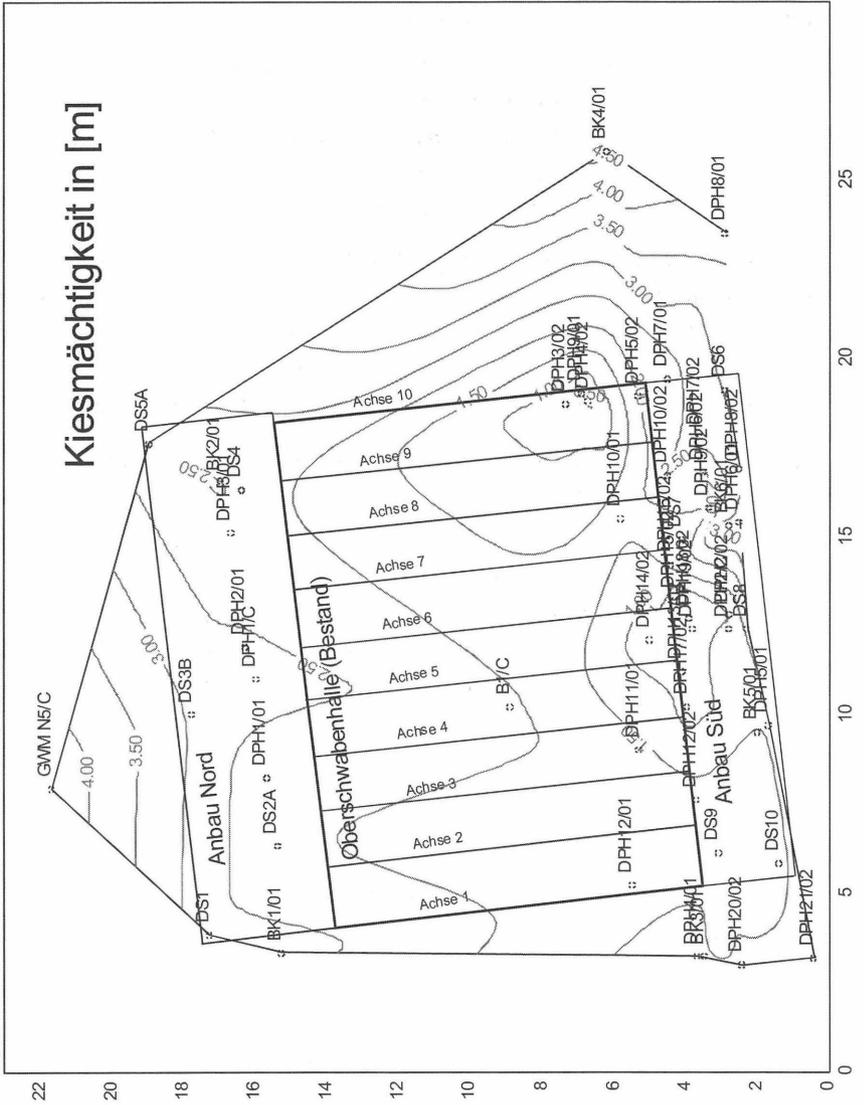


Bild 3: Grundriß und Isolinienplan der Mächtigkeit der Kiesschicht (Oberschwabenhalle)

Die für die Bearbeitung erforderlichen bodenmechanischen Daten wurden anhand folgender Untersuchungsergebnisse ermittelt:

- bodenmechanische Laborversuche
- Drucksondierungen
- Nachrechnung großmaßstäblicher Versuche wie:
 - Pfahlprobebelastungen
 - Dammschüttung

Nachfolgend sind die wesentlichen bodenmechanischen Rechenwerte und Materialparameter für zwei der zuvor beschriebenen Stoffgesetze aufgeführt. Die gute Übereinstimmung der auf getrennten Wegen ermittelten Materialparameter schuf ausreichendes Vertrauen in die Prognosesicherheit und bildete zugleich eine sichere Basis für die weitere geotechnische Beratungstätigkeit.

Für reine Belastungsvorgänge (keine Entlastungen) konnte das einfache Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb mit folgenden Kennwerten verwendet werden:

Wichte	γ_w	=	20 kN/m ³
Steifezahl Oedometer	E_{sref}	=	10,8 MN/m ²
Querdehnzahl	ν_{ur}	=	0,45 [-]
Zugspannung	σ_{tens}	=	0 kN/m ²
Reibungswinkel effektiv	φ'	=	22,5°
Kohäsion effektiv	c'	=	5,0 kN/m ²
Dilatanzwinkel	ψ	=	0°
undränierte Scherfestigkeit	c_u	=	65 kN/m ²
undränierte Scherfestigkeit	c_{urest}	=	38 kN/m ²

Für das hardening-soil-model wurden folgende Kennwerte verwendet:

Postglaziale Talkiese

Stoffmodell: Hardening Soil Model (hs)
elastisches Stoffverhalten mit 2 Fließgrenzen, ausgedrückt durch die Scherfestigkeit, d.h. Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' für den deviatorischen Spannungszustand sowie für den hydrostatischen Spannungszustand (Verfestigungs- oder Entfestigungszustände) die sog. Kappe

Stoffparameter:	Durchlässigkeit	$k_x = k_y =$	$3,5 \times 10^{-4}$	m/s
	Wichte	$\gamma_w =$	21	kN/m ³
	power stress/stiffness	$m =$	0,5	[-]
	Elastizitätsmodul	$E_{50ref} =$	132	MN/m ²
	Steifezahl Oedometer	$E_{sref} =$	132	MN/m ²
	Elastizitätsmodul	$E_{urref} =$	600	MN/m ²
	Querdehnzahl	$\nu_{ur} =$	0,20	[-]
	Bezugsspannung	$p_{ref} =$	100	kN/m ²
	k_o -Wert für n_c	$k_{onc} =$	0,357	[-]
	Zugspannung	$\sigma_{tens} =$	0	kN/m ²
	Reibungswinkel effektiv	$\varphi' =$	40	°
	Kohäsion effektiv	$c' =$	1,0	kN/m ²
	Dilatanzwinkel	$\psi =$	15	°
	Interface-Scherfestigkeit	$R =$	1,0	[-]

Beckenschluff / Beckenton (normalkonsolidiert)

Stoffmodell: Hardening Soil Model (hs)

Stoffparameter:	Durchlässigkeit	$k_x =$	1×10^{-8}	m/s
	Durchlässigkeit	$k_y =$	1×10^{-10}	m/s
	Wichte	$\gamma_w =$	20	kN/m ³
	power stress/stiffness	$m =$	1,0	[-]
	Elastizitätsmodul	$E_{50ref} =$	11	MN/m ²
	Steifezahl Oedometer	$E_{sref} =$	5,5	MN/m ²
	Elastizitätsmodul	$E_{urref} =$	66	MN/m ²
	Querdehnzahl	$\nu_{ur} =$	0,20	[-]
	Bezugsspannung	$p_{ref} =$	100	kN/m ²
	k_o -Wert für n_c	$k_{onc} =$	0,617	-
	Zugspannung	$\sigma_{tens} =$	5,0	kN/m ²
	Reibungswinkel effektiv	$\varphi' =$	22,5	°
	Kohäsion effektiv	$c' =$	5,0	kN/m ²
	Dilatanzwinkel	$\psi =$	0	°
	Interface-Scherfestigkeit	$R =$	1,0	[-]

Vergleichend zum hardening soil-model wurde für die Beckensedimente ein weiteres Stoffmodell, das soft-soil-model, eingesetzt.

Weitere wichtige Kriterien, welche die Aussagekraft der gewählten elastoplastischen Stoffmodelle und die Zuverlässigkeit der ermittelten Stoffparameter bestätigten, konnten aus den Ergebnissen der Nachrechnungen von Pfahlprobelastungen und einer Straßendammschüttung unweit des Bauareals gewonnen werden.

Die Ergebnisse der Pfahlprobelastung standen von einem Bauvorhaben zur Verfügung, das einige Jahre zuvor in unmittelbarer Nachbarschaft, also in derselben Baugrundsituation, realisiert wurde. Zu berücksichtigen waren allerdings die unterschiedlichen Kiesmächtigkeiten. Diese standortspezifische Besonderheit konnte durch die Anwendung der Finite Elemente Methode gut erfasst bzw. diskretisiert werden. Das Bild 4 zeigt die Ergebnisse mehrerer Rechenläufe, in denen die Dicke der tragenden Kiesschicht variiert wurde.

Nachrechnung der Probelastung Nr. 2 Thyssen-Nothelfer Ravensburg 1986 mit verschiedenen Kiesmächtigkeiten

Ortbetonrüttelsäule der Firma Keller Grundbau

Schaftdurchmesser	d_s	=	0,6 m
Fußdurchmesser	d_f	=	0,8 m
Länge der Säule	l	=	5,5 m
Torf und Auelehm	t	=	5,0 m

$V_{max} = 2000 \text{ kN}$ Bruchlast
 $V_g = 600 \text{ kN}$ Gebrauchslast

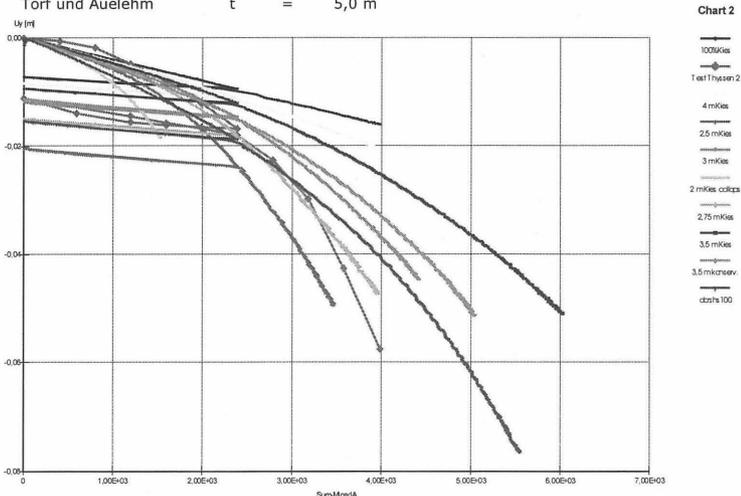


Bild 4: Ergebnisse der Variationsrechnungen

Das zweite Berechnungsbeispiel, ein bis zu 10 m hoher Straßendamm, war vor rd. 10 Jahre geschüttet und seither messtechnisch beobachtet, so dass hier eine gute Datengrundlage für das Konsolidationsverhalten der Beckensedimente vorlag (Bild 5, soft-soil-model).

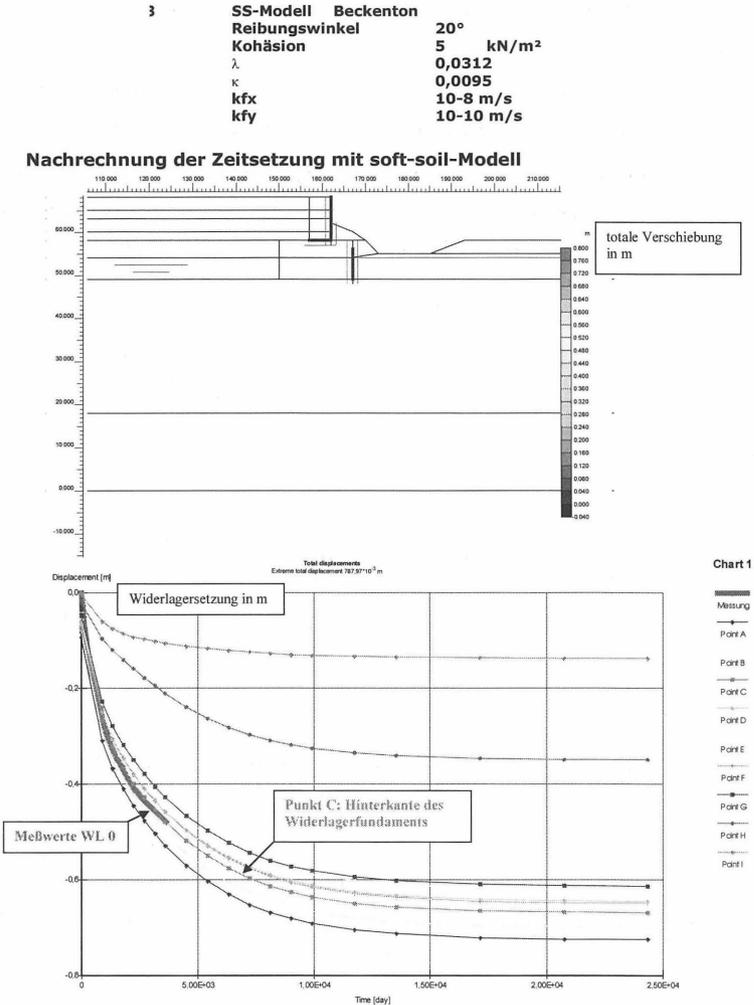


Bild 5: Berechnungsergebnisse des Konsolidationsverhaltens eines Straßendamms

Die in den großmaßstäblichen Versuchen gemessenen Tragfähigkeiten und Setzungsverläufe konnten im Rahmen der zuvor ermittelten Stoffparameter zufriedenstellend abgebildet werden, so dass es keiner größeren Anpassung der Parameter an den jeweiligen Versuch bedurfte. Die Bemessung der Pfahlgründung wurde dann auf der Grundlage dieser bodenmechanischen Daten vorgenommen.

Im Zuge der Bauausführung wurden baubegleitende Kontrollen der für die jeweilige Kiesschichtdicke anzusetzenden Pfahltragfähigkeit vorgenommen.

Aus den insgesamt vier statischen Probelastungen, die bei beiden Bauvorhaben durchgeführt wurden, konnte das in Bild 6 dargestellte Nomogramm zur praxisgerechten Bemessung der Pfähle entwickelt werden.

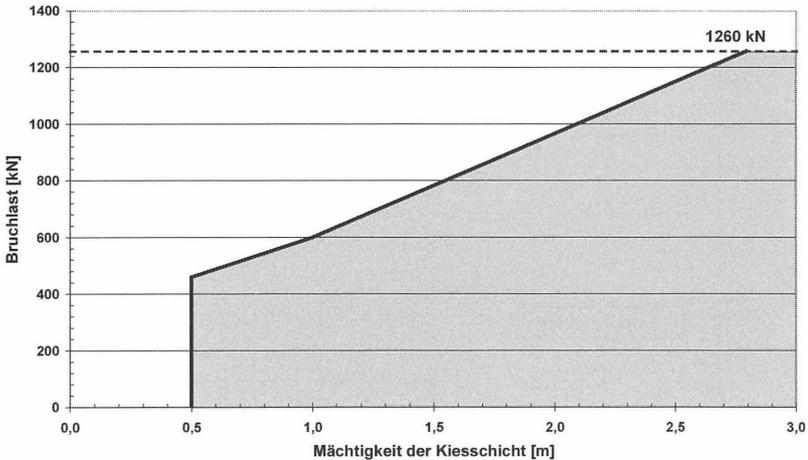


Bild 6: Bemessungsdiagramm in Abhängigkeit von der Kiesschichtdicke

Durch das Nomogramm wurden Kiesmächtigkeiten von 0,5 m bis 3,0 m abgedeckt. Um die im Rahmen der Baugrunderkundung durchgeführten Aufschlüsse und Bohrungen zu verdichten, wurden zusätzliche Rammsondierungen ausgeführt. Hierdurch war es möglich, den über das Baufeld vorhandenen Verlauf der Kiesschichtmächtigkeit abzuschätzen.

Die Pfahlprobelastungen wurden nach den Empfehlungen der DGGT ausgeführt. Die nächste Laststufe wurde aufgebracht, nachdem für den Pfahlkopf

eine Setzungsgeschwindigkeit von weniger als 0,02 mm/min nachgewiesen werden konnte.

Exemplarisch ist im Bild 7 die am Probepfahl II ermittelte Last-Setzungskurve abgebildet.

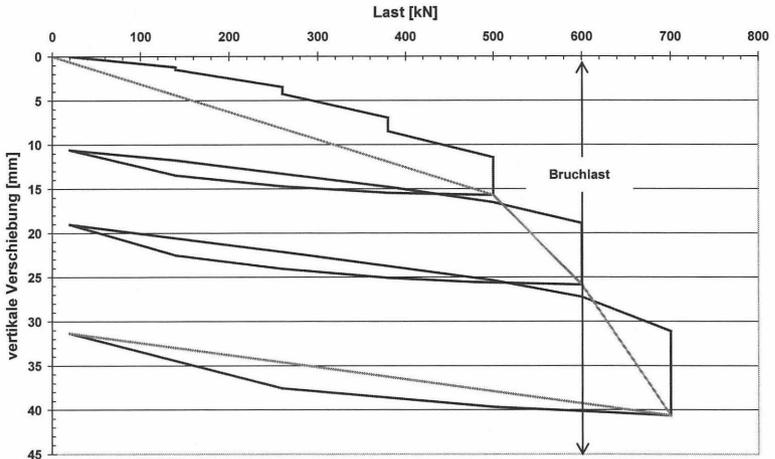


Bild 7: versuchstechnisch bestimmte Arbeitslinie des Probepfahles II
Die zugehörige Entwicklung des Kriechmaßes ist im Bild 8 dargestellt.

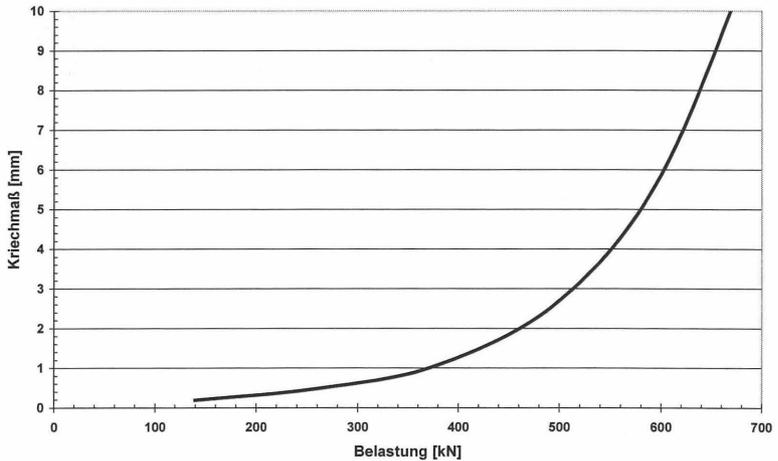


Bild 8: Kriechmaßentwicklung am Probepfahl II

Die negative Mantelreibung im Torf wurde aus dem Erdruchdruck abgeschätzt. Dieses Vorgehen führte unter den verantwortlich Beteiligten zu einer intensiven Diskussion.

Die Schneckenbohrpfähle waren ohne Bewehrung ausgeschrieben, was im Nachhinein Anlass zu einem größeren Umfang an Integritätsuntersuchungen gab. Das Bild 9 zeigt beispielhaft die an drei Pfählen aufgezeichneten Integritätssignale.

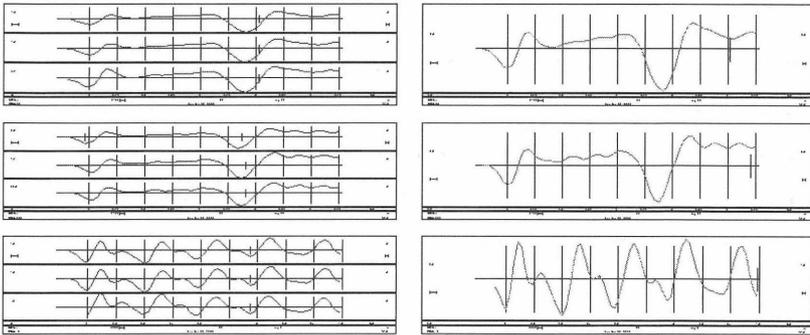


Bild 9: Integritätsmesssignale von drei Pfählen

Auf der linken Seite sind jeweils drei einzelne Signale dargestellt, deren Mittelwert auf der rechten Seite abgebildet ist.

Die unterste, im Bild 9 dargestellte Grafik enthält das Messsignal eines Pfahles, der während der Aushubarbeiten beschädigt wurde. Für weitere Bauvorhaben geht die Empfehlung dahin, zumindest eine konstruktive Bewehrung in den Pfahl zu legen, um Beschädigungen durch den Aushubbetrieb vorzubeugen.

Im Vergleich zu den eingebrachten Sondervorschlägen (u.a. CSV-Gründung) konnte das Ausschreibungsergebnis den Kostenvorteil der gewählten Gründung verdeutlichen.

BaGrundinstitut

Dr.-Ing. Georg Ulrich

Leutkirch / Kempten / Lahr / Friedrichshafen / Günzburg

Gründung von Verkehrswegebauten in Feuchtgebieten mit organischen Böden geringer Scherfestigkeit

Dipl.-Ing. K.U. Zimmermann, Keller Grundbau GmbH

1 Einleitung

Im Zuge von Straßenverkehrsprojekten sind bei entsprechenden Baugrundverhältnissen Gründungen zum sicheren Lastabtrag von Dämmen und Kunstbauwerken erforderlich. Die Trassenführung von Ortsumgehungen und Zentrumsumfahrungen führen hierbei oftmals durch Feuchtgebiete mit organischen Böden geringer Scherfestigkeiten ($c_u < 8 \text{ kN/m}^2$).

Die ausschreibenden Stellen haben hierbei die Aufgabe unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten, der erkundeten Baugrundverhältnisse und der Qualitätsanforderungen des zu gründenden Bauwerkes unter Einhaltung der allgemein anerkannten technischen Richtlinien das wirtschaftlichste Gründungsverfahren auszuschreiben. Zusätzlich sind verfahrensbedingte Folgeleistungen, wie z. B. statisch erforderliche Lastverteilungsstrukturen oder Messprogramme zu berücksichtigen. Um das Know-how der Spezialtiefbauunternehmen und ihrer Verfahren nutzen zu können, kann es von Vorteil sein, die Leistungen funktional auszuschreiben.

Bei Böden mit c_u -Werten der undrainierten Scherfestigkeit von $< 8 \text{ kN/m}^2$ werden in der Regel als Gründungselemente Fertigpfähle oder Bohrpfähle mit Hülensrohren ausgeschrieben.

Das nachfolgend aufgeführte Projekt zeigt, dass ein geokunststoffbewehrtes Erdbauwerk über pfahlähnliche Tragglieder, hier ausgeführt mit Fertigmörtelstopfsäulen „System Keller“ mit einer vorlaufenden Baugrundverbesserung durch das Rüttelstopfverfahren (RSTV), ein den technischen Qualitätsanforderungen entsprechendes und wirtschaftliches Gründungsverfahren bei Böden mit geringen Scherfestigkeiten ist.

2 Gründungsverfahren

Der Einsatz von Fertigmörtelstopfsäulen (FSS) ist in Kombination mit einer vorlaufenden Baugrundverbesserung durch das Rüttelstopfverfahren (RSTV) auch in Böden mit Scherfestigkeiten $c_u < 8 \text{ kN/m}^2$ anwendbar.

Die Herstellung der Baugrundverbesserung und des Traggliedes erfolgen im Stopfverfahren mit einem Schleusenrüttler, der an einem Tragegerät zwangsgeführt ist. Die Schleuse wird mittels eines Zugabetrichters mit Material befüllt, welches mit Druckluftunterstützung an der Rüttlerspitze austritt. Im ersten Arbeitsschritt wird Kies oder Schotter eingefüllt, der im Bereich der Böden mit geringen Scherfestigkeiten zu einer Säule im Verdrängungsverfahren ausgestopft wird. Im zweiten Arbeitsschritt erfolgt die Herstellung der Fertigmörtelstopfsäule innerhalb des Kieskernes unter Zugabe von Kies im Fußbereich und einem vorgefertigten Beton der Güte B10 bis B15 im Schaftbereich. Bei beiden Arbeitsschritten wird in alternierenden Schritten (Pilgerschritt) gearbeitet; d. h. beim Rüttlerhub läuft das Zugabematerial an der Rüttlerspitze aus und wird beim Absenken des Rüttlers (Aktivieren) verdichtet und entsprechend der erforderlichen Stützwirkung seitlich in den Boden verdrängt. Die vorlaufende Baugrundverbesserung erhöht die Scherfestigkeit und somit die Stützwirkung des Bodens. Sie verliert nach Aushärten des eingebauten Fertigbetons ihre Funktion. Wie bei allen anderen Verdrängungsverfahren wird sich in der Regel die Arbeitsebene durch Aufwuchs anheben, so dass die Säulen nach Fertigstellung auf die vorgegebene Höhe zu kapfen sind und das Überschussmaterial zu entsorgen ist. Oberhalb der Tragglieder kann, dem Stand der Technik entsprechend, der Einbau der statisch erforderlichen Geogitter und der weitere Dammaufbau erfolgen.

Die Vorteile der Rüttelstopftechnik und der daraus abgeleiteten Verfahren sind u. a. bei Sondermann (1997) beschrieben, so dass hier nur auf die weiterführenden Vorteile eingegangen wird. Diese sind:

- gezielte, vorlaufende Erhöhung der Scherfestigkeit durch Einbau der entsprechenden Materialmenge in den erforderlichen Bodenhorizonten

- Einsatz von Tragegeräten mit geringen Kettenpressungen (wirtschaftlich für die Beschaffenheit der Arbeits- / Bohrebene) auch bei größeren Pfahl-tiefen bis 20,0 m

3 Anwendungsbeispiel

Im zentralen Bereich der Ortslage Zossen im Landkreis Teltow – Fläming (Brandenburg) kreuzen sich die Bundesstraßen B 96 und B 246, die durch ein starkes Verkehrsaufkommen gekennzeichnet sind. Zur Entlastung des Stadtzentrums und zur Gewährleistung eines geordneten Verkehrsflusses plante das Brandenburgische Straßenbauamt Wünsdorf eine Teilverlegung der Ortsdurchfahrt, die im Sommer 2002 für den öffentlichen Verkehr freigegeben wurde. Die neue, etwa 500 m lange Trasse der Zentrums-umgehung verläuft unmittelbar südlich des Ortskerns und liegt regionalgeologisch am Rand eines ausgedehnten Feuchtgebietes der Nuhte – Notte – Niederung.

Im überwiegenden Teil der Trasse waren lediglich geringe Mächtigkeiten organischer Ablagerungen anzutreffen, so dass hier ein konventioneller Bodenaustausch erfolgte. In einem etwa 200 m langen Trassenabschnitt standen die tragfähigen Bodenschichten in Form von mindestens mitteldicht gelagerten Sanden erst unterhalb der bis zu 9,0 m mächtigen holozänen Ablagerungen an, welche aufgrund ihrer schwierigen Baugrundeigenschaften besondere Gründungsmaßnahmen für die Herstellung des Straßendamms erforderlich machten, die nachfolgend näher beschrieben werden.

3.1 Geologische und hydrologische Situation

Im Zuge der Baugrunduntersuchungen wurde im Bereich des zu gründenden Damms unterhalb einer etwa 1,00 m mächtigen, anthropogenen Aufschüttung eine Torfschicht mit Mächtigkeiten von 1,00 bis 3,70 m erkundet. Diese wird von einer Muddeschicht unterlagert, die im oberen Bereich als Wiesen-kalk angesprochen wurde und mit zunehmender Tiefe in Kalk- bis Schluffmudde übergeht. Die Gesamtmächtigkeit der Torf- und Muddeschicht beträgt bis zu 9,0 m. Unterhalb der organischen Bodenschichten stehen tragfähige Sande überwiegend pleistozänen Ursprungs mit an der Basis lagerndem Geschiebemergel an.

Infolge der gering durchlässigen Muddeschicht sind zwei getrennte Grundwasserleiter vorhanden, aus einen unteren, gespannten Grundwasserleiter in den liegenden Talsanden und einen oberflächennahen Grundwasserleiter im Bereich der organischen Bodenschichten. Eine dauerhafte Verbindung der Grundwasserleiter durch die geplanten Gründungsmaßnahmen war zu vermeiden.

Im Baugrundgutachten wurde die Aggressivität gegenüber Beton und Stahl nach DIN 4030 für die Mude als „stark angreifend“ und für das Grundwasser als „nicht angreifend“ angegeben.

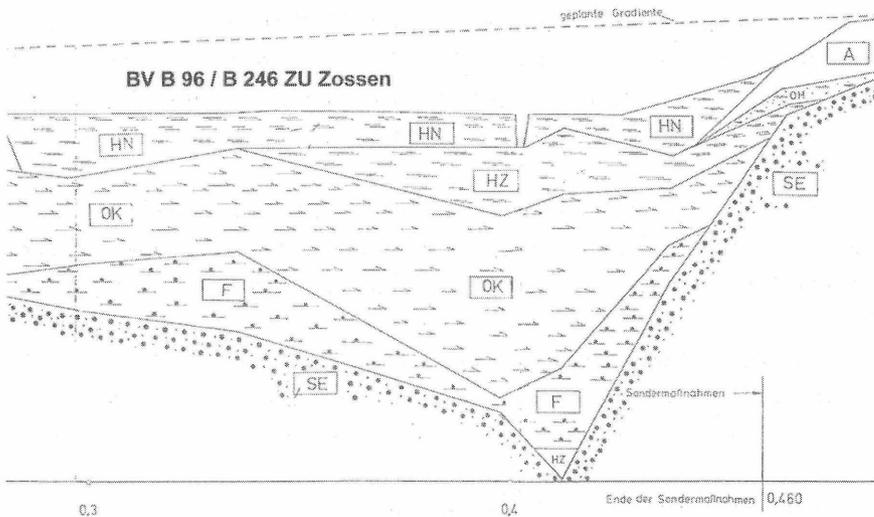


Bild 1: Baugrundschnitt

3.2 Randbedingungen für die Bauausführung und Ausschreibung

Aufgrund der schwierigen Bodenverhältnisse und anderer einzuhaltender Randbedingungen schrieb das Brandenburgische Straßenbauamt Wünsdorf die Straßengründung in dem 200 m langen Trassenabschnitt (Stat. 0+260 – Stat. 0+460) mit einer Fläche von 3300 m² funktional aus, um so eine möglichst wirtschaftliche Gründungslösung zu erhalten. Die Funktionalausschreibung umfasste die Ausführung nachfolgend genannter Leistungen:

- Herstellung der Straßengründung nach Wahl des Bieters,
- Dammaufbau bis Oberkante Erdplanum,
- Verrohrung eines Grabens,
- Umverlegung des Vorfluters „Johnegraben“ mit der Errichtung eines entsprechenden Durchlassbauwerkes im Bereich angrenzender Nachbarbebauung.

In der Baubeschreibung wurde ferner darauf hingewiesen, dass die angrenzenden Gebäude vermutlich schwimmend auf den organischen Böden gegründet sind und auf zusätzlichen Lasteintrag statischer als auch dynamischer Art sensibel reagieren und bei einer Grundwasserabsenkung gar in ihrer Standsicherheit gefährdet sind.

3.3 Beauftragtes Gründungskonzept

Der Zuschlag wurde für die Herstellung eines geokunststoffbewehrten Erdbauwerkes über pfahlähnliche Tragglieder erteilt. Im Trassenabschnitt von Stat. 0+260 – 0+390 kamen Fertigmörtelstopfsäulen „System Keller“ Ø 600 mm und im Bereich der gefährdeten Gebäude Schraubbohrpfähle Ø 630 mm nach DIN 4014 zur Ausführung.

Die Überschüttungshöhe der Tragglieder beträgt 2,10 m. Das ausgeführte Raster der Tragglieder, die für eine Last von jeweils 320 kN bemessen wurden, beträgt 2,00 m x 2,00 m. Zur Bewehrung der Dammschüttung wurden biaxiale Geogitter Typ Fortrac 550/50-30R in zwei Lagen eingebaut.

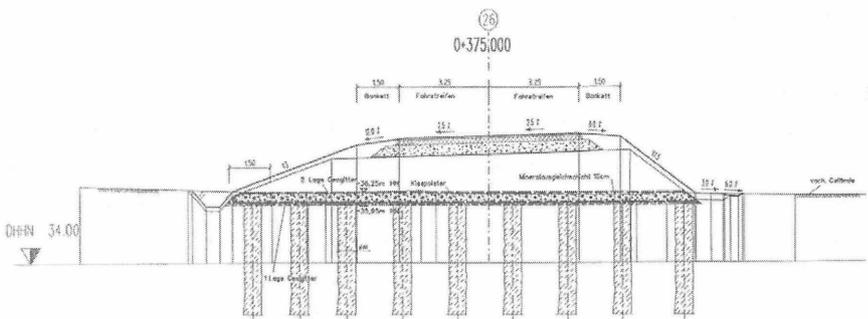


Bild 2: Tragsystem – Dammschnitt

3.4 Bauausführung

Nach dem Einbau der Arbeitsebene wurden ergänzend zum Baugrundgutachten neben Drucksondierungen in einem Raster von 7,50 m x 7,50 m Flügelsondierungen nach DIN 4096 im Bereich der gesamten Dammfläche ausgeführt, um die Bereiche der zusätzlichen und vorlaufenden Baugrundverbesserungsmaßnahmen einzugrenzen .

Die oberflächennahen Torfe weisen demnach höhere Scherwiderstände als die unterlagernden Mudden auf, wobei der oben liegende Wiesenkalk grundsätzlich eine deutlich geringere Scherfestigkeit besitzt als die darunter anstehende Kalk- bis Schluffmudde. Im Gegensatz zur weichen bis steifen Konsistenz der Torfe weisen die Mudden auf Basis der organoleptischen Ansprache lediglich weiche bis breiige Konsistenzen auf.

Es wurden daraus folgende Werte der undrainierten Scherfestigkeit abgeleitet:

- Torf $c_u > 8 \text{ kN/m}^2$
- Wiesenkalk $4 \text{ kN/m}^2 < c_u < 8 \text{ kN/m}^2$
- Kalk- / Schluffmudde $c_u > 8 \text{ kN/m}^2$

Die Bodenschichten mit der geringen undrainierten Scherfestigkeit erstreckten sich auf annähernd die gesamte Dammfläche, so dass im Bereich der geplanten Fertigmörtelstopfsäulen „System Keller“ (FSS) eine vorlaufende Baugrundverbesserung durch das Rüttelstopfverfahren (RSTV) durchgeführt und im Bereich der Schraubbohrpfähle Stahlhülsen eingebaut wurden.

Gemeinsam mit dem Bauherrn und seinen Fachgutachtern wurden die Bereiche, in denen Fertigmörtelstopfsäulen zur Ausführung kamen, vergrößert und die Bereiche der Schraubbohrpfähle reduziert, um dem wirtschaftlicheren Gründungsverfahren bei gleichen Qualitätsansprüchen den Vorzug zu geben und somit die Gesamtkosten zu reduzieren.

Hierzu wurden baubegleitend Schwingungsmessungen durchgeführt. Die Messergebnisse zeigten, dass bis zu einem Abstand von 8,00 m zu den gefährdeten, hochgradig vorgeschädigten Gebäuden die Gründung über Fertigmörtelstopfsäulen mit vorab ausgeführter Baugrundverbesserung erfolgen konnte.

Für den 200 m langen Trassenabschnitt kamen nach Optimierung folgende Leistungen im Bereich der Gründung zur Ausführung:

- ~ 4.000 m Rüttelstopfsäulen Ø 800 mm zur Baugrundverbesserung,
- ~ 5.300 m Fertigmörtelstopfsäulen „System Keller“ Ø 600 mm,
- ~ 1.400 m Schraubbohrpfähle Ø 630 mm, davon 700 m mit Hülsenrohr Ø 800 mm.

3.5 Qualitätsnachweise

Die Leistungen wurden nach einer durch die Fa. Keller Grundbau GmbH aufgestellten und durch einen unabhängigen Prüfenieur freigegebene Ausführungsplanung und -statik ausgeführt. Die Bemessung der Fertigmörtelstopfsäulen und der Schraubbohrpfähle erfolgte nach DIN 4014. Die Dimensionierung der Geogitter wurde nach Kempfert/Stadel (1995) durchgeführt. Auf Grund der weichen organischen Böden wurde keine mittragende Wirkung des Baugrundes bei der Dimensionierung der Geogitter in Ansatz gebracht.

Vor Beginn der Gründungsarbeiten wurden, wie zuvor beschrieben, Druck- und Flügelsondierungen in einem über die Fläche verteilten Raster ausgeführt. Zusätzlich zu den gemäß Zulassungsbescheid für die Fertigmörtelstopfsäulen und der DIN 4014 geforderten Qualitätsnachweise wurden Probelastungen an Gründungselementen, Flügelsondierungen nach Herstellung der Tragglieder durchgeführt und Vertikalinklinometer eingebaut.

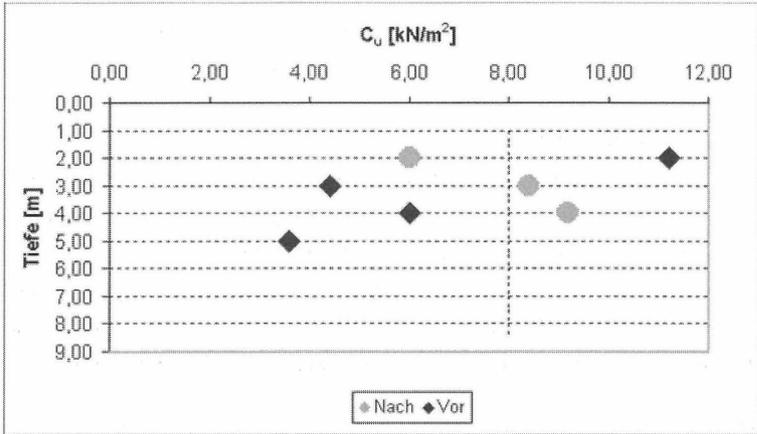
Die Ergebnisse der Belastungstests (Bild 3 und Bild 4) zeigen, dass auch bei geringerer Einbindetiefe der Fertigmörtelstopfsäule (1,50 m) gegenüber dem Schraubbohrpfahl (3,00 m) ein vergleichbares Setzungsverhalten erzielt wird.

Die Flügelsondierungen wurden ca. 5 Wochen nach Fertigstellung der Gründungsarbeiten im ungünstigsten Bereich diagonal zwischen den Traggliedern ausgeführt, um den Einfluss der Gründungsarbeiten, insbesondere den der Rüttelstopfsäulen (RSTV) als Baugrundverbesserungsmaßnahme, auf die Entwicklung der Scherfestigkeit feststellen zu können. Insgesamt wurden in allen Bodenschichten höhere Scherfestigkeiten ermittelt. Speziell im kritischen Tiefenbereich des Wiesenkalkes wurden gegenüber den Ausgangswerten um 2 bis 3 kN/m² erhöhte Scherfestigkeiten gemessen. Innerhalb des Kernes einer Rüttelstopfsäule vor Ausführung der Fertigmörtelstopfsäule wurde keine Flügelsondierung ausgeführt.

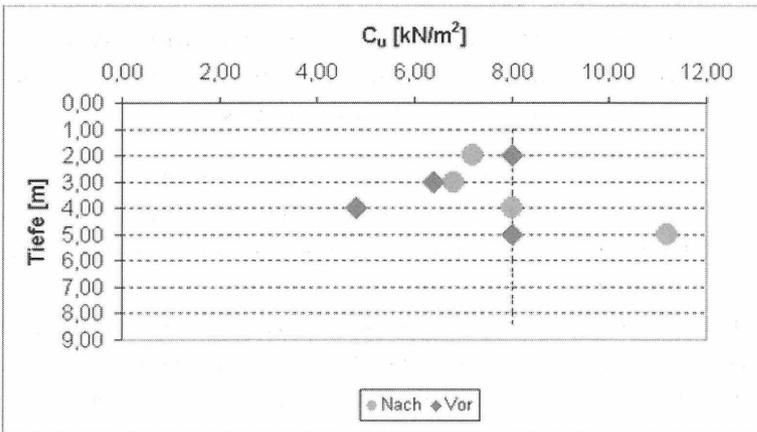
Vergleich der undrainierten Scherfestigkeiten c_u [kN/m²]

Vor Gründungsbeginn und nach Fertigstellung

1. Station 0+273



2. Station 0+294



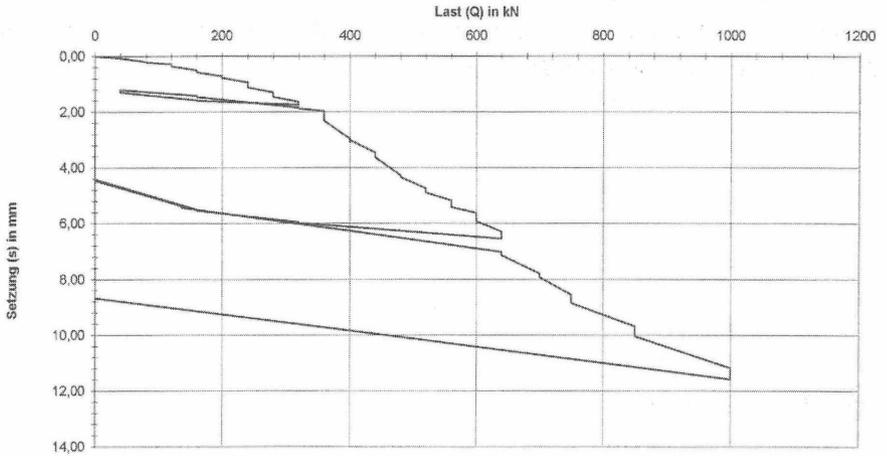


Bild 3: Aufzeichnung Lasttest Fertigmörtelstopfsäule (Pfahlänge $L = 7,50$ m ; 1,50 m Einbindung im tragfähigen Baugrund)

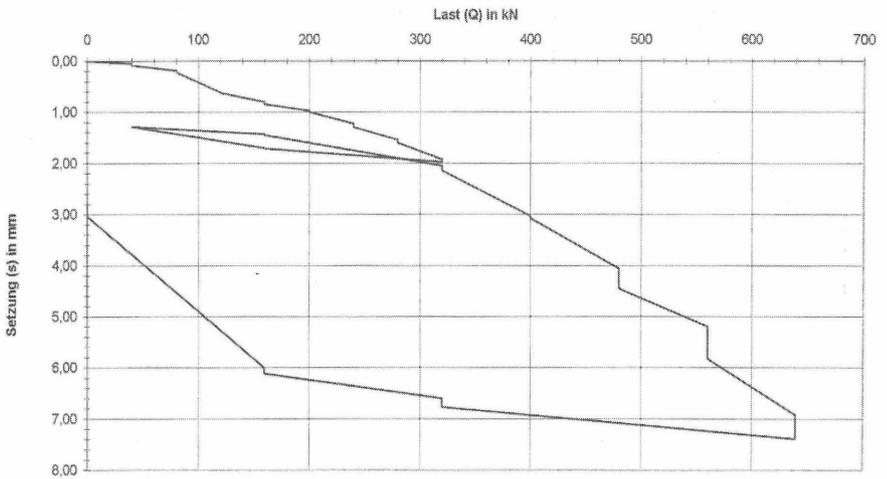


Bild 4: Aufzeichnung Lasttest Bohrpfahl (Pfahlänge $L = 9,90$ m, 3,00 m Einbindung im tragfähigen Baugrund)

Zur Kontrolle der Baugrundverformungen wurden im Dammfußbereich Vertikalinklinometer eingebaut. Die Messungen (Bild 6) zeigen, dass die Baugrundverformungen quer zur Dammachse erheblich unterhalb der prognostizierten Werte liegen.

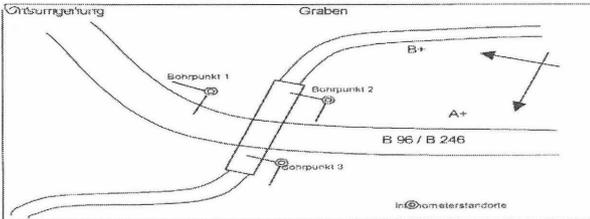


Bild 5: Lageplan Inklinometer

Bohrpunkt 1

Deformation in A-Richtung

Deformation in B-Richtung

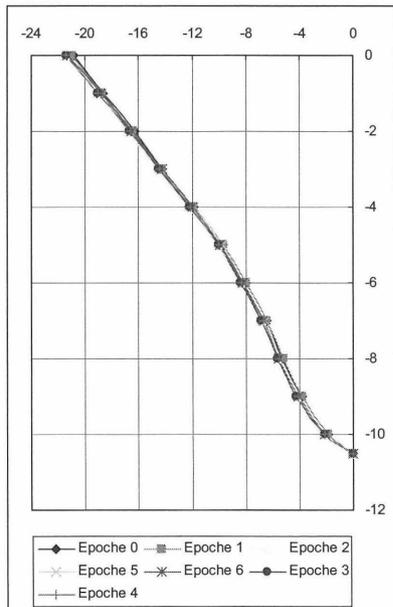
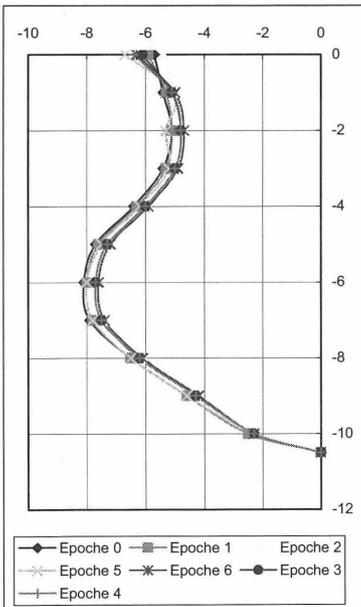


Bild 6: Diagramm Vertikalinklinometer

4 Zusammenfassung

Die Baumaßnahme Zentrumsumgehung Zossen, die für den Straßenverkehr im Sommer 2002 freigegeben wurde, zeigt, dass das Gründungsverfahren einer kombinierten Säule aus Rüttelstopfsäule (RSTV) und Fertigmörtelstopfsäule (FSS) den wirtschaftlichen und technischen Qualitätsanforderungen an ein Gründungsverfahren in Böden mit c_u - Werten kleiner 8 kN/m^2 erfüllt.

Funktionalausschreibungen mit klar definierten Randbedingungen haben sich bewährt und bieten dem Bauherrn den Vorteil, eine wirtschaftlich und technisch interessante Ausführung der Bauleistung durch ein optimiertes Gründungskonzept auf der Grundlage des Know-hows und der Verfahren der Spezialtiefbaufirmen zu erhalten.

Entscheidend für den wirtschaftlichen und technischen Erfolg der vorgestellten Baumaßnahme ist die Betrachtung dieser als Ganzes unter Berücksichtigung der Randbedingungen, hier insbesondere bei der statischen Bemessung und fachgerechten Ausführung.

5 Literaturverzeichnis

- KEMPFERT, H.-G., STADEL, M., (1995), Zum Tragverhalten geokunststoffbewehrter Erdbauwerke über pfahlähnliche Tragglieder, 4. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, 1995
- SONDERMANN, W.: (1997), Methoden zur Baugrundverbesserung für den Neubau und Umbau von HGS – Strecken, Pfahlsymposium 1997, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig
- KELLER GRUNDBAU GMBH, (2002), Gründung eines Straßendamms in einem Feuchtgebiet mit organischen Böden geringer Scherfestigkeit, Bautechnik, 79. Jahrgang, September 2002, Heft 9



KELLER

Tiefenrüttel- Verfahren

**Baugrundver-
besserung und
Gründung von
Bauwerken auf nicht
ausreichend trag-
fähigem Baugrund**

**Gründung eines Straßen-
dammes in einem Feucht-
gebiet mit organischen
Böden geringer Scherfestig-
keit bei Zossen.**

Fragen Sie danach.

Keller Grundbau GmbH

Offenbach
Kaiserleistraße 44
Postfach 10 06 64
D-63006 Offenbach
Telefon (069) 80 51 - 0
Telefax (069) 80 51 - 221

Eine wirtschaftliche Ausführung der Gründungsarbeiten konnte in Böden mit c_u -Werten von 4 kN/m^2 bis 8 kN/m^2 durch ein kombiniertes Ausführen von Rüttelstopfverfahren realisiert werden. Qualitätskontrollen zeigen, daß die Bauaufgabe zur vollsten Zufriedenheit des Bauherrn durchgeführt wurde.

Internet: www.KellerGrundbau.com
E-mail: Info@KellerGrundbau.com

Straßengründung in extrem schwierigen Baugrundverhältnissen

Werner Brieke

1 Bauaufgabe

Im Verlauf der Bundesstraße 1 zwischen den Städten Brandenburg und Genthin wurde im Bereich der Ortschaft Plaue wegen des stark angestiegenen Verkehrsaufkommens eine Ortsumfahrung erforderlich. Unter Beachtung der örtlichen Zwangspunkte sowie zur Minimierung von unvermeidbaren Eingriffen in ökologisch sensible Bereiche wurde eine ca. 2,6 km lange Trasse gewählt, die nördlich der Ortschaft vorbeiführt (Bild 1). Der Ausbau erfolgte als zweistreifige Straße mit einer Befestigungsbreite von 7,5 bzw. 8,0 m.

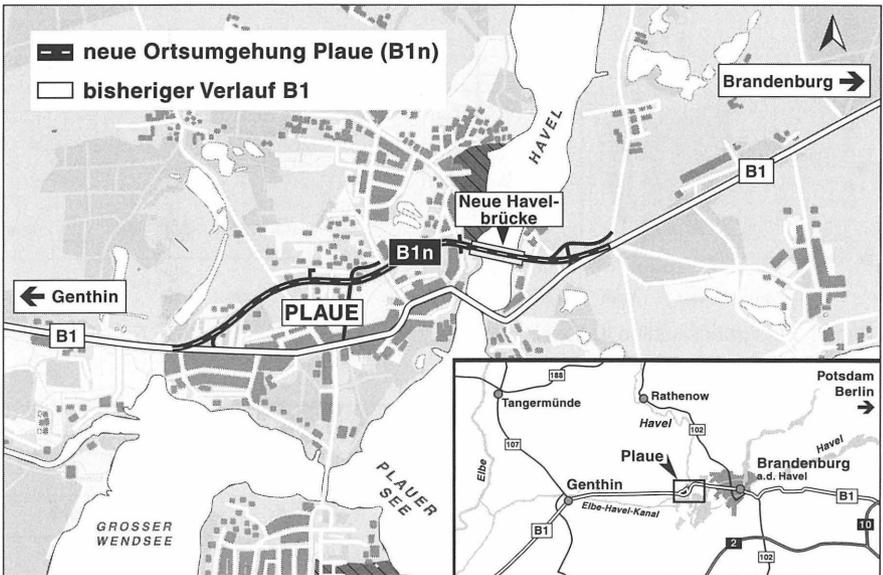


Bild 1: Lageplan Ortsumgehung Plaue

Im Verlauf der Trasse standen sehr wechselhafte Baugrundbedingungen an. Charakteristisch waren zum einen Talsande mit vereinzelt eingelagerten Beckenton, Wiesenkalk und Torf, zum anderen zwei mächtige Niedermoorbereiche aus Torf- und Torfmußeablagerungen, bei denen es sich um verlandete Altarme der Havel handelte. Im Bild 2 ist ein Längsschnitt der Baugrundverhältnisse in den Moorbereichen dargestellt. Berechnungskennwerte für die

Torf-/Torfmuddeschichten und Sande gibt Bild 3 an. Die c_u -Werte der organischen Weichschichten wurden noch spezifiziert. Für die oberflächennahen Bereiche von GOK bis 2,5 m Tiefe wurden 15–30 kN/m², von 2,5–3,5 m Tiefe Werte von 12–15 kN/m² angegeben. Eine Messung in 4 m Tiefe hatte einen c_u -Wert von 4 kN/m² ergeben.

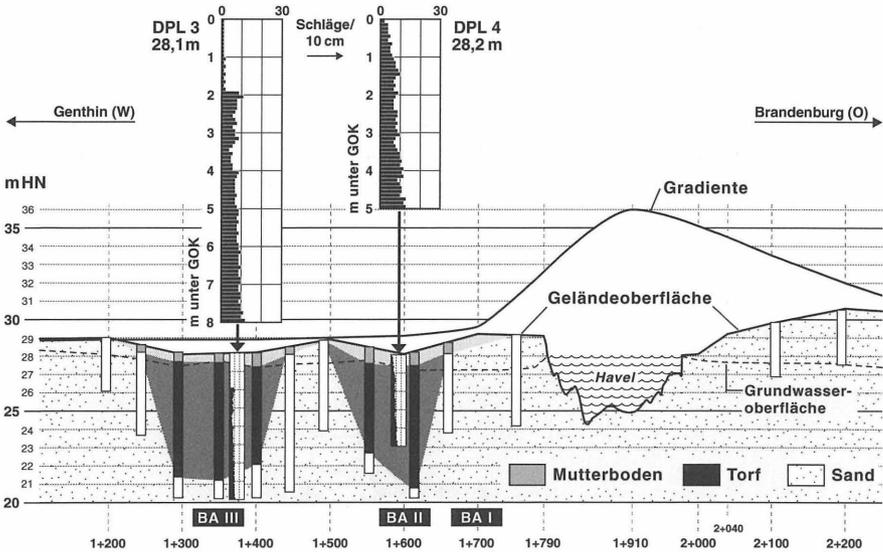


Bild 2: Baugrundsituation lt. Ausschreibung

		Torf/Torfmudde	Sande
Reibungswinkel	ϕ'	$\approx 8^\circ$	$= 33^\circ$
Kohäsion	c'	$\approx 1 \text{ kN/m}^2$	$= 0 \text{ kN/m}^2$
undrainierte Scherfestigkeit	c_u	$\approx 30 \text{ kN/m}^2$	
Wichte	γ_n^1	$\approx 1 \text{ kN/m}^3$	$= 10 \text{ kN/m}^3$
Verformungsmodul	E_s	$< 2 \text{ MN/m}^2$	$= 30 \text{ MN/m}^2$

Bild 3: Bodenkennwerte lt. Ausschreibung

Der Ausbau der Trasse war in den Niedermoorbereichen als geogitterbewehrter Straßen-damm auf vermörtelten Säulen ausgeschrieben. Einen Regelquerschnitt zeigt Bild 4.

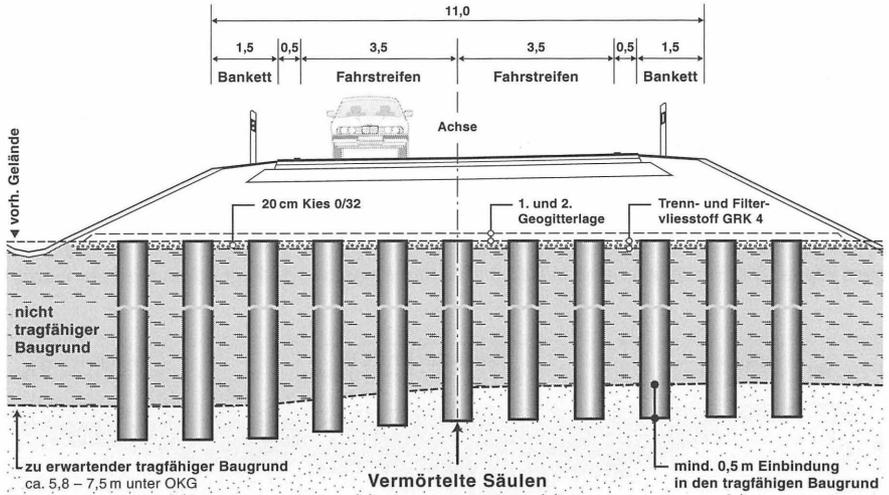


Bild 4: Geplanter Straßenquerschnitt

2 Geplante Bauausführung

Die Bodenverbesserungsmaßnahmen wurden mit der Herstellung von Ortbetonrüttelsäulen (ORS) im Bauabschnitt I vor dem westlichen Widerlager der neuen Havelbrücke begonnen. Den Herstellungsprozess zeigt Bild 5. Die Arbeiten verliefen planmäßig. Als anschließend

- 1 Einrütteln des Vortreibrohres
- 2 Einfüllen des Betons
- 3 Herstellen der Fußaufweitung
- 4 Ziehen des Vortreibrohres
- 5 Fertige Säule

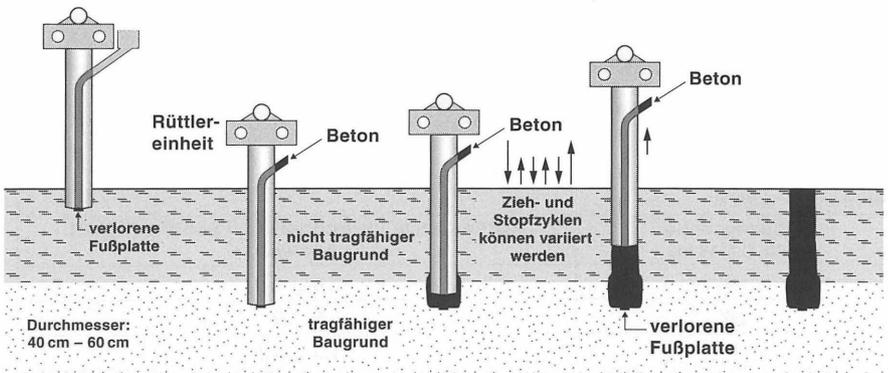
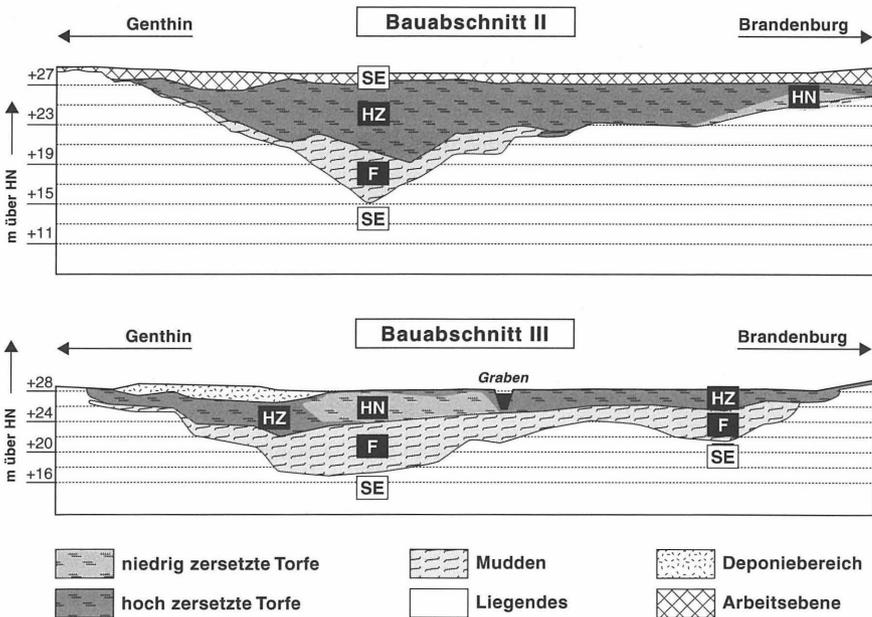


Bild 5: Herstellung von Ortbetonrüttelsäulen (ORS)

die Säulenherstellung weiter nach Westen im BA II fortgeführt wurde, brach das ca. 40 t schwere Trägergerät in die nach bauseitigen Vorgaben hergestellte Arbeitsebene ein. Auch die Verlegung von Baggermatrazen führte nicht zu einer ausreichenden Stabilisierung der Arbeitsebene. Die Herstellung der Ortbetonrüttelsäulen war nicht mehr wie geplant möglich und die Arbeiten mussten eingestellt werden.

Zur Ergreifung der Ursachen wurden in der Folgezeit zahlreiche weitere Baugrunduntersuchungen durchgeführt. Diese ergaben für die Torfe und Mudden erheblich ungünstigere Werte. Die Ergebnisse sind in Bild 6 zusammengestellt. Bedingt durch die sehr niedri-



Bodenkennziffern	
Bodengruppe nach DIN 18196	Rechenwerte für undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]
HN	6 ... 9
HZ	5 ... 7
F	1,5 ... 2,0

Bild 6: Ergebnisse der nachträglichen Baugrunduntersuchungen

gen c_u -Werte von nur 5–9 kN/m² im oberflächennahen Bereich ergaben sich für die Arbeitsebene erhebliche Probleme. Eine ausreichende Dimensionierung für ein 40 to schweres Gerät, wie für die geplante Tiefgründung erforderlich, war bereichsweise gar nicht bzw. nur mit enormem wirtschaftlichen Aufwand möglich. Da die Baugrunduntersuchungen außerdem ausgedehnte und mehrere Meter mächtige Muddebereiche (Lebermudde) mit undrainierten Scherfestigkeiten von nur noch 1,5–2,0 kN/m² ergaben, konnten die geplanten vermörtelten Säulen ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen auch nicht mehr ausgeführt werden. Die Mächtigkeit der organischen Schichten reichte bis zu 13,1 m. Es stellte sich weiterhin heraus, dass die unterhalb der Torfe und Mudden anstehenden Sande überwiegend nur locker gelagert waren.

3 Ausgeführte Gründung

Auf der Grundlage der neuen Erkenntnisse wären folgende Gründungsmaßnahmen denkbar gewesen:

- Sandsäulen mit Geotextilumhüllung
- Ortbetonrüttelsäulen mit Geotextilumhüllung
- Fertigrammpfähle aus Stahlbeton
- Ausbetonierte Stahlrohrpfähle

Die eingeschalteten Sachverständigen des Bauherrn empfahlen, grundsätzlich auf das Einrütteln von Gründungselementen zu verzichten, um nicht eine vollständige Zerstörung der bereits sehr geringen Scherfestigkeiten zu verursachen.

Nach intensiven Beratungen aller Beteiligten und unter Abwägung der technischen und wirtschaftlichen Aspekte entschied sich der Bauherr schließlich für eine Gründung mit ausbetonierten Stahlrohrpfählen. Mit ein ausschlaggebender Vorteil dieses Systems war das niedrige Gerätegewicht von nur ca. 10 to und den daraus folgenden günstigen Konsequenzen für die Arbeitsebene. Die Herstellung eines Stahlrohrpfahls zeigt Bild 7. Bei diesem System muss nicht das komplette Rohr in einem Zuge aufgenommen und eingebracht werden, sondern der Pfahl wird aus einzelnen, nacheinander eingerammten Rohrschüssen zusammengesetzt. Untereinander werden die Rohrschüsse verschweißt. In den Bildern 8 und 9 ist die Baustellensituation und die Pfahlherstellung vor Ort dargestellt.

Die Stahlrohre mit einem Durchmesser von 0,324 m wurden in einem Raster 1,75 x 1,75 m bis in die liegenden Sandschichten gerammt und anschließend ausbetoniert. Zur Lastenteilung erhielten die Pfähle eine Kopfplatte aus Stahl mit einem Durchmesser von 0,8 m. Darüber wurde ein geotextilbewehrter Damm hergestellt. Ein Regelquerschnitt ist in Bild 10 dargestellt.

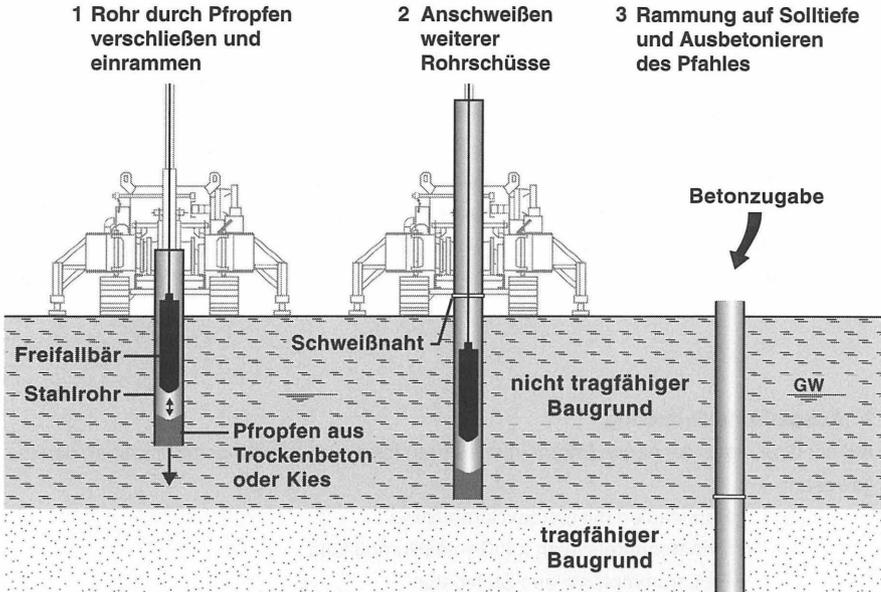


Bild 7: Schema Stahlrohrpfahlerstellung



Bild 8: Überflutetes Gelände im Trassenbereich



Bild 9: Pfahlherstellung auf der Baustelle

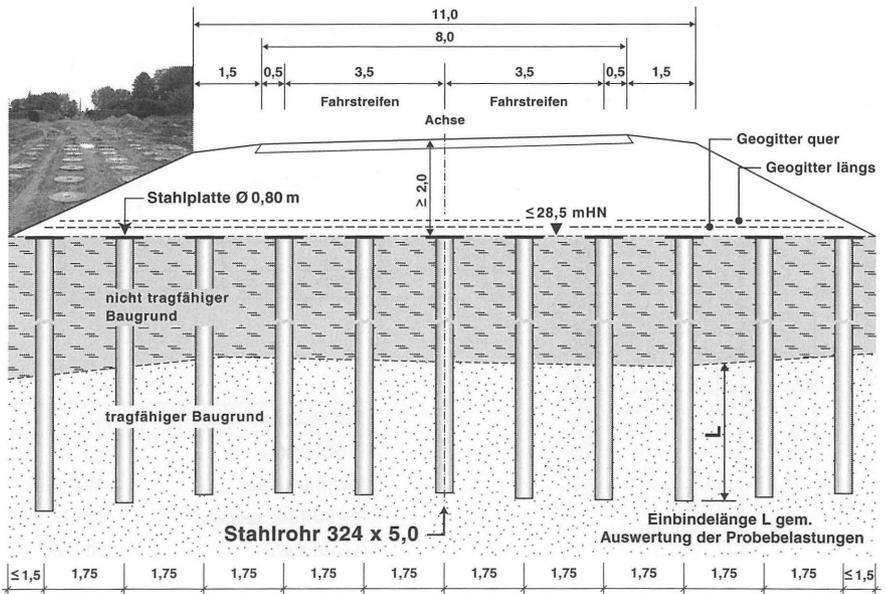


Bild 10: Regelquerschnitt Stahlrohrpfähle mit Kopfplatte

4 Nachweis der Pfahlwiderstände

Aus dem gewählten Raster ergaben sich für die Pfähle maximale Gebrauchslasten von 385 kN. Zur Optimierung der Pfahllängen wurden Probepfähle mit unterschiedlichen Einbindelängen in die liegenden, überwiegend nur locker gelagerten Sande hergestellt und statisch und dynamisch probebelastet. Die Rammtiefen der Probepfähle P1 bis P5 betragen 17,5 m, 19,5 m, 20,5 m, 23,5 m und 25,5 m. Die Ergebnisse der Probebelastungen sind in den Bildern 11 bis 14 dargestellt. Die Versuche bestätigten die größtenteils nur lockere Lagerung der Sande, so dass für die Pfähle mit den geringeren Rammtiefen (P1, P2, P3) keine ausreichenden Pfahlwiderstände nachgewiesen werden konnten. Lediglich die tiefer gerammten Pfähle P4 und P5 erreichten mitteldicht gelagerte Sandschichten, was sich in höheren Einrammwiderständen widerspiegelte. Hierfür konnten die erforderlichen Gebrauchslasten mit deutlich mehr als zweifacher Sicherheit nachgewiesen werden. Mit Hilfe der Probebelastungsergebnisse konnten für die Bauwerkspfähle individuelle Herstellkriterien aufgestellt werden, wobei sowohl die Anzahl der Rammschläge auf dem letzten Rammmeter (Kriterium für den Spitzendruck) als auch die Summe aller Rammschläge im Sand (Kriterium für die Mantelreibung) bei der erforderlichen Einbindelänge jedes einzelnen Pfahls in die Tragschicht berücksichtigt wurden. Die detaillierten Rammkriterien sind in Bild 15 dargestellt.

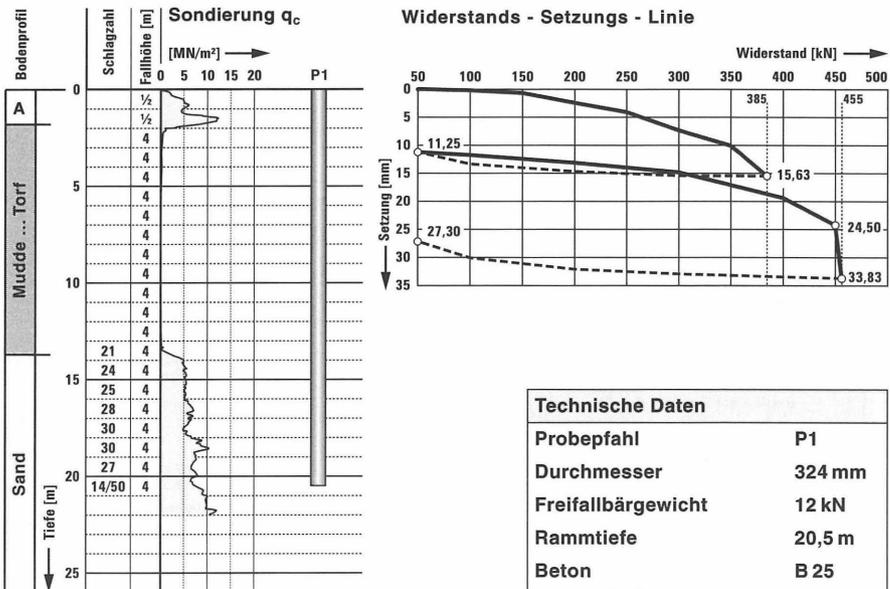


Bild 11: Statische Probebelastung P 1

Probepfahl	P 1
Rammtiefe	20,5 m
Q _{max.}	= 480 kN
Q _{Schaft}	= 240 kN
Q _{Spitze}	= 240 kN
S _{max.}	= 27,2 mm

Probepfahl	P 3
Rammtiefe	19,5 m
Q _{max.}	= 440 kN
Q _{Schaft}	= 285 kN
Q _{Spitze}	= 155 kN
S _{max.}	= 25,8 mm

Probepfahl	P 2
Rammtiefe	17,5 m
CASE - Auswertung:	
Q _{max.}	= 350 + 410 kN

Alle Säulen-
durchmesser: 324 mm

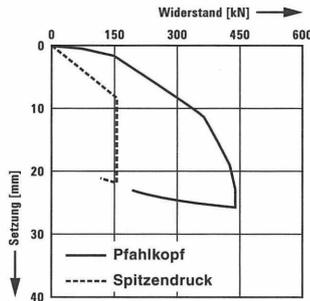
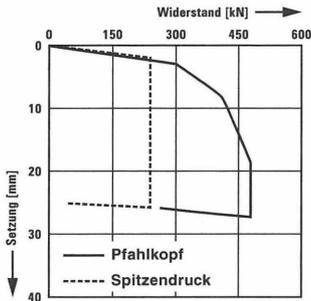
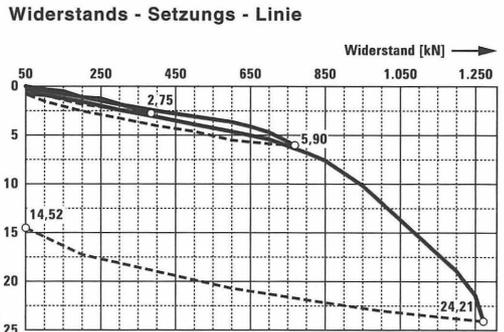
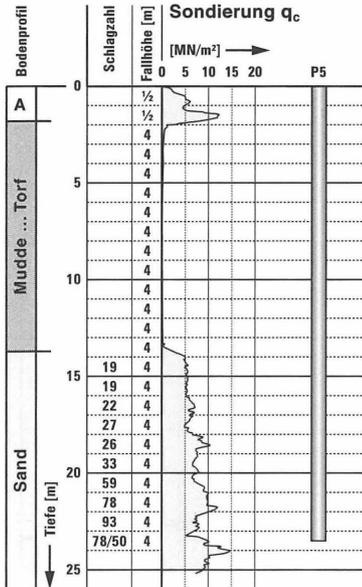


Bild 12: Dynamische Probelastungen P 1, P 2, P 3



Technische Daten	
Probepfahl	P 5
Durchmesser	324 mm
Freifallbürgewicht	12 kN
Rammtiefe	23,5 m
Beton	B 25

Bild 13: Statische Probelastung P 5

Probepfahl	P4
Rammtiefe	25,5 m
Q _{max.}	= 950 kN
Q _{Schaft}	= 550 kN
Q _{Spitze}	= 400 kN
S _{max.}	= 15,3 mm

Probepfahl	P5
Rammtiefe	23,5 m
Q _{max.}	= 850 kN
Q _{Schaft}	= 400 kN
Q _{Spitze}	= 450 kN
S _{max.}	= 15,4 mm

Alle Säulen-
durchmesser: 324 mm

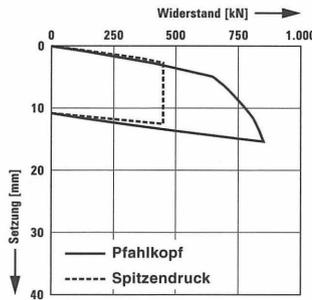
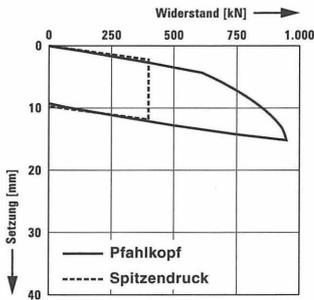


Bild 14: Dynamische Probelastungen P 4, P 5

erforderliche Schlagzahlen

Schläge auf letztem Meter	Schläge im Sand (ab 20 Schläge/m)
30	355
40	327
45	315
50	305
55	296
60	287
65	280
70	273
80	261

Kurve zur Kontrolle der Einbindelänge

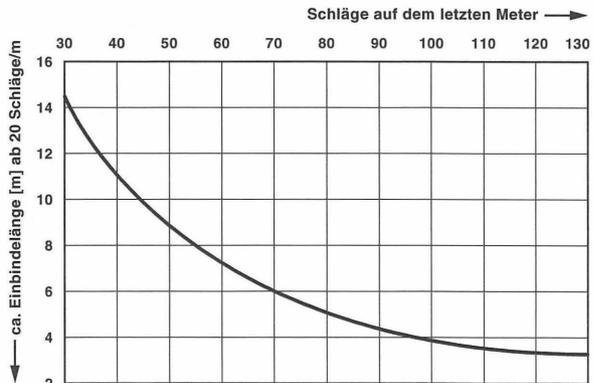


Bild 15: Rammkriterien für die Pfahlherstellung (Q = 380 kN)

5 Versuche mit geotextilumhüllten Ortbetonrüttelsäulen

Zum Ende der Baumaßnahme wurden von der Fa. FRANKI außerhalb der Trasse Versuche mit Ortbetonrüttelsäulen durchgeführt, die zur Stabilisierung des Frischbetons mit einer Geotextilumhüllung hergestellt wurden. Ziel der Versuche war, die grundsätzliche Machbarkeit solcher Säulen in den vorliegenden Baugrundverhältnissen nachzuweisen. Das Problem der Arbeitsebene wurde dadurch umgangen, dass die Säulen von einem gut tragfähigen Standort freireitend hergestellt wurden. Die Mächtigkeit der organischen Weichschicht betrug im Versuchsfeld ca. 5 m. Für die Säulenherstellung wurde ein Vortreibrohr mit einem Durchmesser von 0,42 m verwendet, das am unteren Ende halbkugelförmig ausgebildet war. Über das Vortreibrohr wurde ein Schlauch aus Geotextilgewebe (Durchmesser ca. 0,50 m) gezogen und die gesamte Einheit mit einem Aufsatzrüttler bis in die liegende Sandschicht abgeteuft. Anschließend wurde Beton eingepumpt und das Vortreibrohr wieder gezogen. Anders als bei geotextilumhüllten Sandsäulen, bei denen die Hülle die Stabilisierung des Säulenmaterials dauerhaft gewährleisten muss, ist diese Funktion bei Ortbetonrüttelsäulen nur über einen kurzen Zeitraum bis zum Erhärten des Betons erforderlich. Freigelegte ORS mit Geotextilhülle zeigen die Bilder 16 und 17. Die Versuche brachten den Nachweis, dass mit dem gewählten Verfahren die Geotextilhülle sicher bis in die liegende Sandschicht niedergebracht werden konnte und die Umhüllung die erforderliche Stabilisierung der Frischbetonsäule in der Weichschicht gewährleistete.

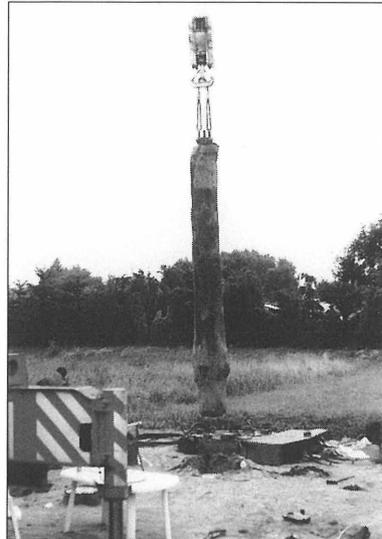


Bild 16/17: Freigelegte ORS mit Geotextilhülle

6 Zusammenfassung

Im Zuge der Realisierung der Ortsumgehung Plaue waren zwei Niedermoorbereiche mit erheblich ungünstigeren Festigkeitseigenschaften als ursprünglich geplant zu überqueren, so dass die vorgesehene Tiefgründung des Straßendamms auf vermörtelten Säulen nicht mehr ausgeführt werden konnte. Stattdessen wurde die Gründung mit über 1.700 Stück ausbetonierten Stahlrohrpfählen mit einem Durchmesser von 0,324 m und Einzellängen von 13 bis 21 m realisiert. Die Gesamtlänge der Pfähle betrug ca. 29.300 m. Mit ausschlaggebend für das gewählte Verfahren war das geringe Gerätegewicht von nur ca. 10 to. Im November 2002 wurde die neue Ortsumgehung Plaue für den Verkehr freigegeben. Seitdem rollen die Fahrzeuge sicher auch über die aus bautechnischer Sicht extrem schwierigen Niedermoorbereiche. Die Bewältigung der zahlreichen Probleme bei der Realisierung war nur durch die konstruktive Zusammenarbeit aller Beteiligten möglich. Hierfür möchten wir uns herzlich bedanken.

Dipl.-Ing. Werner Brieke
FRANKI Grundbau GmbH
Benrather Schlossallee 49–53
40597 Düsseldorf

Beraten • Berechnen • Bauen

FRANKI

GRUNDBAU
GmbH

**FRANKI Grundbau GmbH
Sitz der Gesellschaft**

Hittfelder Kirchweg 24-28
21220 Seevetal
Tel.: 04105-869-0

**Zweigbüro
Braunschweig**

Wendentorwall 16
38100 Braunschweig
Tel.: 0531-1232623

Geschäftsbereich Ost

Fontanestraße 31
13158 Berlin
Tel.: 030-9165117

**Zweigbüro
Leipzig**

Föppelstraße 5
04347 Leipzig
Tel.: 0341-24507-0

**Geschäftsbereich
Baugruben**

Hittfelder Kirchweg 24-28
21220 Seevetal
Tel.: 04105-869-0

Geschäftsbereich Nord

Hittfelder Kirchweg 24-28
21220 Seevetal
Tel.: 04105-869-0

**Zweigbüro
Oldenburg**

Scheideweg 119
26127 Oldenburg
Tel.: 0441-30855



**Zweigbüro
Rostock**

Silder Moor 1
18196 Kavelstorf
Tel.: 038208-524-526

**Geschäftsbereich
Süd-West**

Benräter Schloßallee 49-53
40597 Düsseldorf
Tel.: 0211-779271-0

**Zweigbüro
Augsburg**

Schloßanger 1
86482 Aystetten
Tel.: 0821-48667-18

UNSER ARBEITSPROGRAMM

- Rammpfähle
- Bohrpfähle
- Schraubpfähle
- Schlitzwände / Dichtwände
- Baugruben
- Gebäudesicherung
- Bodenverbesserungstechniken

www.franki.de

Ihr Partner
für eine sichere
Gründung

Holzpfehlgründungen - auch heute noch eine technisch und wirtschaftlich sinnvolle Gründungsart?

Autor: Dipl.-Geol. Kl. Smettan

1. Allgemeines

1.1 Einleitung

Während im Ingenieurhoch- und Brückenbau – z. B. Aussichtstürme, Verkehrsbrücken u. ä. – sowie im Wohnungsbau – z. B. Holzständerbauweise – der Einsatz des Baustoffes Holz u. a. unter dem Aspekt des erneuerbaren Rohstoffes eine starke Renaissance erlebt hat, ist einer der ursprünglichen Einsatzbereiche, nämlich der Einsatz als Gründungspfahl o. ä., fast nicht mehr gebräuchlich.

Ursache hierfür ist weniger, dass sich Holzpfähle für die Bauwerksgründung hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit nicht bewährt hätten, sondern dass die rechnerische Gebrauchsdauer von Holzpfählen gegenüber der planlichen Lebensdauer der darüber liegenden Bauwerke beschränkt ist und nicht durch entsprechende Holzschutzmaßnahmen so weit verlängert werden kann, wie dies im Hochbau (Konstruktiver Holzschutz!) möglich ist.

Darüber hinaus sind Holzpfähle sicherlich nicht so universell einsetzbar wie eine Vielzahl moderner Rammpfahlsysteme. Jedoch sind, wie im Folgenden gezeigt werden soll, für bestimmte Anwendungen und Böden Holzpfähle weiterhin eine technisch und wirtschaftlich sinnvolle Alternative.

Hierzu vorab einige allgemeine Hinweise und Erläuterungen zum Baustoff „Holz“.

1.2 Holzarten

Im Folgenden eine Übersicht der wichtigsten heimischen Naturholzarten:

Holzart	Bemerkung / Eigenschaften	ca.-Kosten je m³ Rundholz (Stand 2000)
Nadelhölzer		
Fichte (<i>Picea abies</i>)	Gute Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften, in großen Mengen vorhanden.	100,00 €
Tanne (Weißtanne) (<i>Abies alba</i>)	Ähnlich Fichte, etwas spröder, nur regional häufig.	100,00 €

Holzart	Bemerkung / Eigenschaften	ca.-Kosten je m ³ Rundholz (Stand 2000)
Nadelhölzer		
Kiefer / Föhre (<i>Pinus sylvestries</i>)	Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften ähnlich Fichte. Kernholz weist erhöhte natürliche Pilzresistenz auf → höhere Gebrauchsdauer.	75,00 €
Lärche (<i>Larix decidua</i>)	Hohe Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften, härter als Fichtenholz. Durch hohen Harzanteil sehr dauerhaft, nur regional häufig.	125,00 €
Douglasie (<i>Pseudotsuga menziesii</i>)	Ähnlich Kiefer, jedoch höhere Witterungsbeständigkeit, nur beschränkt verfügbar.	(90,00 €)*
Laubhölzer		
Eiche (<i>Quercus robur</i>)	Sehr gute Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften, hohe Dauerhaftigkeit des Kernholzes.	125,00 €
Ulme (<i>Ulmus glabra</i> – <i>carpinifolia</i>)	Gute Festigkeitseigenschaften, geringe Pilzresistenz / Dauerhaftigkeit über Wasser, geringes Angebot.	K. A.
Erle (<i>Alnus glutinosa</i>)	Geringe Tragfähigkeit und Elastizität (Weichholz), hohe Dauerhaftigkeit unter Wasser.	75,00 – 90,00 €
Esche (<i>Fraxinus excelsior</i>)	Gute Tragfähigkeit und Elastizität, geringe Pilzresistenz über Wasser.	125,00 €
Robinie (<i>Robinia pseudoacacia</i>)	Sehr gute Festigkeit bei gleichzeitig hoher Elastizität und Stehvermögen, höchste Dauerhaftigkeit aller einheimischen Hölzer, aber nur sehr geringes Angebot.	K. A.

* Schnell gewachsenes „weitständiges“ Holz mit geringer Haltbarkeit

Tabelle 1: Übersicht heimischer Holzarten

Aufgrund des Marktangebotes sowie der Materialkosten werden daher heutzutage, abgesehen von Sonderbauwerken, für Pfahlgründungen im Wesentlichen Fichten-, untergeordnet auch Lärchen-, Eichen- und Tannenpfähle eingesetzt.

Darüber hinaus wurden früher oftmals insbesondere im Wasserbau tropische Hölzer eingesetzt, die eine wesentlich höhere Tragfähigkeit und Resistenz (Dauerhaftigkeit) aufweisen. Aus Gründen des Umweltschutzes sollte, neben wirtschaftlichen Gründen (Transportkosten), hiervon gänzlich abgesehen werden.

Die wichtigsten Kenndaten (Mittelwerte) heimischer Hölzer sind in folgender Tabelle wiedergegeben:

Holzart (Kurzzeichen)	ROHDICHTE	E-MODUL**)	Resistenz- klasse*)	Verwendungsbereiche im Wasser- bau
	G/CM ³	N/MM ²		
Nadelhölzer				
Fichte / Tanne (FI / TA)	0,47	10000	4	Alle aufgeführten Nadelhölzer eignen sich für Pfahlgründungen im Hafen und Kanalbau, Anbindpfähle, Schwimmfelder, Dalben sowie als Pfähle für den Lahnungsbau und die Ufersicherung. Stege, Brückenbeläge und Spundwände können aus Kiefern-, Lärchen- und Douglasienhölzern gefertigt werden. Tanne eignet sich besonders für Beplankungen.
Kiefer (KI)	0,52	11000	3 - 4	
Lärche (LA)	0,59	12000	3 - 4	
Douglasie (DGA)	0,54	12000	3 - 4	
Laubhölzer				
Edelkastanie (EKE)	0,57 – 0,63	9000	2	Spundwände, Stülpwände.
Eiche (EI)	0,67	13000	2	Eiche kann in allen Bereichen des Wasserbaus eingesetzt werden.
Erle (ER)	0,55	7700 - 11760	5	Pfahlgründungen, Spundwände, Stülpwände, Faschinen aus Reisig.
Robinie (ROB)	0,73	13500	1 - 2	Spundwände, Stülpwände.
RÜSTER (ULME) (RU)	0,68	11000	4	Bühnenpfähle, Spund- und Stülpwände.
*) Resistenzklassen: 1 = sehr resistent, 2 = resistent, 3 = mäßig resistent, 4 = wenig resistent, 5 = nicht resistent				
**) Die Werte für Elastizitäts- und Schubmodulen sind abzumindern: - um 1/6 bei vorübergehender Durchfeuchtung - um 1/4 bei dauernder Durchfeuchtung				

Tabelle 2: Mittlere Kurzdaten heimischer Holzarten bei einer Holzfeuchte von ca. 12% (aus [4])

1.3 Dauerhaftigkeit / Lebensdauer von Holzpfählen

Die Lebensdauer von Gründungselementen aus Holz hängt im Wesentlichen von Schutz bzw. deren Resistenz gegen Zersetzung / Verrottung infolge Pilz- und Bakterienbefall ab.

Gefährdungsbereiche

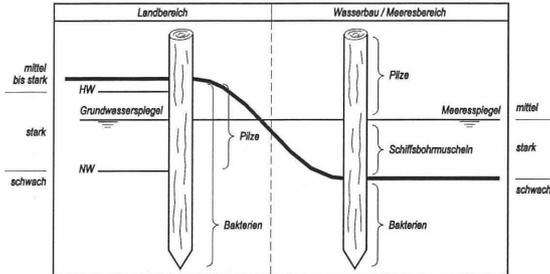


Abb. 1 Gefährdungsbereiche
(verändert nach [4])

Während ständig unter Wasser (Niedrigwasser) liegende Holzteile infolge des weitgehenden Luftabschlusses keiner Gefahr einer Schädigung durch Pilze unterliegen, stellt die Wasserwechselzone bzw. der Einbindebereich in das nicht wassergesättigte Erdreich für Holzkonstruktionen den hinsichtlich Dauerhaftigkeit kritischen Schwachpunkt dar.

Nach [7] wird die Gebrauchsdauer für diesen Bereich für Kernholz unter mitteleuropäischen Klimaverhältnissen wie folgt angegeben (Richtwerte):

Fichte	< 10	Jahre
Tanne	< 10	Jahre
Kiefer	10 - 15	Jahre
Lärche	10 - 15	Jahre
Douglasie	10 - 15	Jahre
Eiche	15 - 25	Jahre

Für die Lebensdauer von Holz unter Wasser gibt es keine vergleichbaren Angaben. In Gutachten von Holz Sachverständigen wird für Fichten- / Tannenpfähle in der Regel von einer Lebensdauer von ca. 100 Jahren ausgegangen. Die Lebensdauer von Eichen- / Erlenpfählen liegt bei ständiger Bettung unter Wasser > 100 Jahre.

Ähnlich hohe Dauerhaftigkeiten wie bei einer ständigen Bettung unter Wasser ergeben sich nach unseren Erfahrungen an historischen Bauten bei einer weitgehend luftdichten Bettung in wassergesättigten Schluffen / Tonen auch oberhalb des Grundwasserspiegels. Jedoch kann es bei Holzpfählen, die bis über den Wasserspiegel reichen, durch eine Art Sogwirkung auch bis zu mehreren Metern unter die Wasserlinie zu einem vom Pfahlkopf nach unten fortschreitenden Pilzbefall (Blaufäule) kommen.



Abb. 2 Freigelegte Eichenpfähle einer Gründung aus dem 17. / 18. Jahrhundert. Die Pfähle lagen zwar innerhalb der Wasserwechselzone, waren jedoch durch die umgebenden bindigen Böden (Auelehme) weitgehend vor Sauerstoffzutritt geschützt.

Beim Einsatz im Meerwasserbereich mit Mindestwassertemperaturen $> + 5^{\circ}\text{C}$ und einem Salzgehalt von 0,7 – 0,9% besteht zusätzlich eine erhebliche Gefährdung durch die sog. Schiffsbohrmuschel sowie im Tidebereich durch die durch Pilze verursachte Moderfäule und Holzbohrasseln.

1.4 Holzschutz / Imprägnierung

Zur Verlängerung der Lebensdauer bzw. zur Erhöhung der Resistenz gegen organische Schädlinge (Pilze, Bakterien) wurden vor allem im Wasserbau häufig mit Holzschutzmitteln imprägnierte Hölzer eingesetzt.

Genauere Festlegungen hierzu finden sich in der DIN 68 800. Folgende Verfahren wurden bzw. werden hierzu verwendet:

- Kesseldruckimprägnierung
- Wechseldruckimprägnierung

Als Holzschutzmittel wurden Steinkohleteer-Imprägnieröle sowie wasserlösliche Salze mit Bor- und Fluorverbindungen eingesetzt. Aus Gründen des Umweltschutzes ist deren Einsatz jedoch nur bedingt ratsam.

Darüber hinaus hat sich in letzter Zeit aber auch wieder vermehrt sowohl der Gedanke des konstruktiven Holzschutzes als auch die Bedeutung des Einschlagzeitpunktes und des Wachstumsbildes des verwendeten Holzes durchgesetzt. Eine höhere Dauerhaftigkeit von engständig gewachsenem Holz – d. h. die Jahresringe haben geringere Abstände – aus einem Wintereinschlag ist unzweifelhaft.

Verbindliche Angaben über die Dauerhaftigkeit von imprägnierten Hölzern liegen nicht vor. Für teeröl-imprägniertes Kiefernholz beträgt nach Literaturangaben die Lebensdauer bei ständigem Erdkontakt ca. 50 Jahre. Die Erhöhung der Dauerhaftigkeit von Fichtenholz durch Imprägnierung ist wesentlich geringer. Für ausschließliche Gründungspfähle, deren Pfahlkopf in der Regel unter Wasser liegt, ist hingegen eine Imprägnierung nicht üblich bzw. auch nicht erforderlich.

2. Einsatzbereiche für Holzpfahlgründungen

Während heutzutage dem Ingenieur im Falle einer erforderlichen Tiefgründung eine Vielzahl von Gründungssystemen (Ortbetonbohrpfähle, Verpresspfähle, Stahlrammpfähle etc.) zur Verfügung stehen, waren bis zum Beginn des 20. Jahrhunderts Holzpfähle nahezu die einzige Möglichkeit einer Tiefgründung auf nicht tragfähigen Böden.

Dies führte zwangsläufig dazu, dass Holzpfähle auch in nicht oder nur bedingt für den Einsatz geeigneten Untergrundverhältnissen eingebaut wurden. Dies hat zur Folge, dass eine Vielzahl der damaligen Gründungen, insbesondere bezüglich ihrer Dauerhaftigkeit, als problematisch zu bewerten sind, bzw. kostenintensive Nachgründungen erforderlich werden.

Heutzutage beschränkt sich der Einsatz von Holzpfahlgründungen nur noch auf wenige Sondereinsatzbereiche:

- Wasserbau (z. B. Anlegestege, Festmachpfähle, Bootshütten)
Hierbei wird in der Regel das Holz sowohl als Gründungs- wie auch konstruktives Element eingesetzt, so dass hier der in der Wasserwechselzone gelegene Teil den kritischen Punkt der Konstruktion darstellt.
- Hilfsfundamente für Leegerüste im Brückenbau
Infolge der beschränkten Nutzungsdauer ist hier die Dauerhaftigkeit nur von untergeordneter Bedeutung.

- Gründungen auf schwimmenden Pfahlrosten bei extremen Weichböden (z. B. Seetonen, Aueablagerungen, Torf, Klei- und Schlickböden).

Erstaunlich ist hierbei, dass alle drei Einsatzbereiche in Verbindung mit dem Wasser, sei es als offenes Wasser oder als wassergesättigter Boden, stehen, obwohl – wie eingangs genannt – gerade der Übergangsbereich Wasser / Luft den kritischen Bereich für die Dauerhaftigkeit von Holzpfählen darstellt.

Wo liegen in den genannten Einsatzbereichen die Vorteile der Holzpfahlgründung?

- Holzpfähle haben ein relativ geringes spezifisches Gewicht, d. h. die Tragfähigkeit des Pfahles wird nur in sehr geringem Grad durch das Eigengewicht des Pfahles beansprucht.
- Trockene Holzpfähle zeigen bei einer Rammung in wassergesättigtem Boden einen sog. Ansaugeffekt. D. h. aus dem umgebenden, meist weichen / breiigen Boden wird durch das Holz Wasser entzogen und so gegenüber anderen Materialien (Stahl / Beton) eine relativ hohe Mantelreibung erzielt.
- Aufgrund des geringen spezifischen Gewichtes erfordern Holzpfahlrammungen nicht unbedingt einen Großgeräteinsatz, was gerade bei gering tragfähigem Untergrund im Bereich des Baufeldes vorteilhaft ist.
- Bei Wasserbaustellen können Holzpfähle ohne großen Aufwand bis zum Rammort eingeschwommen werden.

3. Hinweise zur Planung und Ausführung

Wesentliche Vorgaben für eine Holzpfahlgründung sind in DIN 4026 (Ramppfähle) enthalten.

- ★ Durchmesser der Pfähle

Der mittlere Durchmesser eines Holzpfahles sollte, bezogen auf die Pfahllänge, folgende Werte nicht überschreiten:

Pfahllänge l [m]	mittlerer Durchmesser [cm]
< 6	25
≥ 6	$20 + l$ (l in Meter)

Als mittlerer Durchmesser wird dabei der in der Mitte des unter der Ramme gewonnenen Pfahles gemessene Durchmesser bezeichnet, nicht der Mittelwert. Der Pfahl muss sich gleichmäßig verzüngen, wobei der Durchmesser je Meter um 1 cm, maximal 1,5 cm, kleiner werden darf.

★ Holzgüte

Für Holzpfähle verwendetes Holz muss mindestens der Güteklasse II nach DIN 4074 entsprechen und sollte möglichst gerade (Pfeilhöhe $\leq 1/300$ der Pfahllänge) und frei von Drehwuchs sein.

Darüber hinaus ist, insbesondere im Hinblick auf die Haltbarkeit, möglichst langsam (engständig) gewachsenes Holz aus Wintereinschlag zu verwenden. Es ist zu vermuten, dass trockene Holzpfähle mit geringem Wassergehalt beim Einbau gegenüber dem Einbau von unter Saft stehendem Holz insbesondere im wassergesättigten Weichboden eine wesentlich höhere Mantelreibung durch den sogenannten Ansaug-effekt erzielen.

★ Zurichten der Pfähle

Es sind nur entrindete Pfähle zu verwenden, wobei eine durch die Entrindung aufgeraute Oberfläche einer möglichst optimalen Mantelreibung nicht abträglich ist.

Inwieweit eine Kerbung der Pfahloberfläche zu einer wirksamen Erhöhung der Mantelreibung führt, ist nicht gesichert. Jedoch ist davon auszugehen, dass bei Weichböden die Kerben durch den Rammvorgang rasch verfüllt werden und infolge der geringeren inneren Reibung des Bodens keine wesentliche Verbesserung erfolgt.

Die DIN fordert weiterhin für Holzpfähle eine axial und symmetrisch angeschnittene Pfahlspitze. Erfahrungen in Weichböden (Seetone, Beckenschluffe) zeigen jedoch sowohl rammtechnisch als auch hinsichtlich Tragfähigkeit keine relevanten Unterschiede zwischen angespitzten und stumpfen Pfählen. Lediglich in dichter gelagerten bzw. steiferen Böden erscheint ein Anspitzen sinnvoll, wobei in diesen Böden ein Einsatz von Holzpfählen in der Regel keine Vorteile bringt.

★ Pfahlverbindungen

Holzpfähle sollten, soweit möglich, in einem Stück, d. h. nicht als gestückelte Teillängen eingebracht werden, da Pfahlverbindungen eine Schwachstelle hinsichtlich Knicksicherheit darstellen.

Darüber hinaus sind die in der Literatur (siehe Abb. 3) angegebenen Holzpfaulaufpfropfungen kaum praktikabel, bzw. wurden meist nur einfache Dornverbindungen, die keinerlei Knickstabilität gegen exzentrische Lasten aufweisen, verwendet.

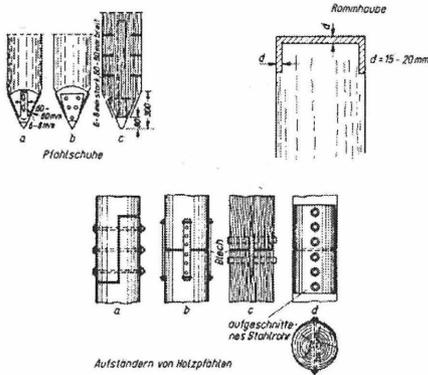


Abb. 3 Pfahlverbindungen und Pfahlspitze (aus Grundbautaschenbuch nach SCHENCK 1955) [8]

Als praktikabel erwies sich der Einsatz von Stahlrohrhülsen, Wanddicke ≥ 10 mm, mit einer Mindestübergreifungslänge von 1 m, die auf den vorbereiteten Pfahlkopf aufgesetzt werden.



Abb. 4 Verzinkte Rohrsteelhülsen als Übergangselement zum Brückenüberbau / aufgehende Bauwerkskonstruktion in der Wasserwechselzone (im Hintergrund eine bereits auf Solltiefe gerammte Pfahlgruppe)

★ Rammung

Auch beim Einsatz im extremen Weichboden sind möglichst schlagkräftige Rammern für das Einbringen der Pfähle zu verwenden. Werden nur gering dimensionierte Rammern eingesetzt, ergibt sich aufgrund der Adhäsion des Pfahles zum bindigen Boden eine zu starke Federung.

Diese kann infolge der dadurch bedingten hohen Schlagzahlen zu einer dynamischen Belastung des umgebenden Bodens und damit zu einer weiteren Verschlechterung der Tragfähigkeit führen. Beim Einsatz von Explosionsrammen ist zu beachten, dass es bei Weichböden infolge des geringen Rammwiderstandes vermehrt zu Fehlzündungen kommen kann.



Abb. 5 Holzpfahlgründung für Brückensjoche vom Schwimmponton aus.

★ Tragfähigkeit

Als Richtwerte für die Tragfähigkeit von Holzpfählen können zum einen die Angaben der DIN 4026, Tabelle 2, zum anderen die Angaben von SCHENCK 1955 im Grundbautaschenbuch gelten.

Einbindetiefe in den tragfähigen Böden [m]	Zulässige Belastung in kN				
	d_{FuB} in cm				
	15	20	25	30	35
3	100	150	200	300	400
4	150	200	300	400	500
5	--	300	400	500	600

Tabelle 3: Zulässige Druckbelastung von Ramppfählen aus Holz nach DIN 4026

Bodenart		Bereich unter OK der tragfähigen Schicht ¹⁾ [m]	Mittlere Mantelreibung (für abgewickelten Umfang) τ_{mf} [kN/m ²]	Spitzendruck (umrissener Umfang des Pfahlfußes) σ_{sf} [MN/m ²]
nichtbindige Böden		bis 5 5 – 10 > 5	20 – 45 40 – 65	2 – 3,5 3 – 7,5
l_c nach DIN 18 122	$l_c = 0,5 - 0,75$		5 – 20	-
	$l_c = 0,75 - 1$		20 – 45	0 – 2
¹⁾ Für τ_{mf} ist das die Einbindetiefe t , für σ_{sf} die Rammtiefe in der tragfähigen Schicht (siehe DIN 4026)				

Tabelle 4: Spitzendruck σ_{sf} und Mantelreibung τ_{mf} nach Erfahrungen aus Probelastungen für Ramppfähle (nach SCHENCK 1955)

Dass es sich bei den Angaben der DIN nur um sehr grobe Orientierungswerte handelt, zeigt sich an der darin verwendeten Definition: „Einbindetiefe in den tragfähigen Boden“.

D. h. die in DIN 4026 genannten Werte gelten nicht für schwimmende Pfahlgründungen mit ausschließlicher Mantelreibung. Neuere Ergebnisse aus Probelastungen liegen nur sehr vereinzelt - insbesondere von Sanierungen schadhafter Pfahlgründungen - vor, was unter anderem dadurch bedingt ist, dass in tiefgründigen Weichböden, dem überwiegenden Einsatzbereich von schwimmenden Holzpfehlgründungen, eine fachgerechte Probelastung mit entsprechenden Reaktionsankern sehr aufwendig und damit kostenintensiv ist. So konnte auch bei dem in Beispiel 2 beschriebenen Bauvorhaben nur eine Ballastierung als vereinfachte Probelastung durchgeführt werden. Bemessungen erfolgen daher meistens aufgrund örtlicher, oft subjektiver Erfahrungswerte.

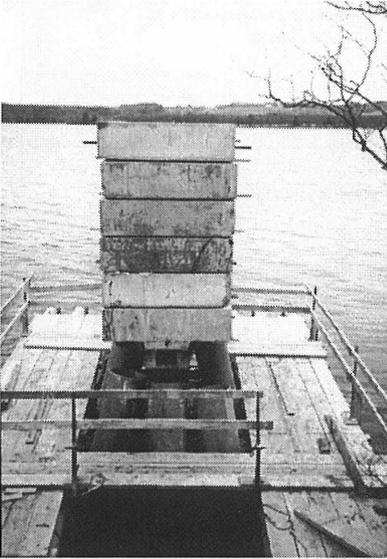


Abb. 6 Probelastung einer Pfahlgruppe

Grundsätzlich ist bei der Abschätzung der Tragfähigkeit von schwimmenden Holzpfählen zu unterscheiden, ob der Lastabtrag ausschließlich über die Mantelreibung erfolgt – dies gilt im Wesentlichen für wassergesättigte Seetone und Beckenschluffe -, oder ob durch die Pfähle bzw. das verdrängte Bodenvolumen eine Verdichtung und damit Erhöhung der Tragfähigkeit des umgebenden Bodens erfolgt.

So wurde z. B. bei der Sanierung des Reichstages in Berlin durch entsprechende Probelastungen nachgewiesen, dass zwar infolge von Holzfäule die in Teilbereichen vorhandenen Pfähle keine effektive Mantelreibung mehr aufweisen, der umgebende Boden jedoch durch das verdrängte Pfahlvolumen eine bleibende Verbesserung der Tragfähigkeit aufweist und somit die Holzpfähle auch weiterhin zum Lastabtrag mit herangezogen werden [1].

Eine Abschätzung der Tragfähigkeit über einschlägige Rammformeln ist zwar oftmals hilfreich, kann aber bei zu gering ausgelegtem Rammen in bindigen Böden zu erheblichen Fehleinschätzungen führen. Aus diesem Grund lässt die DIN 4026 bei bindigen Böden auch keine Ermittlung der Tragfähigkeit über Rammformeln zu.

Vor beschriebene Probleme bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von schwimmenden Pfahlgründungen in bindigen Böden sind jedoch nicht auf das System Holzpfahl beschränkt, sondern gelten für alle schwimmenden Pfahlgründungen. Insbesondere langfristige Sekundärsetzungen durch plastische Kriechverformungen sind nur schwer zu erfassen und bleiben bei schwimmenden Pfahlgründungen ein nur schwer abschätzbares Risiko.

Die Erfahrung aus einer Vielzahl von Bauwerken zeigt jedoch, dass gerade für diesen Bereich Holzpfähle gegenüber Stahl- und Betonpfählen eine höhere Tragfähigkeit aufweisen. Wünschenswert wäre, wenn durch entsprechende Setzungsmessungen und Probelastungen bei zukünftigen Bauvorhaben eine besser abgesicherte Bemessungsgrundlage geschaffen werden könnte.

★ **Wirtschaftlichkeit**

Neben der im Wesentlichen nur empirisch belegten höheren Tragfähigkeit im Weichboden weisen Holzpfähle bei Gründungen für spezielle Einsatzbereiche weitere Vorteile auf, die sich bezüglich Herstellkosten positiv auswirken können:

- Geringeres Gewicht und damit einfachere Handhabbarkeit - z. B. sind keine schweren Hebwerkzeuge erforderlich, was beim Einsatz auf gering tragfähigen Böden vorteilhaft ist.
- Beim Wasserbau / Brückenbau u. ä. können Pfähle zum Rammort mit geringem Aufwand eingeschwommen werden.
- Pfähle können mit geringem Aufwand auf Sollhöhe gekappt werden.

4. Beispiele

Im Folgenden werden zwei neuere Bauvorhaben mit schwimmender Holzpfahlgründung sowie ein klassischer Schadensfall einer bestehenden Holzpfahlgründung vorgestellt.

Beispiel 1 – Gaststätte imUferbereich des Chiemsees

Der Uferbereich des Chiemsees besteht aus nacheiszeitlichen Verlandungsböden mit sehr rasch wechselnder Zusammensetzung (Feinsande, Schluffe, Seetone etc.).

Für die Gründung des Bauwerkes war eine Plattengründung auf einem Teilbodenaustausch (Kieskoffer) vorgesehen. Aufgrund der auf der Gründungssohle anstehenden Böden war ein 0,2 m bis 1 m mächtiger Kieskoffer ausgeschrieben. Darüber hinaus sollten nicht unterkellerte Bereiche auf Pfählen gegründet werden.

Da jedoch der tiefer führende Aushub für den Kieskoffer einerseits zu Problemen mit der Standsicherheit der Baugrubenböschung / Verbau geführt hätte und andererseits durch die unterschiedliche Stärke des Kieskoffers infolge dessen höherem spezifischen Gewichts Setzungsdifferenzen und damit Schiefstellungen sowie Setzungsdifferenzen zu den auf Pfählen gegründeten nicht unterkellerten Teilen nicht auszuschließen waren, wurde durch die ausführende Firma alternativ ein „schwimmender“ Holzpfahlrost angeboten und ausgeführt.

Aufgrund der überwiegend feinsandigen Bodenstruktur konnte davon ausgegangen werden, dass der Lastabtrag nicht nur über die Mantelreibung der Pfähle erfolgt, sondern durch die Pfähle auch eine Verdichtung und damit Erhöhung der mittragenden Wirkung des Bodens erzielt wird.

Die Herstellung der Pfähle erfolgte mit entsprechendem Leerschlag von GOK, um nicht durch das Trägergerät die Trägfähigkeit des stark sensitiven Bodens auf der Gründungsebene zu beeinträchtigen.

Beispiel 2 – Seebrücke Tettenhausen

An der Engstelle zwischen Waginger und Tachinger See war im Zuge des Radwegbaus ein Brückenbauwerk zu errichten. In diesem Bereich stehen bis in Tiefen > 35 m weichbreiige unkonsolidierte Seetone und Beckenschluffe an.

Da die parallel verlaufende Straßenbrücke und Damm infolge von Setzungen bereits mehrfach saniert werden mussten, war davon auszugehen, dass sich diese im labilen Gleichgewicht befinden. D. h. durch das neue Bauwerk sollten keine zusätzlichen Belastungen auf den bestehenden Damm / Brückengründung erfolgen. Es wurde daher eine möglichst leichte Stegkonstruktion aus Stahl und Holz gewählt. Die Mindesttragfähigkeit war für ein 12 t-Fahrzeug auszulegen. Die Gründung der Brückenjoche erfolgte über „schwimmende“ Holzpfahlgruppen von 6 – 8 Pfählen, die bockartig gegeneinander geneigt sind (Eisdruck).

Die planliche Pfahllänge betrug 18 m, davon eine Mindesteinbindetiefe in den Seeboden von 14 m. Bei zu niedriger Schlagzahl wurden die Pfähle um 6 m verlängert. Für die Wasserwechselzone (Schwankungsbereich zwischen NW und HHW) wurde auf die Holzpfähle eine 3 m lange Stahlhülle aufgeschoben, die zugleich als Übergangskonstruktion zu der darüber liegenden Pfahljochkonstruktion diene.



Abb. 7 Vorbereitete Pfahlköpfe zur Aufnahme der Stahlrohrhülsen.



Abb. 8 Stahlrohrhülsen bei der Montage.
Anschließend wird der Pfahl auf Solltiefe
(Holzpfahlkopf unter Niedrigwasserlinie)
weitergerammt.

Als Hauptproblematik bei der Herstellung erwies sich das lagegenaue Rammen der Pfähle vom Ponton aus, da trotz ständig laufender messtechnischer Kontrolle der Pfahllage und Neigung bei Feststellung einer Abweichung mit vertretbarem Aufwand keine Lagekorrektur mehr möglich war.

Da im Bereich der anschließenden Dammstrecken keine Untergrund verbessernden Maßnahmen vorgesehen waren, mussten die beiden Brückenwiderlager hinsichtlich Setzungen eine Mittelfunktion zwischen der aus den Brückenjochen zu erwartenden Setzung und der Dammstrecke darstellen. Es wurde daher unter jedem Widerlager ein Pfahlrost aus sechs Kurzpählen, $l = 6$ m, hergestellt und darüber ein lastverteilender, mit Geogitter bewehrter Kieskoffer eingebaut. Zusätzlich erfolgte bis zum Einbau der Längsträger der Brücke eine Vorklastung.



Abb. 9 Vorbereitung des mit Geogitter bewehrten Kieskoffers über dem Holzpfahlrost der Widerlager
Für die Holzpfähle wurde wintergeschlagenes Fichtenholz verwendet.

Beispiel 3 – Gründung einer Schiffshütte Tegernsee

Im Zuge der Erneuerung der Schiffsflotte für den Personen-Ausflugsverkehr auf dem Tegernsee war es erforderlich, für die nunmehr größeren (höheren und breiteren) Schiffe neue Schiffshütten zu errichten. So musste am Standort der Tegernseeschiffahrt südlich des Ortes Tegernsee eine 36 m lange und 12 m breite Schiffshütte mit einer Firsthöhe von ca. 11,5 m errichtet werden. Für das aufgehende Tragwerk waren eine Holzleimbinderkonstruktion und eine Brettverschalung vorgesehen.

Im Bereich des Standortes zeigte der Seeboden ab ca. 20 m von der Uferlinie einen relativ steilen Abfall, so dass sich im Gründungsbereich Wassertiefen von ca. 1 m bis 8,5 m ergaben. Der Untergrund besteht aus einer im Uferbereich teils organischen 3 ..8 m mächtigen Seebodenschlickschicht, die von mächtigen sehr locker gelagerten, stark schluffigen Kiesen aus in den See abgeglittenem Hangschutt unterlagert wird.

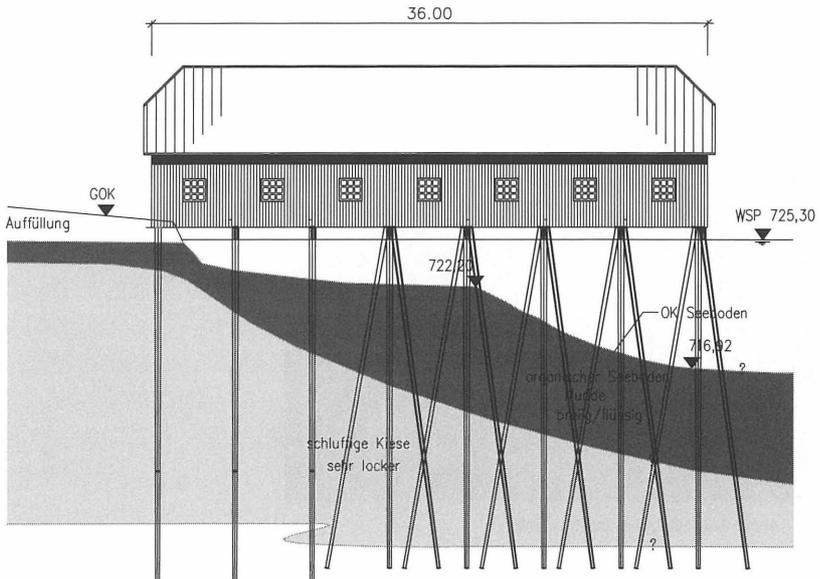


Abb. 10 Geologischer Längsschnitt

Unter anderem aufgrund der sehr beschränkten Andienmöglichkeiten der Baustelle für Großgeräte wurde entschieden, das Bauwerk auf Holzpfählen, die zum Rammort eingeschwommen wurden, zu gründen. Da für die die organischen Seeböden unterlagernden locker gelagerten ($DPH n_{10} = 2 - 4$) Kies- / Schluffböden keine Erfahrungswerte für die zulässige Mantelreibung vorlagen, wurde der Bemessung der Pfähle die über Rückrechnung aus den ebenfalls auf Holzpfählen gegründeten Bestandsbauwerken ermittelte Mindesttragfähigkeit zugrunde gelegt. Diese Werte stimmten überraschenderweise relativ gut mit den Angaben von SCHENK ([8]) überein.

Als weiteres Problem erwiesen sich die aus der Bauwerkskonstruktion herrührenden relativ großen Horizontalkräfte auf die Gründung. Dies führte letztendlich dazu, dass ca. 2/3 der Pfähle für den Abtrag der Horizontallasten und lediglich 1/3 für den Abtrag der Vertikallasten erforderlich wurden.

Für die Gründung wurden Tannenholzpfähle verwendet, wobei die Grundlänge in der Regel 15 m und die aufgesetzte Verlängerung 10 m betrug, so dass sich Pfahllängen von bis

zu 25 m ergaben. Die Übergangskonstruktion in der Wasserwechselzone wurde wie bei der Brücke Tettenhausen als Stahlrohrhülse ausgebildet.



Abb. 11 Ansicht Schiffshütte von Seeseite

Beispiel 4 – Plattendurchlässe auf einem bewehrten Kieskoffer über einem Holzpfahlrost

Das Straßenbauamt Traunstein errichtet derzeit die Ortsumfahrung Grabenstätt der ST 2096. Der Untergrund der Trasse liegt fast ausschließlich im Bereich sehr gering tragfähiger junger Verlandungsböden des Chiemsees mit Mächtigkeiten bis zu > 20 m. Die Dammschüttung des Straßendamms erfolgt daher mit einer Auflastschüttung und einer Liegezeit von mindestens zwei Jahren.

Sämtliche Brücken / Durchlässe der im Zuge der Baumaßnahme angelegten Feld- und Landwirtschaftswege wurden schwimmend auf einem Kieskoffer als Teilbodenaustausch gegründet. Da diese Brücken teilweise als Zufahrten für den Massentransport der Dammschüttung benötigt wurden, wurde zur Reduzierung der Setzungen unter dem Kieskoffer ein Holzpfahlrost, Pfahlänge $l = 3,5 - 6$ m, eingebaut und der Kieskoffer konstruktiv mit Geogitter bewehrt.

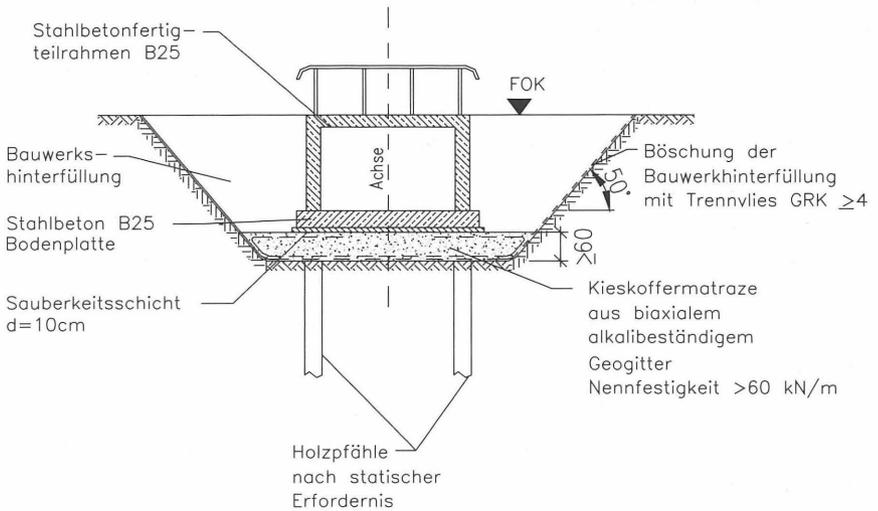


Abb. 12 Systemskizze Gründung auf Kieskoffer ü

Anschließend wurde auf dem Kieskoffer die Bodenplatte hergestellt und die Fertigteile des Überbaus eingehoben. Bislang traten an den Bauwerken keine relevanten Setzungen ein.

5. Schlussbemerkung

Insbesondere bei schwimmenden Pfahlgründungen im Weichboden bzw. im Binnenwasserbau können, wie die Beispiele zeigen, Holzpfahlgründungen – soweit sichergestellt ist, dass die Pfahloberkante ständig unter Wasser liegt – auch heute noch eine wirtschaftliche und technisch sinnvolle Alternative zu anderen Pfahlgründungen darstellen. Wünschenswert wären jedoch weitergehende Untersuchungen, insbesondere zur Tragfähigkeit von schwimmenden Holzpfahlrosten.

Kontaktadresse: Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH
 Dipl.-Geol. Klaus Smettan
 Crailsheimstraße 5b
 83278 Traunstein

6. Literaturverzeichnis

- [1] **Andrä, H. P. / Funk, R.:** Untersuchungen aus der historischen Holzpfahlgründung und am historischen Mauerwerk beim Umbau des Reichstagsgebäudes zum Sitz des Deutschen Bundestags in Berlin.
4. Int. Kolloquium Werkstoffwissenschaften zur Bauinstandsetzung. Fraunhofer IRB Verlag (Esslingen: 1996).
- [2] **Böttcher, P.:** Auswertung von Langzeituntersuchungen über das Verhalten von geschütztem und ungeschütztem Douglasienholz im Vergleich zum Kiefernholz bei Verwendung im Wasserbau.
Braunschweig: Fraunhofer-Institut für Holzforschung (1987).
- [3] **Highly, T. L.:** Protecting Piles (Douglas-fir) from decay: End treatments (different fungicides). Material Organismen. (Berlin: 1984).
- [4] Informationsdienst Holz / EGH, CMA (Hrg): Heimisches Holz im Wasserbau (1990).
- [5] **Lavers, G. M.:** The strength properties of timbers.
Forest Products Research Laboratory, Princes Risborough (1967).
- [6] **Mombächer, R.:** Die Verwendung von Holz im marinen Wasserbau.
Holz-Zentralblatt 91 (1965), 9, 128 – 131.
- [7] **Peek, R. D. / Willeitner, H.:** Behaviour of wooden pilings in long time service.
Proc. X. Ing. Conf. Int. Soc. Soil Mech. Found. Ing., Stockholm, Schweden
Vol. III, 9/23, pp. 147 – 152 (1981).
- [8] **Schenck, W.:** Pfahlgründungen, Grundbautaschenbuch, Band I
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1955
- [9] **Smattan, K.:** Holzpfahlgründungen – heute noch technisch und wirtschaftlich sinnvoll?
in Eichler K. (Hrg.) Spezialtiefbau, 2. Auflage, Renningen - Malmshiem (2002)
- [10] **Smattan, K. / Zeller P.:** Holzpfahlgründung als schwimmende Gründung für eine 100 m lange Brückenkonstruktion in unkonsolidierten Weichböden
in Schad, H. (Hrg.) Bauen in Boden und Fels, 3. Kolloquium 22. und 23. Januar 2002 Ostfildern (2002)
- [11] **Teichmann, S.:** Einheimisches Holz im Wasserbau. Heimische Hölzer im Wasserbau Schleswig-Holsteins aus historischer und aktueller Sicht.
T 1 – 4. Holz-Zentralblatt (1987).



Rammpfahlerstellung BVH
Firma Mühlensohn in Blaustein



**GRUND- PFAHL-
UND SONDERBAU**

Grund- und Sonderbau GmbH
GPS-Niederlassung Berlin
 D-10787 Berlin, Einemstraße 11
 Tel: +49/30/53006-0
 Fax: +49/30/53546-37
 e-mail: gsb.berlin@gps-bau.com

Grund- Pfahl- und Sonderbau GmbH

A-2325 Himberg bei Wien,
 Industriestraße 27a
 Tel.: +43/(0)2235/87777-0
 Fax: +43/(0)2235/86561
 e-mail: office@gps-bau.com
 http://www.gps-bau.com

Spezialtiefbau:

Ankertechnik - Bodenvernagelung
Aufschlußbohrungen - Injektionen
Bohrpfähle - Rammpfähle
Brunnenbau - Wasserhaltung
Düsenstrahlverfahren - Kleinbohrpfähle
Komplette Baugrubenlösungen
Messtechnik - Pfahlprüfungen
Schlitzwände - Schmalwände
Vorspannarbeiten - Sondertechnik

Duktile Pfähle – Alternative zur Verpresspfählen?

Dipl.-Ing. Klaus Dietz, Zentrale Technik, Stump Spezialtiefbau Langefeld

1. Einleitung

Seit mehreren Jahren werden Verpresspfähle und duktile Pfähle am Markt angeboten. Beide Systeme decken etwa einen ähnlichen Pfahllastbereich ab. Im folgenden werden Hinweise zur Auswahl des geeigneten Pfahlsystems vorgestellt. Dazu wird über vergleichende Probelastungen berichtet. Außerdem werden anhand von Ausführungsbeispielen Anwendungsbereiche und Grenzen der Systeme verdeutlicht.

2. Pfahlsysteme

2.1 Duktilpfahl

Das Tragglied Duktiler Pfähle bilden in einander gesteckte Gussrohre, die in Einzellängen von ca. 5 m von einem Trägergerät in den Untergrund gerammt werden. Die Verbindung erfolgt über Steckmuffen. Die Muffenverbindungen können jedoch keine Zugkräfte übertragen. Durch Variation der Rohrdurchmesser ist es möglich Pfahlkräfte zwischen ca. 500 – 1110 kN in den Untergrund abzutragen. Für die vergleichenden Pfahlprobelastungen wurde der DSI-Duktilrammpfahl System TRM, Zulassungsnummer Z-34.25-202 eingesetzt. Duktile Pfähle dürfen gemäß Zulassung planmäßig nur durch axiale Druckkräfte beansprucht werden [1]. Weitere Einzelheiten zum Pfahlsystem können der Literaturstelle [2] entnommen werden.

2.2 Verpresspfahl

Zum Vergleich der Ausführung und der Ergebnisse der Probelastung wurden Verpresspfähle Verbundpfahl System Stump, Zulassungsnummer Z-32.1-8 verwendet [3]. Bei diesem Pfahlsystem wird das Tragglied durch einen GEWI-Gewinderippenstahl gebildet. Mit Hilfe von Muffen können Tragglieder verlängert werden. Die Koppelstelle kann sowohl Zug- als auch Druckkräfte übertragen. Die zulässigen Pfahlkräfte (innere Tragfähigkeit) können sowohl durch Veränderung des Traglieddurchmessers als auch den Einbau von mehreren Traggliedern in ein Bohrloch an die örtlichen Verhältnisse

angepasst werden, so dass ein Lastbereich von ca. 100 kN – 3000 kN abgedeckt werden kann.

3. Versuchsfeld

Das Versuchsfeld wurde wie in Bild 1 dargestellt in einer Linie angeordnet. Der Abstand zwischen den Probepfählen betrug 3,0 m. Zusätzlich wurden 10 Reaktionsanker in einem Abstand von 1,5 m zwischen den Pfählen hergestellt. Die Krafteinleitungstrecke der Anker lag wesentlich tiefer als die Pfahllängen, so dass eine gegenseitige Beeinflussung ausgeschlossen wurde.

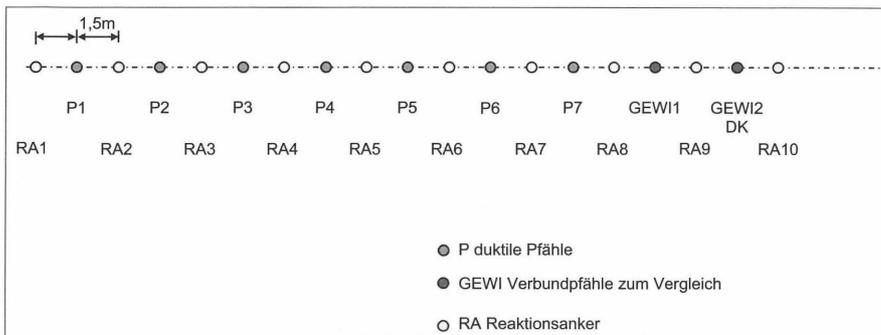


Bild 1: Lageplan Versuchfeld

3.1 Baugrundverhältnisse

Im Bereich der Probepfähle wurden drei Erkundungsbohrungen abgeteuft. Daraus ergibt sich folgendes Bodenprofil: bis maximal 1,25 m unter GOK Mutterboden, Feinsand und Mittelsand locker gelagert, bis maximal 4,80 m Geschiebelehm und Geschiebemergel, darunter bis in ca. 20 m Tiefe Fein- bis Mittelsand, dicht gelagert.

3.2 Pfahlherstellung

3.2.1 Duktile Pfähle

Die Pfähle wurden mit einem Trägergerät Liebherr 934 und einem Hydraulikhammer Krupp HM 1500 eingerammt. Während der Herstellung wurde die Eindringzeit je Meter festgehalten. Vier Pfähle wurden mit einer Fertigmischung B 25, die über einen

Durchlaufmischer zugeführt wurde, verpresst. Dabei wurde insbesondere auf einen kontinuierlichen Materialaustritt am Pfahlmund geachtet. Drei Pfähle wurden nicht verpresst hergestellt. Neben der Herstellungsart wurden der Pfahldurchmesser und die Pfahllänge variiert. Weitere Angaben zur Pfahlherstellung sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

3.2.2 Verpresspfähle

Zum Vergleich wurde je ein Verpresspfahl mit einem Tragglied-GEWI 50 mm im Spülbohrverfahren beziehungsweise Doppelkopfb Bohrverfahren hergestellt. Nach dem Auffüllen der Bohrungen und Einbau des Traggliedes erfolgte eine Primärverpressung mit jeweils 200 kg Zement.

3.3 Probelastungen

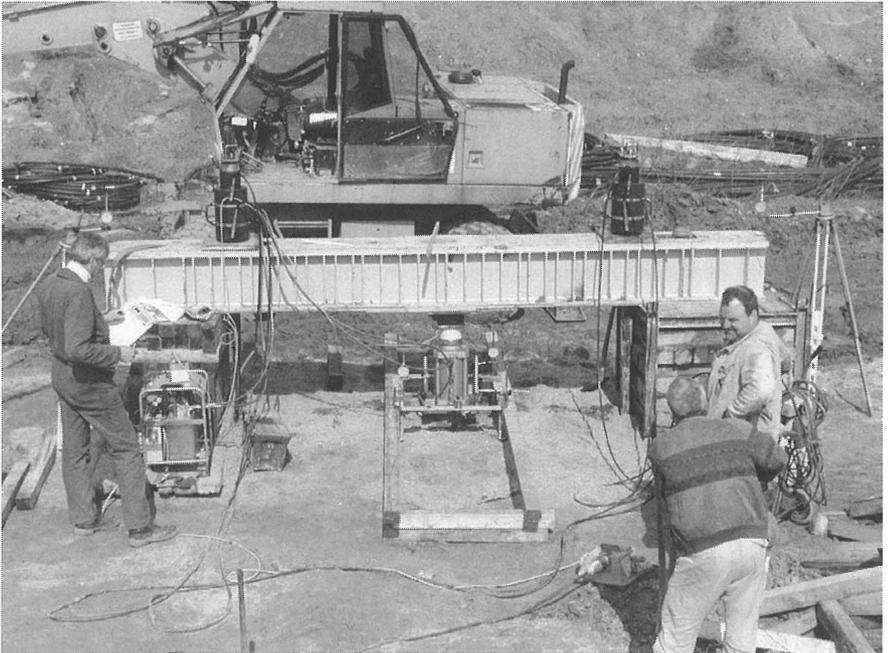


Bild 2: Durchführung der Probelastungen

3.3.1 Versuchseinrichtung

Bei den Versuchen wurden die Pfähle gegen ein Widerlager vertikal und zentrisch gedrückt. Das Widerlager bestand aus einer Stahltraverse, die jeweils mit zwei Litzenankern gegen den Pfahl gespannt war. Die Prüfkraft wurde mit einer Hohlkolbenpresse aufgebracht und mit einer geeichten elektrischen Kraftmessdose kontrolliert. Die Hydraulikpumpe verfügte über eine elektronische Lastkonstanthaltung. Mit mechanischen Messuhren (1/100 mm Anzeigengenauigkeit) wurden die Pfahlkopfverschiebungen erfasst. Dabei waren jeweils zwei Messuhren diagonal versetzt am Pfahlkopf angeordnet, mit denen die Pfahlsetzung gemessen wurde. Die resultierende Pfahlkopfverschiebung wurde durch den Mittelwert der Messwerte bestimmt. Zusätzlich wurden horizontale Verschiebungen der Pfahlköpfe mit Messuhren und geeigneten Markierungen kontrolliert. Die begleitende messtechnische Überwachung wurde von der TU Cottbus durchgeführt [4].

3.3.2 Bewertung

In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der Probelastungen zusammengefasst. Der 10 m lange Pfahl P2 konnte bis 1425 kN belastet werden. Bei weiterer Laststeigerung bewegte sich die Traverse außermittig, so dass der Versuch abgebrochen werden musste. Bis dahin war die äußere Grenztragfähigkeit noch nicht erreicht. Der 10 m lange unverpresste Pfahl P3 erreichte eine äußere Grenzlast von 700 kN. Der verpresste Pfahl P4 erreichte seine äußere Grenztragfähigkeit nicht und konnte mit maximal 1200 kN belastet werden. Die Pfähle P5, P6 und P7 erreichten die maximale Prüflast nicht, da bei Laststeigerung unzulässige Verformungen auftraten und der Pfahl jeweils in den Untergrund eingedrückt wurden.

Dem gegenüber konnten die beiden GEWI-Pfähle bis auf die maximale Prüflast von 900 kN getestet werden. Die äußere Grenztragfähigkeit wurde nicht erreicht. Die Prüfergebnisse zeigen deutlich, dass unverpresste duktile Pfähle aufgrund ihrer geringen Tragfähigkeit und den hohen Verformungen nicht wirtschaftlich als schwimmende Gründung eingesetzt werden können. Sie können lediglich als Aufstandspfähle zur Überbrückung einer weichen Auffüllung über einem Felshorizont genutzt werden. Die Verpressung mit Fertigmörtel fällt ebenfalls gegenüber einer Verpressung mit Zementsuspension, infolge seiner schlechteren Lastabtragung in den Baugrund, zurück.

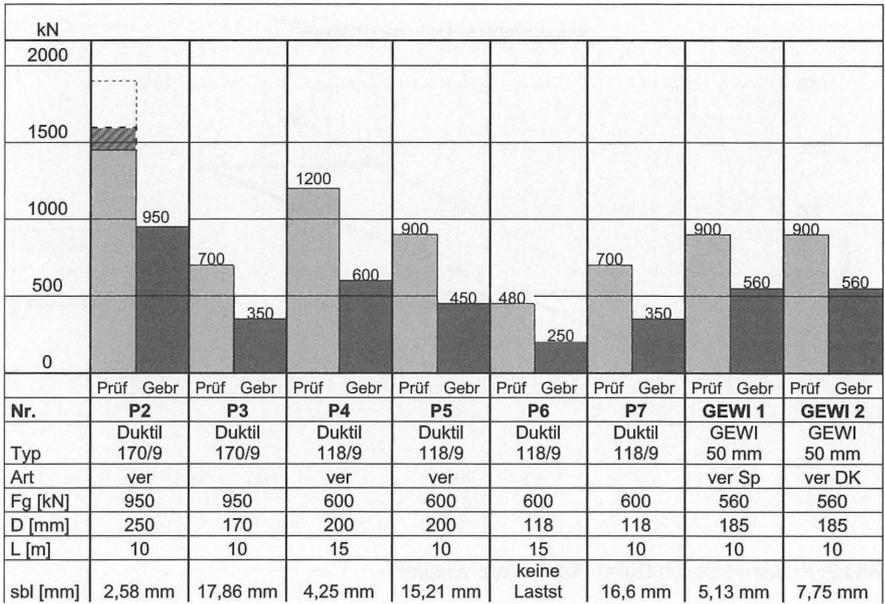


Tabelle 1: Zusammenstellung der Pfahldaten und der Belastungsergebnisse

Um die gleiche Tragfähigkeit zu erhalten, müsste der Pfahl Durchmesser 118 mm um 5 m länger als ein GEWI-Pfahl hergestellt werden. Dies ist schon allein von den Materialkosten her unwirtschaftlich. Dazu ist ein Beispiel im Bild 3 dargestellt. Auf der Ordinate sind die Pfahlänge und auf der Abszisse die Herstellkosten je Stück in Euro einschließlich Personal- und Gerätekosten dargestellt. Deutlich erkennbar ist, dass der Duktilpfahl bei gleicher Länge ca. 35% teurer ist. Diesen Nachteil kann er als Aufstandspfahl bis ca. 12,0 m Pfahlänge ausgleichen. Darüber hinaus ist der Verpresspfahl wieder wirtschaftlicher. Abhängig von den erreichbaren Einbauleistungen kann dieser Wert noch ungünstiger ausfallen. Bei dieser Beispielbetrachtung wurde davon ausgegangen, dass ein Verpresspfahl ca. 6,0 m mit der Krafteinleitungslänge in den tragfähigen Untergrund einbinden muss um die gleiche äußere Tragfähigkeit zu erhalten wie der Duktil Pfahl der auf dem Fels aufsteht.

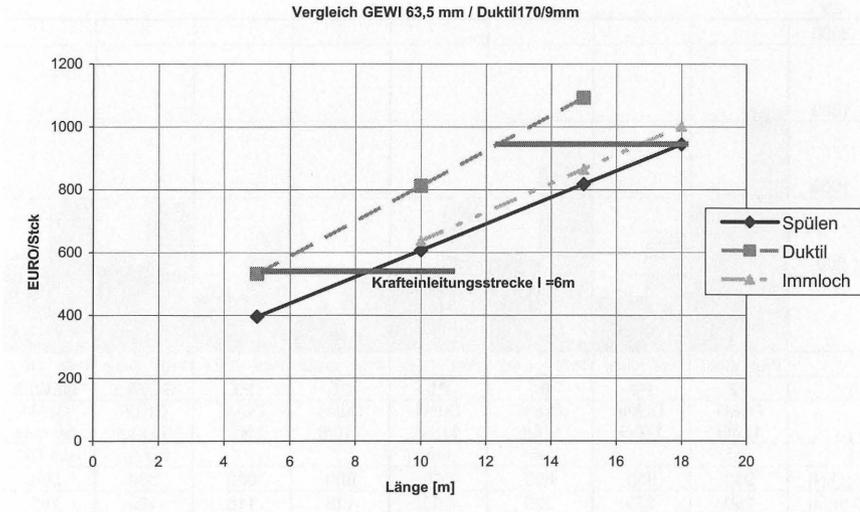


Bild 3: Kostenvergleich Duktii-Pfahl / Verpresspfahl

4. Anwendungsbeispiele

4.1 Baustelle Breidenbach, Duktile Pfähle

Hier war die Gründung für eine Werkhalle mit ca. 350 Stück duktilen Pfähle in Einzellängen von 8,50 m herzustellen. Unter einer 2 m mächtigen Auffüllung aus Tonschieferbruch stand 1,50 m Mutterboden und Lehm an. Darunter befand sich eine 4 m mächtige, stark verwitterte Tonschieferschicht. Circa 8 m unter GOK stand der Tonschiefer unverwittert an. Auf der großzügigen Freifläche konnten Spitzenleistungen über 300 m je Arbeitstag erreicht werden. Diese Baustelle ist ein typisches Beispiel für die vorteilhafte Nutzung von duktilen Pfählen zur Überbrückung von nicht tragfähigen Schichten über einem Felshorizont.



Bild 4: Baustelle Breidenbach, Herstellung Duktile Pfähle

4.2 Allwetterpark Velbert, Verpresspfähle

Um das vorhandene Schwimmbad nicht nur im Sommer sondern auch im Winter als Hallenbad zu nutzen wurde dies überdacht. Durch die zusätzlichen Lasten und der daraus resultierenden Setzung musste im Bereich der vorhandenen Technikräume eine Lastabtragung in tiefer liegende Bodenschichten erfolgen. Die Herstellung der Pfähle mit planmäßigen Längen zwischen 6 m und 8,50 m musste in den vorhandenen Räumen des Technikbereiches erfolgen. Der kleinere der beiden Räume hatte eine Abmessung von ca. 5 m x 3,5 m. die freie Arbeitshöhe betrug 2,07 m. Der Zugang zu den Räumen war nur über die vorhandenen Türen (Breite 0,80 m) möglich. Kleinbohrpfähle können gemäß Zulassung mit Muffenabständen von 1 m eingebaut werden, so dass hieraus keine

Probleme für die Herstellung entstanden. Die Abbildung 5 zeigt das Einrichten des Bohrgerätes.



Bild 5: Baustelle Allwetterpark Velbert, Herstellung von Verpresspfählen unter beengten Verhältnissen

4.3 St. Kolumba, Köln, Verpresspfähle

Beim Bauvorhaben St. Kolumba, Köln, soll die Lastabtragung des zu errichtenden Neubaus mittels Tiefgründung über Kleinbohrpfähle nach DIN 4128 in den Untergrund erfolgen. Da die Statik Gebrauchslasten von bis zu 2000 kN je Einzelstütze ermittelte, mussten Probelastungen mit 4000 kN Prüflast durchgeführt werden. Aus diesem Grunde wurden zwei Mehrstabverbundpfähle mit Traggliedern von 2 Stück GEWI Durchmesser 63,5 mm und ein Stück GEWI Durchmesser 50 mm hergestellt und beprobt. Der Bohrdurchmesser betrug ca. 230 mm. Die Kräfteintragslänge wurde zwischen 8,50 m und 12,50 m variiert. Bei beiden Pfählen konnte die Prüfkraft ohne Probleme aufgebracht werden. Zur Pfahlherstellung muss auf einer Länge von ca. 10 m mehrschaliges Mauerwerk aus dem 13. Jahrhundert durchbohrt werden, so dass Rammpfähle nicht eingesetzt werden können.

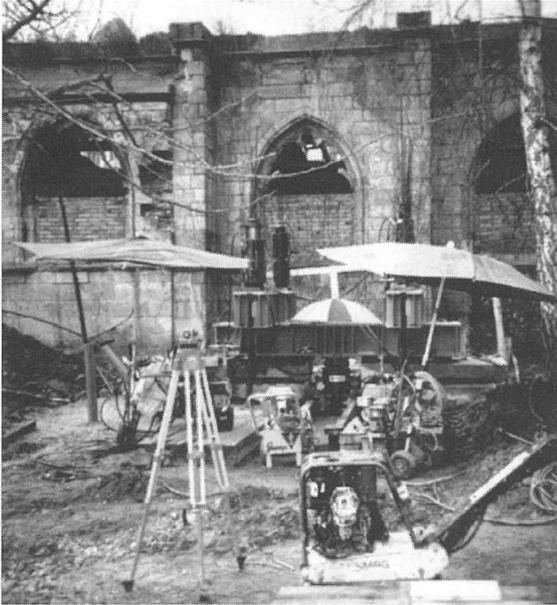


Bild 6: Baustelle St. Kolumba Köln, Probepfähle mit 4000 kN Prüflast Versuchsaufbau

5. Zusammenfassung

Anhand eines Versuchsfeldes mit duktilen Pfählen und Verpresspfählen sowie mehreren Ausführungsbeispielen konnten die Anwendungsbereiche von duktilen Pfählen und Verbundpfählen dargestellt werden. Duktile Pfähle sind sehr wirtschaftlich, wenn nicht tragfähige Schichten über einem festen Felshorizont durch Aufstandspfähle überbrückt werden können. Dem gegenüber zeigen Verpresspfähle deutliche Vorteile, wenn schwierigere Einbaubedingungen vorliegen oder deutlich größere Pfahllasten abgetragen werden müssen. Außerdem können nur Verpresspfähle auch planmäßig zur Ableitung von Zugkräften, zum Beispiel bei Auftriebssicherungen, eingesetzt werden.

Literatur

- [1] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-34.25-202 DSI Duktillrammpfahl TRM
- [2] F. Schmidt, T. Kirchmaier: Der Duktillpfahl, ein zugelassenes Pfahlssystem – Grundlagen und Anwendung am Beispiel der Moorbrücke Selzthal/Phyrnautobahn, Pfahlsymposium 2003, TU Braunschweig
- [3] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-32.1-8 Verbundpfahl System Stump
- [4] TU Cottbus, Versuchsreihe Duktile Pfähle, Prüfbericht 25.04.2002

Autor:

Dipl.-Ing. Klaus Dietz

Abteilung Zentrale Technik

Stump Spezialtiefbau GmbH

Friedrich-Krupp-Str. 18

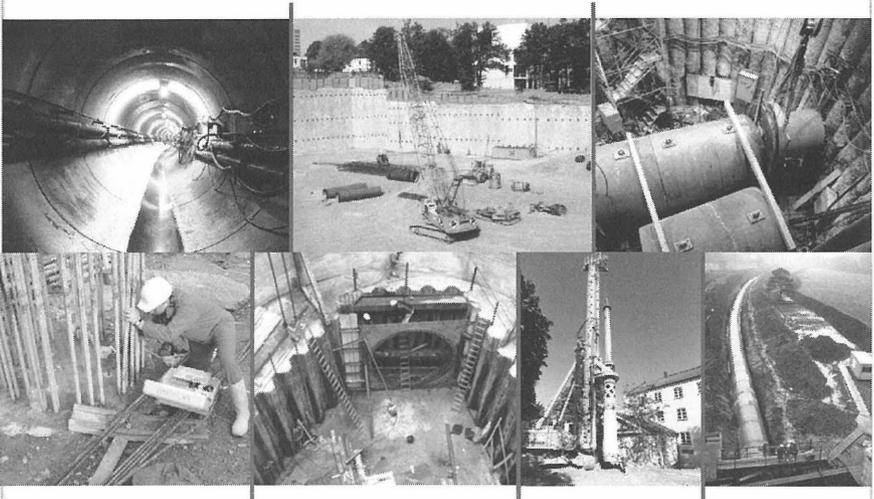
40764 Langenfeld

**CDM Jessberger gehört zum
Ingenieurnetzwerk CDM. Im
Auftrag von Industrie, Gewerbe,
öffentlichen Auftraggebern und
Handel erarbeiten rund 350
Mitarbeiter an 18 Standorten
anspruchsvolle Konzepte und
Lösungen.**

CDM
Jessberger

CDM Jessberger GmbH
Am Umweltpark 3-5
44793 Bochum
tel: 0234 68775-0
fax: 0234 68775-10
e-mail: bochum@cdm-ag.de
www.cdm-ag.de

das ingenieur netzwerk



- Baugrunderkundung und Baugrundgutachten
- Gründungskonzepte
- Entwurfsplanung
- Ausführungsplanung
- Bauüberwachung

umwelt · wasser · infrastruktur · geotechnik

„Der Duktülpfahl, ein zugelassenes Pfahlsystem – Grundlagen und Anwendung am Beispiel der Moorbrücke Selzthal/Phyrnautobahn“

Dipl.-Ing. (FH) Frank SCHMIDT - Teil I
Dipl.-Ing. Thomas KIRCHMAIER - Teil II

I. Grundlagen des Pfahlsystems

I.1 Allgemeines

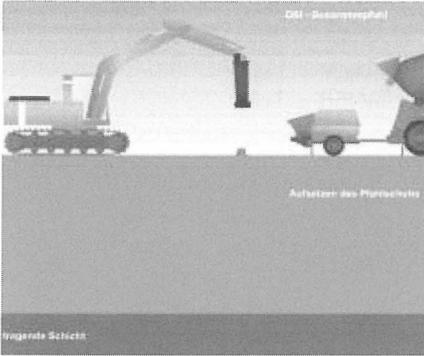
Im folgenden Beitrag soll näher auf den Duktülpfahl eingegangen werden. Viele von Ihnen kennen den Duktülpfahl zumindest von Symposien oder Fachzeitschriften, aber nur wenige von Ihnen haben sich wahrscheinlich bereits näher damit befasst. Nicht zuletzt deswegen ist dieses System in Deutschland noch immer relativ unbekannt.

Im ersten Teil dieses Artikels wird auf die Grundlagen des Duktülpfahles und auf das Verfahren im allgemeinen eingegangen, danach wird ein besonders bemerkenswertes Ausführungsbeispiel präsentiert, bei dem außerordentlich lange Pfähle in schwer zugänglichem Gebiet sowie bei komplizierten Boden- und Grundwasserverhältnissen gerammt wurden.

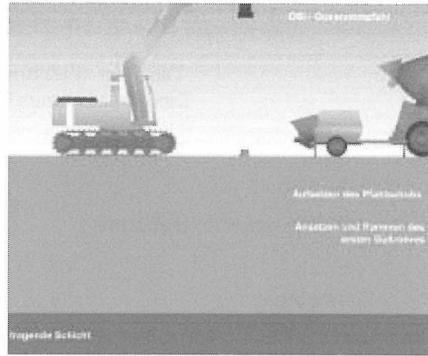
I.2 Einführung

Vor mehr als 20 Jahren wurde das System der Duktülpfähle erstmals in Skandinavien eingesetzt und Mitte der 80er Jahre von den Tiroler Röhrenwerken und der damaligen Grund- und Pfahlbau GmbH (nunmehr Grund,- Pfahl- und Sonderbau GmbH) in Österreich weiterentwickelt. Aber trotz allem ist es noch vielen, zumindest hier in Deutschland, unbekannt, auch wenn bereits auf der einen oder anderen Tagung, wie z.B. hier vor zwei Jahren, darüber berichtet wurde. Aus diesem Grund soll dieser Artikel mit der folgenden Bildfolge beginnen, in der der Einbau eines Duktülpfahles in sechs Piktogrammen dargestellt wird, damit auch die Teilnehmer dieses Symposiums bzw. Leser dieses Tagungsbandes, die mit dem Duktülpfahl noch nichts oder nur sehr wenig zu tun hatten, verstehen, wie das System funktioniert.

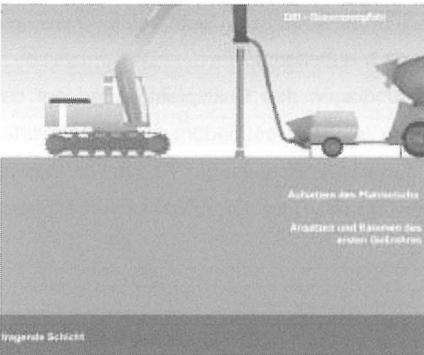
I.2.1 Animation



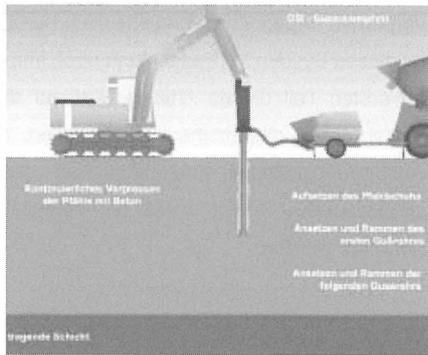
Aufsetzen des Pfahlschuhs



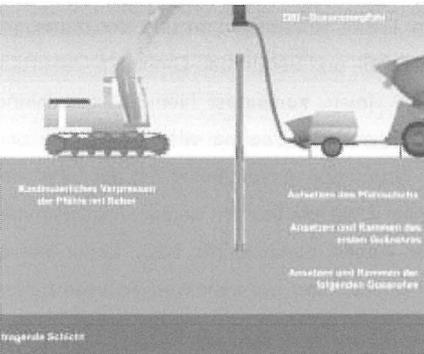
Ansetzen des ersten Gussrohres



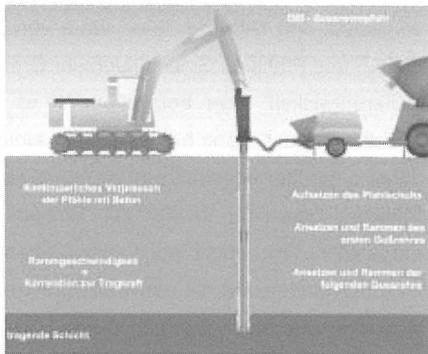
Ansetzen des ersten Gussrohres



Rammen des ersten Gussrohres



Ansetzen des nächsten Gussrohres



Rammen der Gussrohre bis auf Endtiefe

I.2.2 Vorteile des Systems

Diese Animation zeigt anschaulich, wie einfach das Pfahlsystem aufgebaut ist. Der Hauptvorteil, der sich daraus ergibt, ist die hohe Versetzleistung von 200 bis 400 Meter pro Tag, je nach Bodenverhältnissen und erforderlicher Länge der Einzelpfähle.

Ein weiterer wirtschaftlicher Vorteil ist, dass man bei Erreichen der Endtiefe den Überstand des obersten Rohres mit einem Winkelschleifer abschneiden kann und diesen Überstand wieder als ersten Rohrschuss für einen neuen Pfahl verwenden kann. Dadurch hat man praktisch keinen Verschnitt.

Durch die einfachen und leichten Gerätschaften beim Einbau der Pfähle ist ein Einbau auch bei ungünstigen Platzverhältnissen oder bei relativ schwer zugänglichem Gebiet möglich. Des weiteren sind die Kosten für die Baustelleneinrichtung sehr gering, wenn man sie mit Baustelleneinrichtungskosten für andere Gründungsmethoden vergleicht.

Man kann auch bereits beim Rammen die spätere Tragfähigkeit des Pfahls kontrollieren, und dadurch die Länge der einzelnen Pfähle individuell an die Bodengegebenheiten anpassen. Das bedeutet zum einen, dass man die Pfähle manchmal nicht so tief rammen muss wie ursprünglich geplant, und damit nicht unwirtschaftlich tief in den tragfähigen Boden einbindet. Das bedeutet aber auch zum anderen, dass man die Pfähle manchmal tiefer einrammen muss als ursprünglich geplant, weil man beim Rammen erkennt, dass die tragfähige Bodenschicht noch nicht erreicht ist bzw. man noch nicht tief genug in diese Schicht einbindet.

I.2.3 Unterscheidung Verpresste Pfähle – Unverpresste Pfähle

Die Duktülpfähle werden grundsätzlich in verpresste und unverpresste Pfähle unterschieden. Bei unverpressten Pfählen, die in der Regel als Aufstandspfähle ausgeführt werden, wird ein Rammschuh verwendet, der den gleichen Außendurchmesser wie das Pfahlrohr hat. Der Pfahl wird gerammt und nach dem Rammen mit Beton gefüllt. Bei diesen Pfählen ist eine Abrostrate zu berücksichtigen, da das Gussrohr direkten Kontakt zum anstehenden Boden hat. Die anzusetzende Abrostung beträgt 3 mm auf den Durchmesser des Pfahls, also 1,5 mm auf die einfache Pfahlrohr-Wandstärke.

Bei verpressten Pfählen wird ein Rammschuh verwendet, der größer als der Außendurchmesser der Pfähle ist. Der durch den größeren Rammschuh erzielte Ringraum sowie die Porenräume des umgebenden Bodens werden permanent – während des Rammvorgangs – mit Mörtel unter Druck ausgepresst. Dadurch entsteht ein Pfahl mit

durchgehender Zementmörtelumhüllung. Dies hat zum einen Vorteile beim Korrosionsschutz, zum anderen vergrößert sich die Mantelfläche und die Verzahnung zum umgebenden Boden, so dass eine deutlich höhere Mantelreibung erreicht wird. Trotz des verbesserten Korrosionsschutzes durch die Zementmörtelumhüllung ist jedoch auch hier (nach deutscher Zulassung) die Abrostrate zu berücksichtigen. Zur Verbesserung des Korrosionsschutzes wurden in den letzten Jahren verschiedene Beschichtungssysteme für die Pfähle erprobt, die während der Rohrproduktion auf die Pfahlrohre aufgebracht werden. Besonders zu erwähnen ist hier eine Spritzverzinkung mit nachträglicher PUR-Beschichtung. In Deutschland sind diese Systeme jedoch nicht zugelassen.

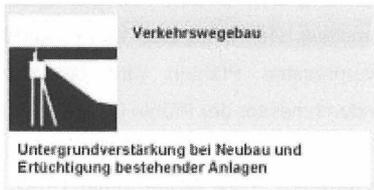
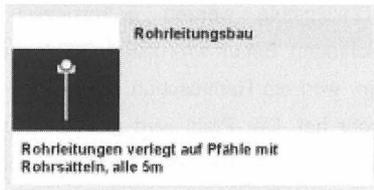
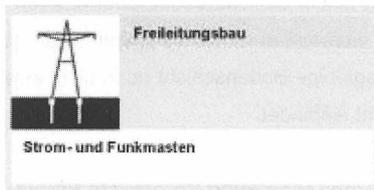
1.2.4 Anwendungsbereiche

Mit Nutzlasten von etwa 500 bis 1100 kN können mit dem Dukttilfpfahl Lasten aufgenommen werden, wie sie im Hoch- und Industriebau für Pfähle mit kleinen Durchmessern üblich sind.

Funkmasten sowie Strommasten für den Freileitungsbau können auf Einzelfundamenten gegründet werden, die ihre Last über Dukttilpfähle in den Untergrund leiten.

Auf speziellen Rohrsätteln, die direkt auf den Dukttilpfahl aufgesetzt werden, können Rohrleitungen einfach, lagegenau und setzungsarm verlegt werden.

Dukttilpfähle können zur Gründung, Sicherung oder Ertüchtigungen von Straßen und Schienenverkehrswegen sowie von Überführungsbauwerken eingesetzt werden.



I.3 Werkstoffe und Belastung

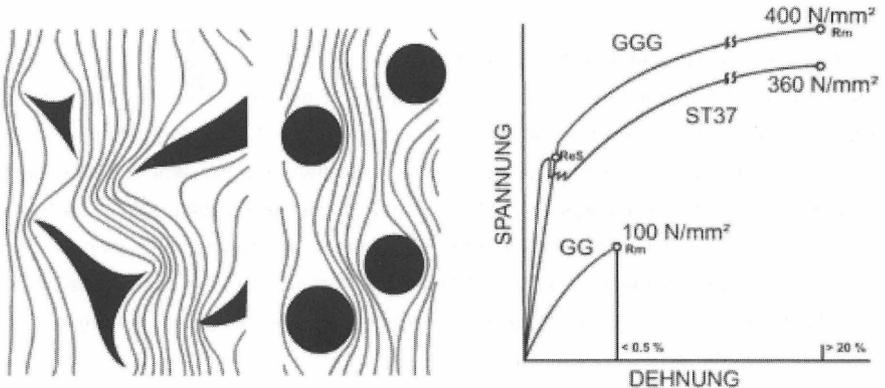
I.3.1 Der Gusswerkstoff

Gusseisen wird als Baustoff bereits seit vielen Jahren verwendet und hat vor allem im Rohrleitungsbau auf Grund seiner hohen Beständigkeit gegen mechanische und chemische Einflüsse Tradition.

Gusseisen gilt – in Form des Graugusses (GG) – nach wie vor als sehr spröder und wenig schlagfester Werkstoff. Diese nachteiligen Eigenschaften des Gusseisens konnten durch die Entwicklung des Duktilen Gusseisens (GGG) entscheidend verbessert werden, so dass der Werkstoff auch der hohen Schlagenergie einer Pfahlrammung standhält.

In der Schmelze des Gusseisens wird durch Beimengung von Magnesium der Graphit von der spitz auslaufenden Lamellenform zu einer kugeligen Form umgewandelt. Nach der Rohrerstellung wird das Werkstück durch einen langen Nachglühvorgang mit genau abgestimmten Glühzeiten und Glühtemperaturen nachbehandelt. Durch diese Maßnahmen wird die Festigkeit angehoben und der Werkstoff wird zäher.

In der folgenden Grafik ist der Unterschied zwischen Lamellengraphit im Grauguss (links) und dem Kugelgraphit im Duktilen Guss (mitte) dargestellt. In der qualitativ dargestellten Spannungs-Dehnungslinie (rechts) ist zu erkennen, dass das Duktile Gusseisen eine höhere Festigkeit als der Baustahl ST37 hat, aber in etwa ein gleiches Dehnungsverhalten.



I.3.2 Der Pfahlbeton

In der Regel wird ein relativ fließfähiger Pfahlbeton der Güte B25 mit kleiner Körnung (Größtkorn 4mm) verwendet.

I.3.3 Zulässige Belastung nach Zulassung Z-34.25-202

In der Zulassung Z-34.25-202 (Antragsteller: DYWIDAG-Systems International GmbH) sind vier verschiedenen Pfahlgrößen zugelassen. Es sind dies Pfahlrohre mit den Außendurchmessern 118 und 170 mm, mit jeweils zwei Wandstärken.

Der Korrosionsschutz der Gussrohre durch eine eventuelle Mantelverpressung wurde in der Zulassung nicht berücksichtigt, deshalb ergeben sich die zulässigen Gebrauchslasten in der Zulassung Z-34.25-202 unter Berücksichtigung einer Abrostung der Gussrohre um 3 mm, bezogen auf den Durchmesser.

Gussrohre		Zulässige Gebrauchslast nach Z-34.25-202 bei Füllung mit einem Pfahlbeton B25 und unter Berücksichtigung der Abrostung von 3 mm
Durchmesser	Wandstärke	
118 mm	7,5 mm	507 kN
118 mm	9,0 mm	605 kN
170 mm	9,0 mm	951 kN
170 mm	10,6 mm	1.106 kN

I.3.4 Belastung des Duktilpfahls mit Zugkräften

Mantelverpresste Duktilpfähle können durch Einlage eines GEWI®-Stabes auf ganzer Pfahllänge theoretisch auch als Zugpfähle verwendet werden. Diese Möglichkeit ist in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung nicht enthalten, da sie eine Sonderlösung darstellt. Die zusätzliche Einlage des GEWI®-Stabes auf ganzer Pfahllänge ist in der Regel nicht wirtschaftlich. Die Verwendung des Duktilpfahls als Zugpfahl ist jedoch dann wirtschaftlich, wenn auf eine sehr große Menge an Druckpfählen eine geringe Menge an Zugpfählen kommt, und auf eine zusätzliche Baustelleneinrichtung (z.B. Bohrgerät) für andere Zugpfähle verzichtet werden kann.

14 Bodenmechanische Grundlagen für den Duktilpfahl

14.1 Grundlagen für Mantelverpresste Duktilpfähle

Die Erfahrung hat gezeigt, dass – in Abhängigkeit von der Bodenart – gewisse Zusammenhänge zwischen einer Rammsondierung mit einer Rammsonde und den Rammzeiten für den Duktilpfahl bestehen. Dies ist nicht verwunderlich, da sowohl bei der Rammsondierung als auch beim Einbau des Duktilpfahls ein stabförmiger „Gegenstand“ mit dynamischer Belastung in den Baugrund getrieben wird. In den folgenden beiden Tabellen sind die Zusammenhänge zwischen der Rammsondierung und den Rammzeiten ersichtlich:

Nicht bindige Böden

Lagerungsdichte	Schlagzahl SRS 15	Rammzeiten* (sec/m)	Näherungsweise Mantelreibungswerte
Sehr locker	0 – 2	Gedrückt	0
Locker	3 – 5	Ca. 5 – 10	40 kN/m ²
Mitteldicht	6 – 15	Ca. 10 – 20	80 kN/m ²
Dicht	16 – 30	Ca. 20 – 30	120 kN/m ²
Sehr dicht	>30	> 30	150 kN/m ²

Bindige Böden

Konsistenz	Schlagzahl SRS 15	Rammzeiten* (sec/m)	Näherungsweise Mantelreibungswerte
Breigig	0 – 1	Gedrückt	0
Weich	1 – 2	Gedrückt	0
Weich-Steif	3 – 4	Ca. 5 – 10	20 kN/m ²
Steif	5 – 7	Ca. 10 – 15	40 kN/m ²
Halbfest	8 – 15	Ca. 15 – 30	70 kN/m ²
Fest	>15	> 30	100 kN/m ²

* die angegebenen Rammzeiten gelten näherungsweise für Hydraulikhämmer Krupp HM 1500 für Pfähle Ø 170 mm bzw. Krupp HM 960 für Pfähle Ø 118 mm

Neben dem Zusammenhang zwischen Rammsondierung und Rammzeiten gibt es jedoch noch auch einen Zusammenhang zwischen diesen beiden Werten und der Mantelreibung. Dieser Zusammenhang wurde im Laufe der letzten Jahre mittels einer großen Anzahl von Probelastungen ermittelt.

Durch die Ergebnisse der Rammsondierung im Vorfeld der Baustelle kann somit bereits schon direkt auf die Mantelreibung des Pfahls geschlossen werden.

I.4.2 Grundlagen für Unverpresste Aufstandspfähle

Bei unverpressten Aufstandspfählen wird die Rammung in der Regel dann abgebrochen, wenn der erzielte Rammfortschritt pro Zeit einen gewissen Wert unterschreitet (z.B. 1 cm / 20 sec.), d.h. die Rammung zum Stillstand kommt.

Die innere Tragfähigkeit der Pfähle kann dann voll ausgenutzt werden, da die Pfähle mit im Vergleich zu den Bauwerkslasten viel höheren Kräften (Einzelschlagkraft bis zu 2.000 kN bei 300 bis 400 Schlägen pro Minute) bis zum Stillstand gerammt werden.

Der genaue Wert für den Rammfortschritt, bei dem die Rammung abgebrochen werden kann, hängt jedoch von mehreren Parametern ab (z.B. Pfahldurchmesser, Ramme) und kann nicht pauschal angegeben werden.

I.4.3 Bodenmechanische Anwendungsgrenzen

Gemäß allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-34.25-202 ist die Anwendung auf Böden mit undrainierter Scherfestigkeit $> 10 \text{ kN/m}^2$ beschränkt. Ist die undrainierte Scherfestigkeit $< 10 \text{ kN/m}^2$, so ist ein Knicknachweis nach Theorie II. Ordnung nach DIN 18 800-2 zu führen.

Bei Böden mit SRS15-Schlagzahlen > 60 ist der Duktilpfahl nur mehr bedingt oder gar nicht mehr rammbaar.

I.5 Emissionen

Im letzten Teil des ersten Vortragsteiles möchte ich auf die Emissionen zu sprechen kommen, die beim Rammen der Dukttilpfähle entstehen. Wie bei allen Rammarbeiten betrifft dies vor allem die Lärmbelastung der Umgebung sowie die beim Rammen entstehenden Erschütterungen.

I.5.1 Beispiel für Lärmbelastung

Bei einem Bauvorhaben in Berlin, in der Nähe der Charité, wurden Dukttilpfähle gerammt. Wegen der Nähe zum Krankenhaus und damit verbundenen Auflagen war eine kontinuierliche Überwachung des Baustellenlärms erforderlich. Der Messpunkt lag vor einem Eingang der Charité, etwa 50 m vom Bauvorhaben entfernt. Dabei wurden folgende Lärmpegel gemessen:

	Werte in dB(A)		
	L ₁	L ₅₀	L ₉₅
Grundgeräuschpegel der Baustelle	76,0	71,1	68,8
Geräuschpegel während Rammung	79,0	74,1	69,7

L_{1,50,95} = Pegel, der in 1, 50 oder 95% der Messzeit erreicht bzw. überschritten wird

⇒ Pegelanhebung von max. 3 dB(A)

Berechnung des Geräuschpegels, der durch die Ramme verursacht wird.

	Werte in dB(A)		
	L ₁	L ₅₀	L ₉₅
Geräuschpegel der Ramme	76,0	71,1	62,4

⇒ Dieses Ergebnis lässt sich auf zwei Arten praktisch veranschaulichen:

- Der Geräuschpegel der Ramme liegt im gleichen Bereich wie Grundgeräuschpegel
- Die Ramme ca. 50 m entfernt vom Messpunkt ist in etwa so laut wie ein nahe am Messpunkt vorbeifahrender PKW.

I.5.2 Beispiel zur Erschütterungsbelastung für Nachbargebäude

Bei einem Bauvorhaben in Salzburg wurden Schwinggeschwindigkeits-Aufnehmer an einer Betonstützmauer angebracht. Diese Messaufnehmer waren in etwa 10 bis 30 m von den Rammstellen entfernt.

- Tag 1: Parallel zur Pfahlrammung wurden Spundwände gerammt. Während der Rammung der Spundwände und der Pfähle wurden die folgenden Schwinggeschwindigkeiten an den Messaufnehmern gemessen:

Maximalwerte: 0,22 – 0,96 mm/s

Mittelwerte: 0,04 – 0,19 mm/s

- Tag 2: Pfahlherstellung mit 2 Rammgeräten

Maximalwerte: 0,22 – 0,77 mm/s

Mittelwerte: 0,04 – 0,13 mm/s

- Beispiele für zulässige Schwinggeschwindigkeiten nach DIN 4150-3 (Februar 1999)

Gewerblich genutzte Bauten	10,0 mm/s
Wohngebäude	5,0 mm/s
Besonders empfindliche und erhaltenswerte Bauten (z.B. unter Denkmalschutz stehend)	2,5 mm/s

⇒ Die Schwingungen beim Rammen von Duktülpfählen liegen deutlich unter den zulässigen Werten, selbst ein Einbau in der Nähe von unter Denkmalschutz stehenden Häusern ist möglich.

II. Anwendung am Beispiel der Moorbrücke Selzthal/Phyrnautobahn

II.1 Projektvorstellung

II.1.1 Moorbrücke – KS7

Im Zuge der A9 Pyhrnautobahn Vollausbau / Anschlussstelle Selzthal / erfolgt die Querung des Ardninger Moores durch das Objekt KS7, ein Spannbetontragwerk mit einer Gesamtlänge von 1,294 km. Dieses ist in die Grundmoräne, die in einer Tiefe von etwa 20 m – 30 m ansteht, fundiert.



BILD 1: Luftbild Gesamttragwerk

II.1.2 Bodenverhältnisse

Bei der Planung und Ausführung war man mit außergewöhnlichen Bodenverhältnissen konfrontiert:

- GOK – 15,0 m:** Torf, weich, sandig, wasserführend mit einer harten Sandschicht bei ca. 12,0 – 15,0 m als Dichthorizont
- 15,0 m – 25,0 m:** Feinsand, stark schluffig, wasserführend mit artesischem Überdruck.
- ab 25,0 m:** Grundmoräne (= gebrochener Kies, eingelagert in hartem Moränenschluff)

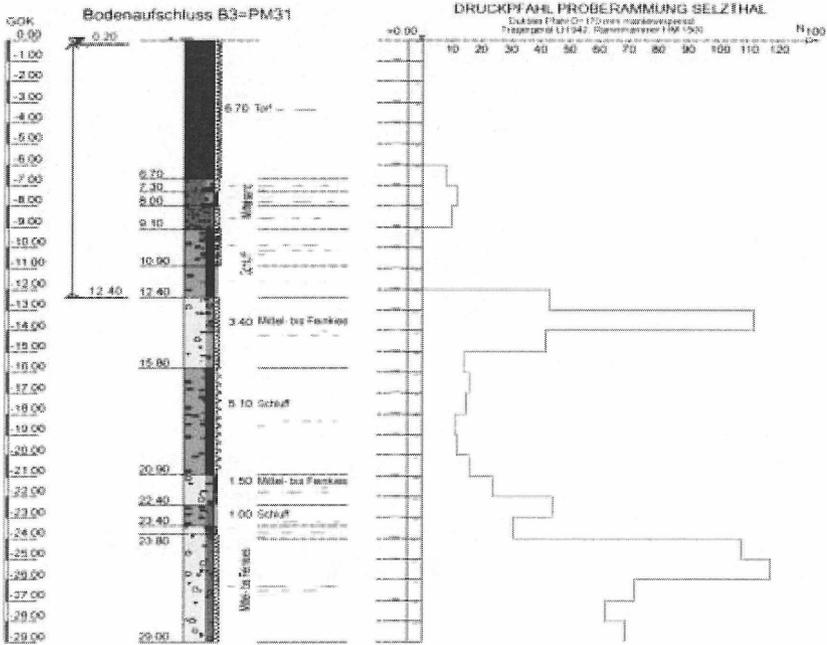


BILD 2: Bodenaufbau und Proberammung

Diese Bodenverhältnisse wurden bereits während der Pfahlbohrarbeiten für die erste Richtungsfahrbahn Objekt KS 5 1980/81 durch die Fa. Grund- und Pfahlbau GmbH erbohrt. Die Gründung erfolgte damals mit Bohrpfählen \varnothing 90, 120 u. 150 cm mit Teilverrohrung nach dem Drehbohrverfahren unter Bentonitstützung bis zu 50,0 m Tiefe.

II.1.3 Fundierung

Das Ausschreibungsprojekt sah zur Abtragung der Vertikallasten Schleuderbetonfertigteiltrammpfähle mit einem Durchmesser von 35 cm vor.

Die Lastabtragung der Horizontalkräfte aus Wind, Bremsen, Temperatur und Erdbeben sollte über rechteckige Schüttkörper aus Kantkorn auf Vlies erfolgen.

II.2 Projektoptimierung

Die Firma STRABAG erarbeitete in Zusammenarbeit mit dem ZT-Büro DI Mayer als Alternative ein Spannbetontragwerk mit um den Faktor 1,5 vergrößerten Stützweiten. Dadurch konnte die problematische Gründung im Moor auf weniger Fundierungsstandorte reduziert werden.

Gemeinsam mit der Firma Grund- und Pfahlbau GmbH erfolgte eine weitere Optimierung durch die alternative Abtragung der Vertikallasten mit betonverpressten Duktilen Gussrammpfählen, ausgelegt auf eine Gebrauchslast von 1000 kN. Dieses erprobte Fundierungssystem wird seit 1985 erfolgreich eingesetzt, jedoch unter diesen Rahmenbedingungen wurde es zuvor noch nie umgesetzt.

Die Abtragung der Horizontallasten wurde ausschreibungskonform übernommen. Diese technisch optimierte und kostengünstige Lösung mit Verringerung der Gründungsstandorte und der damit verbundenen Schonung der Moorlandschaft erhielt den Zuschlag.

II.2.1 Zur Bestätigung der gewählten Fundierung wurden folgende Nachweise geführt:

- 1) Tragfähigkeit durch Probebelastung;
- 2) Rammbarkeit bis in die Grundmoräne, d.h. das Durchörteren der in 12,0-15,0 m Tiefe liegenden harten Schichtpakete;
- 3) keine Beeinträchtigung der zum Teil gespannten Grundwasserhorizonte, d.h. es dürfen keine Verbindungen entlang der Fundierungspfähle entstehen, die zu einem Druckabfall des artesisch gespannten GW-Horizontes führen;
- 4) Korrosionsbeständigkeit des Pfahlmaterials in den anstehenden aggressiven Moorwässern;

II.2.2 Zusätzliche H-Kräfte

Die zusätzlichen Horizontalbeanspruchungen in Brückenlängsrichtung aus Bremsen, Temperatur, Schwinden und elastischer Verkürzung einerseits, die in Brückenquerrichtung wirkenden Windkräfte andererseits sind in den Brems- bzw. Trennpfeilerfundierungen aufzunehmen. Die Abtragung dieser Kräfte sollte gemäss Ausschreibungsprojekt über Kiesschüttungen erfolgen.

Im Zuge des Baufortschritts stellte sich heraus, dass die Herstellung der Kiesschüttungen wegen der angetroffenen Konsistenz des Moores nicht möglich war. Da die Methode einer Vorschüttung für die vorweg erwartenden Setzungen aufgrund der kurzen Bauzeit nicht möglich war, musste eine neue Lösung zur H-Kraftableitung entwickelt werden.

II.2.3 Lösung zur H-Kraftableitung

Die H-Krafteinleitung in den tragfähigen Boden mit max. 45 m langen, geneigten Ankern musste aufgrund des großen Verformungspotentiales, das für das Stützen- und Tragsystem der Brückenkonstruktion nicht zuträglich war, verworfen werden.

Selbst eine entsprechende Überdimensionierung der Anker, mit verbundener Reduzierung der Dehnwege, brachte für das sensible und zudem noch unwirtschaftliche System Verformungsgrößen über den zulässigen Grenzwerten.

Aus dieser Situation erfolgte die Entwicklung des duktilen Zugverbundpfahles in enger Zusammenarbeit mit dem Bodengutachter Dr. Kienberger und dem Prüflingenieur ZT DI Begusch. Mit diesem duktilen Zugpfahl war es möglich, das letztendlich zur Ausführung gelangte, unempfindliche, robuste und verformungsarme Pfahlbocksystem zu entwickeln.

QUERSCHNITT A 38

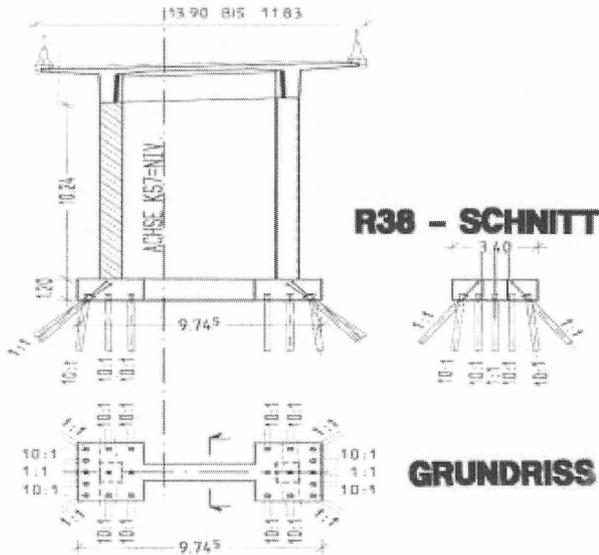


BILD 3: Bremsachse 38

In der Regel kamen je ausgesteifter Lagerachse, d.h. je Brems- und Trennpfeiler, 22 mantelverpresste Duktülpfähle \varnothing 170/10,6 mm, die teilweise sternförmig schräg gestellt wurden, je Fundierungsrost zur Ausführung. Die Druckpfähle mit einer Belastung von ca. 1.000 kN erreichten Längen von ca. 35 m. Die Zugpfähle mit einer Belastung von ca. 600 kN sollten unter 45° Neigung hergestellt werden und erreichen somit eine Länge von ca. 45 m. Aufgrund der Vorgabe des Grundbausachverständigen durften diesen unter 45 ° geneigten Pfählen keine Druck-, sondern nur Zugkräfte für die Lastabtragung zugeordnet werden. Ergänzend zu der bei der Rammung der duktilen Pfähle entstehenden „Kaltverschweißung“ im Muffenbereich war für die innere Zugfestigkeit des Pfahles ein durchgehender GEWI®-Stab \varnothing =50 mm mit Muffenverbindungen auf die volle Pfahlänge einzubauen.

Die aus der Zugbeanspruchung zusätzlich resultierenden Vertikalkräfte wurden in der Vertikalbemessung der Pfahlfundierung überlagert angesetzt. Die Schnittkräfte für die

Pfahlbemessung wurden daher für die geringere Biegesteifigkeit des Gussrohres ohne Mantelbeton ermittelt.

Die äußere Tragfähigkeit der Pfähle war durch einen Zugversuch nachzuweisen.

II.2.4 Ausführung

II.2.4.1 Der Duktile Rammpfahl

Der Duktile Pfahl aus Sphäroguss GGG 40, in Rohrschüssen von 5,0 m mit konischen Steckmuffen wird während der Rammung laufend verlängert.

Über den Verpressschuh am Fuß des Pfahles tritt, während der Rammung der über das Pfahlrohr einpresste Betonmörtel aus und bewirkt eine sofortige innige Verbindung mit dem umgebenden Boden und erzeugt die geforderte Abdichtung hinsichtlich der GW-Horizonte.

Nach Erreichen der Endtiefe wird der Überstand des Pfahlrohres mit der Trennscheibe abgeschnitten und das Reststück bei dem nächsten Pfahl weiterverwendet. Zur Einleitung der Lasten in den Pfahlkopf wird eine Stahlplatte in der statisch erforderlichen Stärke und Größe mit einem zentralen Bewehrungsdorn fixiert.

Pfahldaten:

Pfahl inkl. Mantelverpressung:	Ø = 250 mm bis 270 mm
Duktiles Rohr (GGG):	Ø = 170 mm
Wandstärke:	10,6 mm
Verpressbeton:	Sondermischung GK 4, K4, 550-600kg PZ 375, Qualität mind. B 400
Zentrische Bewehrung:	1 GEWI = 50 mm
Innere Tragfähigkeit:	P = 1340 kN
Zul. max. Druckkraft:	1000 kN
Zul. max. Zugkraft:	623 kN

II.2.4.2 Korrosionsschutz

Zur Verhinderung von Korrosion im Bereich der aggressiven Torfwässer wurden die Pfahlrohre vom Hersteller TRM (Tiroler Röhren und Metallwerke AG) bereits fabrikmäßig verzinkt und mit einer schlagfesten PUR-Schicht versehen, die gemäß Gutachten der MA 39-VFA / Magistratsabteilung 39 / Versuchs- und Forschungsanstalt der Stadt Wien herzustellen waren.

II.2.4.3 Probelastung Fundierungspfähle

Die Pfähle wurden für eine max. zulässige Tragfähigkeit von 1000 kN ausgelegt. Bei einer großangelegten Probelastung im September 1997 wurde die Tragfähigkeit bei Pfahlängen von 30,0 m und 36,0 m geprüft.

Während der Rammung der Versuchspfähle und der Reaktionszugpfähle wurden die jeweiligen Rammdiagramme aufgenommen.

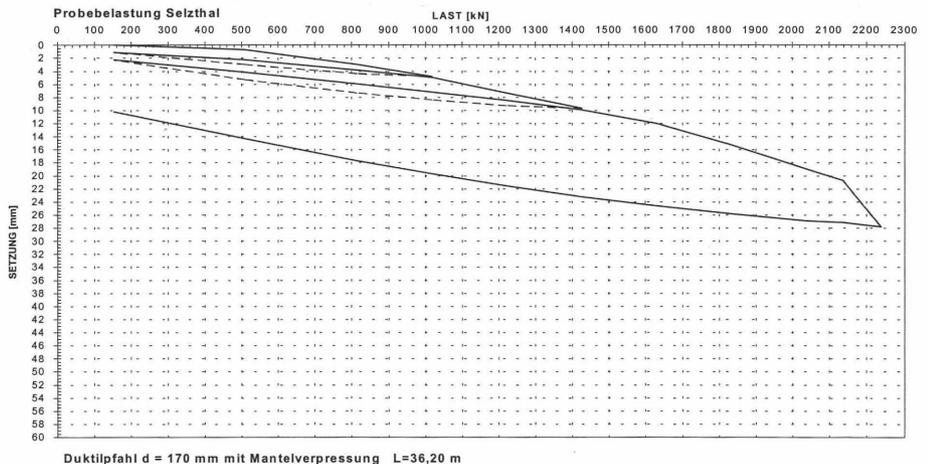
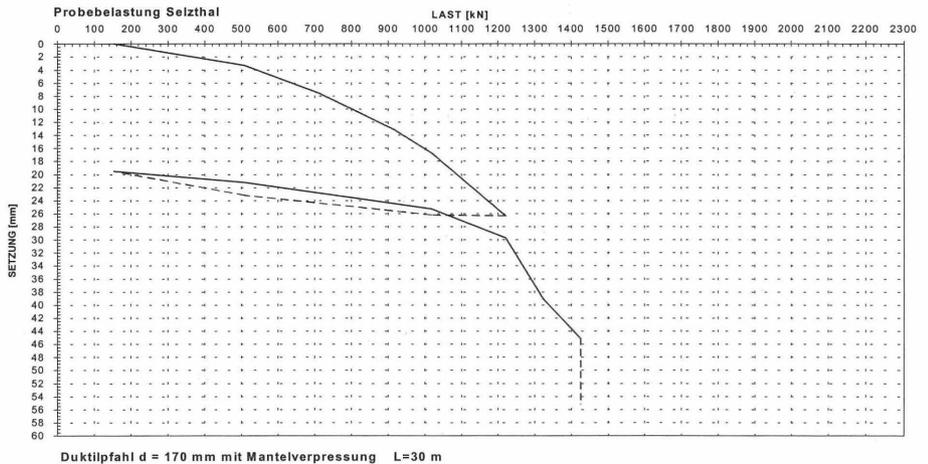


BILD 4 und 5: Last-Setzungsdiagramme

Auswertung der Probelastung:

Pfahllänge	Einbindelänge in Moräne	Tragfähigkeit
30,0 m	~ 10,0 m	1.400 kN - <i>Grundbruch</i>
36,0 m	~ 16,0 m	2.150 kN *

- *: Kopferschiebung bei 1000 kN : 5 mm
 Kopferschiebung bei 1400 kN : 10 mm
 Kopferschiebung bei 2150 kN : 21 mm

Das Ergebnis der Probelastung gab weiters Aufschluss über die Tragfähigkeit der Moräne, wobei die Aufstandsfläche von ~ 0,05 m² nicht zur Berechnung herangezogen wurde:

Der Tragfähigkeitszuwachs von 30,0 m auf 36,0 m betrug 910 kN; woraus sich ein Mantelreibungswert in der Grundmoräne von 178 kN/m² rückrechnen ließ.

II.2.4.4 Rammbarkeit

Bei der Herstellung der Probe- und Reaktionspfähle hatte sich gezeigt, dass die Verhärtungszonen in ca. 12,0 m - 15,0 m problemlos durchörtert werden konnten.

II.2.4.5 Beeinflussung des Grundwassers

Die Probepfähle, 4 Zugpfähle à 25,0 m und 2 Druckpfähle à 30,0 m und 36,0 m wurden in unmittelbarer Nähe (ca. 5,0-10,0 m) eines Mehrfach-Pegels hergestellt. Während und nach der Rammung wurden die artesischen Druckwasserverhältnisse überwacht und damit der Abdichtungseffekt durch die Mantelverpressung überprüft. Es wurden keine Beeinflussungen festgestellt.

Mit diesem letzten Punkt waren die Eingangs gestellten Anforderungen an die Duktülpfähle voll erfüllt.

Aufbauend auf diese Erkenntnisse erfolgte die Untersuchung und Nachweisführung für die innere und äußere Tragfähigkeit der duktilen Pfähle.

II.2.4.6 Versuchsdurchführung

Die in der statischen Berechnung ermittelte max. Pfahlzugkraft betrug 623 kN.

Vom Gutachter Herrn Dr. Kienberger wurde die Überprüfung mit 1,2 - facher Sicherheit in einem Großversuch angeordnet. Als Reaktionslager wurde ein Fundament der Hochbrücke KS 5 verwendet, welches auf 12 Bohrpfähle 90 cm gegründet ist. Der Probepfahl wurde in einer Neigung von 1:1 gerammt und laufend mit Beton verpresst. Nach Erreichen der Endtiefe von 45,0 m wurde der mit Muffenstoß gekoppelte GEWI-Stab 50 mm mit Abstandhalter in den noch weichen Verpressbeton auf volle Pfahllänge in das Pfahlrohr eingeschoben.

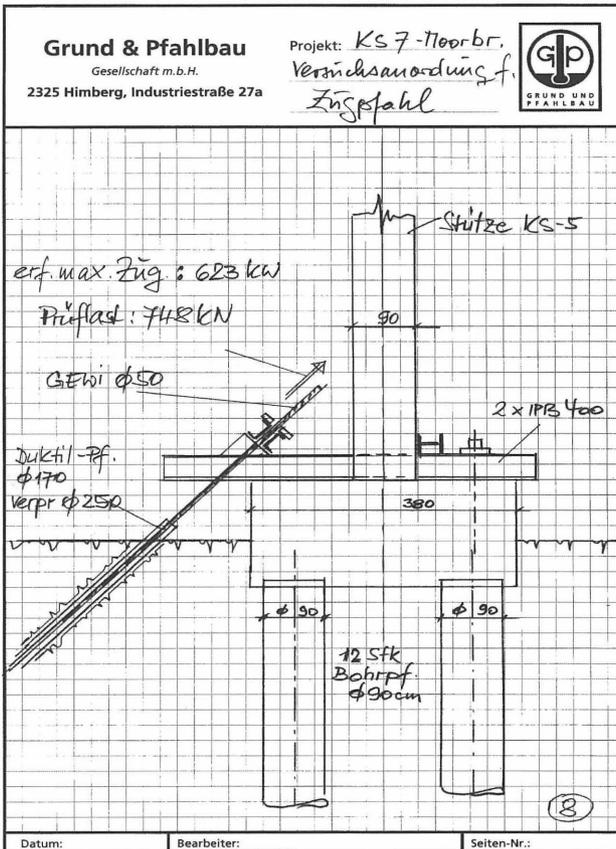


BILD 6: Schema Zugversuch

Der Zugversuch wurde mit einer geeichten Hohlkolbenpresse am 20.04.1998 durchgeführt, 20 Tage nach der Herstellung der Pfähle.

Nach der Justierung des Systems bei 70 kN Vorlast wurde in Stufen von 200 kN / 400 kN / 500 kN / 600 kN / 650 kN / 700 kN / 750 kN die Zugkraft aufgebracht und wieder entlastet.

Danach eine 2. Be- und Entlastungsschleife ausgeführt.

Nach der 1. Schleife wurde eine Kopfverformung von 13 mm gemessen, nach der Entlastung verblieb eine Resthebung von 3 mm und nach der 2. Be- bzw. Entlastung wurden die Verschiebungswerte der 1. Lastschleife wieder erreicht.

D. h. die Verformung der 2. Hebung betrug 10 mm.

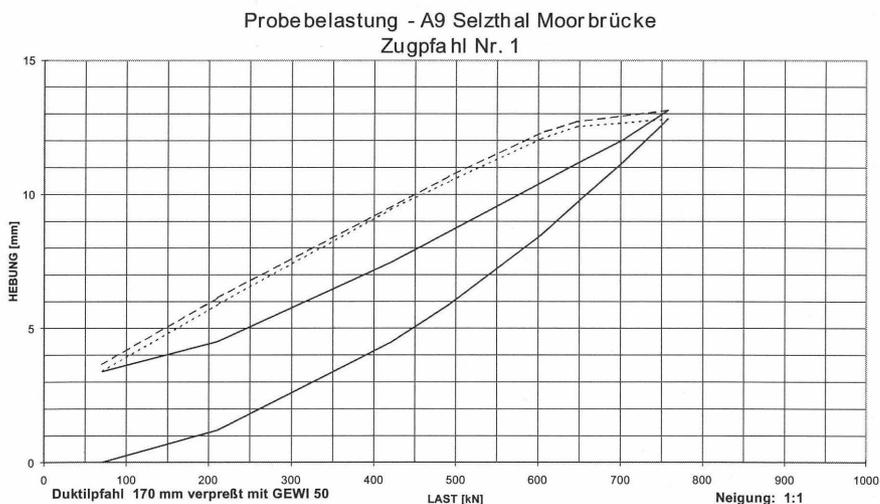


BILD 7: Last-Setzungskurve

Diese geringe Verformung beruht auf der Verbundwirkung des Systems GEWI®-Stahl – Beton - Gussrohr. Der GEWI®-Stahl dient zur statisch einwandfreien Verankerung des Verbundpfahles im Fundament und als zusätzliche Absicherung der auf Zug beanspruchten (kaltverschweißten) Steckmuffenverbindung der Pfähle.

II.2.4.7 Minimierung des Dehnweges

Die rechnerische elastische Dehnung eines GEWI® 50 mm mit 30 m freier Länge bei 750 kN Belastung würde 56,00 mm betragen.

Durch die Verbundwirkung des mit Beton verpressten duktilen Pfahles können die elastischen Dehnungen mit folgenden E-Moduli

- E - Stahl = 20.500 kN/cm²
- E - GGG = 16.000 kN/cm²
- E - Beton = 3.000 kN/cm²

des Verbundpfahles auf 13,48 mm reduziert werden.

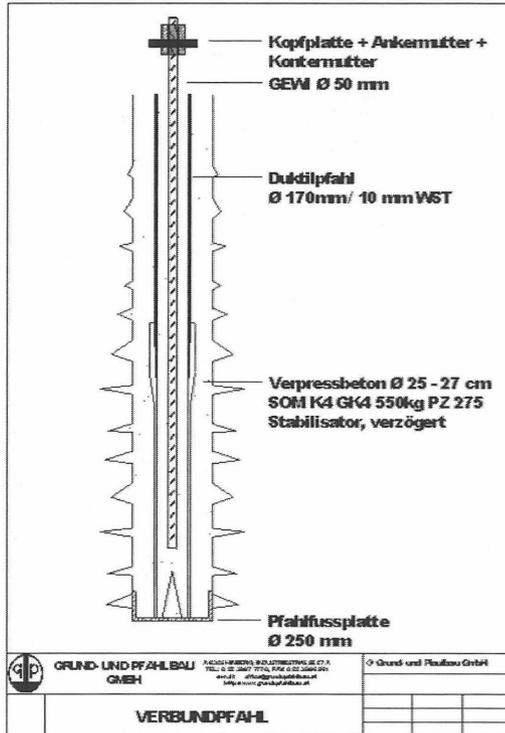


BILD 8: Verbundpfahl

II.2.4.8 Baudurchführung

- Voraushub bis auf Niveau Rostunterkante mit der Möglichkeit der exakten Ablängung der Pfähle und Wegfall des Aushub zwischen den Pfählen.
- Rammen der Pfähle vom Urgelände aus mit Rammbagger LH 942 mit frei beweglichem Ausleger.

Somit war nur ein kleines Arbeitsplateau für sämtliche Pfähle je Fundierungsrost erforderlich und brachte damit eine weitere, erhebliche Reduzierung der Eingriffe in die Moorlandschaft.

Auch die 1:1 geneigten Zugpfähle konnten ohne weiteren zusätzlichen Geräteaufwand hergestellt werden.

II.2.5 Überblick

II.2.5.1 Fundierungspfähle Moorbrücke Selzthal



BILD 9: Pfahlherstellung

Gesamt wurden bei diesem Bauvorhaben ca. 22.000 lfm Gründungspfähle und ca. 3.600 lfm Zugpfähle hergestellt.

Bei den Gründungspfählen konnten Tagesleistungen bis zu 500 lfm, bei den Zugpfählen von bis zu 200 lfm je Tag erzielt werden. Das heißt im Schnitt wurde 1 Fundamentstandort pro Tag hergestellt.

II.2.5.2 Der Duktile- Ramppfahl seit 1985

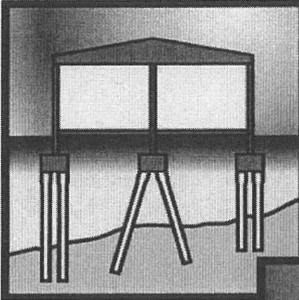
Seit Beginn des ersten Einsatzes von Duktilen Pfählen im Jahre 1985 konnten bisher von der Fa. GRUND- PFAHL- und SONDERBAU GMBH. über 1.100.000 Laufmeter duktile Ramppfähle, sowohl unverpresst als auch mantelverpresst mit Zementsuspension bzw. Betonmörtel zur vollsten Zufriedenheit der Bauherren hergestellt werden.

Kontaktadressen

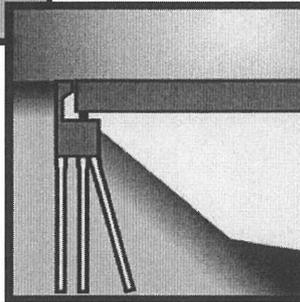
DYWIDAG-Systems International GmbH
Frank Schmidt
DYWIDAG-Straße 1
81902 München
Deutschland
frank.schmidt@dywidag-systems.com

Grund-, Pfahl- und Sonderbau GmbH
Thomas Kirchmaier
Industriestraße 27
2325 Himberg
Österreich
thomas.kirchmaier@gps-bau.com

Duktiler Gussrammpfahl System TRM



Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
des Deutschen Instituts für Bautechnik
Zulassungsnummer: Z-34.25-202



**TIROLER RÖHREN-
UND METALLWERKE**

Aktiengesellschaft

Hersteller:

Tiroler Röhren- und Metallwerke Aktiengesellschaft

Innsbrucker Straße 51
6060 Hall in Tirol
Austria
Tel. +43-5223-503-443
Fax +43-5223-43619

E-mail: erich.steinlechner@trm-ag.at
www.trm.at · www.pfahl-trm.at

**DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL**



Vertrieb:

DYWIDAG-Systems International GmbH Niederlassung Salzburg:

Christophorusstraße 12
5061 Elsbethen
Austria
Tel. +43-662-625797
Fax +43-662-628672

E-mail: dsi-a@dywidag.co.at
www.dywidag-systems.com

BOGENFÖRMIGE WÄNDE AUS ÜBERSCHNITTENEN, UNBEWEHRTEN BOHRPFÄHLEN

Dipl.-Ing. Jo. Hartmann, Dipl.-Ing. A. Humbert

1. Vorbemerkung

Zur Errichtung geotechnischer Bauwerke zum Beispiel für die Gewinnung von Bodenschätzen, für Infrastrukturmaßnahmen oder für Stau- bzw. Stützmauern sind Eingriffe in die vorwiegend natürlich gewachsenen, geologischen Strukturen des Baugrundes erforderlich. Diese natürlichen Strukturen sind infolge der erdgeschichtlichen Entwicklung der Erdoberfläche für sich selbst überwiegend stabil.

Eingriffe in diese natürliche Situation des Baugrundes erfordern deshalb häufig Stützmaßnahmen, deren Konstruktion im wesentlichen durch die nachfolgend benannten Kriterien beeinflusst sind:

- geotechnische Struktur
- Wirtschaftlichkeit
- Sicherheitskriterien
- äußere Randbedingungen (Platzverhältnisse, Belastungseinwirkungen, Planungsvorgaben)
- technische Möglichkeiten

Der nachfolgende Vortrag soll darstellen, wie sich gerade Pfahltragwerke unter Ausnutzung natürlicher, geo- und hydrologischer Tragwirkungen zu Ingenieurbauwerken mit sehr hohen wirtschaftlichen und technischen Ansprüchen ausbilden lassen.

Zur Verdeutlichung des natürlichen Tragverhaltens geologischer Strukturen durch die bogenförmige bzw. gewölbartige Stützung bei unterschiedlichsten Eingriffen, zunächst folgende weltbekannte Beispiele.

2. Bedeutende, bogenförmige Grubenränder und Bauwerke

2.1 Barringer Meteor Krater, Arizona, USA



- Ausbildung und Einwirkung: Meteoriteneinschlag vor ca. 50 000 Jahren
Durchmesser: $d \cong 1\,200\text{m}$, Tiefe: $t \cong 200\text{m}$
- geotechnisches Tragverhalten: Lockergestein \Rightarrow gebösch
Festgestein \Rightarrow steil, bogenförmig, Gewölbebildung
- Stützkonstruktion: \Rightarrow keine wirtschaftlichen Interessen
 \Rightarrow keine Sicherheitskriterien
 \Rightarrow äußere Randbedingungen ohne Belang
 \Rightarrow nicht technisch - ausschließlich natürlich
- Auswirkung: \Rightarrow globale Veränderungen

2.2 Big Hole – Diamantengrube – Kimberley, Südafrika



- Ausbildung und Einwirkung: größte, von Menschenhand gegrabene Grube
Durchmesser: $d \cong 500\text{m}$, Tiefe: $t \cong 400\text{m}$
- geotechnisches Tragverhalten: Lockergestein \Rightarrow gebösch
Festgestein \Rightarrow steil, bogenförmig, Gewölbebildung
- Stützkonstruktion:
 \Rightarrow ausschließlich natürliche Stützwirkung
 \Rightarrow äußere Randbedingungen fast ohne Belang
 \Rightarrow geringe Sicherheitskriterien
 \Rightarrow große wirtschaftliche Interessen
 \Rightarrow ca. 3 000kg Diamantenausbeute
- Auswirkung:
 \Rightarrow lokal, wirtschaftlich, touristisch

2.3 Hoover Wasserstaudamm – Arizona / Nevada, USA



- Ausbildung und Einwirkung: Colorado Staumauer, Ingenieurbauwerk
erbaut 1957 bis 1964
Höhe: $h \cong 216\text{m}$, obere Stützweite: $a \cong 350\text{m}$
- geotechnisches Tragverhalten: Aufnahme der Kämpferdruckkräfte des bogenförmigen
Betonbauwerkes
- Stützkonstruktion: \Rightarrow hoher technischer Anspruch unter Ausnutzung der
natürlichen Gewölbetragswirkung sowie der vorhan-
denen geo- und hydrologischen Situation
 \Rightarrow großer Lasteinfluss durch Wasserdruck
 \Rightarrow hoher Sicherheitsanspruch
 \Rightarrow große wirtschaftliche Interessen
Energie, Wasserhaushalt, Hochwasserschutz
- Auswirkung: \Rightarrow überregional, wirtschaftlich, touristisch, klimatisch

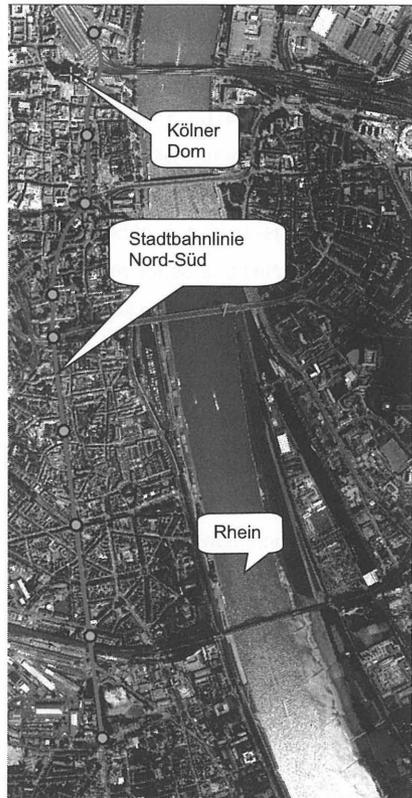
3. Ballungsgebiete, Infrastruktur und Ingenieurtechnik

Der in den modernen Ballungsgebieten gestiegene Bedarf alleine an Infrastrukturmaßnahmen erfordert eine entsprechende Ingenieurtechnik um die erforderlichen Bauwerke hierfür möglichst im Verhältnis der zur Verfügung stehenden Mittel und Rahmenbedingungen umzusetzen.

Ein großer Anteil dieser Infrastrukturmaßnahmen bezieht sich auf Bauwerke des geotechnischen Bereichs, die teilweise auf sehr beengtem Raum hergestellt werden müssen.

Nachfolgend einige Beispiele:

- Tunnelbau:
Anlagen für Verkehr, Ver- u. Entsorgung etc.
(Diese Bauwerke werden überwiegend unter schon vorhandener Bebauung hergestellt)
- Hochbauten:
Verwaltungsbauten, industrielle- und private Gebäude, Rückbau und Neuer-schließung baulicher Anlagen etc.
(Diese Bauwerke werden überwiegend von der Geländeoberfläche aus hergestellt)
- Baugruben und Stützbauwerke:
Überwiegend Hilfsbauwerke zur Herstellung vorgenannter Maßnahmen, jedoch auch eigenständige Bauwerke zur Sicherung von Geländesprüngen oder Staubauwerken



Luftbild Köln: Verlauf der geplanten „Nord-Süd Stadtbahn“

Diesen Bauwerken, die den Eingriff in unsere bestehende Kulturlandschaft erst ermöglichen, gilt die weitere Aufmerksamkeit.

4. Baugruben und Stützbauwerke

Moderne Baugruben und Stützbauwerke für die zuvor beschriebenen infrastrukturellen Maßnahmen greifen hauptsächlich in die oberflächennahen Lockergesteinsschichten des Baugrundes ein (etwa 10m bis 20m unter Geländeoberfläche).

4.1 typische Anwendungsbereiche

- Baugruben für Hochbauten (offene oder abgedeckelte Bauweisen)
- Start-, Zielschächte oder offene Strecken für den Tunnelbau (offene oder abgedeckelte Bauweisen)
- Rückhaltebecken (z. B. für Regenwasser, Löschwasser...)
Pump- und Sicherungsbauwerke für aktuelle und abgeschlossene Bergbaumaßnahmen
- Versorgungs- u. Kanalisationsschächte (z.B. für Fernwärme etc.)
- bergbautechnische Schutzmaßnahmen
- grundwasserregulierende Maßnahmen

4.2 typische Anforderungen:

Geometrie:

- kompakte Grundrissform, wegen beengter Platzverhältnisse aus vorhandener Bebauung oder Grenzsituation etc.
- große Schachttiefen, wegen vorhandener Bebauung, tiefliegender Leitungssysteme etc.

Belastung:

- hoher Erddruckeinfluss, da Randbebauungen und sensible Versorgungsleitungen verformungsarme Konstruktionen bedingen
- hoher Wasserdruckeinfluss wegen großer Schachttiefen und der Beschränkung der äußeren Grundwasserabsenktiefen aus Umwelt- und Bestandsschutzgründen

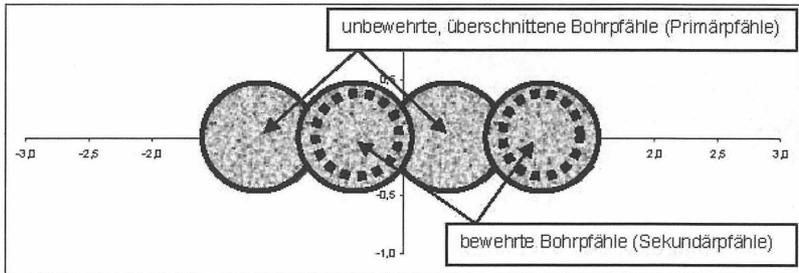
Konstruktion:

- hoher Verformungs- und Wasserdichtigkeitsanspruch der Schachtkonstruktion

Ausführung:

- geringe Lärm- und Schwingungsimmissionen, kurze Bauzeit, wirtschaftliche Bauweise

5. Überschnittene Bohrpfahlwände als Baugruben und Stützwandsysteme

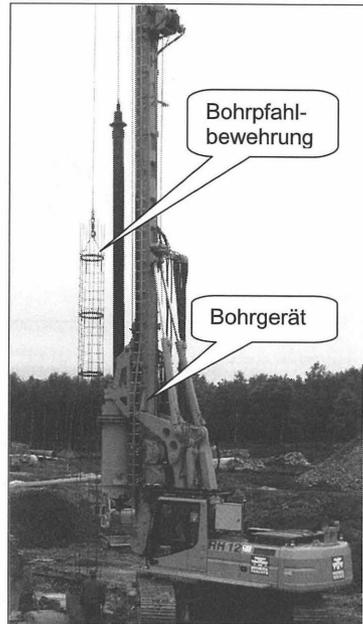
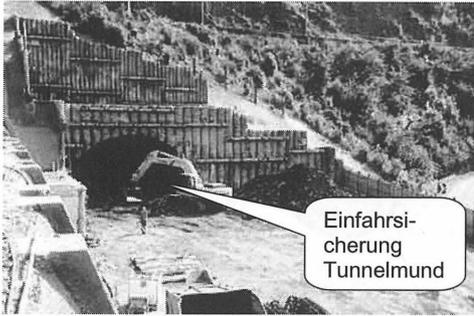


Die Bohrpfähle entsprechen im Normalfall DIN 1045 mit einer Mindestbetongüte B 25.

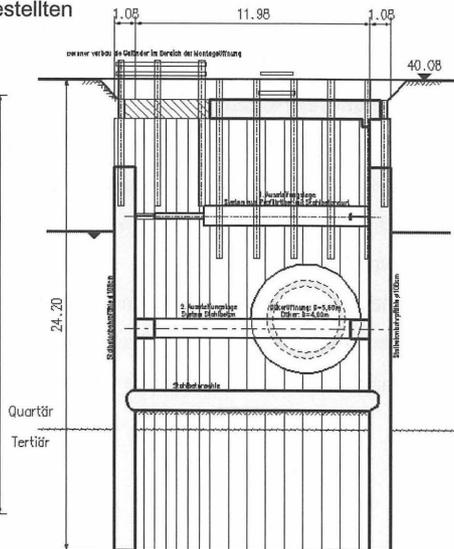
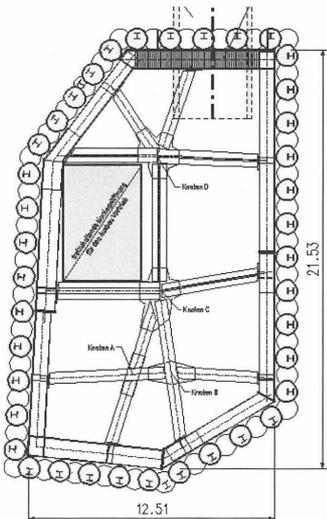
Die speziellen Vorteile überschnittener Bohrpfahlwände:

- hohe Biegetragfähigkeit der Sekundärpfähle in Vertikalrichtung, steuerbar durch Bewehrungsgehalt und Pfahlabstand
⇒ geeignet für hohe horizontale Lasteinwirkungen z. B. aus Erd- und Wasserdruck
- hohe Druckaufnahmefähigkeit der Sekundär- und Primärpfähle
⇒ geeignet für hohe vertikale Lasteinwirkungen z. B. aus Gründungslasten
- relativ gute Wasserdichtigkeit durch die Überschneidung der Primärpfähle (die Primärpfähle übertragen die horizontalen Lasteinwirkungen über Gewölbedruck auf die Sekundärpfähle)
⇒ geeignet als wasserdichte Baugrubenumschließung oder als Staubauwerk
- durch das Bohrverfahren gute Durchörterung schwierige Bodenverhältnisse
⇒ geeignet für untertägigem Abbruch alter Bausubstanz
- verhältnismäßig geringe Verformungsanfälligkeit wegen großer Steifigkeit der Bohrpfahlwand
⇒ geeignet als verformungsarme Verbauart
- verhältnismäßig gute Schallisolierung möglich
⇒ geeignet als Verbaumethode mit geringen Schallimmissionen

Ausführungsbeispiel Bohrpfehlwand



Zielschicht eines im Schildvortrieb hergestellten Hauptabwassersammlers



6. Hauptsächlichliche Anwendung des Tragverhaltens von Bohrpfählen

Vertikale Lastabtragung

(weiteres Ausführungsbeispiel – Adlerturm Dortmund)



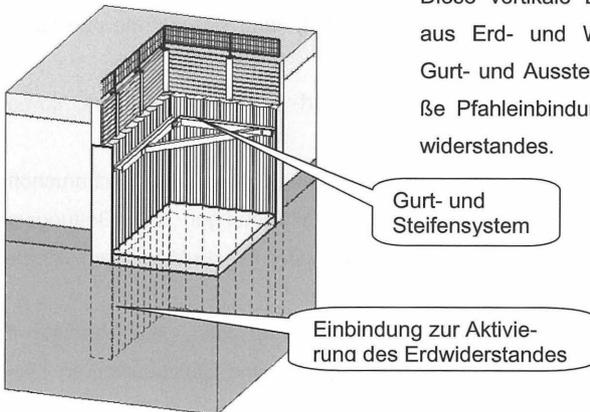
Historische Nachbildung eines Schutzturmes über archäologisch aufbereitetem, originalem Gründungskörper



Stützwand als aufgelöste Bohrpfahlwand mit Spritzbetonverzug (unten) und Pfahlkopfbalken mit Brüstung (oben)

Bohrpfahlgründung innerhalb des originalen Gründungskörpers zur Aufnahme der Turmlasten über eine Pfahlkopfkreisplatte

Der klassische Anwendungsbereich von Bohrpfählen ist, wie in den bisher dargestellten Ausführungsbeispielen, die vertikale Lastabtragung für Biegung und Normalkraft in Pfahl-längsrichtung.



Diese vertikale Lastabtragung der Einflüsse aus Erd- und Wasserdruck bedarf starker Gurt- und Aussteifungssysteme und eine große Pfahleinbindung zur Aktivierung des Erdwiderstandes.

Gurt- und Steifensystem

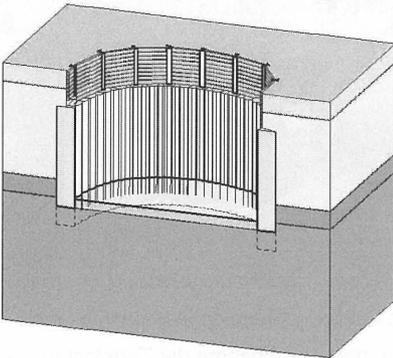
Einbindung zur Aktivierung des Erdwiderstandes

7. Erweiterte Anwendung des Tragverhaltens von Bohrpfählen

Horizontale und vertikale Lastabtragung

Die Ausbildung bogenförmiger Baugruben und Stützbauwerke wird dem natürlichen, geologischen Tragverhalten des Baugrundes gerecht.

Sofern es die äußeren Randbedingungen erlauben, sind bogenförmige Ausbildungen bei gleichem Anforderungsprofil wesentlich einfacher und somit preisgünstiger herzustellen als Stützkonstruktionen mit polygonaler Ausbildung.



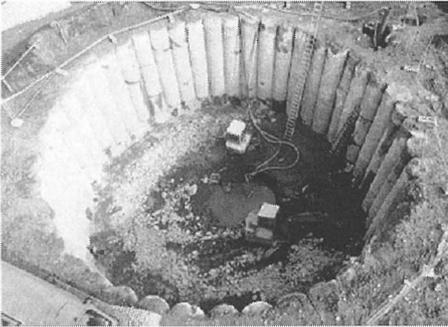
Vorteil bogenförmiger, gewölbartiger Schachtwandausbildungen durch überschnittene Bohrpfahlwände:

- Die horizontal wirkenden Erd- und Wasserdruckkräfte werden durch die als horizontale Aussteifung wirkende Schachtwand direkt aufgenommen.
- Die „quasi Gelenkkette“ der einzelnen Bohrpfähle wird durch die natürliche Bettung des Erdreichs gestützt und stabilisiert.
- Bei entsprechender Ausnutzung der Baustoffeigenschaften der Pfähle kann auf eine Biegebewehrung verzichtet werden. Die Tragwirkung kann sich auf die rein natürliche Druckbeanspruchung beschränken.
- Die aufwendige horizontale Aussteifung über Gurt- und Steifensysteme sowie die Pfahleinbindung kann entfallen.
- Unstetigkeiten der Schachtwandschale oder des Baugrundes (z.B. Durchbruchöffnungen oder Pressenwiderlager, unregelmäßige Lasteinwirkungen oder Bettungseigenschaften des Baugrundes) können über natürliche oder konstruktive Tragsysteme berücksichtigt werden.

Im Gegensatz zum Tunnelbau ist die Ausnutzung der natürlichen, gewölbartigen Tragwirkung des Baugrundes bei innerstädtischen Baugruben und Stützbauwerken eher ungewöhnlich.

Baugruben und Stützbauwerke werden überwiegend auf den konstruktiv günstigen, geradlinigen Grundrissformen des Städte- und Hochbaus entwickelt und berücksichtigen somit den oben beschriebenen, mittragenden und günstig wirkenden Einfluss des Baugrundes bei bogenförmiger Grundrissform nicht.

7.1 Ausbildungen bogenförmiger Stützbauwerke aus überschnittenen teilweise unbewehrten Bohrpfählen



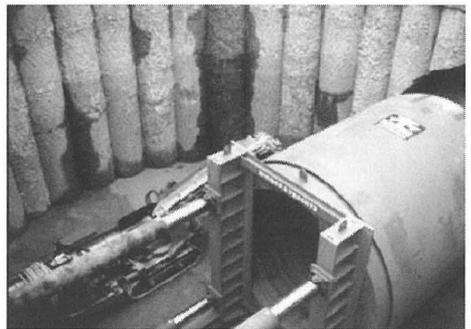
Kreisrundes Regenrückhaltebecken aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen
Dortmund



Ovaler Vorpresssacht aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen
Köln



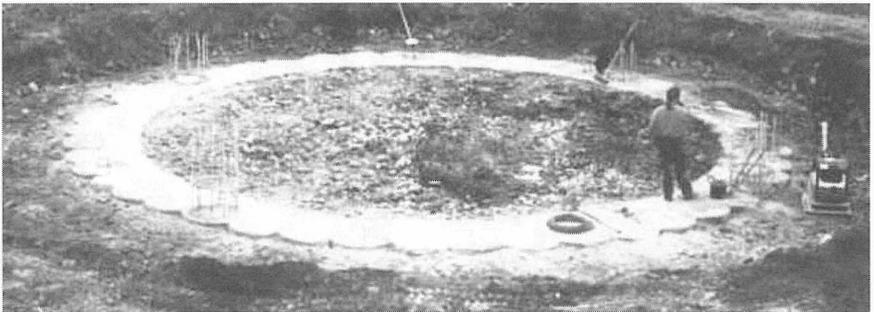
Ovaler Zielschacht aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen
Freising



Ovaler Vorpresssacht aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen
München



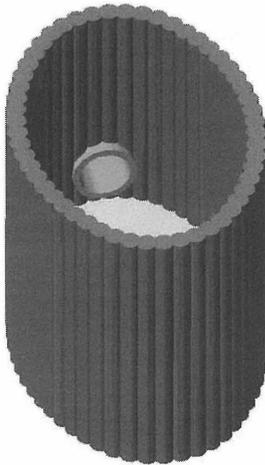
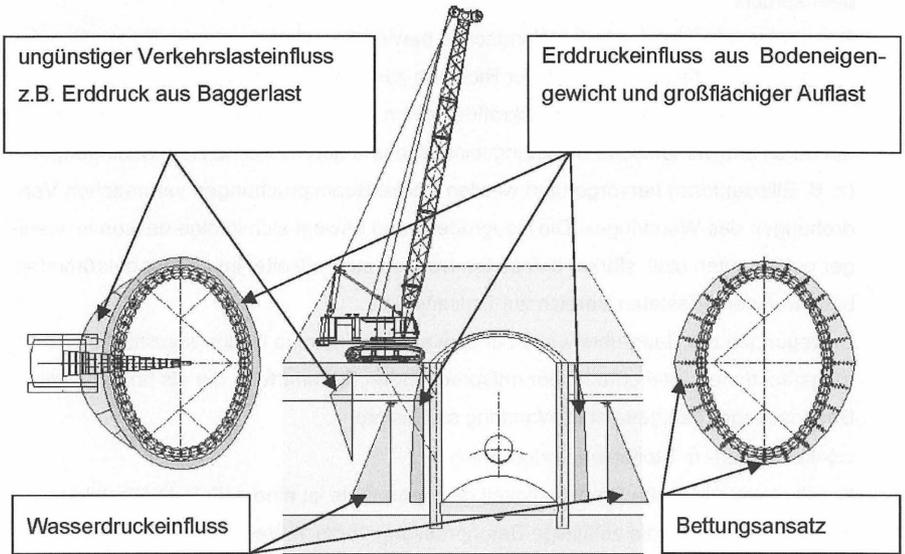
Ovaler Startschacht aus überschnittenen, teilweise unbewehrten Bohrpfählen
Köln



kreisrunde Sicherung eines ehemaligen Bergwerksschachtes aus unbewehrten, überschnittenen Bohrpfählen (einige Pfähle wurden aus konstruktiven Gründen bewehrt).
Bochum

7.2 Berechnung bogenförmiger Stützbauwerke aus überschnittenen teilweise unbewehrten Bohrpfählen

Einflüsse auf den im Grundriss aus Kreisbögen zusammengesetzter Schachtring und Bettungsansatz



Unstetigkeiten in der Schachtwand zum Beispiel Durchbrüche oder Pressenwiderlager bzw. Deckel- und Sohlanschlüsse können durch einzelne, bewehrte Pfähle berücksichtigt werden.



- Reaktion des im Grundriss aus Kreisbögen zusammengesetzten Schachtrings
Die im Grundriss aus Kreisbögen zusammengesetzte Schachtwand aus überschnittenen, unbewehrten Bohrpfählen stützt den radial auf sie einwirkenden Erd- und Wasserdruck schalenartig ab. Dadurch wird der horizontale Ring überwiegend auf Druck beansprucht.

Der horizontale Ringdruck der Wandachse bewirkt Stauchungen in der Baugrubenwand, so dass diese sich in radialer Richtung zur Luftseite hin bewegt.

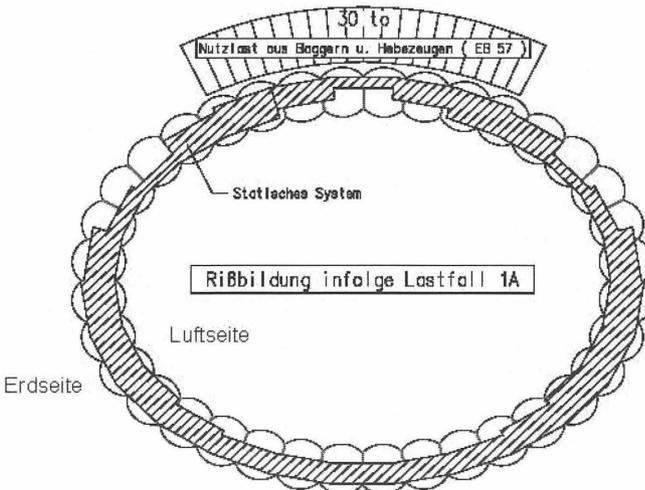
Außer den horizontalen Ringdruckkräften wirken Biegemomente um die Vertikalachse, die durch unsymmetrische Belastungseinflüsse und geometrische Randbedingungen (z. B. Ellipsenform) hervorgerufen werden. Diese Beanspruchungen verursachen Verdrehungen des Wandringes. Die Baugrubenwand bewegt sich infolge dessen im weniger gekrümmten bzw. stärker belasteten Bereich zur Luftseite, im stärker gekrümmten bzw. weniger belasteten Bereich zur Erdseite hin.

Bewegungen der Baugrubenwand zur Erdseite bewirken im Boden spezifische Bettungsreaktionen (Steifemodul der entsprechenden Bodenarten), die als horizontales Bodenauflager den gesamten Wandring stabilisieren.

⇒ keine Gurt- u. Steifenlage erforderlich

Durch die relativ große Druckfestigkeit der Bohrpfähle ist eine definierte Rissbildung möglich, ohne dass die zulässige Betonpressung überschritten wird

⇒ keine Bewehrung erforderlich

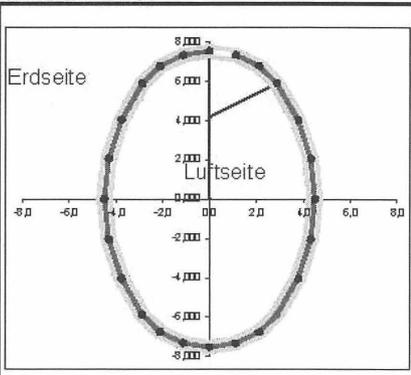


● **Berechnung des bogenförmigen Tragsystems**

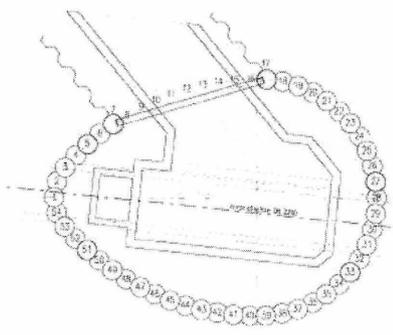
Die natürliche Tragwirkung des Systems wird in einer Modellidealisierung beschrieben und entsprechend der verwendeten Materialien und des anstehenden Baugrundes verträglich bemessen.

Als Modellidealisierung kommen aus einzelnen gekrümmten Stäben zusammengesetzte Stabwerksrahmen (Bogen) zur Anwendung:

Korbboogen mit zwei Radien		Koordinaten
Druckringbreite $B = 0,60$ m		1 1,127 7,305
Radius 1	$D = 9,0$ m	2 2,123 6,741
$R1 = 4,5$ m		3 2,870 5,878
Radius 2	$d = 15,0$ m	4 3,766 4,027
$R2 = 7,5$ m		5 4,315 2,048
Teilungswinkel		6 4,500 0,000
Alfa = 60°		7 4,315 -2,048
		8 3,766 -4,027
		9 2,870 -5,878
		10 2,123 -6,741
		11 1,127 -7,305
$r1 = 11,41$ m	Bogenradien $r2 = 3,35$ m	12 0,000 -7,500
		13 -1,127 -7,305
		14 -2,123 -6,741
		15 -2,870 -5,878
		16 -3,766 -4,027
		17 -4,315 -2,048
		18 -4,500 0,000
		19 -4,315 2,048
		20 -3,766 4,027
		21 -2,870 5,878
		22 -2,123 6,741
		23 -1,127 7,305
		24 0,000 7,500



Beispielberechnung zur Ermittlung der geometrischen Randbedingungen



Bauwerksoptimiertes Eiprofil

- **Auflagerbedingungen**

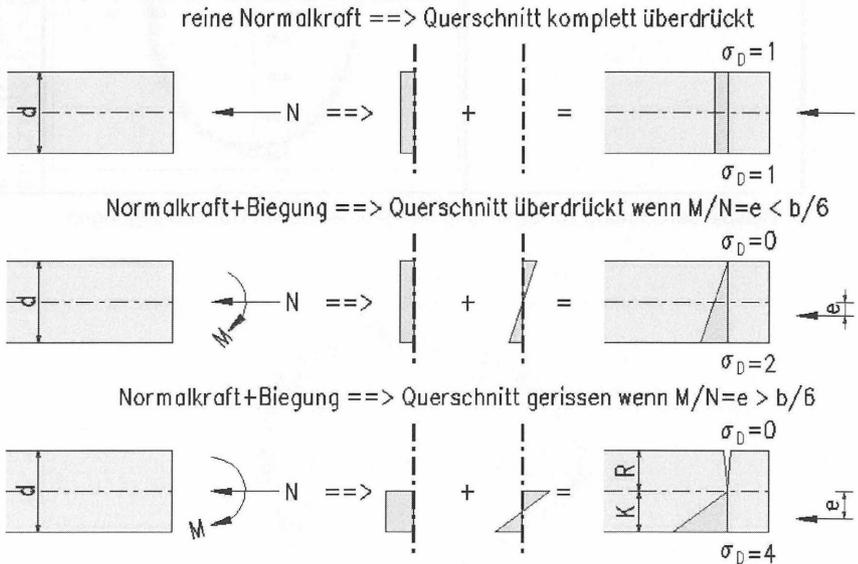
Die Einzelstäbe des Stabrahmens(-bogens) werden entsprechend der Bodeneigenschaften elastisch gebettet gelagert.

Die Bettungsreaktion wird nur dann aktiviert, wenn sich der Stabwerksbogen infolge seiner Form, Belastung, Steifigkeit und Elastizität relativ zum Erdreich hin (Erdrseite) bewegt.

Bewegt sich der Stabwerksbogen zum Schachtbereich hin (Luftseite), erfolgt keine Bettungsreaktion.

- **Steifigkeits- und Elastizitätsbedingungen des Stabbogens**

Infolge der Materialeigenschaften der Pfähle werden konservativ keine Zugspannungen zugelassen. Die horizontalen Biege- und Normalkraftbeanspruchungen des Stabwerksbogens werden ausschließlich durch Druckspannungen übertragen.

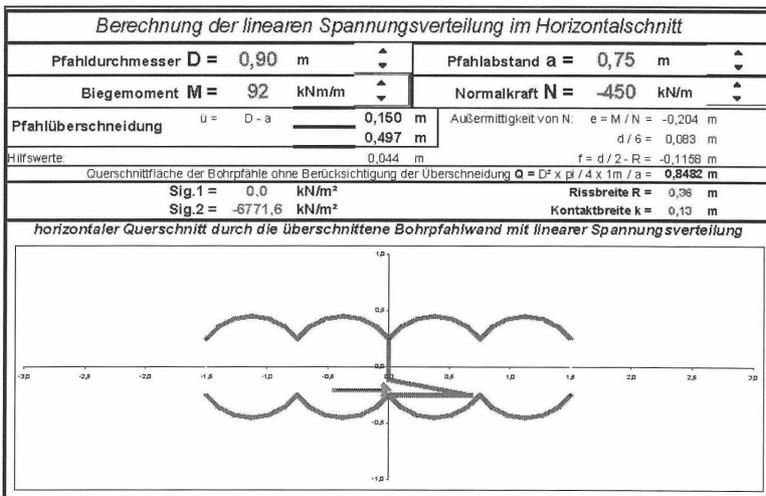
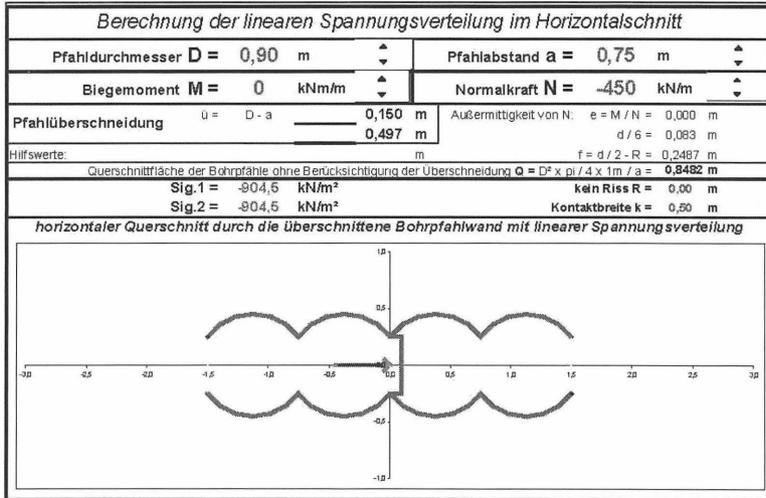


Durch die relativ große Druckfestigkeit der Bohrpfähle ist eine definierte Rissbildung möglich, ohne dass die zulässige Betonpressung überschritten wird.

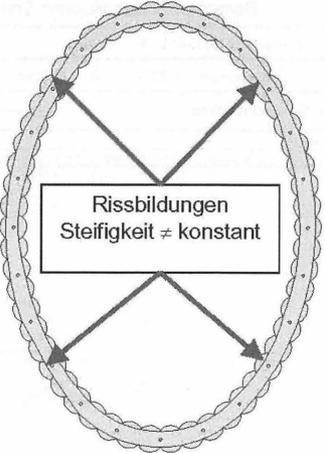
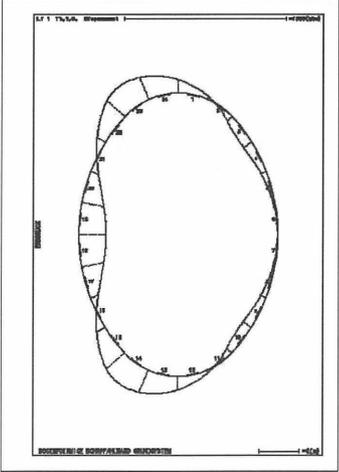
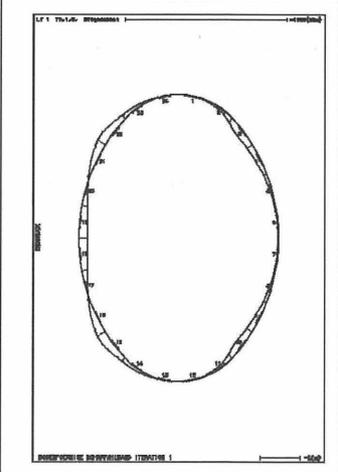
● **Bemessung:**

Die für den speziellen Bemessungsfall iterativ ermittelten endgültigen Bemessungsgrößen des Stabwerksbogens dürfen die zulässige Druckfestigkeit des unbewehrten Pfahlmaterials nicht überschreiten.

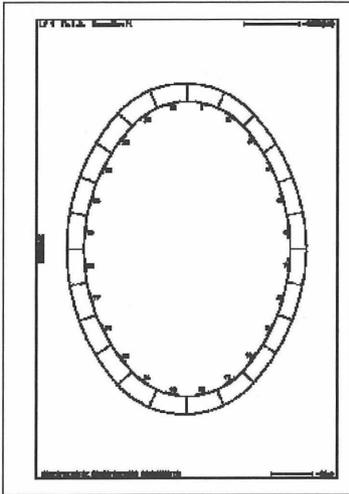
zul. σ_D (Beton B25) = $17500 / 2,5 = 7000 \text{ kN/m}^2$ zul. σ_D (HDI \approx B5) = $3600 / 3 = 1200 \text{ kN/m}^2$



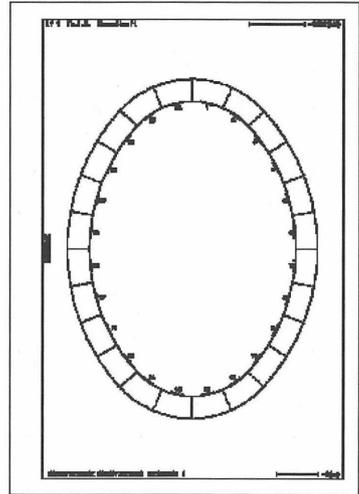
● **Berechnungsergebnis**

<p>Erster Berechnungsschritt Stabbogen ungerissen keine Übereinstimmung zwischen Steifigkeit und Bemessungsgrößen</p>	<p>letzter iterativer Berechnungsschritt Übereinstimmung zwischen iterativ angeglichenen Rissen und Steifigkeiten mit den Bemessungsgrößen</p>
 <p>kein Rissansatz Steifigkeit = konstant</p>	 <p>Rissbildungen Steifigkeit \neq konstant</p>
<p>Biegemoment : max. $M=172,32\text{kNm/m}$</p>	<p>Biegemoment : max. $M=53,89\text{kNm/m}$</p>
	

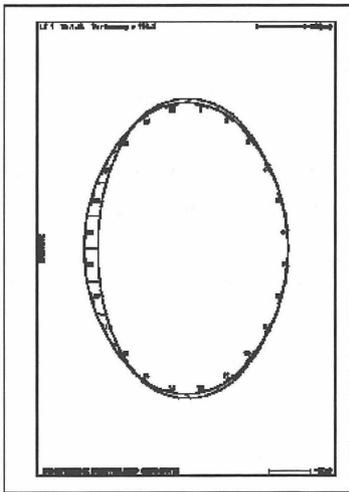
Normalkraft: max. $N=339,56\text{kN/m}$



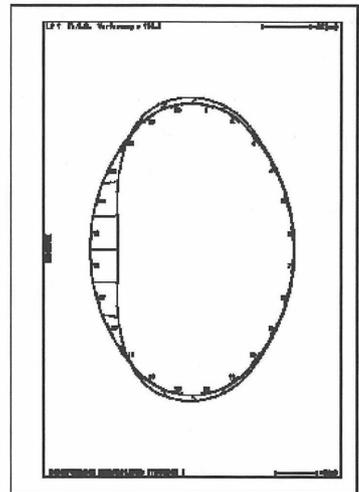
Normalkraft: max. $N=411,23\text{kN/m}$

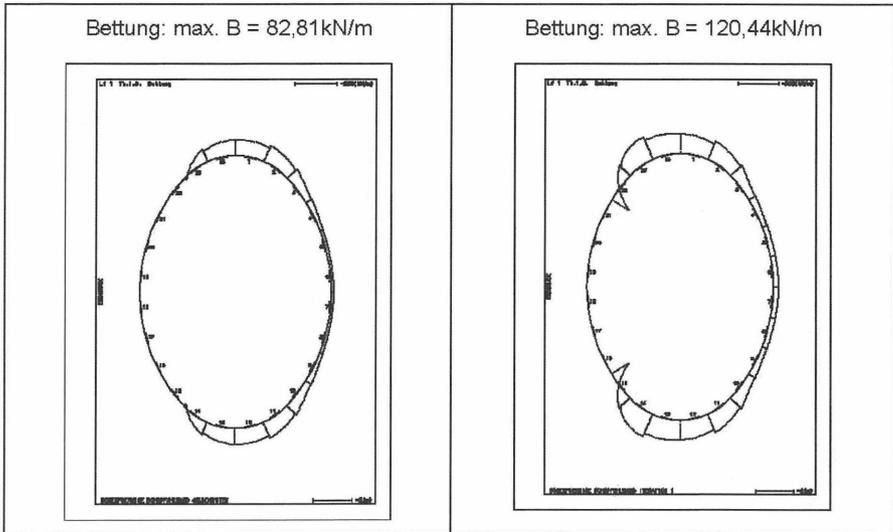


Verformung: max. $v = 5,97\text{mm}$



Verformung: max. $v = 12,12\text{mm}$





8. Schlussbemerkung

Die dargestellten Bemessungsmethoden und die beschriebenen Ausführungen von Baugruben und Stützbauwerkern wurden von Mitarbeitern des Büros CDM Jessberger entwickelt und geplant.

Sie stellen im Vergleich zu anderen entsprechenden Stützmethoden sehr wirtschaftliche und zeitsparende Konstruktionsvarianten dar.

Die wesentlichen Grundlagen zur Entwicklung dieser Konstruktion bildeten die Parameter:

- Ausnutzung natürlicher, geotechnischer Tragsysteme (gewölbte, bogenförmige Systeme)
- Traglastausnutzung vorhandener Bohrpfahlsysteme (auch horizontale Lasteinflussübertragung)
- Optimierung EDV- gestützter, iterativer Berechnungs- und Bemessungssysteme

Dipl.-Ing. Josef Hartmann
CDM Jessberger GmbH
Am Umweltpark 3-5
D-44793 Bochum
Tel.: 0234 / 68775-616
e-mail: josef.hartmann@cdm-ag.de

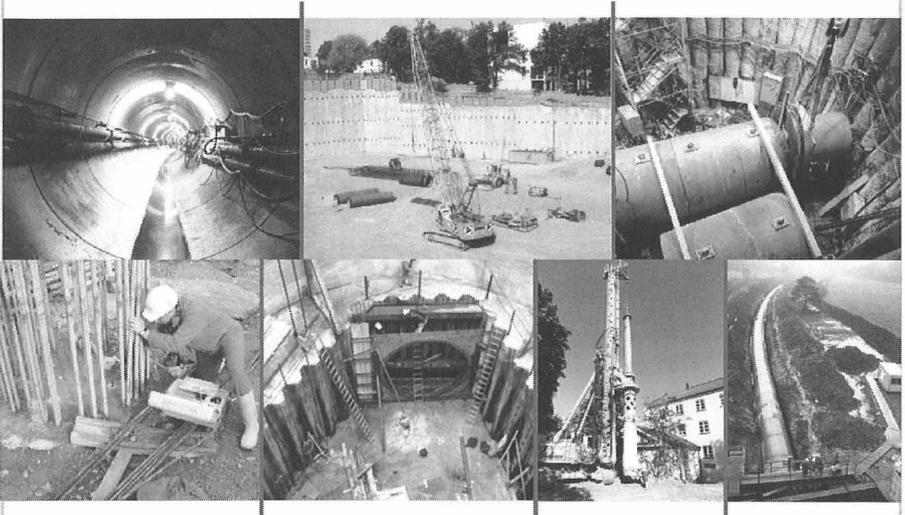
Dipl.-Ing. Axel Humbert
CDM Jessberger GmbH
Am Umweltpark 3-5
D-44793 Bochum
Tel.: 0234 / 68775-617
e-mail: axel.humbert@cdm-ag.de

**CDM Jessberger gehört zum
Ingenieurnetzwerk CDM. Im
Auftrag von Industrie, Gewerbe,
öffentlichen Auftraggebern und
Handel erarbeiten rund 350
Mitarbeiter an 18 Standorten
anspruchsvolle Konzepte und
Lösungen.**

CDM
Jessberger

CDM Jessberger GmbH
Am Umweltpark 3-5
44793 Bochum
tel: 0234 68775-0
fax: 0234 68775-10
e-mail: bochum@cdm-ag.de
www.cdm-ag.de

das ingenieur netzwerk



- Baugrunderkundung und Baugrundgutachten
- Gründungskonzepte
- Entwurfsplanung
- Ausführungsplanung
- Bauüberwachung

umwelt · wasser · infrastruktur · geotechnik

Horstwalde

Konzeption für einen Teststandort zur Pfahlprüfung

Dipl.-Geophys. Ernst Niederleithinger & Dipl.-Ing. Alexander Taffe

Zusammenfassung

Die zerstörungsfreie Pfahlprüfung gewinnt sowohl zur Prüfung von Pfählen nach deren Herstellung (Qualitätskontrolle) als auch zur Untersuchung älterer Pfähle zunehmend an Bedeutung. In einigen Ländern (z. B. Frankreich) entwickelt sie sich zum Standard.

Die Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung betreibt derzeit den Aufbau eines Teststandorts für Pfähle in realer Größe auf ihrem Außengelände in Horstwalde bei Berlin. Der Teststandort wurde zusammen mit Partnern aus Forschung, Entwicklung und Bauindustrie dahingehend konzipiert, Prüfungen an intakten Pfählen im Vergleich zu Prüfungen an Pfählen mit gezielt eingebauten Fehlstellen und Abweichungen vom Regelquerschnitt durchzuführen.

Durch die genaue Kenntnis der vorhandenen Pfahlgeometrie sind Kalibrierungen von Messgeräten und ein Vergleich von Untersuchungsverfahren zur Bewertung von Geometrieabweichungen möglich. Da die Pfähle im Boden verbleiben, sind Vergleichsmessungen über einen langen Zeitraum möglich.

Mit der Schaffung eines solchen Teststandorts wird die Weiterentwicklung von Pfahlprüfmethoden, deren Kalibrierung und damit verbunden eine Erhöhung der technischen Sicherheit angestrebt. Mittelfristig steht Forschungseinrichtungen, Ingenieurbüros und Baufirmen ein Standort zur Nutzung für Referenzmessungen zur Verfügung. Durch die Einbindung von Fachgesellschaften und Institutionen soll auch zur Standardisierung von Pfahlprüfmethoden beigetragen werden.

Ziele

Zerstörungsfreie Verfahren zur Pfahlprüfung werden in Deutschland im Vergleich zum Ausland (Niederlande, Frankreich, USA,...) bisher nur in geringem Maße eingesetzt. Hierfür sind mehrere Faktoren ursächlich:

- Mangelndes Interesse der Auftraggeber (Bauherren)
- Fehlende Normung der Verfahren
- Oft unklarer Zusammenhang zwischen Ergebnissen der Pfahlprüfung und Tragfähigkeit

Daher soll an dem geplanten Teststandort die Bearbeitung folgender Fragestellungen möglich werden:

- Entwicklung/Optimierung von zerstörungsfreien Verfahren zur Schadensdiagnose
- Entwicklung/Optimierung von zerstörungsfreien Verfahren zur Bestimmung der Pfahlgeometrie
- Entwicklung/Optimierung von Verfahren zur Korrelation von Ergebnissen der ZfP mit der tatsächlichen Tragfähigkeit
- Vergleich von Verfahren und Messgeräten
- Normung von Methoden und Zertifizierung von Prüfpersonal

Der Standort und seine Testeinrichtungen sollen langfristig zur Verfügung stehen.

Standort

Die BAM-Liegenschaft Horstwalde liegt 50 km südlich von Berlin. Es handelt sich um ein in den 20er Jahren eingerichtetes und bis in die 80er Jahre genutztes Fahrerprobungsgelände für Militärfahrzeuge. Das Gelände ist ca. 1200 ha groß und überwiegend mit Kiefernwald bewachsen. Derzeit werden von der BAM Versuchseinrichtungen zur Sprengstoffzulassung und zur Prüfung von Gefahrgutbehältern errichtet.



Abbildung 1: BAM-Gelände Horstwalde (Ausschnitt). Der geplante Teststandort befindet sich im linken unteren Teil der Freifläche in Bildmitte.

Geologisch gehört das Gebiet zur Luckenwalder Heide und wird südlich durch das Baruther Urstromtal, nördlich durch die Nuthe-Notte-Niederung begrenzt. Am vorgesehenen Standort wurden bis in 6 m Teufe Fein- und Mittelsande, z. T. auch Grobsande erbohrt. Auch in größerer Tiefe sind Sande zu erwarten (Mächtigkeit 1. Grundwasserleiter bis 35 m). Der Grundwasserspiegel liegt bei ca. 2 m unter Gelände. Der Standort liegt innerhalb der Grundwasserschutzzone III/1 (Wasserwerk Kummersdorf). Geophysikalische Messungen zur Bodenerkundung sind für Januar/Februar vorgesehen, eine ausführliche Baugrunderkundung wird vor Errichtung des Standortes erfolgen.

Im Rahmen eines späteren weiteren Ausbaus sollen auch anderen geologische Bedingungen einbezogen werden (Fels, humose Böden, marine Umgebung, etc.)

Methoden

Nach Möglichkeit sollen alle bisher bei der Pfahlprüfung eingesetzten Methoden am Teststandort zum Einsatz kommen:

Messung vom Pfahlkopf aus:

- Statische Probelastung (Tragfähigkeit)
- Dynamische Probelastung (Tragfähigkeit)
- Dynamische Pfahlprüfung (Tragfähigkeit)
- Integritätsprüfung (Länge, größere Fehlstellen)

Messung in/aus Bohrlöchern im Pfahl:

- Sonic Logging/Tomographie (Fehlstellen)
- Gamma-Gamma-Dichtemessung (Fehlstellen)

Messung in/aus Bohrlöchern seitlich des Pfahles:

- Bohrlochradar (Geometrie)
- Parallel-Seismic Methode (Länge, Einbindung in Boden)

Messungen mit im Pfahl integrierten Sensoren:

- Abschnittsweise Verformungsmessung (Verformungsprofil in Pfahlrichtung)
- Integritätsprüfung, Riss- und Schädigungserkennung (Erkundung und räumliche Zuordnung von Fehlstellen)

Planung der Testobjekte

Die Planung des Teststandortes ist noch nicht abgeschlossen. In Abb. 2 ist eine Prinzipskizze dargestellt. In einer ersten Ausbaustufe sollen Pfähle zwischen 40 und 80 cm Durchmesser mit einer Länge von etwa 10 m errichtet werden. Sie werden nach Möglichkeit mit internen Röhren für den CSL-Test ausgerüstet. Faseroptische Sensoren und Dehnungsmessstreifen in verschiedenen Tiefen sollen ein langfristiges Monitoring des Verformungs- und Setzungsverhaltens ermöglichen und Daten für die akustischen Messverfahren liefern. PE-verrohrte Bohrungen in der Nähe der Pfähle ermöglichen Tests mit dem Bohrlochradar und der Parallel-Seismic-Methode.

Prinzipiell sollen mittel- bis langfristig folgende Variationen von Testobjekten realisiert werden:

- Verschiedene Pfahltypen
- Intakte und fehlerbehaftete Pfähle
- Verschiedene Anschlusstypen

Konsortium

Im Planungskonsortium, das sich bisher informell konstituiert hat, sind im Moment folgende Institutionen und Firmen vertreten (alphabetisch):

Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Bauer Spezialtiefbau AG, Franki Grundbau GmbH, Geoforschungszentrum Potsdam, Grundbaulabor Behnke, Hochtief Construction AG, ibb, LGA Bayern, Universität Braunschweig und Wiebe Gleisbaumaschinen GmbH.

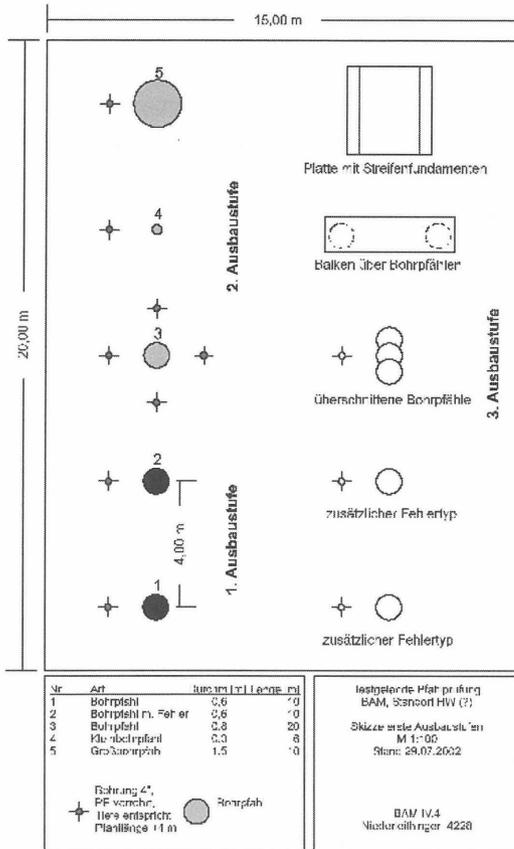


Abbildung 2: Skizze Teststandort Pfahlprüfung (verkleinert)

Kontakt:

Dipl.-Geophys. Ernst Niederleithinger, Dipl.-Ing. Alexander Taffe
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)

Fachgruppe IV.4 „Zerstörungsfreie Schadensdiagnose und Umweltmessverfahren“

Unter den Eichen 87, D 12205 Berlin, Tel. +49 (0)30 8104-1443/-4244, Fax -1447

Ernst.Niederleithinger@bam.de / Alexander.Taffe@bam.de

WIRKUNGSVOLLER EINSATZ MODERNER TESTMETHODEN ZUR SICHERUNG DER PFAHLQUALITÄT

Frank Rausche, Brent Robinson, Oswald Klingmüller

ZUSAMMENFASSUNG

Zur zerstörungsfreien Qualitätssicherung von Tiefgründungen gibt es eine Reihe von Verfahren, die mit verschiedenen Kosten verbunden sind, und deren Möglichkeiten und Grenzen weit auseinander liegen. Die ausschreibenden Stellen, die sich mit Hilfe dieser Verfahren eine verbesserte Bauaufsicht erhoffen, müssen von vorneherein wissen, was sie als Ergebnis erwarten können. Es ist auch wichtig, geeignete zusätzliche Test- oder Verbesserungsmaßnahmen für den Fall zu planen, dass fehlerhaft ausgeführte Pfähle entdeckt werden. Im folgenden werden die gebräuchlichsten Testmethoden kurz vorgestellt, ihre Möglichkeiten und Grenzen bewertet und eine ungefähre Abschätzung ihrer Kosten angestellt. An Hand von Beispielen wird dann gezeigt, wie die Verfahren auf verschiedenen Baustellen und für verschiedene Pfahlarten eingesetzt wurden.

1 EINLEITUNG

Seit den siebziger Jahren wird immer häufiger die innere und äußere Tragfähigkeit und damit die Qualität von Tiefgründungselementen, hauptsächlich Pfählen, geprüft und überwacht. Dies wurde besonders durch die Entwicklung verbesserter elektronischer Meßverfahren und Rechner ermöglicht. Im letzten Jahrzehnt wurden auch zunehmend elektronische Überwachungen während des Pfahleinbaus vorgenommen.

Eine verbesserte Qualität der einzelnen Konstruktionselemente eines Bauvorhabens ist nur dann sinnvoll, wenn die Anzahl, Größe oder Länge der Gründungselemente und dadurch die Baukosten durch ermäßigte Sicherheitsbeiwerte verringert werden können. Weltweit, und besonders auch in Europa, werden dafür entsprechende Normen auf

statistischer Basis oder auf Grund von Erfahrung entwickelt. Der Einfluss von Art und Anzahl der Pfahltests auf die Gesamtkosten des Bauwerks unter Berücksichtigung der zur Begrenzung des Risikos vorgeschriebenen partiellen Sicherheitsbeiwerte wurde kürzlich in einer Studie an der University of Florida untersucht (McVay et al., 2003). McVay beschreibt wie die Sicherheitsbeiwerte statistisch mit Hilfe einer Datenbank ermittelt wurden. Der Beitrag enthält auch eine interessante Kostenanalyse einer Bohrpfahlgründung in Florida, USA.

Im folgenden werden vielfach angewendete Verfahren zur Überwachung der Herstellung und Überprüfung der Tauglichkeit von Pfählen vorgestellt und die Größenordnung ihrer Kosten bewertet. Genau kann das nicht gemacht werden, erstens, weil die verschiedenen Meßfirmen verschiedene Kosten haben und berechnen, und zweitens, weil zusätzliche Kosten von Unternehmer und Bauherrn schwer zu erfassen sind.

2 WARUM QUALITÄTSSICHERUNG?

Tiefgründungen kosten viel Geld und müssen relativ hohe Lasten aufnehmen. Sollte ein oder mehrere Gründungselemente versagen, dann kommt es meistens zu sehr hohen Sanierungskosten oder sogar zu einem völligen Verlust eines Bauwerkes. Die Ursachen für ein Pfahlversagen lassen sich auf zwei Qualitätsmängel zurückführen:

- (a) Äußere oder geotechnische Qualitätsprobleme, wenn der den Pfahl umgebende Boden nicht genügend Tragfähigkeit besitzt, sodaß es unter Gebrauchslasten schädliche Setzungen gibt.

- (b) Innere oder konstruktive Qualitätsprobleme, wenn die Bruchlast des Pfahlmaterials über das Bemessungsalter des Bauwerkes hinweg geringer ist als die Belastung. Z. B. gibt es beim Einbau des Betons von Ortbetonpfählen häufig Qualitätsfragen, wenn die Bruchfestigkeit des Betons durch einen Zusatzcocktail (Verzögerer, Verflüssiger, usw.) in Frage gestellt wird. Auch wird in hochbelasteten Pfählen die Bewehrung häufig so eng angeordnet, daß der Beton nicht vollständig in den Betondeckungsraum fließen kann.

Durch bodenmechanische Berechnungen, Beobachtungen während des Baus und Probelastungen kann die äußere Tragfähigkeit gesichert werden. Überwachungen während des Baus oder nachträgliche Versuche am fertigen Pfahl können die innere Qualität sicherstellen.

Eine gute Qualitätskontrolle kostet Geld, läßt aber auch zu, daß der Sicherheitsfaktor der Gründung reduziert und daher an Länge, Größe oder Anzahl der Pfähle gespart werden kann. Es ist deshalb sinnvoll für jede Baustelle das optimale Qualitätssicherungsprogramm zu entwickeln und durchzuführen.

2 EINBAUBEGLEITENDE VERFAHREN

Am besten ist es natürlich, Qualitätsmängel bereits während des Bauens durch eine überzeugende Bauaufsicht zu vermeiden. Dazu gehören die normalen Materialuntersuchungen (Betonfestigkeit, usw.). Leider ist es aber selbst für erfahrene Fachleute nicht immer leicht zu entscheiden, ob der Beton dahin gekommen ist, wo man ihn braucht, und ob er dann immer noch die gewünschten Eigenschaften hat. Je nach Pfahlart muss man daher noch zusätzliche Messungen oder Beobachtungen machen und in einem entsprechenden Bericht aufnehmen.

3.1 Schneckenbohr- und Verdrängungspfähle

Bei dieser Bauweise ist es wichtig zu wissen, ob die eingepreßte Betonmenge dem Volumen des nach oben ausfahrenden Bohrgerätes entspricht. Deshalb werden häufig die Bohrtiefe und Betonmenge gemessen (Likins et al., 2000). Elektronische Messungen, automatisch protokolliert, sind dabei wesentlich genauer als eine bloße Beobachtung des Vorganges. Diese Messungen helfen auch dem Bohrmeister, genauer und wirtschaftlicher zu arbeiten. Bei einer automatischen Überwachung kann auch der Druck in der Betonleitung, die Anzahl der Bohrumdrehungen, das Bohrmoment zusammen mit anderen Einzelheiten gemessen werden. Es kann allerdings immer noch zu schadhafte Pfählen kommen, z. B., wenn im Untergrund Hohlräume angetroffen werden, und es ist deshalb

unter Umständen angezeigt, noch zusätzliche Integritätsmessungen anzustellen. Bohreinrichtungen werden entweder vom Hersteller von vorne herein mit einem Messsystem ausgestattet oder sie können nachgerüstet werden. Da ohne weiteres Tausende von Pfählen ohne grosse Wartungskosten dieser Elektronik gemessen werden können, sind die Kosten pro Pfahl höchstens € 20.

3.2 Rammpfähle

Während des Pfahlrammens wird normalerweise ein Rammerbericht erstellt, der die Schlagzahl (Anzahl der Schläge pro m oder dm Pfahleindringung) über die Eindringtiefe festhält. Ein vollständiger Bericht würde dabei auch noch Angaben über die dynamischen Spannungen im Pfahl und die in den Pfahl übertragene Energie machen. Dazu gibt es Messungen am Pfahlkopf (mit Hilfe eines Pile Driving Analyzers®), am Bär zur Bestimmung seiner Aufschlagsgeschwindigkeit (z. B. mittels Laser, RADAR oder im Bär eingebauten Näherungsschalter), oder auch, um die Sprunghöhe von Dieselpären zu messen (Saximeter). Diese Methoden wurde bereits in mehreren Beiträgen zu den Pfahlsymposien in Braunschweig beschrieben, dabei ist das PAL-R Gerät, das die Meßdaten per Telefon ins Ingenieurbüro schickt, mit etwa € 300 bis 500 pro Pfahl besonders wirtschaftlich (Rausche und Grävare, 1999).

Natürlich kann ein einfacher Rammerbericht nicht einwandfrei Auskunft darüber geben, ob jeder Pfahl schadlos eingerammt wurde und ausreichende Tragfähigkeit erzielte. Auch die Schlagzahl liefert nur einen ungefähren Wert der Pfahltragfähigkeit. Diese Beobachtungen sind aber zusammen mit Proberammungen und Probebelastungen im allgemeinen für eine befriedigende Qualitätssicherung ausreichend.

3.3 Bohrpfähle

Wegen der Vielfalt der Bohr- und Betoneinbauverfahren gibt es kein einheitliches Verfahren der Bauüberwachung. Wenn unter Suspension betoniert wird, ist es besonders schwierig, eingebautes Betonvolumen als Funktion der Tiefe der Betonhöhe im Bohrloch zu protokollieren. Auf diesem Gebiet wird z. Zt. Entwicklungsarbeit geleistet.

4 TESTMETHODEN FÜR DEN FERTIGGESTELLTEN PFAHL

4.1 Low Strain Test

In Deutschland wird dieses Verfahren sehr häufig entsprechend den Empfehlungen der DGGT angewendet. Mit einem leichten Hammer wird der Pfahlkopf abgeklopft und die dadurch entstehende Pfahlkopfbewegung mit einem Beschleunigungs- oder Geschwindigkeitsgeber aufgenommen. Dieses Signal besteht zu einem Teil aus der vom Hammerschlag erzeugten Pfahlkopfbewegung; der zweite Teil des Signals kommt durch Reflexionswellen zustande, die entweder am Pfahlfuß oder an der Stelle einer Querschnitts- oder Qualitätsänderung entstehen. Manchmal wird auch noch die Kraft des Hammerschlages gemessen; da diese Kräfte aber relative klein sind, entsprechen sie sehr kleinen Dehnungen im Pfahl und können daher nur am Hammer und nicht im Pfahl gemessen werden. Je höher die Bodenfestigkeit, je länger der Pfahl (relativ zum Durchmesser), oder je ungleichförmiger der Pfahl, umso geringer die Stärke der Reflexionssignale. Daher ist es mit diesem Verfahren oft für lange Pfähle nicht möglich, eindeutige Aussagen über die Integrität des tiefer gelegenen Pfahlteiles zu machen. Auch können im allgemeinen nur solche Qualitätsveränderungen eindeutig erkannt werden, die mehr als 15% des Querschnitts beeinflussen. Die Kosten dieses Verfahrens sind weitgestreut und können je nach Land zwischen €10 und 100 pro Pfahl liegen, wenn mehrere Pfähle pro Testtag geprüft werden; es ist nicht ungewöhnlich, daß 100 Pfähle pro Tag und Testingenieur geprüft werden.

4.2 Kernbohrung

Wenn einfachere und billigere Tests Zweifel an der Pfahlqualität aufkommen lassen, wird häufig eine Kernbohrung verlangt, um eindeutige Aussagen über die Qualität des Betons zu erzielen. Leider läßt aber selbst die relativ teure Kernbohrung nur begrenzte Aussagen über die Qualität des gesamten Pfahlquerschnitts zu. Ein Vorteil ist aber, daß die Bohrlöcher für Korrekturarbeiten an den Fehlstellen (z.B. Injizieren) zur Verfügung stehen. Die Kosten, in den USA ungefähr €100 bis €150 pro Meter Bohrung mit 100 mm Bohrochdurchmesser, sind je nach Zugänglichkeit des Pfahles recht verschieden.

4.3 High-Strain Test

Wie beim Pfahlrammen lässt man ein schweres Schlaggewicht auf den Pfahlkopf fallen, wodurch sowohl eine Spannungswelle im Pfahl als auch eine Eindringung des Pfahles in den Boden erzeugt wird. Entsprechend den Empfehlungen der DGGT werden die Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf während des Schlages gemessen. Die Spannungswelle ist aber relativ lang und deshalb entdeckt die HS Methode nur größere Fehlstellen im Pfahl. Gleichzeitig liefert sie aber auch die Daten einer dynamischen Probelastung. Der Vorteil dieser Methode ist deshalb die relativ hohe Belastung im Pfahl während des Versuchs. Allerdings ist dieses Verfahren aufwendiger als der einfache LS Test und kommt daher als Integritätsprüfung nur dann zur Anwendung, wenn andere Methoden Zweifel an der Tragfähigkeit und Integrität des Pfahles aufkommen lassen. Die Kosten dieses Verfahrens liegen bei grösseren Pfählen im Bereich von € 0,5 bis 1 pro kN der entsprechenden statischen Belastung.

4.4 Ultraschall

Im englischen Sprachraum nennt man dieses Verfahren Cross Hole Sonic Logging (CSL). Messrohre mit einem Durchmesser von etwa 50 mm werden am Bewehrungskorb befestigt. Die Rohre werden mit Wasser gefüllt und ein paar Tage nach dem Betonieren werden ein Ultraschallgeber und ein in seiner Frequenz ähnlicher Empfänger in einem Nachbarrohr simultan nach unten abgelassen und dann wieder nach oben gezogen. Während dieses Vorgangs werden ununterbrochen Ultraschallimpulse vom Geber ausgesendet und, nachdem sie mit der Geschwindigkeit des Schalls durch den Beton gewandert sind, vom Empfangsgeber gemessen. Schlechte Betonqualität wird sowohl durch eine Reduzierung der Wellengeschwindigkeit im Beton als auch durch eine Schwächung des empfangenen Signals angezeigt. Solange allerdings das Ultraschallsignal einen relativ direkten Weg durch guten Beton zum Empfängerrohr findet, haben benachbarte Fehlstellen wenig Einfluss auf das Ergebnis. Aus diesem Grund können Fehlstellen im Bereich der Betondeckung i.a. nicht entdeckt werden. Die Kosten dieses Tests liegen je nach Anzahl und Länge der Messrohre zwischen € 200 und 2000 pro Pfahl.

4.5 Gammastrahlung

Ähnlich wie beim Ultraschallverfahren ist es notwendig Meßrohre im Bohrpfahl einzubauen. Eine Gammastrahlenprobe wird dann in ein Meßrohr eingeführt und die Strahlung im Nachbarrohr gemessen. Höhere Betondichten werden durch niedrigere Strahlungen am Empfangsgeber angezeigt. Da die Strahlungsmenge auch dann zunimmt, wenn die Betondeckung um das Meßrohr herum abnimmt, können Fehlstellen auch ausserhalb des Bewehrungskorbes entdeckt werden. Die Kosten dieses Verfahrens sind ähnlich wie die des Ultraschalltests.

4.6 Probelastungen

Gewöhnlich wird eine Statische Last auf dem Pfahlkopf aufgebracht und die entsprechende Pfahlkopfeindringung gemessen. Statische Probelastungen können aus wirtschaftlichen Gründen (€ 5 pro kN Belastung) nur an wenigen Pfählen einer Baustelle durchgeführt werden und sind daher nur sinnvoll, wenn es darum geht, die äußeren Tragfähigkeitseigenschaften des Boden-Pfahlsystems grundsätzlich für die Tragschichten einer Baustelle zu bestimmen. Sie kommen also nicht zur Qualitätssicherung der einzelnen Produktionspfähle zur Anwendung.

Bei der etwas weniger aufwendigen Osterberg Methode wird eine hydraulische Presse am Pfahlfuß eingebaut. Wegmessung des unteren Pressenteils ergibt zusammen mit der Pressenkraft die Arbeitslinie des Spitzenwiderstandes. Ebenso kann dann auch die Last-Hebungslinie der Mantelreibung dargestellt werden; sie wird meistens mit der Last-Setzungslinie der Mantelreibung gleichgesetzt. Die Gesamtbelastung ist daher das Doppelte der Pressenkraft. Diese Methode ist besonders wirtschaftlich, wenn sehr hohe Belastungen (z. Zt. bis ca. 150 MN) nachgewiesen werden müssen und kostet etwa nur die Hälfte einer herkömmlichen statischen Probelastung (s.a. McVay et al., 2003).

Bei der Dynamischen Probelastung wird der Pfahl, wie bei der High-Strain Integritätsmessung, durch einen Schlag 10 bis 20 ms lang belastet. Die gebräuchlichste Methode erfordert den kurzen harten Aufschlag einer Masse deren Gewicht ungefähr 1

bis 2% der erforderlichen Prüflast ist. Die Kraft- und Geschwindigkeitsmessungen werden mit Hilfe eines dynamisch-statischen Simulationsprogramms ausgewertet. Diese Methode kostet je nach Anzahl der gleichzeitig durchgeführten Tests 10 bis 20% einer statischen Probelastung. Es ist nicht sinnvoll aus Sparsamkeitsgründen ein zu leichtes Fallgewicht zu wählen, weil dann die berechnete Tragfähigkeit zu niedrig ausfallen kann.

Beim sogenannten Rapid Load Test ist das Fallgewicht ungefähr 5 mal höher als bei der dynamischen Probelastung, wird entweder weich abgefedert oder durch die Explosion eines Treibstoffs in einem Verbrennungsraum zwischen Pfahlkopf und „Fallgewicht“ nach oben gedrückt. In diesem Test ist die Belastungsdauer ungefähr 100 ms. Dieser Test kostet vielleicht 20 bis 40% einer statischen Probelastung.

5 BEISPIELE

5.1 Ultraschall und Kernbohrung bei Bohrpfählen

Bei einem Brückenbau im Südosten der USA kamen je drei Pfähle pro Stützenreihe mit 1.8 m Durchmesser und ca. 21 m Länge zur Anwendung. Sie wurden auf 50% Mantelreibung und Spitzendruck im schluffigen Sand bemessen. In jedem Pfahl wurden 6 Stahlmessrohre, Durchmesser 50 mm eingebaut. Beim ersten Pfahl zeigte das Ultraschallverfahren Signalverlust im Pfahlfußbereich in den Messungen zwischen allen Messrohren. Bild 1-links - zeigt die Messergebnisse zwischen den Messrohren 1 und 2 in der Form der sogenannten Wasserfalldarstellung und den Auswertungen Signalankunftszeit und Signalenergie. Die Messungen wurden nach 4 Wochen wiederholt um auszuschließen, dass es sich hier nur um ein langsames Abbinden des Beton handelte. Nach weiteren Verzögerungen wurden dann Kernbohrungen durchgeführt, der Pfahlfuß ausgespült und mit Hilfe einer Videokamera inspiziert. Wie erwartet waren die Bewehrungsstäbe im Fussbereich des Pfahles über eine Höhe von etwa 300 mm klar zu erkennen. Der ausgespülte Raum wurde durch die Kernbohrlöcher mit Zementinjektionen verfüllt. Eine weitere Ultraschallmessung zeigte dann eine verbesserte Qualität des Materials im Pfahlfussbereich (Bild 1-rechts). Erfahrungsgemäß zeigen solche

Messungen nach Reparaturarbeiten eine Verbesserung aber keine völlige Restaurierung. In der Tat kann eine Arbeitsfuge in dieser Messung erkannt werden.

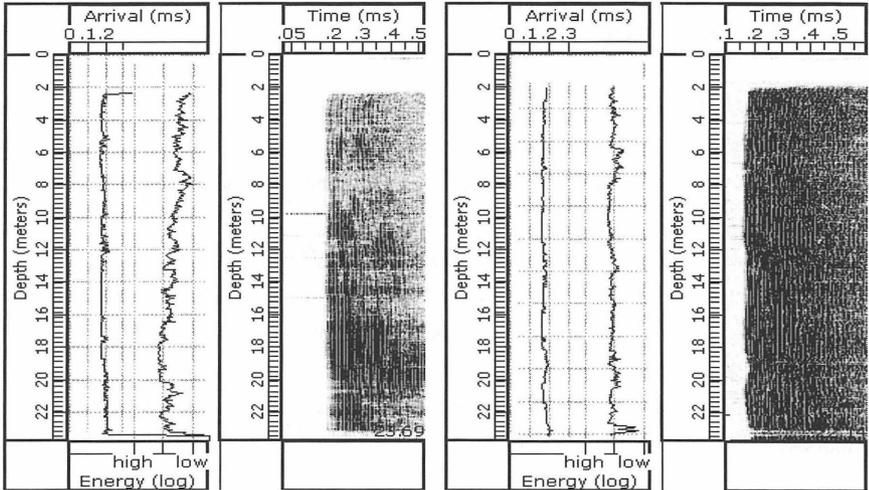


Bild 1: Ultraschallmeßergebnisse vor (rechts) und nach der Verpressung am Pfahlfuss

Auf dieser Baustelle entstanden hohe Kosten nicht etwa durch die Messung (ca. € 1.000,- pro Pfahl, da meistens nur 1 oder 2 Pfähle zur gleichen Zeit geprüft werden konnten), sondern durch die lange Wartezeit, weil von vorneherein kein klarer Lösungsweg nach der Entdeckung eines Problempfahles vorgeschrieben war. Dazu kamen natürlich auch die Kosten der Kernbohrungs- und Reparaturarbeiten. Differentialsetzungen der Stützenreihe hätten aber sicher noch wesentlich größere Kosten verursacht. Der Fehler am Pfahlfuss wurde auf ein zu schnelles Ziehen des Betonierrohres zu Beginn des Betonierens des Pfahles zurückgeführt. In allen anderen Pfählen der Baustelle wurde dieser Fehler vermieden.

Es muss noch angemerkt werden, daß die Low Strain Methode diesen Pfahl wahrscheinlich als „besonders gut“ klassifiziert hätte, weil der geringe Fusswiderstand ein

klares Fußsignal zugelassen hätte. Das Fußsignal wäre zwar etwas zu früh erschienen (0,3 m), das hätte man aber wahrscheinlich auf die ungenaue Kenntnis der Geschwindigkeit der Spannungswelle im Beton zurückgeführt.

5.2 Schneckenbohrpfähle

Auf einer Stadionbaustelle wurde von einem Unternehmer zum ersten Mal eine elektronische Überwachung des Einbaus von Schneckenbohrpfählen (Durchmesser 450 mm, Länge 13.5 m) im mitteldichten bis dichten Sand durchgeführt. Einer der ersten Pfähle wurde statisch probebelastet, versagte aber unter einer relativ geringen Last, die einer Betonspannung von etwa 13 MPa entsprach (Bild 2). Ein Low Strain Test zeigte eine Fehlstelle im unteren Drittel des Pfahles (Bild 3). In der Tat war das verpreßte Betonvolumen an dieser Stelle geringer als das Sollvolumen und erklärte das Versagen des Pfahls (Bild 4). Weil das Gerät neu war, hatte der Bohrmeister der elektronischen Messung während des Einbaus der ersten Pfähle nicht getraut und sie daher geflissentlich übersehen.

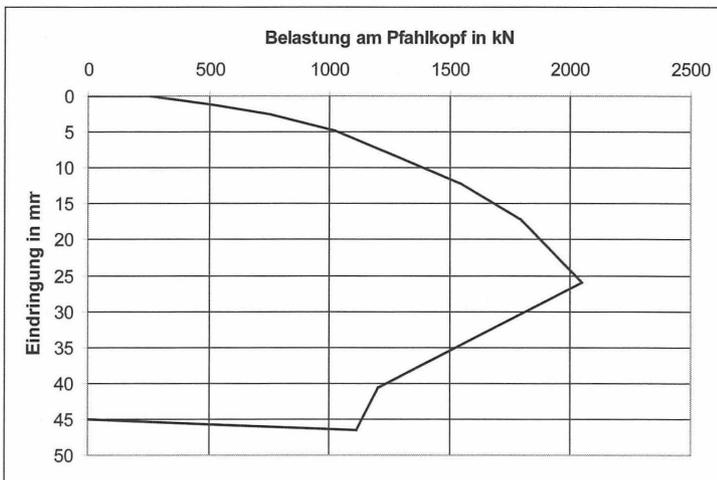


Bild 2: Last-Setzungskurve, Schneckenbohrpfahl

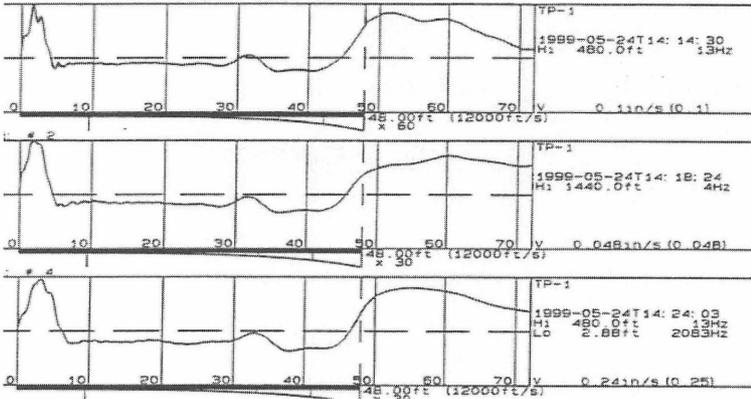


Bild 3: Schneckenbohrpfahl; Low Strain Messung mit Reflexion bei 28 ft

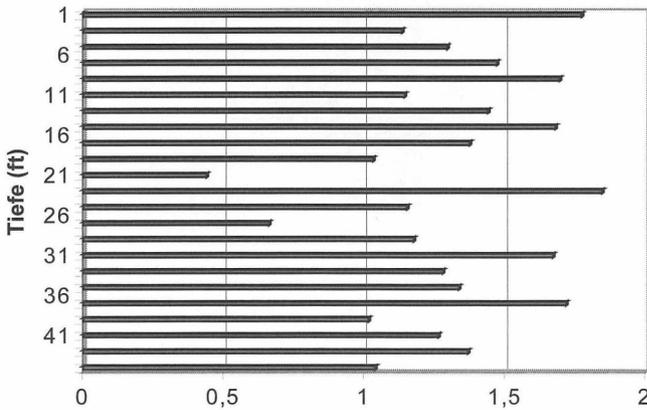


Bild 4: Schneckenbohrpfahl:
Verhältnis Messvolumen / Soll-Volumen

5.3 Rammpfähle und Highstrain Testing



Bild 5: Rammpfähle: PDA mit Telefonverbindung im Einsatz

Im Bundesstaat Colorado wurde eine Gründung mit insgesamt 8200 m Stahlpfählen in einem Elektrizitätswerk ausgeschrieben (Frazier et al., 2002). Der Stahlspannungen unter Gebrauchslasten sollten höchstens 60 MPa sein und der Sicherheitsfaktor für die äußere Tragfähigkeit wurde mit 2.25 vorgeschrieben. Als Sondervorschlag bot ein Unternehmer höherwertigen Stahl mit 120 MPa Gebrauchsspannung an, zusammen mit einer statischen und ungefähr 4% dynamischen Probebelastungen und einem Sicherheitsfaktor 2.0. Dazu wurde auch vorgeschlagen, dass alle hochbelasteten Pfähle dynamisch

getestet würden. Diese Lösung bot sich an, da die tragfähige Schicht aus einem harten Tonstein bestand, und deshalb zusätzliche Tragfähigkeit ohne großen zusätzlichen Aufwand erzielt werden konnte.

Um die Testkosten und Unterbrechungen des Baustellengeschehens in erträglichen Maßen zu halten, wurde weiterhin vorgeschlagen, daß die dynamischen Tests „Remote“, d.h. per drahtlosem Telefon durchgeführt würden. Die Dehnungs- und Beschleunigungsgeber wurden daher vom Rammpersonal an den Pfählen befestigt und über ein Kabel mit einem PDA, Model PAL-R verbunden. Dieses Gerät wurde dann an ein „Handy“ angeschlossen. Während die Proberammungen abliefen, erhielt der Testingenieur die Signale im Büro in Ohio und wertete sie sofort aus. Der Meßbericht wurde noch am selben Tag geschrieben und dem Kunden zugeschickt. Die gesamte Pfahlgründung konnte somit auf 5500 m reduziert werden, was einer Ersparnis von ungefähr \$180,000, nach Abzug der Testkosten, entsprach.

5.4 Bohrpfähle

Auf einer Baustelle im Norden der USA kamen Bohrpfähle mit Durchmesser 1070 mm zur Ausführung. Die etwa 20 m langen Pfähle wurden ca. 1.5 m tief in den harten Kalkstein eingebunden. Eine statische Probelastung mit Osterberg Zellen an einem Versuchspfahl ergab mehr als 50 MN Tragfähigkeit. An den Produktionspfählen wurden dann stichprobenweise Ultraschallprüfungen durchgeführt; sie zeigten an mehreren Pfählen Fehlstellen im Beton.

Die Ultraschallmethode wird i.a. als verlässlicher als die Low Strain Methode erachtet. Obwohl das billigere LS Verfahren auch an den fraglichen Pfählen angewendet wurde und keine nennenswerten Fehler zeigte, wurde es daher nicht zur Beurteilung der Pfahlqualität zugelassen. Erschwerend war in diesem Fall, dass die Fehlstellen in verschiedenen Querschnittszonen und Höhen vorkamen und daher mit Kernbohrungen nicht sehr leicht erschlossen werden konnten. Deshalb wurden High Strain Tests mit 18 MN Probelastung und gleichzeitiger Überprüfung der inneren Tragfähigkeit verlangt. Der Unternehmer füllte als Schlaggewicht ein Bohrrohr mit ca. 25 t Alteisen und verwendete ein zweites, etwas größeres Bohrrohr als Führung. Die Freifallhöhe konnte auf 3.5 m

gesetzt werden, weil das Fallgewicht (das Alteisen) relativ „weich“ war. Insgesamt wurden dann 16 Probelastungen durchgeführt, dreizehn davon an einem Tag. Ihre Kosten beliefen sich pro Pfahl auf ca. € 3000. Die Pfähle hatten unter den dynamischen Belastungen keine bleibende Eindringung, d.h. also, dass unter der dynamischen Belastung weder die innere noch die äussere Tragfähigkeit voll aktiviert wurde. Bilder 6 und 7 zeigen die Ergebnisse der CAPWAP® Auswertung der Messungen an drei verschiedenen Pfählen als statische Last-Setzungskurven und als Verteilung der Bodenwiderstandskräfte (die unterste Linie ist der Spitzendruck).

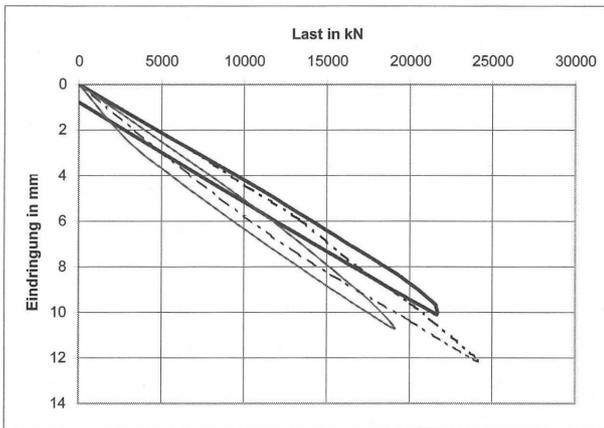


Bild 6: Dynamisch ermittelte Last-Setzungskurven von 3 Bohrpfählen

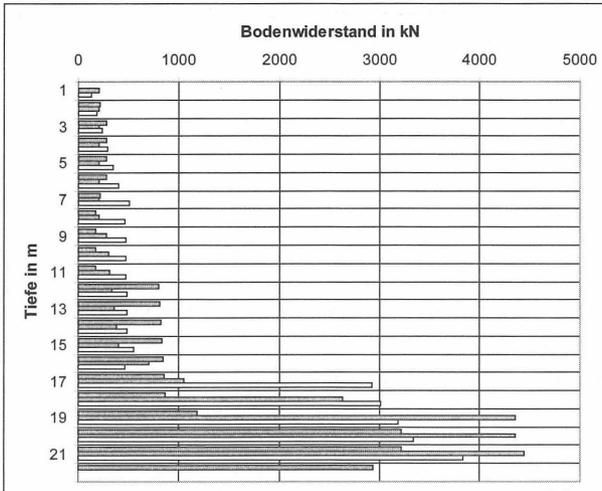


Bild 7: Dynamisch ermittelte Bodenwiderstandsverteilung von 3 Bohrpfählen

6 ZUSAMMENFASSUNG

Tiefgründungen sind teuer, wichtig für die Qualität und Integrität eines Bauprojekts und schwierig zu überwachen. Es gibt aber eine Reihe von Verfahren zur Qualitätssicherung. Am wirtschaftlichsten ist die automatische Überwachung während des Einbaus; leider steht sie aber nur für Ramm- oder Schneckenbohrpfähle zur Verfügung. Low Strain Messungen können auch schnell und einfach an Betonpfählen durchgeführt werden; mit ihnen können große Fehlstellen entdeckt werden. Allerdings sind diesem Verfahren bei großen Pfahlängen oder bei komplexen Pfahlgeometrien Grenzen gesetzt. Für Bohrpfähle ist das genaueste Verfahren zur Betonprüfung die Ultraschallmessung. Bei diesem Verfahren besteht sogar die Gefahr, dass man zu viel sieht. Wenn diese Verfahren Zweifel an der Pfahlintegrität aufkommen lassen, müssen entweder Kernbohrungen oder dynamische Probelastungen eingesetzt werden. Bei

Rammpfählen sind die dynamischen Probelastungen immer anwendbar, nicht nur zur Qualitätssicherung, sondern auch zur Erzielung einer besseren Wirtschaftlichkeit. Mit Hilfe drahtloser Datenübertragung können Messungen in kürzester Zeit ausgewertet werden und über die Pfahlqualität Auskunft geben.

7 LITERATUR

Frazier, J., Likins, G., Rausche, F., und Goble, G., 2002. Improved pile economics: high design stresses and remote pile testing; Deep Foundations Institute, 27th Annual Conference on Deep Foundations, San Diego, 169-175.

Likins, G., Piscalko, F. Rausche, und G., Morgano, M., 2000. Detection and prevention of anomalies for augercast piling. Sixth International Stress Wave Conference, Sao Paolo, A.A. Balkema, 205 -209.

McVay, M., Ellis, R., Birgisson, B., Consolazio, G., Putcha, S., and Lee, S.M., 2003. Use of LRFD, cost and risk to design a drilled shaft load test program in Florida limestone. Transportation Research Board, 82nd Annual Meeting, Jan. 12-16, Washington, D.C.

Rausche, F. und Grävare, C-J., 1999. Dynamische Pfahlprüfungen im Dritten Jahrtausend. Pfahlsymposium 1999, Technische Universität Braunschweig.

Dr., Dipl.-Ing. Frank Rausche, Brent Robinson
GRL Engineers, Inc. (info@pile.com)
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128, USA

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller
GSP mbH (info@gsp-mannheim.de)
Käfertalerstraße 164
68167 Mannheim



Pile Driving Analyzer®-PAL
vereinfachte Version
des PAK - für
Datenfernübertragung
ausrüstbar (PAL-R)



Cross Hole Analyzer™
Zur Ultraschallprüfung
von Bohrpfehlen



Pile Integrity Tester™-PIT
Zur Überprüfung
der Pfahlintegrität
und Länge



**Pile Driving Analyzer®
PDA-PAK**
Meßgerät für dynamische
Probelastungen bei
Ramm- und Bohrpfehlen,
Überwachung des
Rammgerätes und des
Rammgutes



Pile Dynamics, Inc.

**Quality Assurance
for Deep Foundations**



Pile Installation Recorder™-PIR
Automatische
Erstellung von
Herstellungsprotokollen
(Großer Rammbericht
nach DIN 4026 für
Verdrängungspfehle oder
Bohrprotokoll nach
DIN 4014 für
Schneckenbohrpfehle)



SPT Analyzer™
Durchführung geeichter
Rammsondierungen



Angle Analyzer™
Gewährleistet die korrekte
Ausrichtung eines Mäkers



**Hammer
Performance Analyzer™**
Bestimmung der Rammenergie

E-Saximeter™
Zählen der Schläge
und Energiemessung
für halbautomatisches
Rammprotokoll



Pile Dynamics, Inc.

4535 Renaissance Pkwy
Cleveland, OH 44128 USA
☎ (216) 831-6131 • FAX: (216) 831-0916
email: info@pile.com
www.pile.com



Pile Dynamics Europe

Käfertalerstrasse 164
D-60167 Mannheim Deutschland
☎ 0621 33 13 61 • FAX: 0621 33 42 52
email: gsp-ife-ok@t-online.de
www.gsp-mannheim.de

Rammprotokoll und Tragfähigkeit WEAP - CAPWAP - CAPWEAP

Oswald Klingmüller, Mannheim und Frank Rausche, Cleveland

Inhalt

1. Einleitung
2. GRLWEAP – Vorberechnung des Rammens und Rammen der Testpfähle
Ergebnisse der dynamischen Tragfähigkeitsprüfung mit vollständiger
Modellbildung CAPWAP und der statischen Tragfähigkeitsprüfung
4. Dynamische Prüfung an zusätzlichen Test-Pfähle zur Bestimmung der
Rammtiefe mit vollständiger Modellbildung CAPWAP
5. Nachberechnungen mit GRLWEAP und CAPWEAP

Contents

The combination of GRLWEAP a priori calculations to prepare a driving job, evaluation of dynamic pile tests by CAPWAP and static pile tests with a posteriori modelling of pile driving by GRLWEAP and CAPWEAP is discussed. An illustrative example shows the application of this combined approach to a difficult piling job where very soft cohesive soil is covering the competent sand.

Zusammenfassung

Die Verbindung von Vorberechnungen von Rammvorgängen mit der Wellengleichungsmethode (GRLWEAP) mit der Auswertung dynamischer Pfahltests ausgewertet mit der CAPWAP-Modellbildung unter Berücksichtigung der Ergebnisse statischer Pfahltests und anschließender Nachberechnung mit GRLWEAP und CAPWEAP wird erläutert. Das konsequente Vorgehen wird durch ein Beispiel einer Pfahlgründung in schwierigen Bodenverhältnissen mit sehr weichen bindigen Schichten über tiefliegenden tragfähigen Sanden illustriert.

1. Einleitung

Mit dem Programm GRLWEAP™ ist es möglich, Rammvorgänge voraus zu berechnen und nachzuvollziehen. Insbesondere die Nachberechnung ermöglicht die Bestimmung der Tragfähigkeit aus der Angabe der Schlagzahlen. Gegenüber den empirischen Rammformeln hat die Wellengleichungsmethode, welche die Grundlage des Programms bildet, den Vorteil, dass nicht nur das elastische Verhalten des Pfahles sowie des Rammgerätes mit Rammhaube und Futter sondern auch die Bodenschichtung mit Steifigkeits- und Dämpfungsverhalten genau modelliert werden kann. Bei der Vielzahl der beteiligten Parameter ist die zuverlässige und richtige Bestimmung der Tragfähigkeit aus erreichten Schlagzahlen darauf angewiesen, vorhandene Informationen über den Rammvorgang und das Tragverhalten in die Berechnung einzubringen.

Das Vorgehen wird im folgenden erläutert, wobei die Einbeziehung von Ergebnissen statischer und dynamischer Pfahlprüfungen beispielhaft anhand einer Projektbearbeitung erläutert wird.

Im Zuge der Erweiterung der Gas-Verflüssigungsanlage auf Bonny Island in Südost Nigeria wird ein neuer Anleger für die Warenanlieferung und den Personentransport gebaut. Der Anleger besteht aus einer Zufahrt und einem Ladedeck aus Betonfertigteilen. Diese werden auf gerammte Stahlpfähle als offene Rohrprofile gesetzt. Auf Grund der Bodenverhältnisse müssen die Stahlpfähle durch den weichen und verformungsfähigen Ton in den tragfähigen Sand gerammt werden. Die Anforderungen der Zufahrtsbrücke, des Ladedecks, der Festhaltepunkte und der Kranbahnlager führen zu unterschiedlichen Nutzlasten und damit verschiedenen Einbindetiefen.

Durch Vorberechnung mit der Wellengleichungsmethode (Programm GRLWEAP®) für die aus den Bodenuntersuchungen abgeleiteten Tragfähigkeitswerte – Mantelreibung und Spitzendruck – wurden die für die nachzuweisende Tragfähigkeit aufzubringenden Schlagzahlen ermittelt. Die Richtigkeit dieser Rammkriterien wurde

durch dynamische Prüfungen an 5 Testpfählen überprüft. Durch statische Pfahlprüfungen konnte das Zeitsetzungsverhalten und der Zusammenhang zwischen den dynamischen und den statischen Ergebnissen bestimmt werden. Die Abweichungen im statischen und dynamischen Verhalten führten zur Aufstellung eines speziellen zusätzlichen dynamischen Testprogramms durch das die endgültige Pfahllänge festgelegt wurde.

Die Auswertung des umfangreichen Testprogramms ermöglichte dann auch, durch Nachberechnung der Rammvorgänge bei der späteren Rammung von Produktionspfählen Tragfähigkeiten einzelner Pfähle allein aus den Schlagzahlen zuverlässig zu bestimmen.

In der Planungsphase wurden Bodenuntersuchungen in üblicher Form mit der Entnahme (ungestörter) Bodenproben, Druck- und Rammsondierungen, ausgeführt. Zusammengefasst ergibt sich das in Bild 1 gezeigte übliche Schwemmlandprofil mit sehr weichen undrainierten bindigen Boden über einem Sand mit zunehmender Lagerungsdichte und Tragfähigkeit.

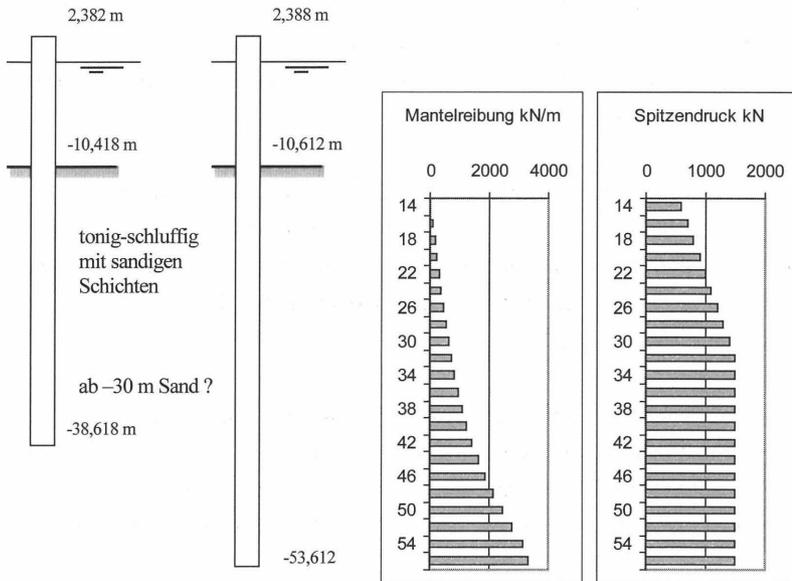
Für die Festlegung der Pfahllängen waren Prüfungen an 5 vorab gerammten Pfählen vorgesehen. Davon waren 2 auf die minimale Länge ausgelegt, 39 m Einbindung bezogen auf NN bzw. MSL - mean sea level) sowie 3 auf die erwartete Maximallänge von 54 m Einbindung. Je ein kurzer und ein langer Pfahl war auch statisch zu prüfen.

Es war vorgesehen, offene Stahlrohre ($\varnothing 762$ mm, Wandstärke 12 mm) mit einem Hydraulikhammer Menck MHF 5-12 mit 10-t-Rammbär und 1,2 m Fallhöhe, nominelle Energie 104 kNm, einzubringen.

2. WEAP – Vorberechnung des Rammens und Rammen der Testpfähle

Aus den Sondierungsergebnissen wurden die Tragfähigkeiten als Mantelreibung und Spitzendruck (siehe Bild 1) abgeleitet und standen für die Vorberechnung mit dem Programm GRLWEAP® zur Verfügung (siehe Bild 2 und 3).

Bild 2 zeigt das Ergebnis der Rammbarkeitsuntersuchung.



Prüflast :

2.873 kN

5.449 kN

Bild 1 : Testpfähle, Bodenprofile und Prüflasten

Pfahlwiderstände aus Bodenprofil für WEAP-Vorberechnung

Bild 2 zeigt den errechneten Rammvorgang mit den Schlagzahlen (links) und der Entwicklung der Tragfähigkeit über die Tiefe (rechts). Bei 50 Schlägen auf 25 cm sollte also mit der Endtiefe ein statischer Rammwiderstand von 4.800 kN erreicht

werden. Es konnte davon ausgegangen werden, dass die Pfähle durch "Festwachsen" die erforderliche Zunahme auf die vorgesehene Prüflast von 5.449 kN nach kurzer Standzeit aufweisen. Bei einer Einbindung von 38 m wäre noch ein Rammwiderstand von 2.500 kN bei lediglich 15 Schlägen auf 25 cm zu erwarten. Hier wäre ebenfalls eine Zunahme mit der Zeit anzunehmen, um die erforderliche Tragfähigkeit von 2.800 kNm zu erreichen.

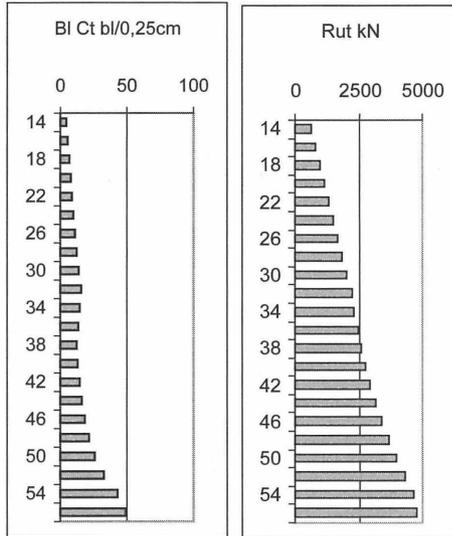


Bild 2 : Ergebnis der Rammpbarkeitsuntersuchung – zu erwartende Schlagzahlen und Entwicklung der Tragfähigkeit über die Tiefe

Wird das Bodenwiderstandsprofil aus Bild 1 für die jeweiligen Einbindungen von 54 m bzw. 38 m lediglich als proportionale Verteilung angesehen und zudem der Spitzendruck als Anteil des Gesamtwiderstandes angegeben, kann eine Tragfähigkeitskurve errechnet werden, die angibt wie groß die zu erwartenden Tragfähigkeiten bei höheren oder niedrigeren Schlagzahlen sind (siehe Bild 3).

Beim Rammen der Testpfähle zeigte sich, dass die Schlagzahlen die vorberechneten Werte erreichten (Bild 4).

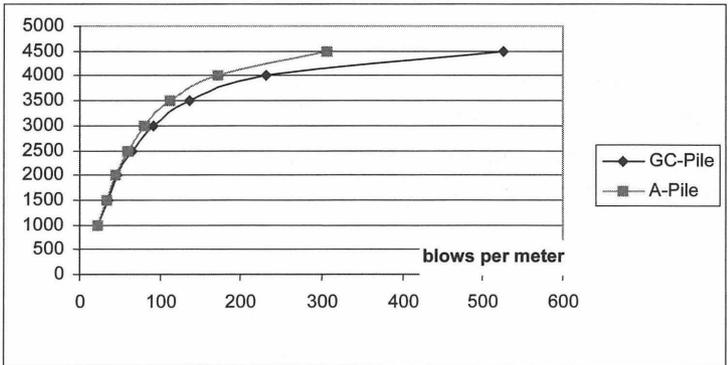


Bild 3 : Tragfähigkeitskurve (bearing graph) für die beiden Testpfähle

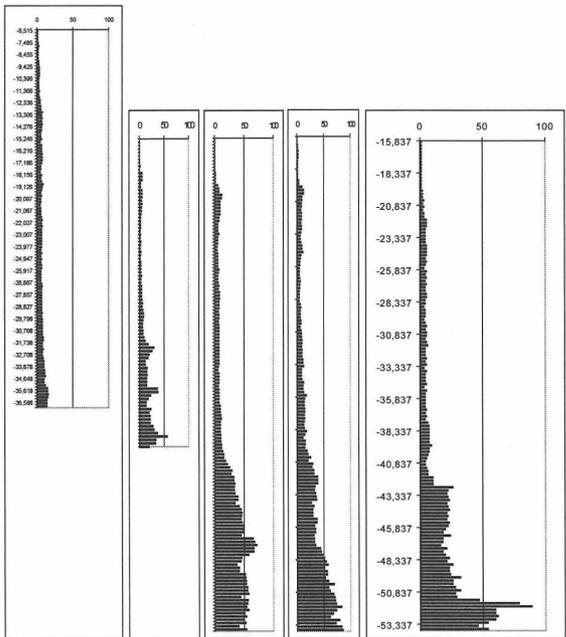


Bild 4 : Tatsächliche Schlagzahlen der Testpfähle

3. Ergebnisse der dynamischen und statischen Tragfähigkeitsprüfungen

Die Auswertung von Einzel-Schlägen beim Nachrammen mit der vollständigen Modellbildung CAPWAP konnte auch in etwa die vorhergerechneten Tragfähigkeiten bestätigen (siehe Tabelle 1).

Bei dem kurzen Pfahl TPA1 überstieg der beim Beginn des Nachrammens ermittelte aktivierte statische Widerstand mit 4.541 kN den Zielwert von 2.873 kN erheblich.

Pile no.	blow no.	R-ult-CW kN	Rskin kN	Rtoe kN
TPA1	5 BOR	4.541	4.272	268
TP1	1220 EOI	3.119	2.378	741
TP1	5 BOR	5.609	5.553	56
TP2	19 BOR	4.236	3.883	353
TP2	113 EOR	4.057	3.172	885
	envelope of initial driving and redriving blows	6.505	5.620	885
TP3	2	4.976	4.704	272
TP3	19	4.740	4.687	53
TP3	613 EOI	3.776	3.208	568
	envelope	6.358	5.589	568

Tabelle 1 : Ergebnisse der CAPWAP-Berechnungen

Da die aktivierten statischen Widerstände der längeren Pfähle nur bei Pfahl TP1 den Zielwert von 5.449 kN erreichten, wurde die Mantelreibung von Rammschlägen bei verschiedenen Eindringtiefen überlagert, um eine Grenztragfähigkeit zu bestimmen (Bild 5). Bei dieser Berechnung wurde kein Festwachsen der Pfähle berücksichtigt.

Die CAPWAP Auswertung zeigt aber auch, dass die hohen angesetzten Spitzenwiderstände (Bild 1) nicht erreicht wurden. Im Bodenwiderstandsmodell für die offenen Stahlrohre wurde angenommen, dass sich ein Propfen bildet und

dadurch ein Spitzendruck auf die gesamte Kreisfläche wirkt. Bei der dynamischen Pfahlprüfung, die Messungen am Stahlrohr ausgewertet, wird dieser Spitzendruck aber als zusätzliche Mantelreibung im Innern erfasst (siehe Bild 6). Diese Art der Lastabtragung kann durch eine mögliche Verspannung im Inneren des Pfahls auch eine Erhöhung der Gesamt-Mantelreibung gegenüber den erfahrungsmäßigen Werten bewirken.

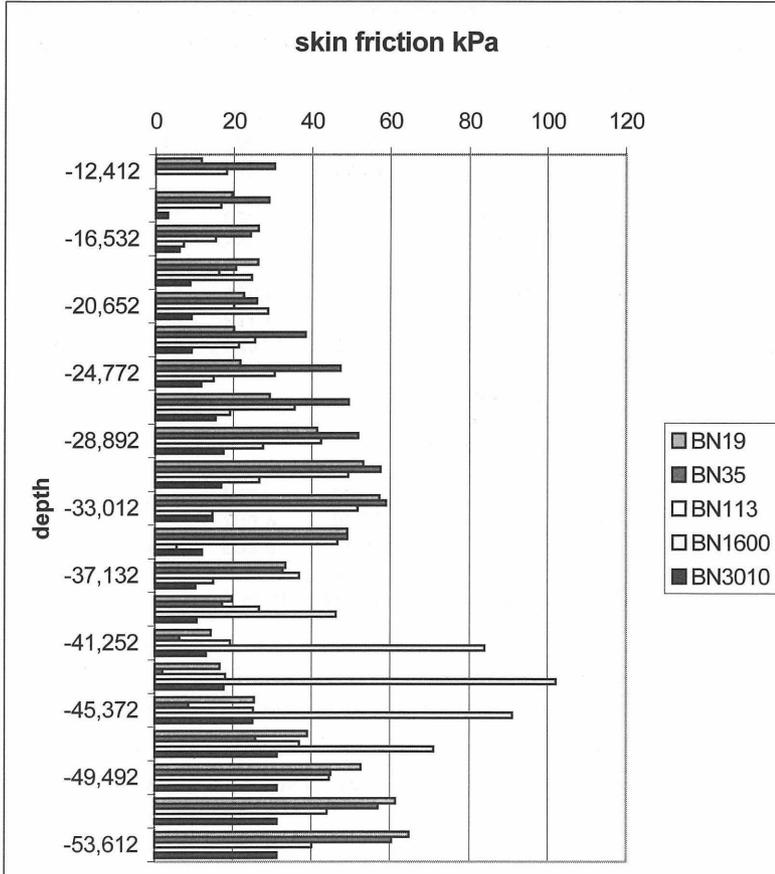


Bild 5 : Mantelreibungsverteilung im Rammfortschritt für Testpfahl TP2
Grundlage der Überlagerung

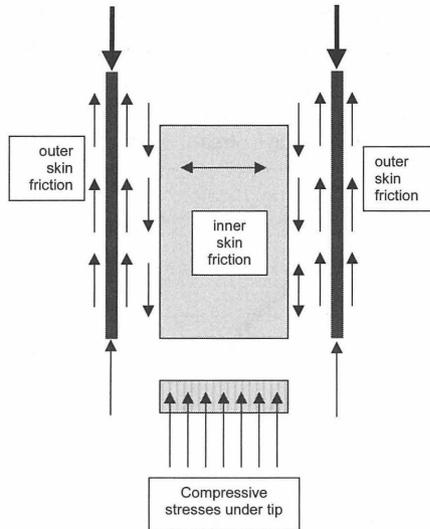


Bild 6 : Modell der Lastabtragung eines offenen Stahlrohrpfahls

Bei den nachfolgenden statischen Prüfungen zeigte sich ein starkes zeitabhängiges Setzungsverhalten. Der kürzere Pfahl kam bei ca.80% der vorgesehenen Prüflast nicht mehr zur Ruhe. Im Gebrauchslastbereich sind Setzungen aus dynamischen und statischen Versuchen etwa in gleicher Größenordnung (Bilder 7 und 8). Die aus dem Beginn des Nachrammens ermittelten Tragfähigkeiten haben die tatsächliche Tragfähigkeit aber überschätzt. Es musste also gefolgert werden, dass die Übergangzone vom bindigen zum sandigen Boden wesentlich geringere Widerstände zeigt, als aus der Bodenuntersuchung angenommen. Beim längeren Testpfahl zeigt sich für die Einzelschläge eine bessere Übereinstimmung, allerdings führt die Überlagerung von Schlägen aus Einrammen und Nachrammen ebenfalls zu einer Überschätzung (siehe Bild 8).

Zugversuche an beiden Pfählen zeigten, dass diese Überschätzung auf die Bodenwiderstände im Bereich des bindigen Bodens zurückzuführen sind, da diese bei einer Kurzzeitbelastung viel höher sind als bei Dauerbelastung. Deswegen war

der Unterschied zwischen dynamischen und statischen Prüfergebnissen auch beim kurzen Pfahl mit geringer Einbindung in den Sand sehr viel größer als beim langen Pfahl mit großer Einbindung in den Sand.

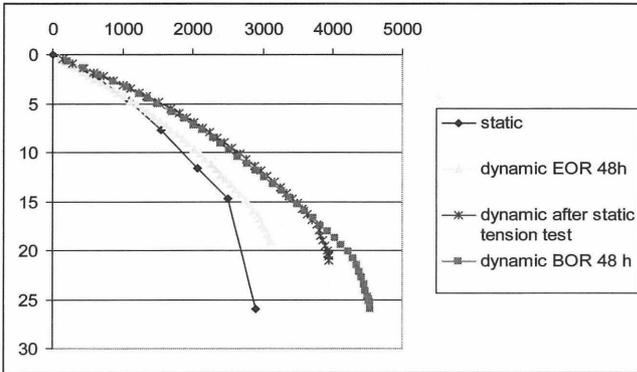


Bild 7 : Vergleich der statischen und dynamischen Belastung ohne Zeitsetzung
Testpfehl TPA1

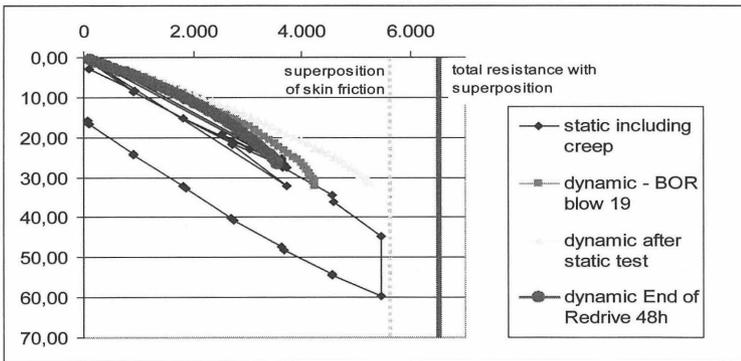


Bild 8 : Vergleich der statischen und dynamischen Belastung - Testpfehl TP2

Nach der Gegenüberstellung von dynamischen und statischen Testergebnissen wurde auch die vollständige Entwicklung der Tragfähigkeit beim Nachrammen, wie sie mit der CASE-Formel bestimmt wird, betrachtet. Es fällt auf, dass die Tragfähigkeit während des Rammens nahezu auf die Hälfte abnimmt (siehe Bild 9).

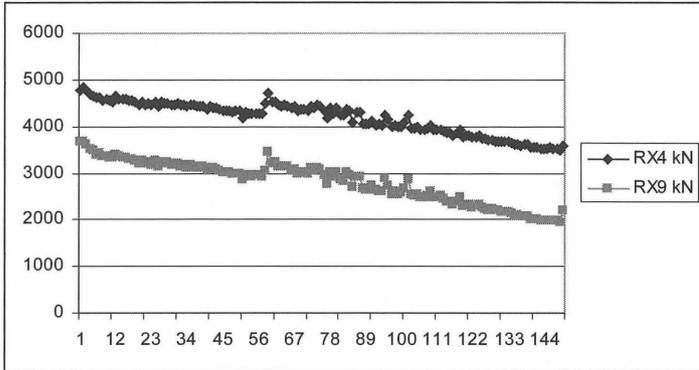


Bild 9 : Entwicklung der Tragfähigkeiten nach der vereinfachten CASE-Formel beim Nachrammen

4. Dynamische Prüfung an zusätzlichen Testpfählen

Die Schlußfolgerung war, dass die endgültigen Pfahllängen aus zusätzlichen dynamischen Versuchen zu ermitteln sind, wobei ausschließlich die Mantelreibung im Sand beim Einrammen (nicht beim Beginn des Nachrammens) zu bestimmen ist.

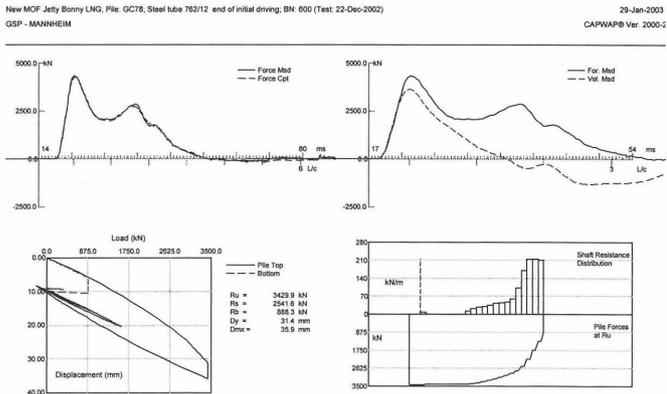


Bild 10 : CAPWAP-Auswertung beim Einrammen
Bestimmung der Mantelreibung im Sand

Für dieses Testprogramm wurden drei zusätzliche Testpfähle, jeweils neben den geprüften längeren Pfählen, gerammt. Bei der Auswertung mit dem CAPWAP-Verfahren wurde auf die Mantelreibung besonders geachtet (Bild 10). Da sich auch der Sand beim Rammen lockert, ist der tatsächliche Widerstand im Sand bis ca. 6 m oberhalb der Spitze des Pfahls vorhanden. Um eine Zunahme der Mantelreibung im Sand zu erfassen, wird die Mantelreibung für verschiedene Eindringtiefen bestimmt (siehe Bild 11).

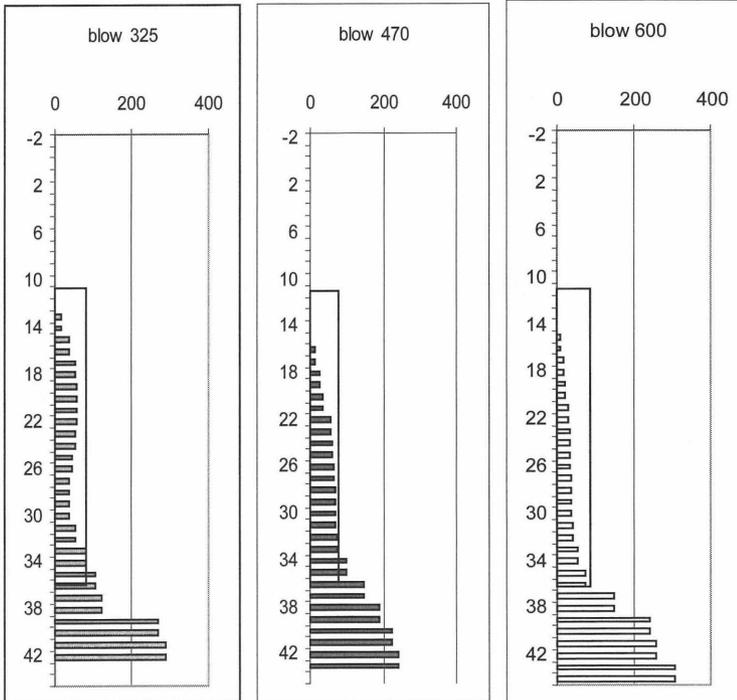


Bild 11 : Bestimmung der Mantelreibung im Sand durch CAPWAP-Auswertung bei fortschreitender Eindringung

Die Tragfähigkeit der Pfähle wurde dann folgendermaßen bestimmt :

1. Mantelreibung im bindigen Boden aus statischen Zugversuch 2.040 kN
2. Mantelreibung im Sand aus dynamischen Versuchen mit CAPWAP-Modellbildung in verschiedenen Tiefen,
3. Spitzendruck mit der Tiefe zunehmend wie mit CAPWAP-Modellbildung bestimmt.

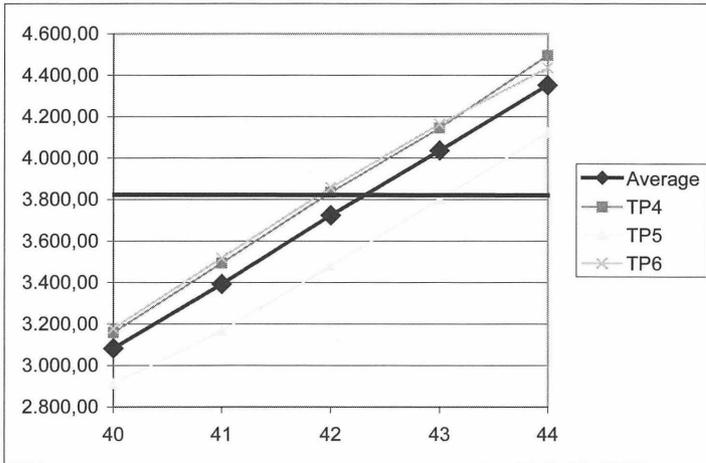


Bild 12 : Zunahme der Tragfähigkeit mit der Eindringung in Sand
Nachzuweisende Tragfähigkeit bei 2facher Sicherheit : 3.830 kN

Auf diesem Weg wurde die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe bestimmt. Während die Auswertung zeigt, dass für die ursprüngliche Prüflast mit 1,5facher Sicherheit eine Einbindung von 40 m ausgereicht hätte, ist für die 2fache Sicherheit eine Einbindung von 44 m erforderlich. Das Konzept mit 2facher Sicherheit auch für die Bestimmung des charakteristischen Wertes aus dem Minimum von 3 Pfahlprüfungen ist im Hinblick auf den EC7 als überaus konservativ einzuschätzen.

Nach der Auswertung der dynamischen und statischen Pfahlprüfungen war es möglich, nunmehr ein verbessertes Widerstandsmodell für Berechnungen mit dem Wellenleichungsverfahren anzugeben (siehe Bild 13).

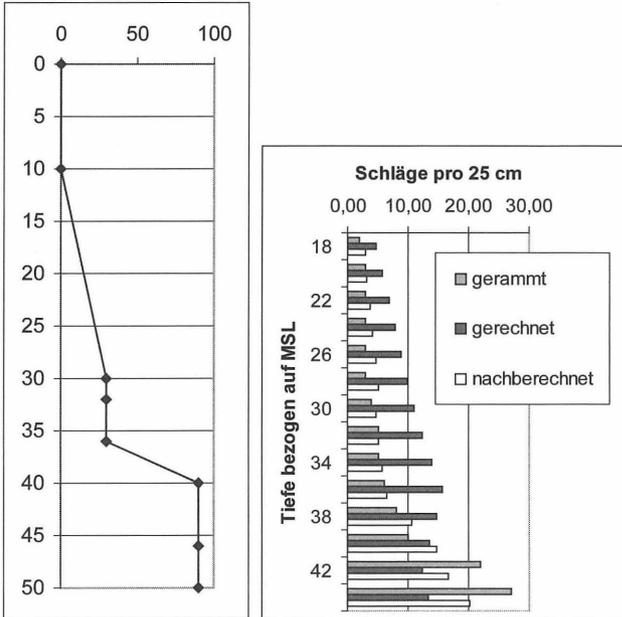


Bild 13 : Relativer Pfahlwiderstand – Spitzendruck 25% -

für GRLWEAP-Berechnungen

Vor- und Nachberechnung des Rammens

Vergleich zu den tatsächlichen Schlagzahlen

Aus der CAPWAP-Modellbildung sind jetzt auch die Dämpfungsparameter und die elastischen Grenzdehnungen (quake) für Mantelreibung und Spitzendruck bekannt, so dass die Rammbarkeitsberechnung (Bild 14) besser dem tatsächlichen Rammvorgang entspricht als die Vorberechnung (Bild 2).

5. Nachberechnungen mit GRLWEAP und CAPWEAP

Für die weitergehende Nutzung der GRLWEAP-Berechnung wird eine Tragfähigkeitskurve erzeugt, die es ermöglicht auch bei abweichenden Schlagzahlen die Tragfähigkeiten zu bestimmen (Bild 15).

Die Tragfähigkeitswerte nach (Bild 15) können noch durch einen Faktor für das Festwachsen erhöht werden, indem das unterschiedliche Verhalten der bindigen und der sandigen Schicht berücksichtigt werden muss:

- bindiger Boden von –10 m bis –36 m : aktivierter statischer Widerstand beim Rammen 600 kN aus statischem Zugversuch 2.040 kN = Festwachsen mit Faktor 3
- Sandiger Boden - 36 m bis – 44 m
aktivierter Widerstand beim Rammen 2.500 kN, kein Festwachsen
- Spitzendruck 900 kN
- aktivierter statischer Widerstand beim Einzelschlag (siehe Bild 10)
RUT = 3.430 kN
- Gesamtragfähigkeit : 5.400 kN (voriger Abschnitt)

durchschnittlicher Faktor für Festwachsen $5.400 / 3.400 = 1,6$

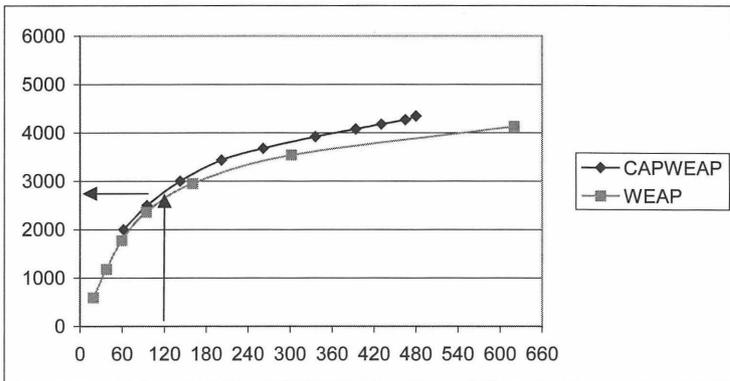


Bild 15 : Tragfähigkeitskurve für Parameter wie mit CAPWEAP ermittelt und Direktberechnung mit CAPWEAP

Wenn nun bei einzelnen Pfählen während des Rammens geringere Schlagzahlen auftreten, kann entschieden werden, ob die Tragfähigkeit noch ausreicht oder der Pfahl doch tiefer eingebracht werden muss.

Z.B. hatte ein Pfahl nur 120 Schläge auf 1 m (30 Schläge für 25 cm); die Tragfähigkeit ergibt sich dann aus Bild 15 und unter Berücksichtigung des mittleren Faktors für Festwachsen zu : $2.800 \text{ kN} * 1,6 = 4.480 \text{ kN}$, welches bezogen auf die Prüflast mit 2facher Sicherheit (3.830 kN) ausreichend ist.

Bei einem anderen Pfahl mit lediglich 60 Schlägen für 1 m (15 Schläge für 25 cm) ist die Einbindung offensichtlich nicht ausreichend für den Sicherheitsfaktor 2 (Tragfähigkeit $2.000 \text{ kN} * 1,6 = 3.200 \text{ kN} < 3.830 \text{ kN}$).

Literatur

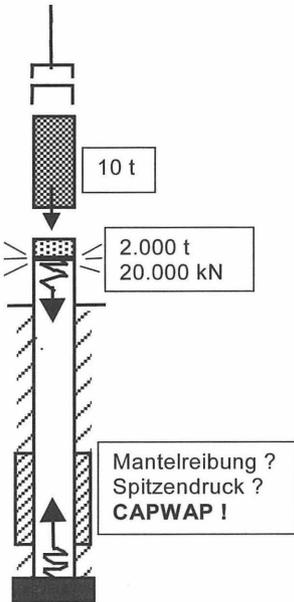
Für Erläuterungen zu den Verfahren und Hintergrundliteratur wird auf die „Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen“ des AK 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, herausgegeben vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig 1998, verwiesen.

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller
GSP mbH (info@gsp-mannheim.de)
Käfertalerstraße 164
68167 Mannheim

Dr.-Ing. Frank Rausche
GRL Engineers, Inc. (info@pile.com)
4535 Renaissance Parkway
Cleveland, OH 44128, USA

GSP

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH



- **Dynamische Pfahlprüfung - Tragfähigkeit**
Großbohrpfähle
Bohrpfähle
Ortbetonrammpfähle
Ramppfähle
Kleinbohrpfähle
- **Integritätsprüfungen**
Hammerschlag und Ultraschall
- **WEAP - Berechnungen**
Optimierung Pfahl und Hammer
- **Beratung bei Sonderproblemen**
Maschinenfundamente
Übertragung und Minderung von Schwingungen

*Erschütterungsüberwachungen von Baustellen
- Einwirkung auf Menschen und Gebäude - DIN 4150 Teil 2 und 3-
Erschütterungsüberwachungen von empfindlichen Anlagen*

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

Käfertaler Straße 164 · 68167 Mannheim · Tel: 0621 / 33 13 61 · Fax: 0621 / 33 42 52
e-mail: info@gsp-mannheim.de - internet : www.gsp-mannheim.de

QUALITÄTSSICHERUNG VON PFAHLGRÜNDUNGEN AM BEISPIEL EINER SCHNECKENBOHRPFAHLGRÜNDUNG

Matthias Schallert

Maik Fritsch

1 EINLEITUNG

Die Sicherung der Qualität von Bauwerken sollte bei den heute immer komplexer werdenden Bauaufgaben ein integrierter Bestandteil der Projektplanung und der folgenden Bauabwicklung sein. Immer wieder auftretende Schäden, verursacht sowohl in der Planungs- als auch in der Ausführungsphase, belegen diese Forderung. Bei der baubegleitenden Qualitätssicherung stehen die Überwachung und die lückenlose Dokumentation des Herstellvorgangs im Vordergrund. Der wesentliche Vorteil besteht in der Möglichkeit des sofortigen Eingreifens und somit die Beeinflussung des Bauablaufes im Sinne der Qualität des Bauwerkes. Die Qualitätskontrolle nach der Herstellung ist ein ebenso wichtiger Aspekt. Die den statischen Berechnungen zugrunde gelegten Annahmen sowie die Beschaffenheit des Bauteils als solches werden hier überprüft. Eine gut funktionierende Qualitätssicherung ist letztendlich ein Instrument, um die Gesamtkosten einer Baumaßnahme zu minimieren.

Im folgenden Beitrag werden die geplanten und durchgeführten Maßnahmen der Qualitätssicherung bei einer Schneckenbohrpfahlgründung beschrieben und den normativen Anforderungen gegenübergestellt.

2 QUALITÄTSSICHERUNG EINER SCHNECKENBOHRPFAHLGRÜNDUNG

2.1 Das Projekt - Allgemeines

Im Wolfsburger Ortsteil Sandkamp entsteht in unmittelbarer Nähe zum Werk der Volkswagen AG ein neuer Produktionsstandort der Fa. SITECH Sitztechnik GmbH. In insgesamt vier Fertigungs- und Lagerhallen soll in naher Zukunft die Sitzproduktion für verschiedene VW-Modelle beginnen. Westlich der Halle 4 schließt sich ein Komplex für Verwaltung, Werkstatt und Kantine an. In Abbildung 1 sind der Lageplan und ein Überblick über das Baufeld gegeben.

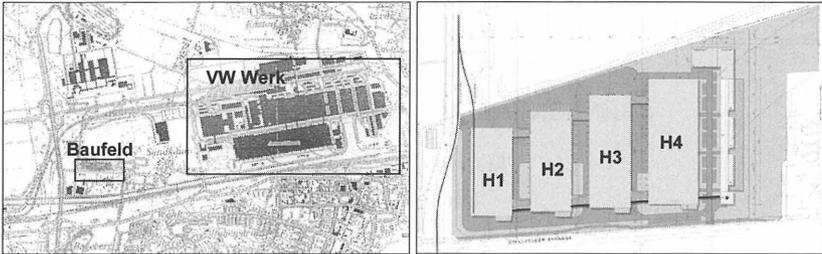


Abbildung 1: Lageplan, Übersicht Baufeld (Hallen H1 – H4)

2.2 Baugrund

Die Anforderungen an die geotechnischen Untersuchungen wurden laut Baugrundgutachten [5] nach DIN 4020 [4] in die Geotechnische Kategorie 2 (Baumaßnahme mit üblichem Schwierigkeitsgrad) eingestuft. Die durchgeführten Erkundungsmaßnahmen entsprechen der Erkundungsstufe 'Hauptuntersuchung' und werden im Folgenden als 'Erste Erkundung' und 'Nacherkundung' bezeichnet. Während der 'Ersten Erkundung' wurde der Baugrund bis in ca. 8 m Tiefe untersucht. Mit der Kenntnis, welches Gründungselement zur Anwendung kommen wird, galt es nachzuweisen, dass tragfähiger Boden auch in ausreichender Tiefe unterhalb der Gründungselemente ansteht. Aufgrund dieser Forderung wurde eine Nacherkundung bis in 18 m Tiefe durchgeführt. In Tabelle 1 sind die durchgeführten Erkundungsmaßnahmen zusammengefasst.

Tabelle 1: Durchgeführte Erkundungsmaßnahmen

Erste Erkundung	Nacherkundung
Rammkernsondierungen (RKS) 12 Stück, $\varnothing \geq 80$ mm, bis ca. 8 m Tiefe	Schwere Rammsondierungen (DPH, SRS) 3 Stück, bis ca. 18 m Tiefe
Rammkernsondierungen (RKS) 19 Stück, $\varnothing \geq 60$ mm, bis ca. 5 m Tiefe	
Schwere Rammsondierungen (DPH, SRS) 12 Stück, bis ca. 8 m Tiefe	
Untersuchung von Bodenproben aus Handschürfen sowie von Grundwasser- und Bachwasserproben	

Bei den angetroffenen Bodenarten handelt es sich um jungpleistozäne bis holozäne Sedimente mit lokalen organogenen Einlagerungen (Torf) nahe der Oberfläche. Als Besonderheiten im anstehenden Baugrund sind zwei Entwässerungsgräben und

unterirdische Gasleitungen im Baufeld sowie oberflächennah anstehendes Grundwasser zu nennen. In Abbildung 2 sind repräsentative Ergebnisse einer Rammkernsondierung und einer Schwersen Rammsondierung dargestellt.

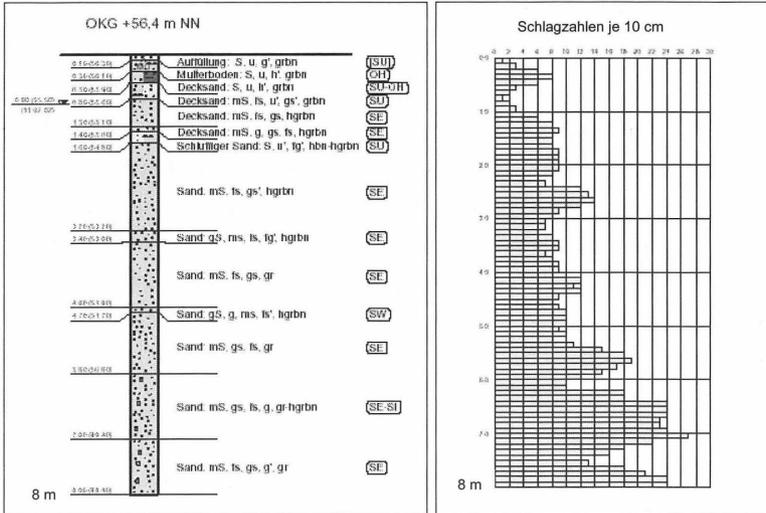


Abbildung 2: Repräsentatives Bodenprofil und Sondierergebnis

In Tabelle 2 sind die Bodenkennwerte für die einzelnen Schichten zusammengefasst.

Tabelle 2: Baugrundsichtung und angesetzte Rechenwerte

Bodenart	Schichtdicke	Rohwichte, Rohwichte unter Auftrieb	Reibungswinkel	Kohäsion	Steifemodul	Mantelreibung	Spitzendruck
-	-	γ / γ'	φ'	c' / c_u	E_s	τ_{mf}	σ_{sf}
[-]	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
Mutterboden	0,2	17,5 / 8	-	-	-	-	-
Auffüllung	0,7	19 / 10	30-36	1 / 30	10-30	-	-
Decksande	0,5	18 / 10	20-34	1 / 5-20	5-15	0,01	-
Auelehm	0,2	19 / 9	20-24	4-8 / 3-20	2-8	0,01	-
Sand, schluffig	0,5	18 / 10	26-32	1 / 5-15	2-10	0,01	-
Sand, mitteldicht, dicht	-	18 / 10 18 / 10	35 35	- -	25-60 100	0,04-0,10 0,14	1,5-3 8

Vor der Ermittlung der in Tabelle 2 angegebenen Rechenwerte wurden in einer Vorstatik betragsmäßig geringere Bodenkennwerte angenommen. Aufgrund der abzutragenden Lasten wurden für die Gründung der meisten Hallenstützen Einzelfundamente mit einem Pfahlbock aus vier Pfählen vorgesehen.

Nach erneuter Baugrunderkundung und den daraus abgeleiteten Werten (Tabelle 2) konnte die Anzahl der Pfähle reduziert werden, so dass für die entsprechenden Einzelfundamente ein Pfahlbock aus zwei Pfählen realisiert werden konnte (vgl. Abbildung 3). Nach Aussage des Baugrundgutachters handelt es sich bei den angegebenen Rechenwerten für den anstehenden Boden um progressive Ansätze (Obergrenze der Erfahrungswerte). Dieser Sachverhalt brachte eine nicht unerhebliche Einsparung an Material und Zeit mit sich, was die Baukosten sicherlich erheblich reduzierte. Von besonderer Bedeutung ist unter diesem Gesichtspunkt die im Folgenden noch zu behandelnde Qualitätssicherung der Pfahlgründung.

2.3 Pfahlgründung

2.3.1 Pfahlsystem

Bei dem zur Anwendung gekommenen Pfahlsystem handelt es sich um Teilverdrängungs-Schneckenbohrpfähle mit kleinem Zentralrohr der Fa. JACBO Pfahlgründungen GmbH (JAC S) mit den folgenden Merkmalen:

- Bohrschnecke: Länge insgesamt: 11 m
Ganghöhe: 55 cm
Durchmesser: 45 cm
- Zentralrohr: Innendurchmesser: 16 cm
Außendurchmesser: 18 cm
- Bohrfortschritt: ca. 10 – 11 cm/s

Die Pfähle wurden in Längen von 6 -7 m als Lot- und Schrägpfähle (1:10) hergestellt. Bei einer Vielzahl der Pfähle war eine durchgehende Bewehrung aus statischen Gründen nicht erforderlich. Abbildung 3 zeigt schematisch die Anordnung der Pfähle im Baufeld einer Halle.

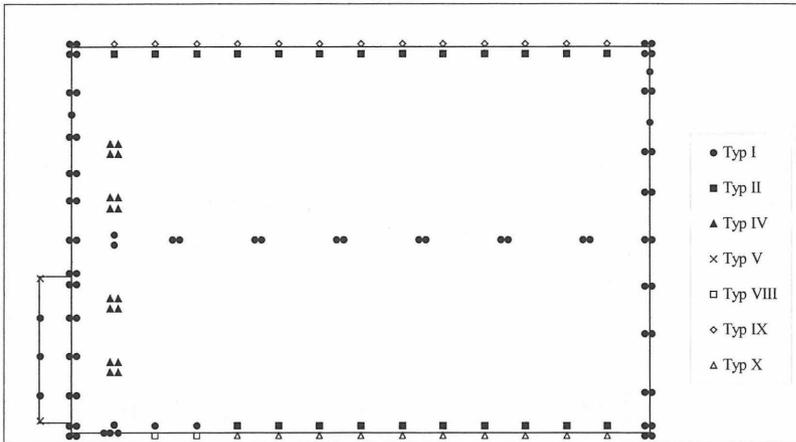


Abbildung 3: Anordnung der Pfähle (schematisch) im Baufeld einer Halle

Es ist zu erkennen, dass ein Großteil der Stützen der Hallenkonstruktion auf Einzel-fundamenten mit je 2 Pfählen gegründet ist. Lediglich in Randbereichen größerer Belastung sind 4 Pfähle unter einer Stütze angeordnet. Die einzelnen Pfahltypen unterscheiden sich nach Neigung, Länge und Bewehrungsgrad.

Der Bauablauf für die 4 Hallen gliederte sich in 2 Bauabschnitte (BA). Im ersten BA wurden insgesamt 460 Pfähle der Hallen 1-3 und im zweiten BA 260 Pfähle der Halle 4 hergestellt.

2.3.2 Herstellungsvorgang

Der Herstellungsvorgang lässt sich in die fünf Abschnitte Vorbereitung, Bohren, Betonieren, Bewehren und Nachbereitung untergliedern. Zur Vorbereitung zählt das Einmessen der einzelnen Bohrpunkte sowie das zentrische Platzieren und Absetzen der Bohrschnecke über dem Pflock. Beim Bohrvorgang wird die Bohrschnecke computergesteuert bis auf Solltiefe gebracht. Eine bestimmte Menge an Boden (Volumen des Zentralrohres) wird dabei verdrängt. Das restliche Bodenvolumen, welches sich auf der Bohrschnecke befindet, wird auf die Bohrebene gefördert. Beim anschließenden Betoniervorgang wird der Beton unter Druck vom Mischfahrzeug über die Betonpumpe und Schlauchleitung in die obere Öffnung des Zentralrohres gefördert. Der Druck am Kopf des Seelenrohres wird vom Geräteführer aufgezeichnet. Die Bohr-

schnecke wird dabei ohne Drehbewegung aus dem Bohrloch gezogen. Am Ende des Ziehvorganges ist aufgrund des Betondruckes das Austreten von Beton seitlich der Schnecke zu beobachten. Nach dem Bohr- und Betoniervorgang unmittelbar benachbarter Pfähle wird mit einem Bagger das angehäuften Bohrgut bis zur Oberkante Bohrebene von den Pfahlköpfen beseitigt und seitlich abgelagert. Die Pfahlköpfe werden zusätzlich manuell mit der Schaufel gereinigt. In Anschluss daran wird die Bewehrung zentrisch in die frische Betonsäule eingestellt und durch das Anhalten eines Rüttlers eingebracht. Die Oberkante der Bewehrung wird durch die Kontrolle mit einem Höhennivellement auf die geforderte Höhe eingestellt. In den Abbildungen 4 - 6 sind einige Schritte der Herstellung dargestellt.

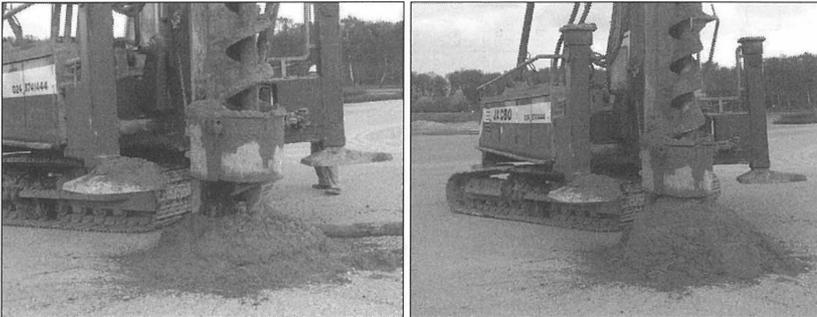


Abbildung 4: Beginn und Ende des Bohrvorganges



Abbildung 5: Nacharbeiten der Pfahlköpfe



Abbildung 6: Einbringen der Bewehrung

Bereits zu Beginn des Bohrvorganges war das Anhäufen von Bodenmaterial neben der Schnecke zu beobachten. Bei diesem Pfahlssystem ist dies einerseits auf Bodenablagerungen auf der Bohrschnecke des vorherigen Pfahles zurückzuführen und andererseits durch gefördertes Bohrgut aus den oberen Bodenschichten begründet.

2.4 Qualitätssicherung

2.4.1 Vorgeschlagenes Konzept

Im Rahmen der Qualitätssicherung der Pfahlgründung wurde vom IGB-TUBS ein Konzept erarbeitet, das aus folgenden Komponenten besteht:

1. Beratung vor und während der Gründungsarbeiten
2. Baubegleitende Qualitätssicherung
3. Qualitätskontrolle im Anschluss an die Gründungsarbeiten

Zur Beratung zählt das Erarbeiten, Vorstellen und Diskutieren eines Konzeptes zur Qualitätssicherung mit allen Baubeteiligten.

Die baubegleitende Qualitätssicherung umfasst im Wesentlichen die Überwachung der Pfahlherstellung, deren Ziel die Gewährleistung einer Pfahlgründung ist, die dem derzeitigen Stand der Technik und den normativen Anforderungen gerecht wird. Dabei ist insbesondere darauf zu achten, dass jegliche Unstimmigkeiten mit technischen Anforderungen sowie andere mögliche Störungen des Bauablaufes durch Ergreifen entsprechender Maßnahmen sofort behoben werden, um eine termingerechte Fertigstellung der Gründungsarbeiten zu ermöglichen.

Die Qualitätskontrolle im Anschluss an die Gründungsarbeiten beinhaltet die Durchführung und Überwachung von Pfahlprüfungen zur Überprüfung der Integrität und zur Bestimmung der Tragfähigkeit. Hierfür stehen grundsätzlich verschiedene Verfahren zur Verfügung. Die Integritätsprüfungen sollten nach der 'low-strain' Methode durchgeführt werden. Die Tragfähigkeit der Pfähle sollte durch mindestens eine statische Probelastung an einem Probe- oder Bauwerkspfahl sowie durch eine aufeinander abgestimmte Anzahl an dynamischen und statnamischen Probelastungen nachgewiesen werden.

2.4.2 Überwachung der Pfahlherstellung

Anforderungen an die Herstellung

Bei der Herstellung von Teilverdrängungs-Schneckenbohrpfählen mit kleinem Zentralrohr sind insbesondere die folgenden Parameter zu bestimmen und anzugeben (DIN EN 1536):

- Pfahltyp, Abmessungen, Tiefe und Absteckung
- Bewehrungstyp, Abmessungen, Ausbildung, Länge
- Bohrzeiten und -unterbrechungen
- Einbringung der Bewehrung, Tiefe und Lage, Einbauzeit und -gerät
- Angaben zum jeweiligen Beton, Festigkeitsklasse, Zusammensetzung und Konsistenz
- Angaben zur Betoneinbringung, Betondruck
- Grenzabweichungen, Lage, Neigung

Die Betonfestigkeit ist sowohl im Betonwerk als auch in festzulegendem Umfang auf der Baustelle zu bestimmen. Unstimmigkeiten bei der Herstellung (z.B. Hindernisse, etc.) sind aufzuzeichnen.

Durchführung der Überwachung

Die Überwachung der Pfahlherstellung und somit die Kontrolle der o.a. Parameter erfolgte an unangekündigten Ortsterminen. Die Herstellungsparameter wurden je Pfahl protokolliert und bewertet.

Für alle einer Halle zuzuordnenden Pfähle wurde vom Hersteller ein allgemeingültiges Pfahlprotokoll angefertigt, in dem die Daten zusammengefasst sind, die für alle Pfähle gültig sind. Im Einzelnen wurden darin zu folgenden Parametern Angaben gemacht:

- Abmessungen des Bohrgerätes
- Einbringen der Bewehrung
- Pfahlbeton und dessen Einbringung

Für jeden einzelnen Pfahl wurde eine Grafik des am oberen Ende des Zentralrohres aufgezeichneten Betondruckes angefertigt. Weiterhin wurden die Betonlieferscheine und Bautagebücher übergeben. Das Volumen des eingebrachten Betons je Pfahl wurde verfahrensbedingt nicht dokumentiert. Die Kontrolle von Mehr- oder Minderverbrauch pro Pfahl ist somit nicht gegeben.

2.4.3 Integritätsprüfungen

Die theoretischen Grundlagen der Integritätsprüfung sind allgemein bekannt und in der Literatur [z.B. 1, 7] ausführlich beschrieben, sodass an dieser Stelle nicht näher darauf eingegangen wird.

Vor der Durchführung der Tests erfolgte die Festlegung der zu prüfenden Pfähle unter Berücksichtigung folgender Parameter:

- Die Testpfähle sollen über das gesamte Baufeld verteilt liegen.
- Pfähle, die bereits bei der Herstellung auffällig geworden sind, sollen geprüft werden.
- Insbesondere im Bereich hoher Lasten ist die Integrität des Pfahles nachzuweisen.
- Pfähle, deren Tragfähigkeit durch Probelastungen nachgewiesen wird, sollen im Vorfeld und nach der Probelastung geprüft werden.

Es wurden Integritätsprüfungen an insgesamt 33 % der Pfähle im 1. BA und an 50 % der Pfähle im 2. BA durchgeführt. Dieser Testumfang ist nach Meinung der Autoren

als ausreichend anzusehen, wenn alle getesteten Pfähle anhand des Messsignals in Ergebnisklasse 1 nach den Empfehlungen der DGGT [1] (Der Pfahl ist in Ordnung.) eingestuft werden können. Andernfalls sollte der Testumfang erhöht werden.

Tabelle 3: Ausgeführte Integritätsprüfungen

	Gesamtanzahl der Pfähle	Anzahl der geprüften Pfähle
1. BA	460	150 (33 %)
2. BA	260	130 (50 %)
Gesamt	720	280 (39 %)

Die Integritätsprüfungen wurden von einer durch den Pfahlhersteller beauftragten Firma durchgeführt. Die Kontrolle der Durchführung und Auswertung der Integritätsprüfungen erfolgte durch das IGB-TUBS. Dabei wurden die Art der Impulseinleitung und der Aufnehmerankopplung an den Pfahlkopf, die Anzahl der aufgebrauchten Prüfschläge pro Pfahl, die Vorbereitung der Pfahlkopfoberfläche sowie das Betonalter zum Testzeitpunkt dokumentiert und bewertet. Des Weiteren wurden die Messsignale hinsichtlich ihrer Bearbeitung (Verstärkung, Filterung, angesetzte Wellengeschwindigkeit) bewertet. Um einen Vergleichswert zu den gewonnenen Ergebnissen zu erhalten, wurden zusätzliche eigene Integritätsprüfungen an ca. 2 % der Bauwerkspfähle durchgeführt. Die Prüfungen erfolgten sowohl an bereits getesteten Pfählen als auch an zusätzlichen Pfählen und wurden entsprechend den Empfehlungen der DGGT [1] durchgeführt und ausgewertet.

Anhand der Messsignale konnten alle Pfähle in die Ergebnisklasse 1 eingestuft werden, so dass keine weiteren Integritätsprüfungen durchgeführt wurden.

2.4.4 Ermittlung der Tragfähigkeit durch dynamische Pfahltests

Konzept

Im ersten BA sollten nach dem Qualitätssicherungskonzept acht dynamische, zwei statnämische und eine statische Probelastung durchgeführt werden. Im zweiten BA wurden sieben dynamische Pfahltests geplant.

Bei der Bestimmung der axialen Tragfähigkeit durch dynamische Probelastungen ist nach DIN 1054 [2] eine Mindestanzahl von 10 % aller Pfähle der Baumaßnahme zu prüfen bzw. an mindestens drei Pfählen je Pfahltyp eine Probelastung durchzuführen. Zur Beurteilung der axialen Tragfähigkeit kamen dynamische und statnämische Pfahltests zur Anwendung. Die im vorab erstellten Konzept vorgesehene statische Probelastung zur Kalibrierung der dynamischen Verfahren wurde nicht ausgeführt. Die Notwendigkeit einer Kalibrierung ist nach [2] nicht gegeben, wenn aufgrund der anstehenden Bodenverhältnisse keine nennenswerten Kriecherscheinungen zu erwarten sind. Bei den anstehenden Bodenverhältnissen kann man von der Erfüllung dieser Forderung ausgehen (vgl. Kapitel 2.2).

Die Festlegung der zu prüfenden Pfähle erfolgte unter Berücksichtigung folgender Parameter:

- Die Testpfähle sollten in der Nähe eines vorhandenen Bodenaufschlusses liegen.
- Die Testpfähle sollen über das gesamte Baufeld verteilt liegen, so dass die Tragfähigkeiten repräsentativ auf das Baufeld übertragen werden können.
- Pfähle, die bereits bei der Herstellung auffällig geworden sind, müssen geprüft werden.
- Insbesondere im Bereich hoher Lasten sind Pfahlprüfungen durchzuführen.

Aufgrund der zur Anwendung gekommenen verschiedenen Prüfverfahren, deren Ergebnisse es noch zu vergleichen gilt, werden im Folgenden die wesentlichen theoretischen Grundlagen beider Verfahren dargelegt.

Dynamische Probelastungen - Grundlagen

Bei der CAPWAP (**CA**se **P**ile **W**ave **A**nalysis **P**rogramm) Analyse handelt es sich um einen System-Identifikationsalgorithmus unter Verwendung eines mechanisch-mathematischen Modells. So wird eine getrennte Modellierung von Mantelreibung und Spitzendruck erreicht. Ebenfalls ist das CAPWAP Verfahren dadurch auf beliebige Pfahlgeometrien anwendbar, da Unstetigkeitsstellen durch die Diskretisierung rechnerisch berücksichtigt werden können. Durch die getrennte Ermittlung von Mantelreibung und Spitzendruck kann auch eine Zugversuchsimulation durchgeführt werden, die eine anteilige Mantelreibung aus dem Druckversuch berücksichtigt. In Abbildung 7 ist das Pfahl – Boden Modell schematisch dargestellt. Der dynamische Widerstand wird im mathematischen Modell durch einen viskosen Dämpfer berücksichtigt. Der statische Widerstand dagegen setzt sich aus einem Feder- sowie Reibungselement zusammen. Dabei repräsentiert das Federelement den elastischen Bereich, das Reibungselement den plastischen Bereich, um irreversible Verschiebungen zu berücksichtigen. Durch einen Identifikationsalgorithmus werden die einzelnen Modellparameter so angepasst, dass der relative Fehler zwischen Messsignal und dem Signal aus dem errechneten Modell minimal wird. Als Berechnungsergebnis erhält man eine rechnerische Last – Setzungskurve sowie eine rechnerische Mantelreibungsverteilung über die Pfahllänge. Eine Vielzahl von Vergleichen zwischen statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen haben gezeigt, dass das CAPWAP Modell gute Übereinstimmungen liefert.

CAPWAP - Pfahl-Boden-Modell

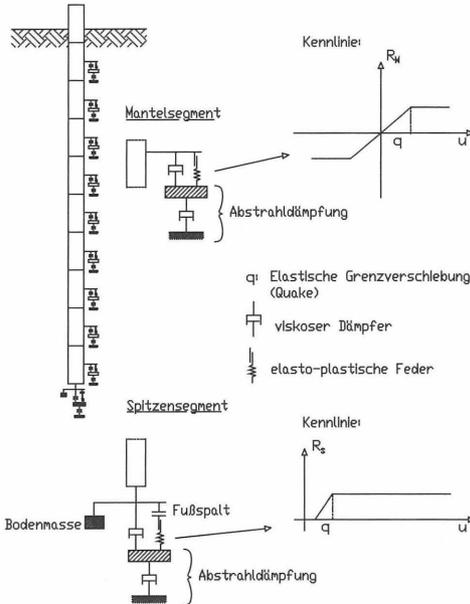


Abbildung 7: Pfahl – Boden Modell der CAPWAP Analyse

Statnische Probelastung – Unloading Point Methode

Der Unterschied der statnischen zur dynamischen Probelastung ist insbesondere durch die Impulsdauer der Lasteinleitung definiert (vgl. Abbildung 8). Bei einem dynamischen Pfahltest wird der Pfahl durch den sehr kurzzeitigen Stoß unter anderem Zugspannungen ausgesetzt, die im Extremfall z.B. bei Betonpfählen die zulässigen Spannungen des Pfahles überschreiten können, so dass in jedem Falle eine Bewehrung und eine Pfahlkopfvorbereitung (Aufbetonieren einer Hülse) notwendig ist. Bei der statnischen Probelastung steht der Pfahl bis zu einer Grenzlänge ausschließlich unter einer Druckbelastung. Somit kann anders als mit dynamischen

Tests die Grenzlast auch von unbewehrten Tragelementen ermittelt werden. Derartige Testversuche wurden bereits erfolgreich durchgeführt.

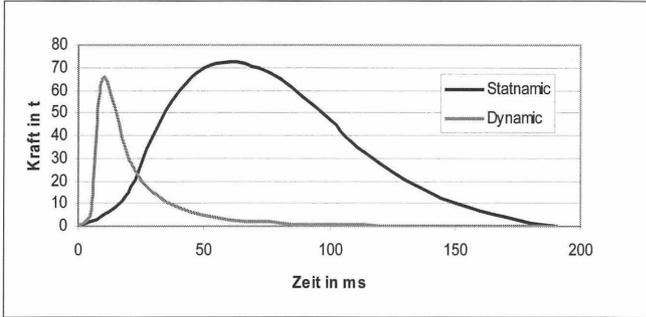


Abbildung 8: Impulsdauer bei dynamischen und statnamischen Probelastungen

Die Auswertung der statnamischen Probelastung erfolgt nach der 'Unloading Point Methode'. Der Pfahl wird nicht als Mehrmassensystem modelliert, wie es z.B. bei der CAPWAP-Analyse einer dynamischen Messung üblich ist, sondern als Einmassenschwinger. Das mechanische Modell ist in Abbildung 9 dargestellt.

Die gemessene Kraft F_{stn} (im Weiteren statnamische Kraft genannt) und die Verschiebung u werden als Funktionen über die Zeit dargestellt. Die Gesamtlast ergibt sich aus der Massenträgheit des Pfahls und dem Bodenwiderstand.

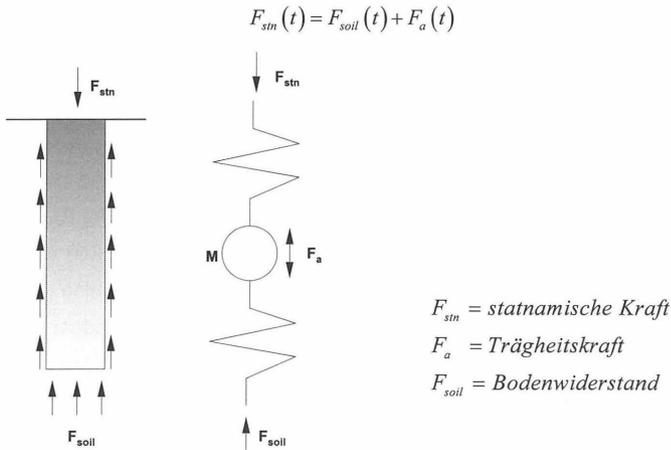


Abbildung 9: Statnamisches Modell

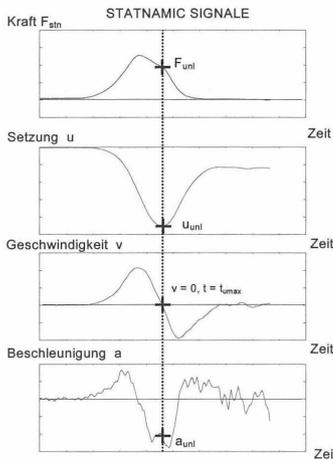
Der Bodenwiderstand unterteilt sich wie folgt:

$$F_{soil}(t) = \underbrace{F_u(t)}_{\text{Statischer Widerstand}} + \overbrace{F_p(t)}^{\text{Widerstand Porenwasserdruck}} + \underbrace{F_v(t)}_{\text{Widerstandskraft des Bodens}}$$

mit	$F_u(t) = k \times u(t)$	$k = \text{Federsteifigkeit}$
	$F_v(t) = C \times v(t)$	$C = \text{Dämpfungsfaktor}$
	$F_p(t) = P \times v(t)$	$P = \text{Porenwasserdruckdämpfung}$
		$u = \text{Beschleunigung}$
		$v = \text{Geschwindigkeit}$

und nach einigen Umformungen: $F_u(t) = F_{sm}(t) - C \times v - m \times a$

Im umgeformten Gleichungssystem sind der statische Bodenwiderstand und der Dämpfungsfaktor unbekannte Größen. Am Punkt der maximalen Setzung, dem so genannten 'Unloading Point', erreicht die Pfahlverschiebung ihr relatives Maximum und die Geschwindigkeit ist aufgrund der Richtungsumkehr der Pfahlbewegung gleich Null (vgl. Abbildung 10).



am 'Unloading Point' gilt:

$$F_{unl} = F_{sm}(t_{u\max})$$

$$a_{unl} = a(t_{u\max})$$

eingesetzt ergibt sich:

$$F_u(t_{u\max}) = F_{unl} - m \times a_{unl}$$

Abbildung 10: Funktionaler Zusammenhang am 'Unloading Point'

Aufgrund dieser Tatsache wird angenommen, dass keine geschwindigkeitsabhängigen dynamischen Anteile im Messsignal enthalten sind und die zugehörige

abgelesene Kraft der Summe aus statischem Bodenwiderstand und der Massenträgheit des Pfahles gleichgesetzt werden kann. Der 'Unloading Point' wird daher auch als statischer Punkt bezeichnet.

Im zweiten Schritt des Berechnungsverfahrens wird die Last – Setzungs – Kurve ermittelt (vgl. Abbildung 11). Da es sich bei dem zugrundegelegten Modell um einen Einmassenschwinger handelt, muss lediglich noch die Dämpfungskonstante des Gesamtsystems ermittelt werden.

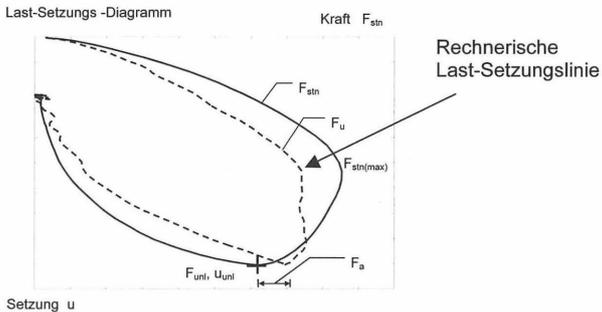


Abbildung 11: Ermittlung der Last – Setzungs – Kurve

An dieser Stelle wird die Annahme getroffen, dass im Zeitraum von $F_{stn(max)}$ bis F_{unl} der Boden ein nachgiebiges Verhalten aufweist und somit gilt $F_u = F_{unl}$. Für diesen Bereich gilt die bereits aufgeführte Formel:

$$F_{stn} = F_u + F_v + F_a = F_{unl} + F_v + F_a \Leftrightarrow \overset{C_{yv}}{F_v} = F_{stn} - F_{unl} - F_a$$

Damit ermittelt sich die Dämpfungskonstante des Gesamtsystems zu:

$$C_{mean} = \frac{F_{stn} - F_{unl} - F_a}{v}$$

Anschließend kann der statische Widerstand F_u an allen Stellen der Last-Setzungs-Kurve ermittelt werden und wird wie in Abbildung 11 (gestrichelte Linie) dargestellt.

Durchführung und Ergebnisse

Aufgrund der Beschaffenheit der verwendeten Belastungseinrichtungen konnten nur Lotpfähle getestet werden (vgl. Abbildung 12).

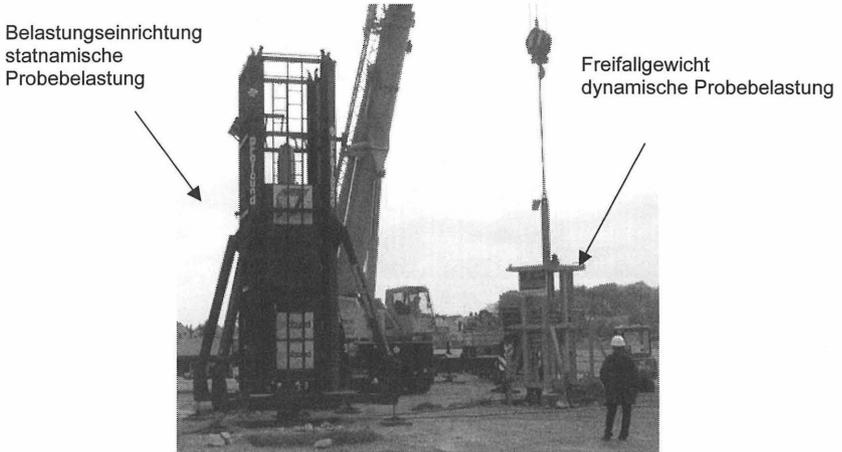


Abbildung 12: Belastungseinrichtungen für statnämische (links) und dynamische (rechts) Probelastungen

In Deutschland existiert derzeit keine Normung oder allgemeingültige Vorschrift zur Durchführung statnämischer Probelastungen. Im Jahre 2000 wurde durch die 'Japanese Geotechnical Society' (JGS) der Entwurf für eine Norm [6] zur Durchführung von statnämischen Probelastungen vorgelegt. Aufgrund der fehlenden Vorschriften sollten die statnämischen Probelastungen von einem unabhängigen Institut begleitet und eine Stellungnahme bezüglich der Durchführung und der Auswertung der Messungen abgegeben werden. Die Probelastungen wurden von der Firma Profound / IFCO, Waddinxveen, Niederlande durchgeführt. Alle durchgeführten Pfahlprobelastungen sind in Tabelle 4 dargestellt. Bezogen auf die Gesamtanzahl der hergestellten Pfähle ergibt sich eine Stichprobe von 2,4 %.

Tabelle 4: Ausgeführte dynamische Probelastungen

	Pfähle gesamt	dynamische Probelastung	statnämische Probelastung	Prozent der Baumaßnahme
1. BA	460	8	2	2,2
2. BA	260	7	0	3,1
Gesamt	720	15	2	2,4

Die Auswertung der dynamischen Probelastungen erfolgte nach dem CAPWAP-Verfahren. In Abbildung 13 sind die ermittelten Tragfähigkeiten sowie die nachgewiesenen Widerstände der Pfähle dargestellt.

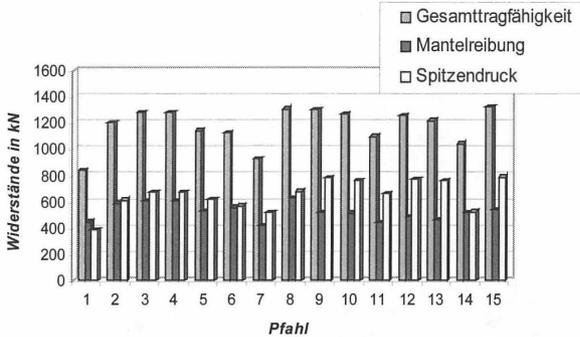


Abbildung 13: Ermittelte Tragfähigkeiten nach dem CAPWAP Verfahren

Anhand der CAPWAP-Auswertungen haben sich die angesetzte Rechenwerte aus dem Baugrundgutachten bezüglich der Mantelreibung und des Spitzendruckes bestätigt. Bezogen auf die Gesamttragfähigkeit ergibt sich eine annähernd gleichmäßige prozentuale Aufteilung der Einzelwiderstände (vgl. Abbildung 14). Der Mittelwert der anteiligen Mantelreibung liegt dabei bei 43 % und der Mittelwert des Spitzendruckes bei 57 %.

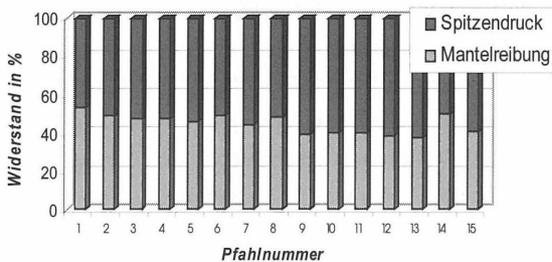


Abbildung 14: Prozentualer Anteil der Einzelwiderstände

Anhand der errechneten Last-Setzungs-Linien nach dem CAPWAP-Verfahren konnte nachgewiesen werden, dass die tolerierbaren Setzungen aus den statischen Berechnungen für den Gebrauchszustand nicht überschritten werden. Anhand der Pro-

bebelastungen konnten Sicherheiten η zwischen 1,75 und 2,2 gegenüber der im Gebrauchszustand aufzunehmenden Lasten nachgewiesen werden. Die Forderung aus [2], mindestens 10 % der Gesamtanzahl der Bauwerkspfähle zu testen, wurde aufgrund der nachgewiesenen Sicherheiten für diese Baumaßnahme als nicht notwendig angesehen. Im Allgemeinen sollte aus dieser Erfahrung der Testumfang im Einzelfall auf die Baumaßnahme abgestimmt werden. Derartige Optimierungen von Mindestanzahlen durch Beobachtungsmethoden sind derzeit in der ENV 1997-1 berücksichtigt, so dass die Anzahl der Probelastungen an Bauwerkspfählen während der Bauausführung aufgrund von aufgezeichneten Ergebnissen festgelegt werden kann.

Als Ergebnis der Messungen erhält man eine rechnerische Last – Setzungen – Linie (vgl. Abbildung 15). Die Auswertung der Probelastungen erfolgte nach der bereits erläuterten 'Unloading Point' Methode.

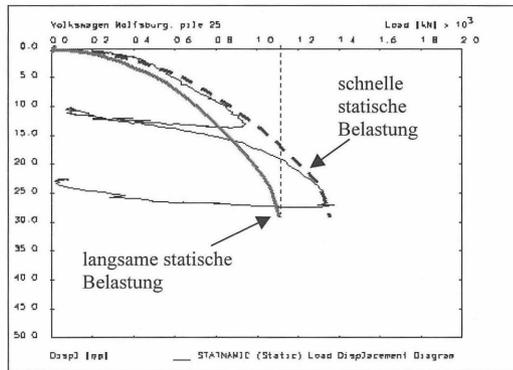


Abbildung 15: Ergebnis einer statnamischen Probelastung

Aus der Abbildung wird deutlich, dass der Pfahl mit zwei Lastzyklen belastet wurde. Die eingeleitete Kraft in den Pfahlkopf wird dabei nur über die eingesetzte Menge an Treibmittel gesteuert. Zusätzlich werden zwei errechnete statische Last-Setzungslinien dargestellt. In der Vergangenheit hat sich gezeigt, dass eine Abminderung der Tragfähigkeit (durchgezogene Kurve) besser mit den Ergebnissen von lastgesteuerten statischen Probelastungen korreliert. Die Abminderung ist jeweils

von den anstehenden Bodenverhältnissen abhängig. Die Bewertung der Ergebnisse erfolgte durch eine Verifizierung aller Eingabeparameter sowie einer Vergleichsrechnung der ermittelten Tragfähigkeiten.

2.5.4 Beurteilung der Ergebnisse

Zur Bestimmung der Pfahlintegrität und der axialen Grenztragfähigkeit kamen unterschiedliche Verfahren zum Einsatz. Um einen Vergleich der zwei dynamischen Verfahren zur Ermittlung der Tragfähigkeit zu erhalten wurden die Ergebnisse zwischen zwei Pfählen gegenübergestellt, die ca. 9 m entfernt voneinander liegen. Die aus den Messsignalen numerisch ermittelten Last – Setzungen – Kurven sind in Abbildung 16 gegenübergestellt.

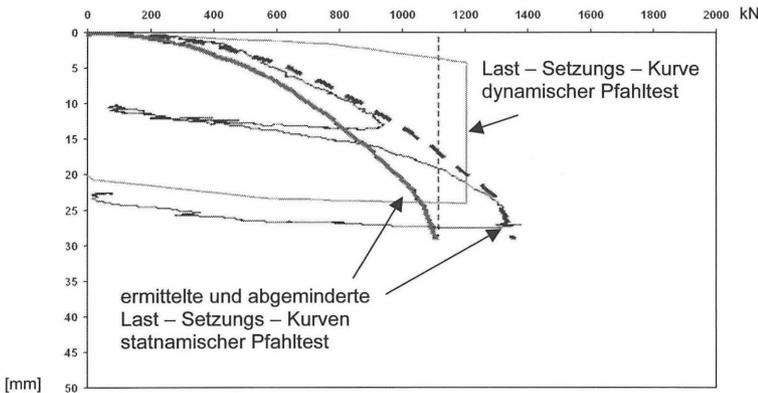


Abbildung 16: Vergleich der dynamischen Pfahltests nach dem high strain Verfahren

Anhand der ermittelten Tragfähigkeiten zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Die Abweichung zwischen den Tragfähigkeiten liegt bei etwa 80 kN bezogen auf die abgeminderte Last – Setzungen – Kurve der statnamischen Probelastung. Das Ergebnis der dynamischen Probelastung liegt in etwa zwischen dem ermittelten bzw. dem abgeminderten Bereich. Es sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass eine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse von Probelastungen in einem Baufeld nicht möglich ist. Bezüglich der erreichten axialen Verschiebungen zeigt sich, dass ebenfalls die bleibenden Setzungen eng beieinander liegen.

3 ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag wurden Maßnahmen zur Qualitätssicherung einer Schneckenbohrpfahlgründung aufgezeigt. Es wurden sowohl baubegleitende als auch Maßnahmen nach der Herstellung der Pfähle vorgesehen. Dabei wurden die im vorab entwickelten Konzept enthaltenen Vorschläge mit den in der Normung enthaltenen Angaben dem durchgeführten Umfang gegenübergestellt und bewertet. Es wird deutlich, dass die in [2] enthaltene Mindestprüfanzahl zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Probelastungen nicht als generelle Vorgabe gewertet, sondern im jeweiligen Einzelfall festgelegt werden kann, wenn ergänzende Beobachtungsmethoden eingesetzt werden. Das Verfahren der Integritätsprüfung hat sich dafür als sehr wirtschaftliche und ergänzende Maßnahme bewährt.

Im Vergleich der Ergebnisse der dynamischen mit statnamischen Probelastungen kann festgestellt werden, dass unter der Voraussetzung gleicher Testbedingungen sehr gute Übereinstimmungen erreicht werden können. Prinzipiell ist die Anwendung verschiedener Prüfverfahren zur gegenseitigen Kalibrierung bei größeren Bauvorhaben als sinnvoll zu bewerten.

Als Ziel der Qualitätssicherung wurde das Erreichen einer besseren Transparenz (bezüglich des Herstellungsverfahrens und der Prüfmethoden) angestrebt, so dass lokalisierte Schwachstellen schnell und wirtschaftlich beseitigt werden können.

LITERATUR

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Arbeitskreis 2.1, Empfehlungen für statische und dynamische Pfahlprüfungen, Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1998
- [2] DIN 1054, Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Entwurf 2000,
- [3] DIN EN 1536, Bohrpfähle, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten, 1999
- [4] DIN 4020, Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, 1990

- [5] Ingenieurbüro Brugger,
Baugrundgutachten "Neubau Produktionsstandort SITECH in Wolfburg",
Dessau, 2002
- [6] Japanese Geotechnical Society Committee on Standardization of Pile Loading
Tests, Method for Rapid Load Test of Single Piles (JGS 1815 – 2000)
- [7] Pläßmann, B.
Zur Optimierung der Meßtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegri-
tätsprüfungen, Dissertation am Institut für Grundbau und Bodenmechanik,
Technische Universität Braunschweig, 2002

Autoren:

Dipl.-Ing. Matthias Schallert

Dipl.-Ing. Maik Fritsch

IGB-TUBS

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Schneckenbohrpfähle nach
DIN 4014 als Teil- und Vollverdränger

Wir bieten Vorteile



■ **Optimales Preis-Leistungs-Verhältnis**

Wir sind konkurrenzfähig auch gegenüber
anderen Pfählen (z. B. Rammpfählen)

■ **Kurze Bauzeiten durch leistungsstarke Geräte**

Wir halten Termine ein

■ **JACBO rollt mit**

eigenen modernen Tiefladern
eigenen Transportbetonmischern
eigenen Betonpumpen

■ **Wir sind unabhängig**

■ **Pfahllängen bis 40,00 m**

Wir erreichen (fast) jede Tiefe

■ **Durchmesser 30 bis 100 cm**

Wir passen uns den Anforderungen an

Schüttorf

JACBO Pfahlgründungen GmbH

Nordring 60, 48465 Schüttorf

Telefon: 0 59 23 / 96 97-0

Fax: 0 59 23 / 96 97-20

Köln

JACBO Pfahlgründungen GmbH

Auenweg 173, 51063 Köln

Telefon: 02 21 / 80 19 18-0

Fax: 02 21 / 80 19 18-17

www.jacbo.de

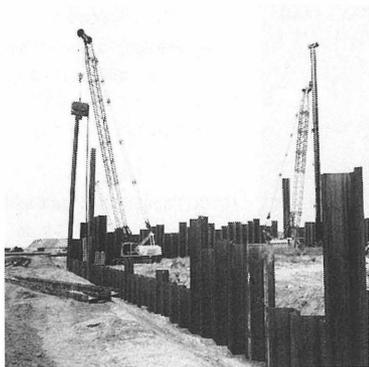
jacbo@jacbo.de



SIEMER MÜLLER

Bauunternehmen

DEICHBAU
ERDBAU
WASSERBAU
DECKWERKSBAU
RAMMARBEITEN
TIEFBAU
STRASSENBAU
ROHRLEITUNGSBAU
HOCHBAU
EISENBAHNOBERBAU
ANLAGENBAU
INGENIEURBERATUNG



Niederlassungen

**Bremen • Bremerhaven •
Dessau • Hannover • Rostock •
Wilhelmshaven**

Hauptverwaltung Bremen

Siemer + Müller GmbH & Co. KG
Bauunternehmen
Parkallee 48
28209 Bremen
Tel.: 0421/3405-0
Fax: 0421/3405-263
Email: SuM@siemer-mueller.de

Baubegleitende Anpassung der Gründungselemente für die Erneuerung der Liegeplätze 13 – 15 im Seehafen Wismar

Dr. – Ing. H. Meseck, Bremen
Dipl. – Ing. H. Röpcke, Wismar

1. Allgemeines

Im Seehafen Wismar wurde bis ca. 1950 eine Kaianlage für die Liegeplätze 13 – 15 am Südkai der Stückgutpier in einer Gesamtlänge von 512 m abschnittsweise hergestellt. Die für Wassertiefen von 8,0 m bis 10,0 m ausgelegte Kaimauer bestand aus hohen Holzpfahlrosten mit einer überbauten Böschung, sowie einer landseitigen Holzspundwand.

Diese Kaianlage wurde 1952/53 durch eine wasserseitige Verbreiterung auf Stahlbetonpfählen, sowie eine landseitige Verstärkung die zum Teil aus einer Stahlbetonspundwand bestand, ergänzt. Die einzelnen Bauabschnitte unterschieden sich in der Pfahlanordnung, den Pfahltypen und der Ausbildung der Kaiplatte.

Die Kaikonstruktion umfasste auch Gleisanlagen und Kranbahnen und wurde durch anschließende hafengewirtschaftliche Flächen ergänzt. Die vorhandene Kaimauer wurde überwiegend für den Umschlag von Stück- und Schüttgütern genutzt. Die Güter wurden durch Portalkrane auf LKW's, Güterwaggons, sowie Schiffe umgeschlagen.

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurde der Zustand der vorhandenen Kaianlage überprüft. Die Studie zeigte den desolaten Zustand der Kaianlage, die durch Durchbrüche in der Kaiplatte, steile unterspülte Böschungen und freiliegende Bewehrung gekennzeichnet war. Weiter stellte sich heraus, dass die vorhandenen Bestandsunterlagen nicht den aktuellen Bestand wiedergaben. Aufgrund des Zustandes der Kaianlage war die Nutzung für den Schwerlastverkehr und den Schienenverkehr in Teilabschnitten nur noch eingeschränkt möglich.

Als Betreiber des Hafens beabsichtigte die Seehafen Wismar GmbH diesen Bereich des Südkais zu einer zukunftsorientierten Umschlagsanlage umzugestalten. Zu den Zielen für den Umschlag von massenhaften Stückgütern der hafennahen Industrie gehörten:

- - Wiederherstellung der Kaianlage
- - Erhöhung der zulässigen Belastung
- - Verbesserung des Hochwasserschutzes
- - Herstellung einer durchgängigen Lagerfläche

Die hierfür notwendigen Arbeiten wurden im Herbst 2001 in zwei Losen (Wasserbau und Infrastruktur) öffentlich ausgeschrieben. Das Los Wasserbau beinhaltete den Rückbau der vorhandenen Kaimauer, den Neubau der Spundwand, der sich anschließenden Kaiplatte und die notwendigen Nassbaggerarbeiten einschließlich der Baggergutverwertung. Das Los Flächenerschließung umfasste im Wesentlichen die Arbeiten für die neue großräumige Flächenbefestigung, den Neubau der Gleisanlagen, den Abbruch eines Sozialgebäudes und die Anpassung bzw.

Instandsetzung der vorhandenen Kaihalle. Dabei war stets beabsichtigt die Baumaßnahmen während des laufenden Umschlagbetriebes durchzuführen.

Einen Überblick über die Gesamtbaumaßnahme und deren Lage im Seehafen Wismar gibt die Luftbildaufnahme im Bild 1.

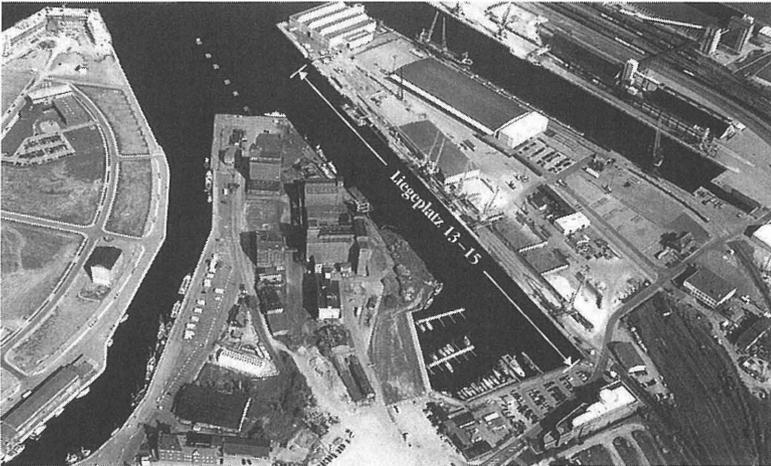


Bild 1: Luftbildaufnahme der Baumaßnahme im Seehafen Wismar

Im Rahmen dieses Beitrages soll ausschließlich über die bisher durchgeführten Arbeiten im Los Wasserbau und hier insbesondere über die Anpassung der Tiefengründung an die stark wechselnden Baugrundverhältnisse und die Qualitätssicherung dieser Gründungsarbeiten berichtet werden.

Die in diesem Beitrag angegebenen Tiefenangaben beziehen sich jeweils auf Hafennull HN. Die Oberkante der Pfähle liegt im Mittel 1,2 m höher und die Oberkante der Kaimauer um ca. 2,1 m höher.

2. Planungsbeteiligte

Mit der Durchführung der notwendigen Planungsleistungen zur Umstrukturierung der Kaianlage, der sich anschließenden Flächenerschließung und der Sanierung der vorhandenen Kaihalle wurde die INROS Planungsgesellschaft mbH in Rostock beauftragt. Für die Beurteilung der anstehenden Baugrundverhältnisse wurde das Baugrund- und Bohrunternehmen Schüler GmbH eingeschaltet. Als Prüfstatiker wurde Herr Dipl. - Ing. Röpcke aus Wismar benannt.

3. Ausschreibung für das Los Wasserbau

Die Ausschreibung sah den Neubau der Kaianlage auf einer Länge von 512 m vor. Sie besteht aus einer einfach verankerten gemischten Spundwand, mehreren landseitig gelegenen Pfahlreihen und einem Überbau aus Stahlbeton mit Übergangs- bzw. Schleppplatte. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten und der vorgesehenen Nutzung wurden die Arbeiten für die neue Kaianlage in drei Bauabschnitte eingeteilt.

Bereich A : Länge 210 m, unterteilt in Block 1 – 7

Bereich B : Länge 82 m, unterteilt in Block 8 – 10

Bereich C : Länge 208 m, unterteilt in Block 11 – 16

Einen Überblick über die drei Bauabschnitte und die Blockeinteilung gibt das Bild 2.

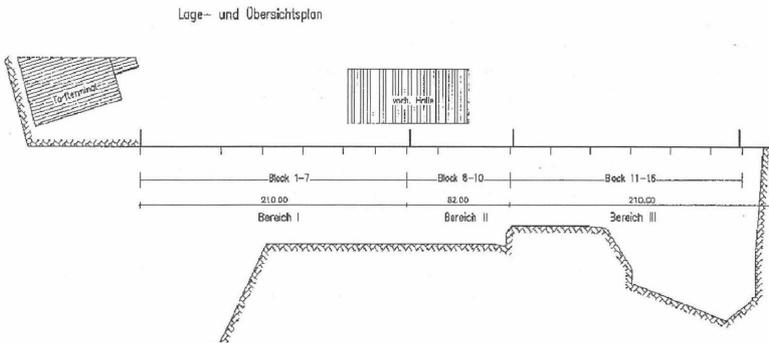


Bild 2 : Lageplan mit Bauabschnitten und Blockeinteilungen

Nach dem Rückbau der Ausrüstung, der Oberflächenbefestigung, der Gleisanlagen und der Kranbahnbalken sollte die Stahlbeton bzw. Stahlkonstruktion abgebrochen werden. Um die vorhandene Kaiflucht beibehalten zu können, mussten anschließend die vorderen beiden Reihen der Stahlbetonpfähle gezogen werden. Die übrigen Pfähle der vorhandenen Kaikonstruktion konnten im Erdreich verbleiben, worauf darauf zu achten war, dass diese die Neubaukonstruktion nicht behindern (Ramm- bzw. Bohrhindernisse) und generell bis auf ca. 0,5 m HN zu kappen waren, um keine Behinderung für die neue Kaikonstruktion zu bilden.

Bei allen Wasserbauarbeiten hatte die Aufrechterhaltung des laufenden Umschlagbetriebes Vorrang. Daraus ergaben sich drei Bauabschnitte für die Herstellung der neuen Kaianlage die auch mit den Arbeiten der Infrastrukturmaßnahmen und hier insbesondere mit den Gleisbauarbeiten zu koordinieren waren.

Ein wesentlicher Zwangspunkt im Bauablauf stellt die Fertigstellung des 1. Bauabschnittes und die erst dann mögliche Umsetzung der auf der Kaihalle laufenden Halbportalkrane dar. Damit war auch ein Zwangspunkt für den 2. Bauabschnitt gegeben. Ähnliche Zwangspunkte ergeben sich beim Umsetzen der Portalkräne vom 3. in den 2. Bauabschnitt.

Unter 13 Bietern erhielt die Siemer + Müller GmbH Anfang 2002 den Auftrag für das Los Wasserbau und unter ihrer Federführung in einer Arbeitsgemeinschaft auch den Auftrag für das Los Flächenbefestigung. Die Arbeiten im 1. Bauabschnitt sind inzwischen abgeschlossen, ebenso die Gründungsarbeiten für den 2. Bauabschnitt. Über die bisher gesammelten Erfahrungen wird berichtet.

Die Fertigstellung der Gesamtmaßnahme ist z. Zt. für Dezember 2003 geplant.

4. Baugrundverhältnisse

Das Gründungsgebiet liegt in einem ehemaligen Gletscherzungegebiet, dass durch die letzten Vorschübe des Pommerschen Stadiums der Weichsel Eiszeit geprägt ist.

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse standen 15 Trockenbohrungen bis in Tiefen von 20 m bis 36 m, sowie acht Spitzendrucksondierungen zur Verfügung. Aufgrund der geologischen Zuordnung und der bodenmechanischen Untersuchungen wurde der Baugrund vereinfachend in vier Schichtkomplexen beschrieben.

Schichtkomplex 1: Auffüllungen, organische und andere holozäne Weichschichten, einschließlich der Hafenbeckensedimente, die bis in Tiefen -9,8 m bis -14,2 m unter Hafennull angetroffen wurden

Schichtkomplex 2: Sande und Schluffe in stark unterschiedlicher Mächtigkeit und Festigkeit, die Mächtigkeiten dieses Schichtkomplexes variiert zwischen 1,1 m und mehr als 19,3 m, dies entspricht Tiefen zwischen -10,2 m und -28,4 m unter Hafennull

Schichtkomplex 3: Kiessande und Fein-/Mittelsande im Übergang zum Schluff, die in Geröllagen eingeschaltet sein können,

Schichtkomplex 4: wird als dunkelbrauner Geschiebemergel angesprochen, der zwischen -25,8 m und -28,3 m unter Hafennull erbohrt und bis zu den Endteufen von -36 m nicht durchbohrt wurde.

Schichtkomplex	Boden	Y [kN/m ³]	Y' [kN/m ³]	φ' [°]	c _u [kN/m ²]	ES [MN/m ²]
1	Auffüllungen	nicht	definiert,	sofern nicht	systematisch	eingebaut
	Kiessand-Bettungen	19	11	32	0	50
	Torf	13	3	20	4	3
	Mudde (Schluff-)	14	4	15	12	1
	Schluff, weich..breiig	16...14	6...4	26	2...0	10..5
2	Feinsand, mitteldicht ...dicht	18 ...19	11	30...32	2	35...65
	Mittelsand, mitteldicht ... dicht	18...19	11	32...34	0	50...80
3	Schluff, weich ... weich- steif	18	8	27	10...20	15...25
	Geschiebemergel, steif	21	11	27	30	40
	Sand/Kiessand, dicht	19	11	35	0	80
4	Geschiebemergel, halbfest	20,5	10,5	30	80	60

Tabelle 1: Bodenkennwerte

Aus den Auswertungen der Spitzendrucksondierungen wurden für die einzelnen Schichtkomplexe folgende Spitzendruck- und Mantelreibungswerte für die Tiefgründungsarbeiten abgeleitet:

Schichtkomplex	Boden	Spitzendruck qc [MN/m ²]	Mantelreibung fs [MN/m ²]
1	Kiessand-Bettungen	2 - 15	0,03 – 0,15
	Torf	0,5	0,04
	Schluff, weich ... breiig	0,5	0,02
2	Fein- bis Mittelsand bei ca. –10 m HN	10	0,1
	Feinsand bis ca. –15 m HN	5	0,05
	Feinsand bis ca. –15 m HN	10	0,12
3	Schluff, weich ... weich-steif	2	0,05
	Geschiebemergel, steif	5	0,10
	Sand/Kiessand, dicht	15	0,2
4	Geschiebemergel, halbfest	15	0,15

Tabelle 2: Rechenwerte für Spitzendruck und Mantelreibung

5. Bauausführung

5.1 Allgemeines

Zur Ausführung kommt eine gemischte Spundwand System Krupp/Arbed. In Abhängigkeit von den Bemessungsquerschnitten werden als Tragbohlen Profile HZ 575 B und HZ 775 A eingesetzt die durch Füllbohlen AZ 26 ergänzt werden. Der Entwurf sah 19,0 m bis 22,0 m langen Tragbohlen und im Mittel 16,5 m lange Füllbohlen vor. Im Bild 3 ist ein Regelquerschnitt und im Bild 4 ein Querschnitt im Bereich der vorhandenen Kaihalle schematisch dargestellt. Für die Verankerung waren bis zu 42,0 m lange Verpressanker nach DIN 4128 vorgesehen. Unter der Voraussetzung von zulässigen Erschütterungen sollte die gesamte Kaiplatte auf Ortbetonrammpfählen gegründet werden. Gegebenenfalls war eine Umstellung auf Bohrpfähle vorgesehen.

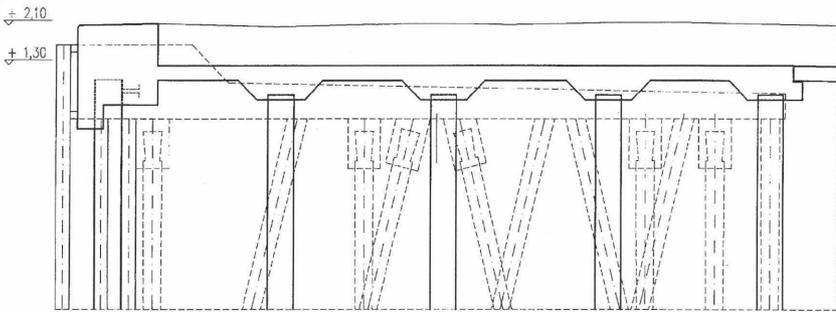


Bild 3 : Regelquerschnitt im Bereich ohne Bebauung

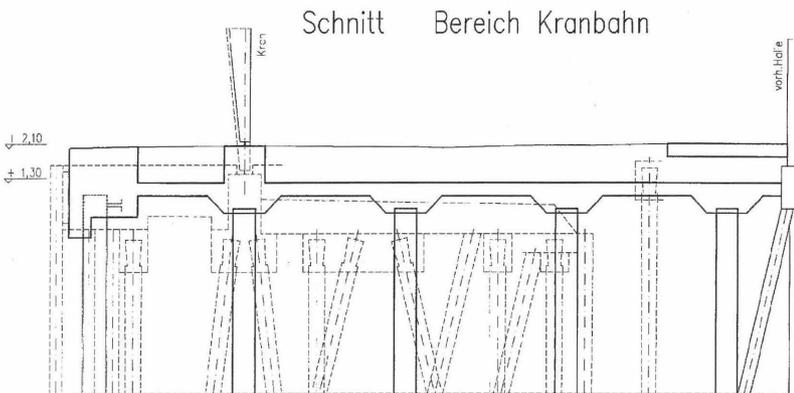


Bild 4 : Querschnitt im Bereich der vorhandenen Kaihalle

Unmittelbar nach Auftragserteilung wurde die Baustelle mit allen schwimmenden Geräten eingerichtet, um so zunächst die notwendigen statischen und dynamischen Probelastungen auszuführen. Erst nach dem Vorliegen dieser Ergebnisse sollten alle statisch tragenden Gründungselemente bestellt werden.

Zur wasserbaulichen Einrichtung gehörten zwei Schwimmpontons mit einem Liebherr 871 Trägergerät und einem MS 24 VAR zum einvibrieren der Tragelemente, sowie eine Hitachi Ramme KH 150 mit einem Menck MHF 3–7 Rammhären für das notwendige und vorgegebene Nachschlagen der Tragbohlen. Das Bild 5 gibt einen Überblick über die schwimmenden Einheiten.



Bild 5 : Schwimmende Baustelleneinrichtung

Parallel zur Herstellung der Probepfähle begann der Abbruch des Kaiholmes und das Ziehen der vorderen Pfahlreihen. Dabei musste darauf geachtet werden, dass die alten Stahlbetonpfähle in voller Länge gezogen wurden, da sie sonst Rammhindernisse für die neue Spundwand dargestellt hätten. Im Vorfeld wurden hierzu Versuche durchgeführt und eine Lösung gefunden, die sich auf der Baustelle technisch und leistungsmäßig bewährt hat.

5.2 Statische und dynamische Probelastungen an den Tragbohlen

In Abstimmung mit allen Beteiligten wurde zunächst ein Profil HZ 575 B in einer Länge von 30 m als Probepfahl bis auf die sich aus der Vorbemessung ergebenden Rammtiefe von –26,00 m HN gerammt. Während des Einrammvorganges wurden baubegleitend bereits ab einer Eindringtiefe von –20,0 m HN dynamische Pfahltests durchgeführt. Alle Messungen wurden nach dem CASE – und dem CAPWAP – Verfahren ausgewertet.

Auf die theoretischen Grundlagen des Verfahrens der dynamischen Pfahltests soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden. Sie werden in weiteren Beiträgen erläutert. Darüber hinaus möchte ich darauf verweisen, dass das veranstaltende Institut seit vielen Jahren auf diesem Gebiet tätig ist und über entsprechende Erfahrungen verfügt, die mit Sicherheit in der Diskussion gerne weitergegeben werden.

Für die Rammung wurde ein Hydraulikbär mit einer Masse von 7,5 t und einer stufenlos regelbaren Fallhöhe bis zu 1,10 m verwendet.

Die erste statische Probelastung (Pfahlfuß – 26,00 mHN) musste bei einer Last von 1.500 kN abgebrochen werden, da keine weitere Laststeigerung möglich war. Die geforderte Grenzlasterlast von 2.100 kN konnte nicht erreicht werden. Die Ergebnisse der statischen Probelastung bestätigten die dynamischen Pfahltests, die während der Rammung $Q = 1.200$ kN und während einer Nachrammung von einem Tag $Q = 1.600$ kN vorausgesagt hatten.

Es wurde einvernehmlich eine Aufstockung des Probepfahles um 5,0 m beschlossen. Eine Maßnahme, die in der Ausschreibung bereits als Eventualposition für Probepfähle und Bauwerkspfähle vorgesehen war.

Während der Nachrammung wurden ebenfalls dynamische Pfahltests bis zu einer Eindringtiefe von – 28,0 m HN durchgeführt. Daraus ergab sich nach einer Standzeit von einem Tag eine Grenzlasterlast von $Q = 2.450$ kN. Das Bild 6 zeigt die nach dem CASE-Verfahren in Abhängigkeit vom Dämpfungsfaktor ermittelten Tragfähigkeiten. Die nach dem CAPWAP-Verfahren ermittelte Last-Setzungslinie und die Mantelreibungsverteilung sind beispielhaft im Bild 7 dargestellt.

Die Auswertungen zeigten deutlich, dass die in der Vorbemessung angenommene Mantelabreibungen überschätzt wurden. Der Anteil des Spitzendruckes war wie erwartet sehr gering. Speziell im Pfahlfußbereich ist eine exakte Trennung zwischen dem Spitzendruck und dem letzten Mantelreibunselement allerdings nicht realisierbar. Aus diesem Grund sind Umverteilungen dieser beiden Werte möglich.

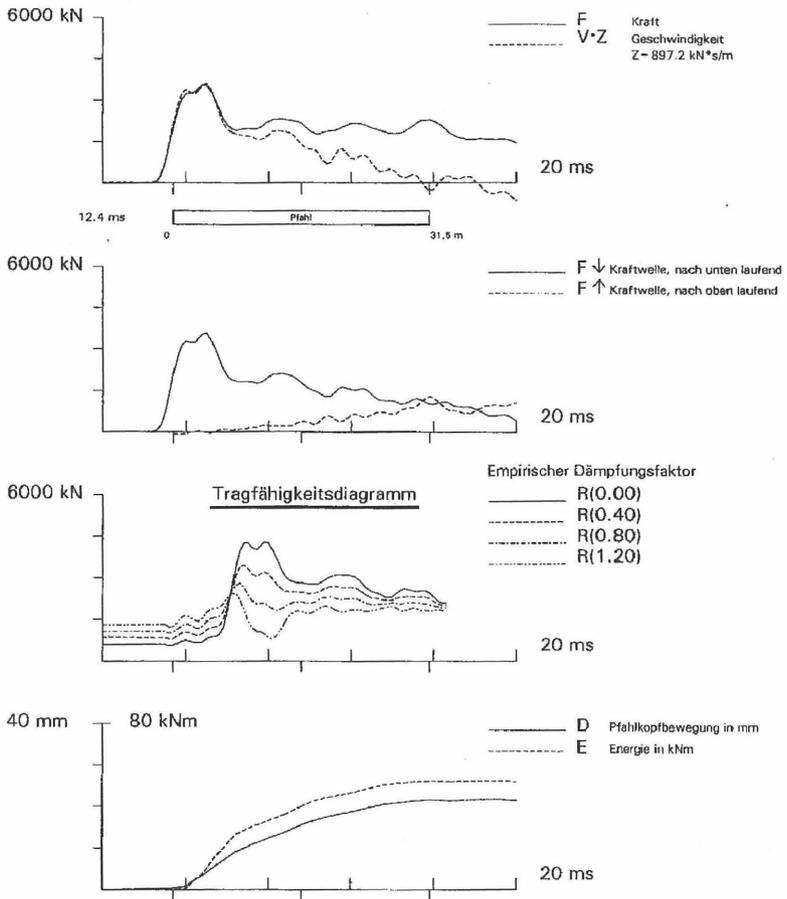


Bild 6 : CASE – Auswertung Probepfehl 1

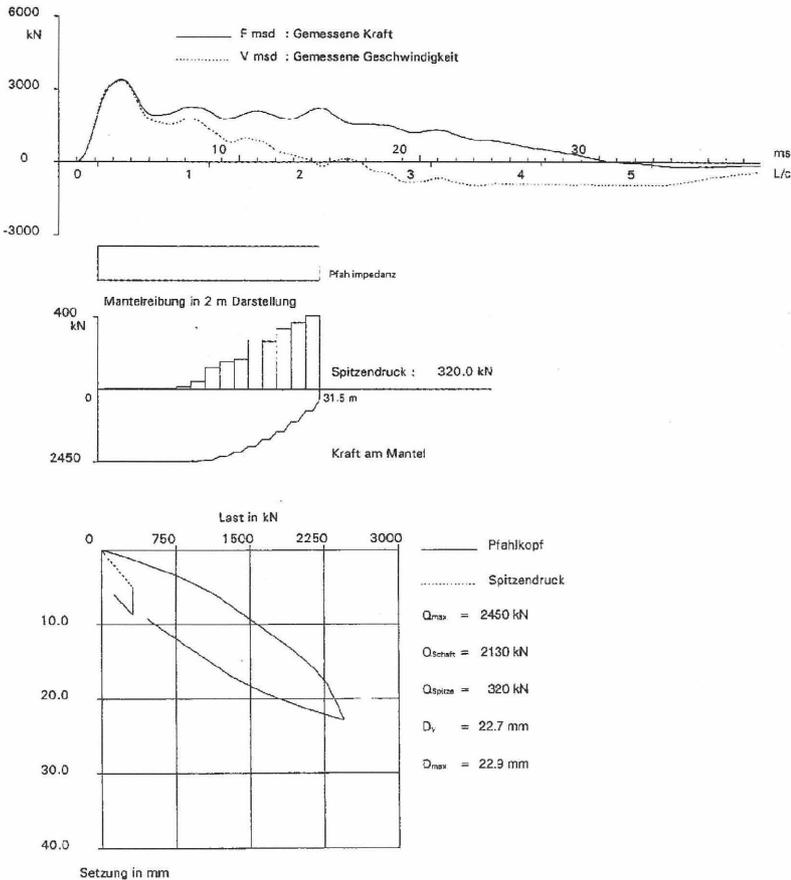


Bild 7 : CAPWAP – Auswertung Probepfahl 1

Für die zweite statische Probelastung wurde der Pfahl bis auf -29,0 m HN weiter gerammt. Die anschließende statische Probelastung musste bei einer Prüflast von 3.600 kN abgebrochen werden. Bis zu dieser Last konnte kein Versagen im Sinne der geltenden Normen festgestellt werden.

Die Ergebnisse aller statischen und dynamischen Probelastungen des ersten Probepfahles sind im Bild 8 zusammenfassend dargestellt. Interessant ist hier die gute Übereinstimmung zwischen den statischen und dynamischen Probelastungen. Dies gilt insbesondere auch für die ermittelten Last-Setzungsverläufe.

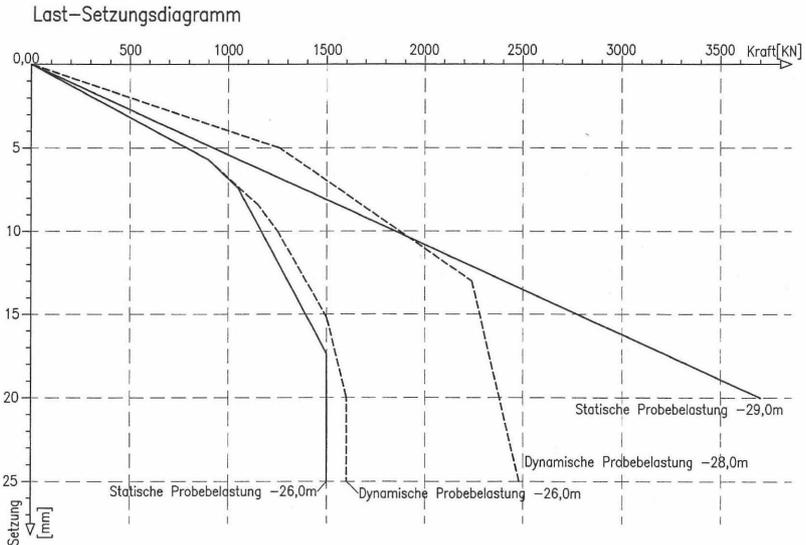


Bild 8: Übersicht aller Probebelastungen am Probepfahl 1

Aufgrund der Erfahrungen aus diesen ersten Probebelastungen wurden weitere dynamische Probebelastungen im Sinne von großmaßstäblichen Sondierungen entlang der Kaiflucht angeordnet. Bisher wurden 16 dynamische Pfahltests an Tragbohlen ausgeführt. Ergänzt wurden diese durch zusätzliche Spitzendrucksondierungen, die aufgrund der örtlichen aber auch geologischen Randbedingungen nur unter großen Schwierigkeiten bis in die notwendigen Tiefen abgeteuft werden konnten.

Ausgehend von den Ergebnissen der Probebelastungen wurde die mittlere Pfahllänge für den ersten Bauabschnitt mit 29,0 m festgelegt. Zur laufenden Qualitätsüberwachung wurden Rammkriterien festgelegt, die aus den Randbedingungen der Probepfahlrammung abgeleitet wurden bzw. an den Ergebnissen der Probebelastungen kalibriert wurden.

Der erste Rammschlag für die neue Kaimauer konnte am 13.03.2002 erfolgreich durchgeführt werden.

Unter Beachtung der Rammkriterien mussten im ersten Bauabschnitt weitere 8 Pfähle aufgestockt werden. Insgesamt ergab sich so eine Optimierung zwischen aufstocken und zu langen Pfählen, die im Rahmen der Qualitätsüberwachung konsequent überwacht wurde. Diese Vorgehensweise hat sich im ersten Bauabschnitt bewährt.

6. Gründung der Kaiplatte

Mit der Herstellung der Tiefgründung der neuen Kaiplatte wurde die Franki Grundbau GmbH beauftragt. Die neue Gründung sollte mit Simplexpfählen \varnothing 42 cm und Pfahllängen von 25 m bis 33 m ausgeführt werden. In den drei Bauabschnitten sind 799 Pfähle herzustellen.

Die Pfahlherstellung begann im April 2002 mit der Herstellung der Probepfähle für den ersten Bauabschnitt (Block 1 – 7). In jedem Bauabschnitt sollten zwei statische und eine den Erfordernissen angepassten Anzahl an dynamischen Probelastungen ausgeführt werden. Diese dienen dem Nachweis der äußeren Tragfähigkeit und um Rammkriterien festzulegen, die den stark wechselnden Baugrundverhältnissen Rechnung tragen. Die abzutragenden Gebrauchslasten wurden mit 1050 kN bzw. 1300 kN so gewählt, dass der vorhandene Baugrund diese mit verträglichen Setzungen aufnehmen sollte.

Die ersten Probelastungen wurden am 28. bzw. 30. Mai 2002 an Probepfählen im Block 3 (L = 27,5 m, Absetztiefe – 25,95 m HN) und im Block 5 (L = 29,0 m, Absetztiefe –27,45 m HN) ausgeführt. Die Probepfähle wurden in drei Belastungsschleifen bis ca. 3500 kN ohne Erreichen einer Grenzlasterlast belastet. Dies entspricht einer Sicherheit gegenüber den abzutragenden Bauwerkslasten von mehr als $\eta=3,3$.

Die Ergebnisse der Probelastungen sind im Bild 9 dargestellt.

Nach Abschluß der ersten Probelastungen in den Blöcken 3 und 5 wurden unter Einhaltung der sich aus der Spundwandtiefe ergebenden Mindestpfahlabsetztiefe entsprechende Rammkriterien abgeleitet und für die Bauwerkspfahlherstellung festgelegt.

Aufgrund der starken Wechselhaftigkeit des Baugrundes traten insbesondere in den Blöcken 6 und 7 Schwierigkeiten beim Erreichen der Rammkriterien auf.

Im Block 6 vor der Kaihalle wurden daher zunächst Simplexpfähle mit einer Kiesvorrammung ausgeführt. Aufgrund der örtlichen Randbedingungen schied hier statische Probelastungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit und des Last – Setzungsverhaltens aus und es konnte einer der Vorteile von dynamischen Pfahltests – ihre Durchführung unter engen Platzbedingungen – genutzt werden. Der 29 m lange Probepfahl wurde zunächst in voller Länge mit B15 vorgerammt und bei der 2. Rammung mit B25 hergestellt.

Bild 10 zeigt die für die Stoßbelastung der dynamischen Pfahltests benutzte Belastungseinrichtung mit einer Fallmasse von 6,4 t.

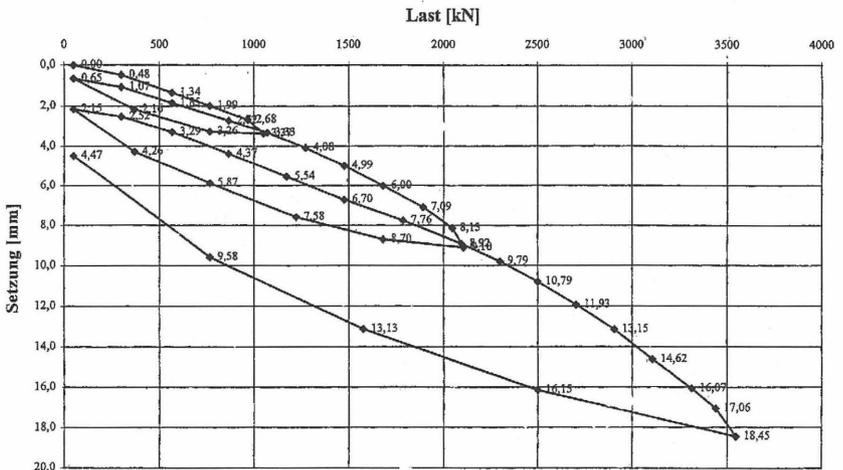
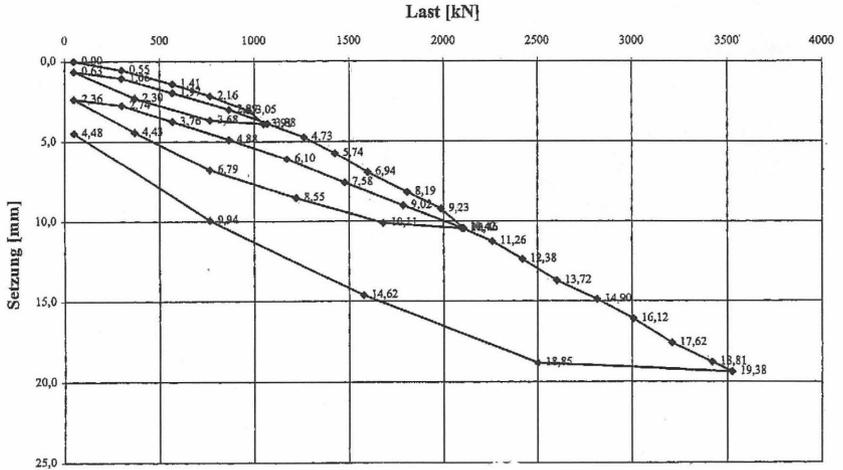


Bild 9 : Last – Setzungslinien Probefahl Block 3 und Block 5



Bild 10 : Durchführung eines dynamischen Pfahltests unter beengten Platzverhältnissen

Die nach dem CAPWAP-Verfahren ermittelte Last - Setzungslinie ist im Bild 11 dargestellt. Die Bruchlast konnte unter der eingeleiteten Energie von ca. 47 kN m und einer bleibenden Setzung von 2 mm nicht erreicht werden.

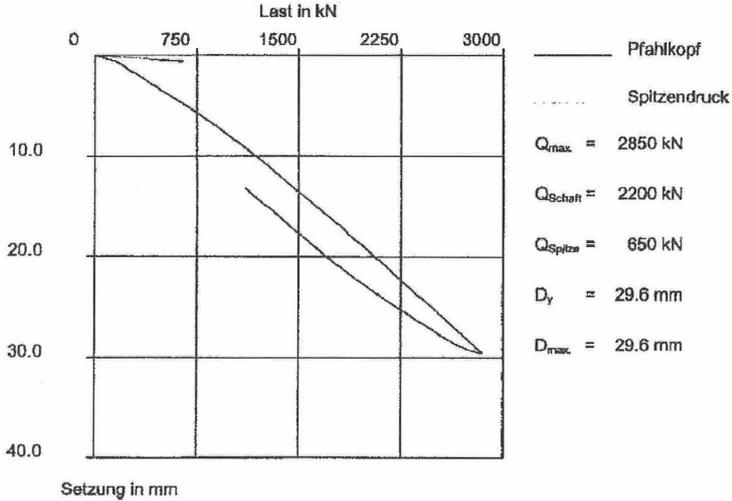


Bild 11 : Capwap Last – Setzungslinie

Die vor und nach den dynamischen Tests durchgeführten Integritätsprüfungen zeigten deutliche Querschnittserweiterungen entlang des Pfahlschaftes und die Unversehrtheit des Pfahles (Bild 12). Integritätsprüfungen wurden während der gesamten Herstellung der Ort betonrammpfähle zur Qualitätssicherung ausgeführt.

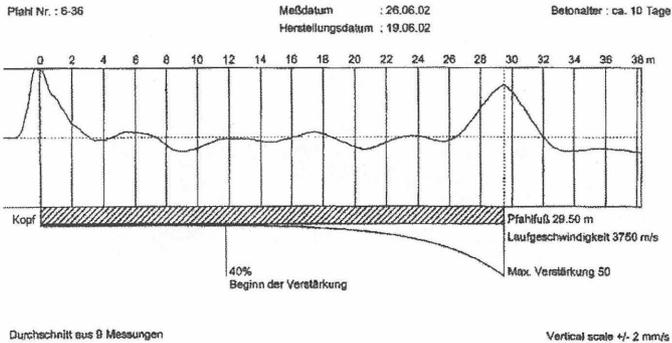


Bild 12 : Integritätsprüfung am Probepfahl

Selbst bei Pfahllängen von 37,5 m konnten im weiteren Verlauf die Rammkriterien nicht erreicht werden. Da die Herstellung von Simplexpfählen dieser Länge selbst mit dem neuen Franki Großgerät „Kuiken Cramat“ (Bild 13) an seine Grenzen stieß, musste mit allen Beteiligten nach Alternativen gesucht werden. Nach eingehender Diskussion entschieden sich alle Beteiligten für eine Umstellung des Pfahlsystems auf Frankipfähle mit ausgerammten Fuß und einer gegebenenfalls durchzuführenden Kiesevorverdichtung.



Bild 13 : Franki – Ramme „Kuiken Cramat“

Schlussbemerkungen

Die bisher durchgeführten Gründungsarbeiten für die Liegeplätze 13 – 15 im Seehafen Wismar haben die Vorgehensweise zur Anpassung an die schwierigen und stark wechselnden Baugrundverhältnisse bestätigt. Die Vorgehensweise wird in den folgenden Bauabschnitten weiter optimiert.

Dr. Ing. Holger Meseck
Siemer + Müller GmbH & Co KG Bremen
Parkallee 48
28209 Bremen

Dipl. – Ing. H. Röpcke
Seehase & Röpcke GbR. Ing. Büro
Lübsche Str. 131
23966 Wismar



BRÜCKNER GRUNDBAU



- Schlitz- und Dichtwände
- Schmalwände
- Bohrpfehlwände
- Berliner Verbau
- Spundwände
- Bohrpfähle
- Verdrängungspfähle
- Verpresspfähle
- Hochdruckinjektion
- Temporäranker
- Daueranker
- Rückbaubare Anker
- Temporär- und Dauernägell
- Unterfangungen
- Bodenverdichtungen
- Grundwasserabsenkung
- Prüf- und Überwachungsverfahren

www.brueckner-grundbau.de

D-45141 Essen
Am Lichtbogen 8
Fon 02 01/ 31 08-0
Fax 02 01/ 31 08-290
zentrale@brueckner-grundbau.de

Niederlassungen in Berlin, Dresden,
Groß-Gerau, Hamburg, Haren,
München

Registriert in Österreich, Belgien,
Dänemark und Niederlande

Wir schaffen die Basis.

VERGLEICHENDE PROBEBELASTUNGEN AN EINEM BARETTE, EINEM BOHRPFAHL UND VERDRÄNGUNGSPFÄHLEN IM HAFEN HAMBURG

Wolf-Rüdiger Linder, Björn Böhle, Torsten Schröder, Fabian Kirsch

1 EINLEITUNG

Zur Erweiterung ihrer Umschlagskapazitäten für Container errichtet die Freie und Hansestadt Hamburg seit 1996 den Container Terminal Altenwerder. Der Terminal ist direkt an der Süderelbe gelegen und verfügt dort über Liegeplätze für vier Containerschiffe der neuesten Generation sowie 210 ha Flächen des logistischen Zentrums. Die Anlage wurde in zwei Bauabschnitten errichtet, von denen der erste mit 947 m Kailänge Anfang 2002 in Betrieb ging. Der zweite Abschnitt soll bis Mitte 2004 den Betrieb aufnehmen. Die gesamte Kaimauerlänge beträgt einschließlich der Flügelwände 1562 m (Bild 2). Mit der Kaimauerkonstruktion wird ein 24,2 m hoher Geländesprung abgefangen. Sie besitzt als vorderen Abschluss eine schwere, gemischte Spundwand und ist auf Verdrängungspfählen gegründet (Bild 1). Die Spundwand wurde in einen vorgegriffenen Dichtwandschlitz von 29,5 m Tiefe und 1,20 m Breite eingestellt und anschließend 5,2 m nachgerammt. Die Tragbohlen sind mit 46 m langen Schrägpfählen rückverankert. Vor der Spundwand sind wasserseitig Reibepfähle \varnothing 1,20 m angeordnet. Die Lasten des Kaimauerüberbaus einschließlich der Containerbrücken werden über die vorderen Tragbohlen und Ortbeton-Verdrängungspfähle abgetragen. Eine landseitige Spundwand bildet den hinteren Abschluss der Kaimauer.

Im Verlauf der Kaimauertrasse wurden stark veränderliche Baugrundverhältnisse angetroffen, insbesondere wechselte die Höhe des unterlagernden Geschiebemergels und stand dieser in unterschiedlicher Konsistenz an (Bild 2). Die Pfahllasten mußten deshalb bereichsweise in die dichten Sande oder den Geschiebemergel eingeleitet werden. Zum Nachweis der axialen Tragfähigkeiten wurden zahlreiche statische und dynamische Probebelastungen an Ortbeton-Verdrängungspfählen, Spundwänden, Tragbohlen sowie Stahl-Rammpfählen durchgeführt. Weiterhin wurden als Vorabmaßnahme für den

2. Bauabschnitt in einem Probefeld als alternative Tiefgründungselemente H-Pfähle, Stahl-Flügelpfähle sowie ein Barrette 1,20 m x 2,80 m und ein Bohrfpahl \varnothing 1,20 m hergestellt und probebelastet.

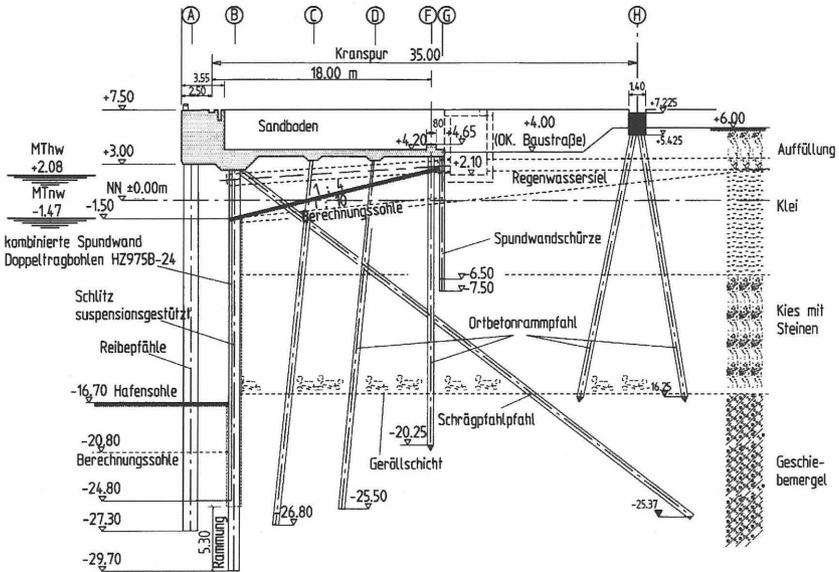


Bild 1: Kaimauerquerschnitt, Regelblock , Station 564 (Block 22/23)

2 UNTERGRUNDVERHÄLTNISS

Der Untergrund im Bereich des Container Terminals Altenwerder ist durch stark wechselnde Bodenschichten (Bild 2) gekennzeichnet. Die eiszeitliche Genese bedingt die von Geschiebemergel unterlagerten Sande und Kiese, in die alle Tragelemente der Kaikonstruktion einbinden. Oberhalb der Sande und Kiese stehen in wechselnder Mächtigkeit Torf- und Kleischichten an, deren Unterkante zwischen -5 mNN und -10 mNN angetroffen wird. Die Weichschichten werden von sandigen Auffüllungen überlagert. Das Außenwasser schwankt tidebedingt zwischen +2,0 mNN und -1,5 mNN. Das Grundwasser steht oberhalb der Kleischicht als Schichtenwasser an und ist nicht tidebeeinflusst. Vor Herstellung der gemischten Spundwand und der Pfähle wurde das Baugelände auf +4,0 mNN aufgehöhht und erst später auf die endgültige Höhe +7,50 mNN aufgefüllt.

Die baubegleitend durchgeführten Tragfähigkeitsuntersuchungen im 1. Bauabschnitt und zusätzliche Sondierungen haben gezeigt, dass der Geschiebemergel in erheblich weicherer Konsistenz ansteht als zunächst vermutet [1]. Dies führte seinerzeit zu Anpassungen der Konstruktion im Hinblick auf die vertikale Tragfähigkeit der Einzelelemente [5]. Nicht zuletzt aus diesem Grund wurde für die Baumaßnahmen des 2. Bauabschnitts ein Probestiel errichtet, welches zusammen mit den Ergebnissen aller Probelastungen aus dem 1. Bauabschnitt ein umfassendes Bild der Tragfähigkeit des in Altenwerder anstehenden Untergrundes liefert. Bild 1 zeigt den Kaimauerquerschnitt mit dem in Höhe Block 22/23 angetroffenen Untergrundaufbau, Bild 2 das Untergrundprofil längs der Kaimauertrasse. Es ist zu bemerken, dass die Oberkante des Geschiebemergels stark variiert. Die vordere gemischte Spundwand ist im 1. Bauabschnitt nur auf etwa 500 m, im 2. Bauabschnitt jedoch überwiegend im Geschiebemergel gegründet. Die Ortbeton-Verdrängungspfähle sind in beiden Bauabschnitten bereichsweise im Geschiebemergel bzw. den überlagernden Sand- und Kiesschichten gegründet.

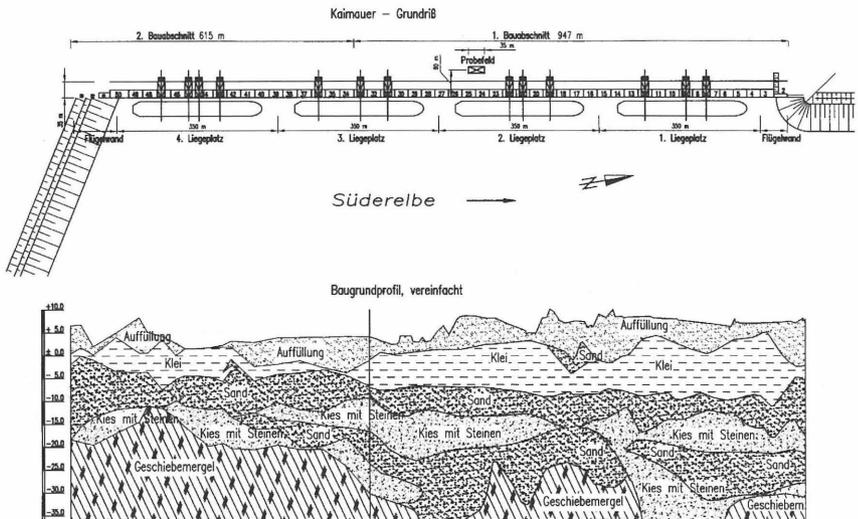


Bild 2: Kaimauergrundriß und Baugrundprofil (vereinfacht)

3 VERSUCHE AN ORTBETON-VERDRÄNGUNGSPFÄHLEN

3.1 PFAHLSYSTEM UND AUSFÜHRUNG

Die Ortbeton-Verdrängungspfähle wurden mit Schaftdurchmesser 51 cm mit bis zu 32 m Länge und Neigungen bis 8:1 nach dem Verfahren „Simplex GKT“ hergestellt. Zum Einsatz kamen bis zu drei Einheiten Hitachi KH 180 bzw. 230 und CX 550 mit Mäklerlängen bis 44 m. Die Pfähle wurden mit schweren Hydraulikbären von 7 bis 9 t Fallgewicht gemäß vorgegebener Rammkriterien bis in die dicht gelagerten Sande/Kiese bzw. den Geschiebemergel eingerammt, bewehrt und mit Beton der Güte B 35 KF betoniert (Bild 3). Zum Ziehen der Vortriebsrohre wurden Gürtelvibratoren verwendet, um gleichzeitig auch eine optimale Betonverdichtung zu erzielen (Bild 4).



Bild 3: Herstellung der Ortbeton-Verdrängungspfähle



Bild 4:
Betonierung der Ortbeton-
Verdrängungspfähle

3.2 STATISCHE PROBEBELASTUNGEN

Zur Kalibrierung der dynamischen Probebelastungen wurden im 1. Bauabschnitt zwei Probepfähle hergestellt, davon einer instrumentiert zur Erfassung der Mantelreibung und des Spitzenwiderstandes. Die Belastungen erfolgten gemäß den Empfehlungen der DGGT für axiale statische Probebelastungen [6] in zwei lastgesteuerten Zyklen bis maximal 6122 kN. Zur Aufnahme der Versuchslasten wurde eine an vier Bauwerkspfählen verankerte Versuchstraverse eingesetzt, so dass zugleich die Zugwiderstände an jeweils vier Nachbarpfählen geprüft werden konnten (Bild 5). Die Versuchslasten wurden mittels einer hydraulischen Presse aufgebracht und mit einer Kraftmessdose kontrolliert. In Bild 6 sind die statischen und dynamischen Widerstands-Verschiebungslinien für den Pfahl PB 1 aufgetragen. Für weitere Einzelheiten wird auf [5] verwiesen.

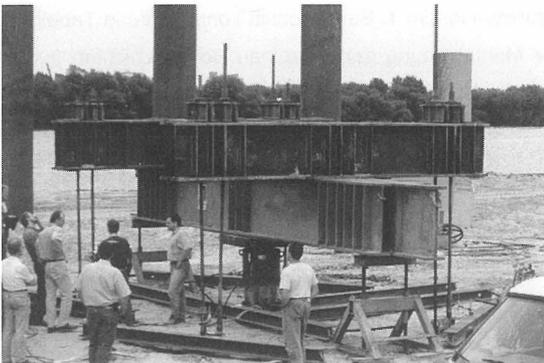


Bild 5: Probebelastungsein-
richtung für Ortbeton-
Verdrängungspfähle

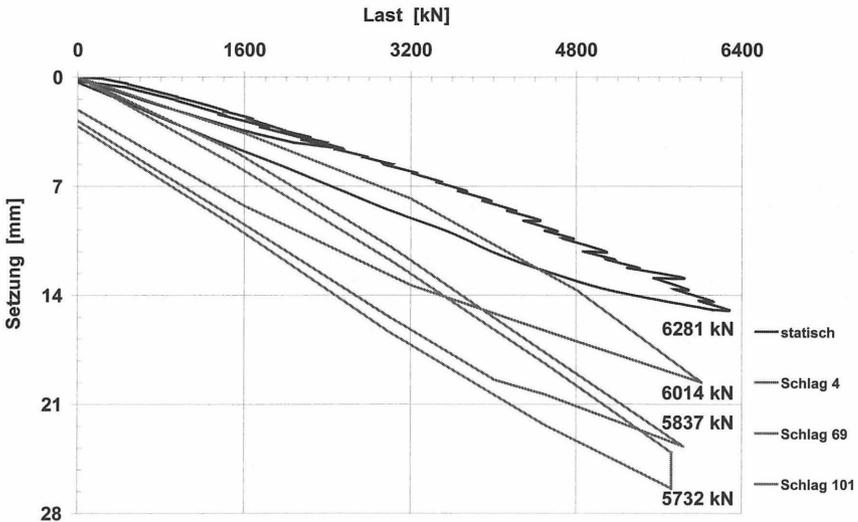


Bild 6: Widerstands-Verschiebungslinien für den Ortbeton-Verdrängungspfahl PB 1 (1. Bauabschnitt), aus [5]

3.3 DYNAMISCHE PROBEBELASTUNGEN

Insgesamt wurden im 1. Bauabschnitt 17 und im 2. Bauabschnitt drei Ortbeton-Verdrängungspfähle dynamischen Probebelastungen unterzogen. Von diesen fanden jeweils mindestens zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten nach der Pfahlherstellung statt, um Aussagen über mögliche zeitabhängige Tragfähigkeitszuwächse treffen zu können. Anhand von über 30 CAPWAP-Auswertungen im 1. Bauabschnitt konnten die in Tabelle 1 gezeigten mittleren Bruchwerte der Mantelreibung den einzelnen Bodenschichten zugewiesen werden.

Schicht	Mantelreibung (Bruchwerte) [kN/m ²]	Spitzendruck (Bruchwerte) [MN/m ²]
Aufgespülte Sande und Auffüllung	39	-
Klei	62	-
Sande und Kiese	95	10,3
Geschiebemergel	45	5,8

Tab. 1: Gemittelte Bruchwerte von Mantelreibung und Spitzendruck aus den CAPWAP-Ergebnissen der Tests an Ortbeton-Verdrängungspfählen im 1. Bauabschnitt

In Bild 7 sind die Ergebnisse der dynamischen Pfahltests der im 2. Bauabschnitt überwiegend im Sand/Kies gegründeten Ort beton-Verdrängungspfähle zusammengefasst. Der Tragfähigkeitszuwachs zwischen dem ersten ($t = 33$ Tage nach Herstellung) und dem zweiten Testzeitpunkt ($t = 50$ Tage) beträgt ca. 10 %.

Im Ergebnis zeigt sich, dass sich die im ersten Bauabschnitt bestimmten mittleren Mantelreibungswerte auf den zweiten Bauabschnitt übertragen lassen. Weitere Untersuchungen im Hinblick auf die Tragfähigkeit dieser Pfähle waren daher nicht erforderlich.

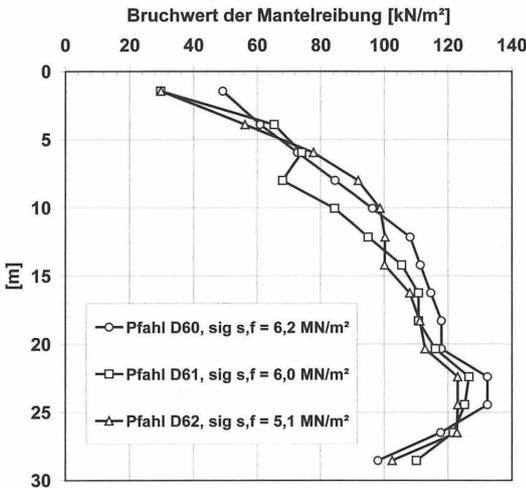


Bild 7:

Ergebnisse der dynamischen Pfahltests an Ort beton-Verdrängungspfählen im 2. Bauabschnitt

4 VERSUCHE AN TRAGBOHLEN UND REIBEPFÄHLEN

4.1 SYSTEM UND AUSFÜHRUNG

Den vorderen Abschluß der Kaimauer bildet eine schwere gemischte Spundwand aus je zwei Tragbohlen HZ 975 B-24 mit zwischenliegenden AZ-Bohlen AZ 13-10 (Bilder 1 und 8). Wegen der zum Teil sehr großen Lagerungsdichte der rolligen Schichten und der auf der Mergeloberfläche vorhandenen Geröllschicht konnten die Bohlen nicht gerammt werden, sondern wurden in einen bis -25,30 mNN vorgegriffenen Dichtwandschlitz von 1,20 m Breite eingestellt und danach bis zur Endtiefe von -30,50 mNN eingerammt (Bild 9).

Als Dichtwandmasse kam eine Fertigmischung mit 230 kg/m^3 Feststoffanteil und 24 h Verarbeitungszeit zur Anwendung. Die Rammung erfolgte mit aufgesetzten schweren Hydraulikbären Menck MHF 10-15 (Bild 10).

Die Reibepfähle wurden ab Block 17 in gleicher Weise hergestellt, zur Durchörterung der Geröllschicht wurden hier Einzel-Dichtwandlamellen (1,20 m x 2,80 m, 36 m tief) hergestellt.

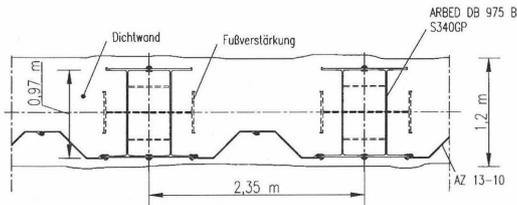


Bild 8:
Querschnitt Einstelelement
für gemischte Spundwand,
nach [4]

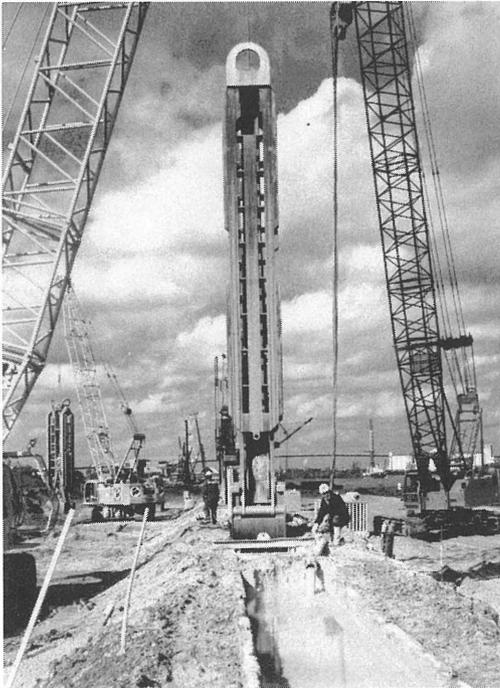


Bild 9:
Dichtwandherstellung für die
gemischte Spundwand

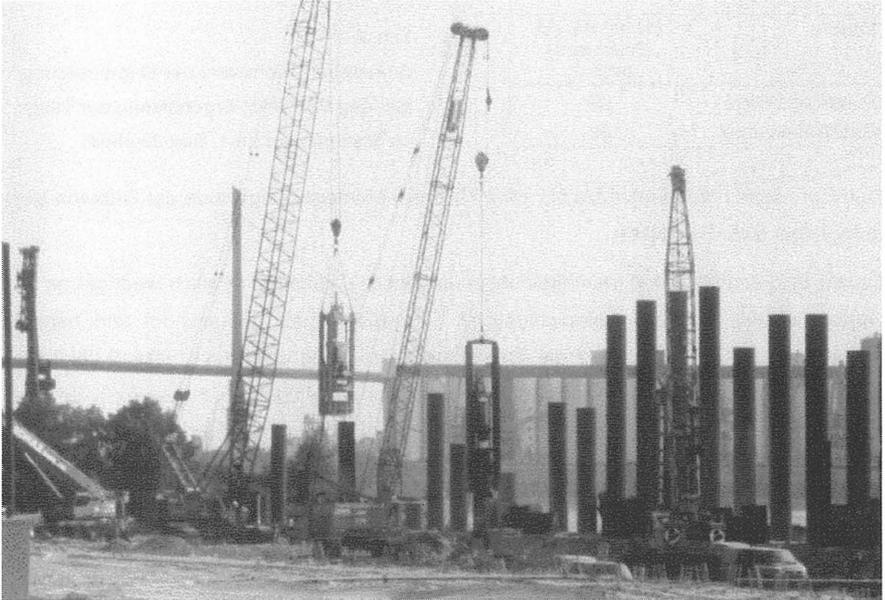


Bild 10: Einrammen der Tragbohlen

4.2 DYNAMISCHE PROBEBELASTUNGEN

Die zum vertikalen Lastabtrag der Kaimauer herangezogenen Tragbohlen und Reibepfähle wurden an unterschiedlichen Positionen entlang der Kaimauertrasse mit Hilfe dynamischer Pfahltests auf ihre Tragfähigkeit untersucht. Bei der Auswertung war zu beachten, dass die Versuchssituation von der späteren Tragsituation erheblich abweicht. Während der Versuche war der Pfahlschaft bzw. die den Pfahlschaft umgebende erhärtete Dichtwandmasse voll vom Boden umschlossen. Erst die spätere Abbaggerung sorgte dafür, dass die Pfahlschäfte der Reibepfähle bis in eine Tiefe von -16,80 mNN allseitig und die Tragbohlen einseitig im freien Wasser stehen. In Tabelle 2 sind die aus den Versuchen an den Tragbohlen und den Reibepfählen ermittelten Mantelreibungswerte des gewachsenen Bodens zusammengefasst. In die Untersuchungen flossen insgesamt 37 CAPWAP-Auswertungen der Stahlprofil- bzw. Stahlrohrpfähle ein.

Schicht	Mantelreibung (Bruchwert) [kN/m ²]
Sande und Kiese	67
Geschiebemergel	32

Tab. 2:
Gemittelte Bruchwerte der Mantelreibung
aus den CAPWAP-Ergebnissen der Tests
an Stahlpfehlen im 1. Bauabschnitt

Damit erreichten die Stahlprofile nur etwa 70 % der Mantelreibungswerte der Ort beton-Verdrängungs- bzw. Bohrpfehle.

Da die Spitzendrücke und Mantelreibungen im Geschiebemergel deutlich niedriger als erwartet ausfielen, wurden unterschiedliche Fußausbildungen angewendet und herstellungsbegleitend im Hinblick auf die Tragfähigkeitserhöhung untersucht. Bild 12 zeigt beispielhaft die Spitzendrücke der Reibepfehle ohne und mit Flügeln im Fußbereich. Deutlich ist die Erhöhung der Spitzendruckkräfte infolge der durch die Flügel vergrößerten Mantelreibungsfläche im Mergel zu erkennen.

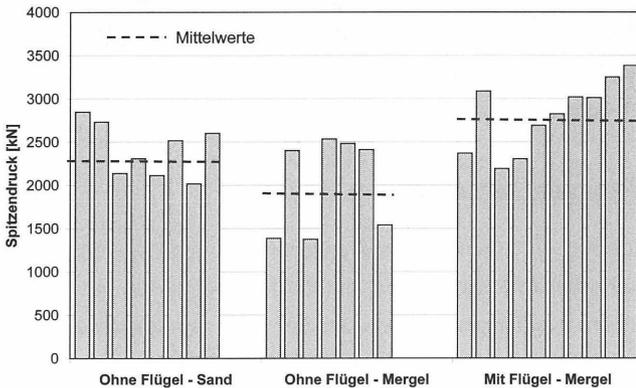


Bild 11: Spitzendruckwerte der Reibepfehle mit unterschiedlicher Fußausbildung im Mergel (1. Bauabschnitt)

Die teilweise gerüttelten und teilweise gerammten Profile weisen erhebliche Tragfähigkeitszuwächse über die Zeit auf. In Bild 12 ist die zeitliche Entwicklung der Tragfähigkeiten der Reibepfehle dargestellt.

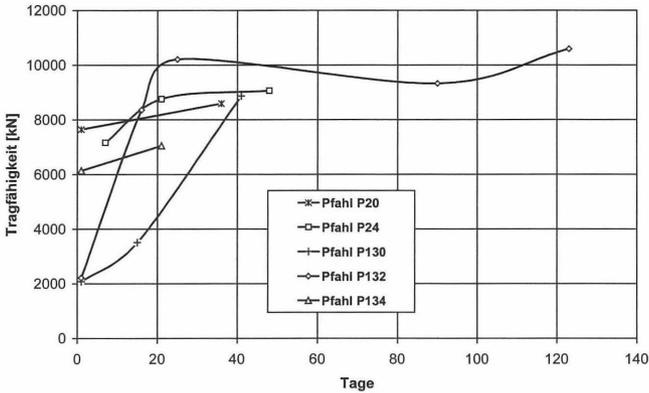


Bild 12: Zeitliche Entwicklung der Tragfähigkeit der Reibpfähle (1. Bauabschnitt)

5 VERSUCHE AN STAHL-RAMMPFÄHLEN

5.1 PFAHLSYSTEM UND AUSFÜHRUNG

Im Rahmen der Untersuchungen im Probefeld (Bild 13) wurden zwei Stahlpfähle HTM 600/136 gerammt und probebelastet. Pfahl T3 wurde bis 28,50 m Tiefe (22,50 mNN) in den mit relativ weicher Konsistenz anstehenden Geschiebemergel eingebracht. Pfahl T1 wurde zu Vergleichszwecken mit Fußflügeln $\frac{1}{2}$ HTM 600/136 auf 5,00 m Länge ausgestattet, bis 32,50 m Tiefe (-26,00 mNN) gerammt und in den den Geschiebemergel unterlagernden dichten Sand abgesetzt (Bild 14). Die Reaktionspfähle R1 bis R6 wurden sämtlich bis -17,60 mNN gerammt. Die Rammung erfolgte mit einer HITACHI KH 180 und einem Hydraulikbären BSP HH 7S mit 7 t Schlaggewicht.

5.2 STATISCHE PROBEBELASTUNGEN

Es wurde der gleiche Versuchsaufbau wie für die Ort beton-Verdrängungspfähle benutzt (Bild 5). Die Probelastungen wurden etwa vier Monate nach der Pfahlherstellung ausgeführt. Die Widerstands-Verschiebungslinien der beiden Pfähle lassen deutliche Unterschiede und die Wirkung der größeren Einbindetiefe sowie der Ausstattung mit Fußflügeln erkennen (Bild 15). Als Grenzlaster wurde bei dem glatten Pfahl T3 3200 kN erreicht, bei dem 3,5 m längeren und mit Flügeln ausgestatteten Pfahl T1 dagegen 4500 kN.

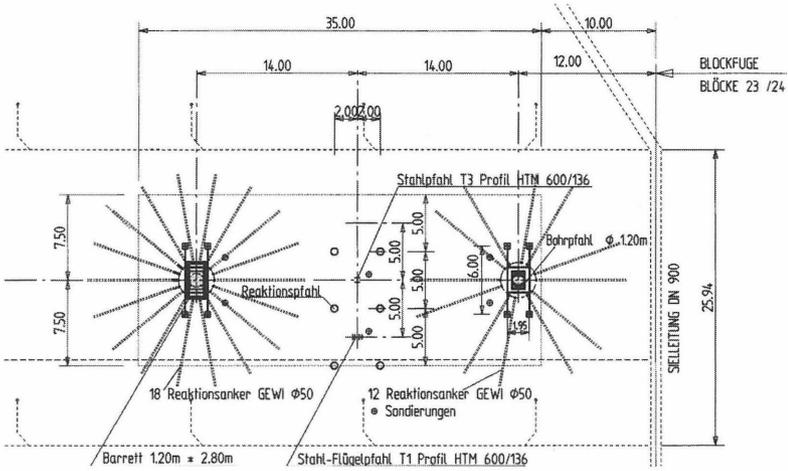


Bild 13: Probefeld

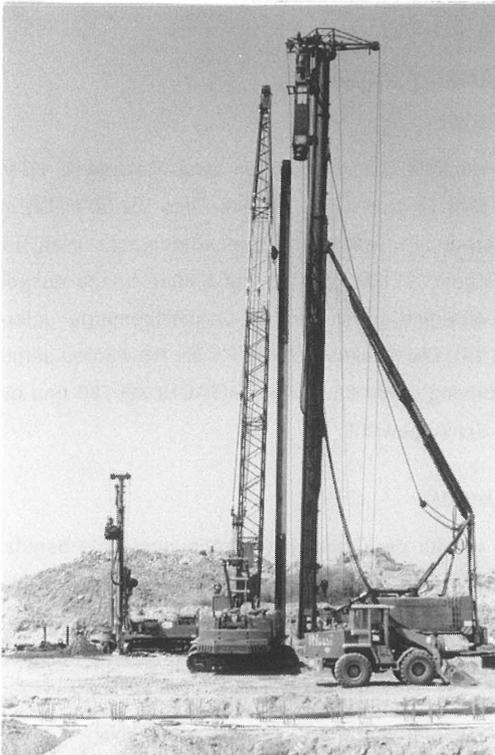


Bild 14: Rammen der Stahl
profilpfähle

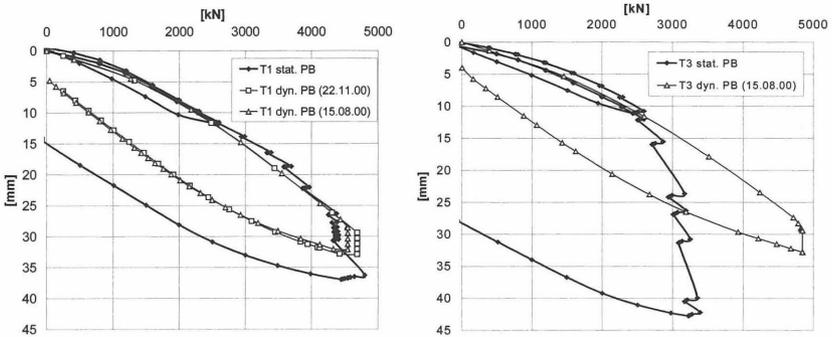


Bild 15: Widerstands-Verschiebungslinien Pfähle T1 und T3

5.3 DYNAMISCHE PROBEBELASTUNGEN

Die dynamischen Pfahltests wurden nach den statischen Probebelastungen ausgeführt. In Bild 15 sind die ermittelten Widerstands-Verschiebungslinien zusammengefasst.

Im Vergleich der Probebelastungen fällt bei Pfahl T3 die erhebliche Abweichung der dynamischen von der statisch ermittelten Grenztragfähigkeit auf, während bei Pfahl T1 praktisch gleiche Grenzlasten ermittelt wurden. Diese Tatsache war Gegenstand intensiver Untersuchungen. Neben der unterschiedlichen Einbindetiefe und Fußausbildung der Pfähle (vgl. 5.1) wurde die Reihenfolge der am gleichen Pfahl ausgeführten Probebelastungen als wesentlicher Grund für die Abweichung erkannt.

Im Allgemeinen bildet sich bei offenen Stahlprofilen infolge der Rammung ein Pfropfen im Fußbereich aus. Dieser konnte anhand der Messsignale der dynamischen Pfahltests in der Systemidentifikation quantifiziert werden. Insbesondere im weichen Geschiebemergel besteht jedoch die Gefahr, dass ein solcher Pfropfen bei einer vorab durchgeführten statischen Belastung durchrutscht. Die Form der Widerstands-Verschiebungslinie der statischen Probebelastung unterstützt diese These. Nach Überschreitung der Maximallast des ersten Lastzyklus versagte der Pfahl im zweiten Zyklus zu Beginn der Weiterbelastung. Es zeigte sich der typische Verschiebungsverlauf eines Pfahles, der seine Lasten vorwiegend über Mantelreibung abträgt, während in der Simulation zur Analyse des dynamischen Tests noch etwa 1,6 MN über die Pfahlspitze abgetragen werden.

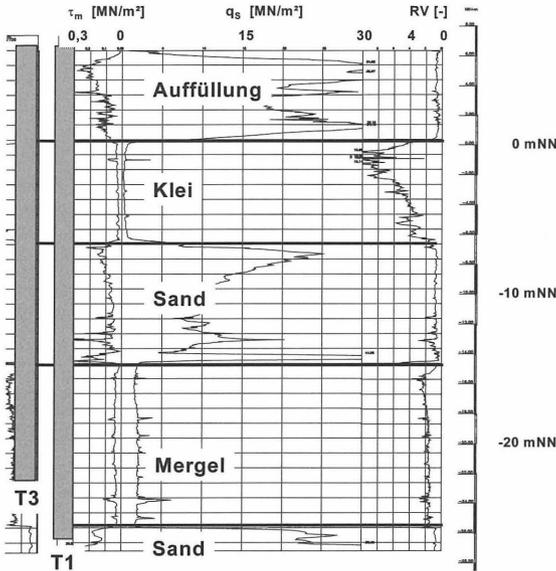


Bild 16:
Drucksondierung und
Pfahlängen im Probefeld

Dieser Vergleich verdeutlicht die Möglichkeiten und Grenzen der dynamischen Pfahlprüfung. Unterscheiden sich die Bedingungen wesentlich von der statischen Probebelastung, sind Vergleiche zwischen statisch und dynamisch ermittelter Grenzlast ohne weitergehende Untersuchungen nicht zielführend.

6 BOHRPFahl UND BARRETTE

6.1 ZWECK UND AUSFÜHRUNG

Wegen der sich bei der Ausführung des 1. Bauabschnittes weicher als erwartet vorgefundenen Konsistenz des Geschiebemergels wurden zur Absicherung des Gründungsentwurfs für den 2. Bauabschnitt alternativ ein Barrette 1,20 m x 2,80 m und ein Bohrpfahl \varnothing 1,20 m im Bereich des Probefeldes hergestellt und probebelastet.

Das Barrette wurde unter Suspensionsstützung bis -21,70 mNN abgeteuft und nach Einbau der Bewehrung im Kontraktorverfahren betoniert. Der Bohrpfahl wurde verrohrt im Greiferverfahren bis -22,60 m abgeteuft und ebenfalls im Kontraktorverfahren betoniert.

Beide Tragelemente wurden zum Zwecke der Abminderung der Mantelreibung zwischen +5,00 m bis -15,50 mNN mit Stahlhülsen ausgestattet (Bild 17).

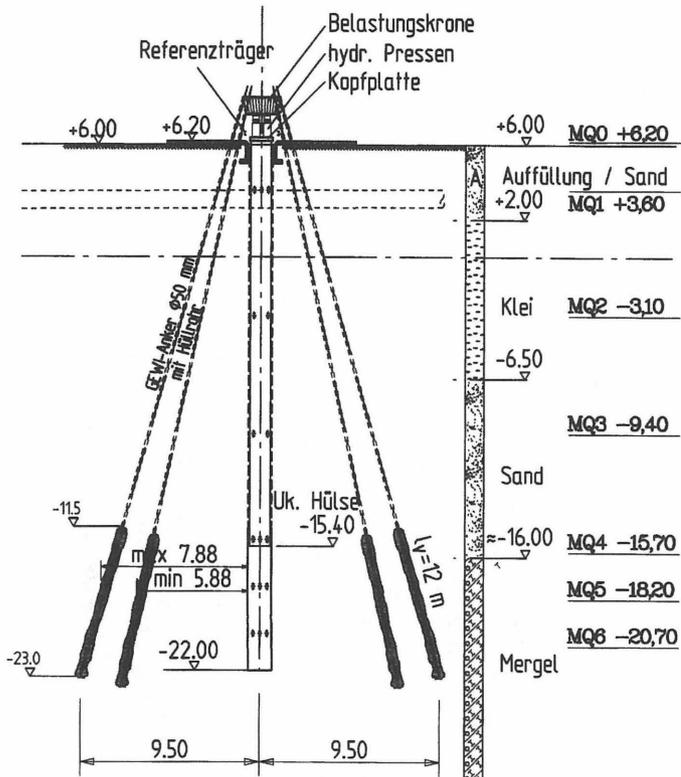


Bild 17: Belastungsaufbau für Bohrpfehl und Barrette

6.2 INSTRUMENTIERUNG UND AUFBAU DER PROBEBELASTUNGEN

Beide Pfähle wurden zur Erfassung der Pfahllängskraft und der Mantelreibung in sechs ausgewählten Messquerschnitten im Pfahlschaft mit zwei bis vier Dehnungsgebern System „schwingende Saite“ ausgestattet (Bild 17). Der oberste Messquerschnitt (MQ1) war

3 m unterhalb des Pfahlkopfes angeordnet, um über die Stauchungen während der Probebelastung den effektiven Elastizitätsmodul direkt zu bestimmen. Die Messquerschnitte MQ4 bis MQ6 lagen im Schaftbereich unterhalb der Hülsen. Der unterste Messquerschnitt MQ6 wurde 1,0 m oberhalb der Pfahlsole angeordnet, so dass durch Extrapolation der Werte aus MQ5 und MQ6 auch der mobilisierte Spitzenwiderstand abgeleitet werden konnte.

Das Belastungs- und Widerlagersystem umfasste eine an 12 bzw. 18 radialsymmetrisch angeordneten Verpressankern fixierte Belastungskrone sowie drei bzw. vier hydraulische Pressen. Die Belastungen wurden gemäß den Empfehlungen der DGGT [6] stufenweise und in drei Zyklen aufgebracht. Während der Stufen wurde die aufgebrachte Last mittels Kraftmessdosen erfasst und über eine Konstanthaltung geregelt (Bild 18).

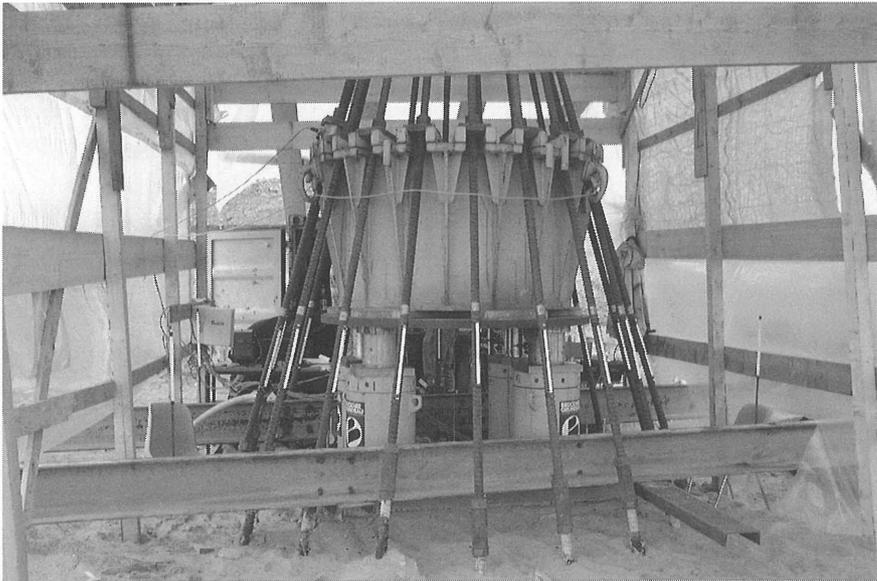


Bild 18: Versuchseinrichtung für Barrette

6.3 STATISCHE PROBEBELASTUNGEN

Die Probebelastungen wurden nur bis zu den durch die zur Verankerung der Belastungseinrichtung an Einstabankern vorgegebenen maximalen Versuchslasten von 10.000 kN

(Bohrpfahl) bzw. 16.000 kN (Barrette) durchgeführt (vgl. Bild 19). Die Grenzlaster der Pfähle wurden nicht erreicht, können aber aus dem extrapolierten Verlauf der Widerstands-Verschiebungslinien nach dem Brinch-Hansen-Kriterium zu 11.750 kN (Bohrpfahl) bzw. 20.000 kN (Barrette) abgeleitet werden.

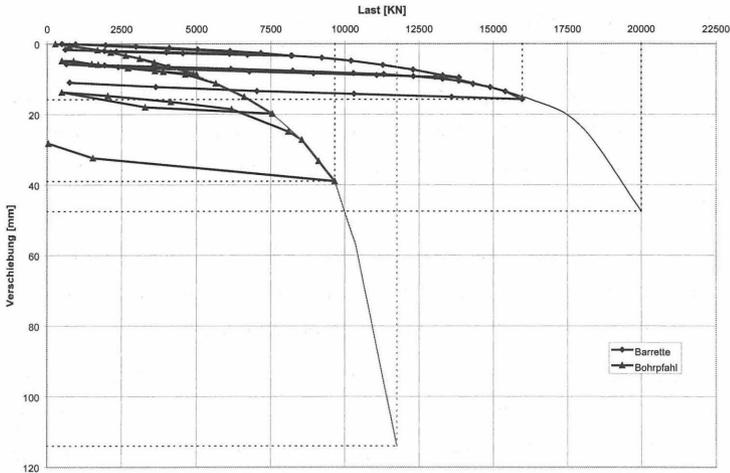


Bild 19: Widerstands-Verschiebungslinien Bohrpfahl und Barrette

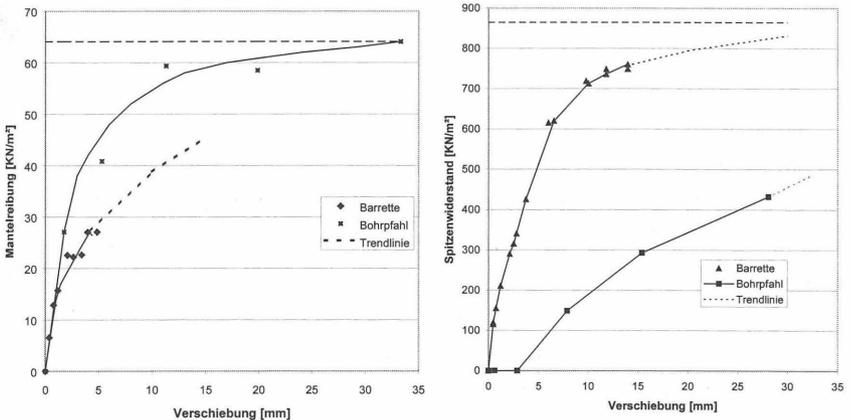


Bild 20: Mantelreibung und Spitzenwiderstand für Bohrpfahl und Barrette im Geschiebemergel

Die Auswertung der Dehnungsmessungen und die Auftragung des Längskraftverlaufes zeigen, dass über die gesamte Schaftlänge Mantelreibung und am Fuß - zumindest bei den höheren Laststufen - Spitzenwiderstand mobilisiert wurde. Die im Geschiebemergel mobilisierten Mantelreibungsspannungen und Spitzenwiderstände sind in Bild 20 abhängig von den tatsächlichen Verschiebungswegen aufgetragen. Für den Bohrpfahl betragen die Grenz-Mantelreibungsspannungen 64 kN/m^2 und liegen damit in gleicher Größenordnung wie für die Verdrängungspfähle. Für das Barrette verläuft die Kurve der mobilisierten Mantelreibung flacher, vermutlich bedingt durch den Bentonit-Filterkuchen in der Grenzfläche. Der Grenzwert der Mantelreibung ist wegen der Verzahnung der Grenzfläche Beton/Boden jedoch auch hier in vergleichbarer Größenordnung zu erwarten, allerdings bei größeren Verschiebungen.

Unerwartet hoch ist der Lastabtrag durch Mantelreibung im Bereich der Hülsen oberhalb des Geschiebemergels. Dies wurde darauf zurückgeführt, dass in den Raum zwischen den Hülsen und dem umgebenden Boden unplanmäßig viel Beton eingeflossen war.

Hinsichtlich des Spitzenwiderstandes ergibt sich im Vergleich der beiden Pfähle ein ähnliches Bild wie bei der Mantelreibung. Wegen der verfahrensbedingt „saubereren“ Grenzfläche wird beim Bohrpfahl der Spitzenwiderstand schneller mobilisiert und beträgt als Grenzspannung über 800 kN/m^2 . Am Fuß des Barrettes erfordert dagegen der Filterkuchen größere Verschiebungswege zur Mobilisierung eines signifikanten Spitzenwiderstandes.

7 VERGLEICH

Die Ergebnisse der Probelastungen an den verschiedenen Pfählen bestätigen die erwartete starke Abhängigkeit, insbesondere der Spitzenwiderstände, von der Pfahlart und den Herstellungsverfahren. So liegen die Spitzenwiderstände für die Ortbeton-Verdrängungspfähle und die Stahlpfähle mit Füßen sowohl im rolligen Untergrund als auch im Geschiebemergel deutlich über denen des glatten Stahl-Verdrängungspfahles, des Bohrpfahles und des Barrettes. Bei dem Bohrpfahl und dem Barrette ist hinsichtlich des Tragverhaltens weiterhin eine starke Abhängigkeit von der Herstellung mit Bentonitstützung bzw. mit Verrohrung gegeben.

Hinsichtlich der Größe der mobilisierbaren Mantelreibung und der Verschiebungswege sind im Geschiebemergel die Unterschiede zwischen den Verdrängungspfählen und dem

Bohrpfahl gering. Nur bei dem Barrette sind größere Wege für die Mobilisierung erforderlich, bedingt durch den Filterkuchen in der Grenzfläche Pfahl/Boden.

Im Ergebnis zeigt sich, dass für die vorliegende Bauaufgabe und den Lastabtrag im Geschiebemergel schlanke Ortbeton-Verdrängungspfähle und Stahlpfähle mit Fuß ein günstigeres Tragfähigkeitsverhalten aufweisen als großformatige Bohrspfähle oder Barrette. Konsequenterweise wurde deshalb das grundsätzliche Ausführungskonzept des ersten Bauabschnittes auch für den zweiten Bauabschnitt beibehalten und wurden allein die Fußausbildungen der Stahlpfähle an den wechselnden Untergrund angepaßt.

8 PROJEKT BETEILIGTE

Bauherr:	Freie und Hansestadt Hamburg Wirtschaftsbehörde, Strom- und Hafenausbau
Auftragnehmer:	Bauabschnitt 1: Arbeitsgemeinschaft Kaimauer Altenwerder BA1: HOCHTIEF AG, Fa. Holst GmbH & Co Bauabschnitt 2: Arbeitsgemeinschaft Kaimauer Altenwerder BA2: HOCHTIEF AG, F+Z Baugesellschaft mbH, Fa. Holst GmbH & Co
Verdrängungspfähle:	GKT Spezialtiefbau GmbH, Hamburg
Dichtwand, Bohrspfähle, Barrette:	Brückner Grundbau GmbH, Essen
Dynamische Pfahltests:	Technische Universität Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik

9 TECHNISCHE DATEN

	BA1	BA2	Gesamt
Kaimauerlänge	947 m	615 m	1562 m
Dichtwand, d = 1,20 m	27.000 m ²	15.600 m ²	42.600 m ²
Spundwände	11.200 t	6.100 t	17.300 t
Reibepfähle Ø 1,20 m	200 Stck. 6.200 m 3.000 t	140 Stck. 4.900 m 2.300 t	340 Stck. 11.100 m 5.300 t
Zugpfähle HTM 600	375 Stck. 17.000 m 2.300 t	190 Stck. 7.800 m 1.100 t	565 Stck. 24.800 m 3.400 t
Ortbeton-Rammpfähle Ø 51 cm	42.100 m 1632 Stck.	23.900 m 909 Stck.	66.000 m 2541 Stck.

10 DANKSAGUNG

Die Autoren danken dem Amt für Strom und Hafengebäude der Freien und Hansestadt Hamburg als Bauherrn sowie den Argen Kaimauer Altenwerder BA1 und BA2, insbesondere deren technischer und kaufmännischer Geschäftsführung, der HOCHTIEF Construction AG, NL CEM, für die gute Zusammenarbeit und die vielen fruchtbaren Anregungen.

LITERATUR

- [1] Miller, Chr. (1999): Hafenerweiterung Altenwerder: Aspekte zur Planung der Kaianlage; *Hansa 10/1999*
- [2] Wittwer, G. & Krefft, R. (1999): Hafenerweiterung Altenwerder Bau der Liegeplätze 1 und 2; *Hansa 10/1999*
- [3] Freie und Hansestadt Hamburg (1999): Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer, 1. Bauabschnitt; *Prospekt, Freie und Hansestadt Hamburg, Strom- und Hafengebäude*
- [4] Freie und Hansestadt Hamburg (2001): Hafenerweiterung Altenwerder, Neubau Ballinkai, 2. Bauabschnitt; *Prospekt, Freie und Hansestadt Hamburg, Strom- und Hafengebäude*
- [5] Kirsch, F., Huch, T. & Schallert, M. (2001): Der Einsatz dynamischer Pfahlprüfungen zur Gründungsoptimierung des Container Terminals Altenwerder; *Pfahl-Symposium 2001, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 65*
- [6] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik: Empfehlungen für statische axiale Probebelastungen (1998); *zu beziehen durch IGB·TUBS, Braunschweig*
- [7] Meyer-Auhage, R. (2002): Bauvorhaben Containerterminal Altenwerder; *Stahl-Informations-Zentrum, Dokumentation 576: Stahlspundwände (4) – Planung und Anwendung*

AUTOREN

Dr.-Ing. Wolf-R. Linder, Brückner Grundbau GmbH, Am Lichtbogen 8, 45141 Essen

Dipl.-Ing. Björn Böhle, Brückner Grundbau GmbH, Am Lichtbogen 8, 45141 Essen

Dipl.-Ing. Torsten Schröder, GKT Spezialtiefbau GmbH, Winsberggring 3, 22525 Hamburg

Dipl.-Ing. Fabian Kirsch, IGB·TUBS, Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

GKT Spezialtiefbau GmbH



Hamburg
Winsbergring 3
22525 Hamburg

Telefon: (040) 853 254 – 0
Telefax: (040) 853 254 – 40

Geschäftsstelle Rostock
Silder Moor 12
18196 Kavelstorf

Telefon: (038208) 83 7 – 0
Telefax: (038208) 83 7 – 20

e-mail: info@gktspezi.de
internet: www.gktspezi.de

TIEFGRÜNDUNGEN

Ortbetonrammpfähle, Verdrängungsbohrpfähle, Kleinverpresspfähle, Großbohrpfähle

KOMPLETTBAUGRUBEN

Bohrpfahlwände, Berliner und Essener Verbau, Spundwände, Dichtwände in Schlitzwandbauweise

BERATUNGEN UND PROBLEMLÖSUNGEN

PFAHLGRÜNDUNGEN IM RAHMEN DES TAIWAN HIGH SPEED RAIL PROJEKTS

Dr.-Ing. Martin Empelmann, Dipl.-Ing. Stephan Hamm,
HOCHTIEF Consult, Essen

ZUSAMMENFASSUNG

Die zur Zeit im Bau befindliche etwa 350 km lange High Speed Rail Verbindung zwischen Taipei und Kaohsiung ist zur Zeit das größte Infrastrukturprojekt der Welt und für das Land Taiwan mit seinen erheblichen verkehrstechnischen Problemen von herausragender Bedeutung. Im Rahmen dieses Projektes wurde das HBP Joint Venture HOCHTIEF, Ballast Nedam und Pan Asia mit der Erstellung eines etwa 40 km langen Loses C250 beauftragt, für das HOCHTIEF Consult in Essen als General-Planer tätig ist.

Die Besonderheiten dieses Loses im Hinblick auf die zahlreich ausgeführten Ortbetonpfahlgründungen sind:

- eine Streckenführung, die weitgehend durch sehr dicht besiedelte Landesteile geht, und daher die Planung und Erstellung von vielen verschiedenen Brückentypen unter beengten Platzverhältnissen erforderlich macht.
- die Querung von einer Reihe von Flüssen, die aufgrund der Topographie Taiwans und ihres Abflussverhaltens während der Regenzeit besondere Anforderungen an die Auslegung, Konstruktion und die Herstellung der Pfahlgründungen stellen.
- die Lage Taiwans in einem seismisch hochaktiven Gebiet, die zu Gründungsbeanspruchungen führt, die deutlich über den Verhältnissen anderer Hochgeschwindigkeitsprojekte liegen.

1 VORSTELLUNG DES PROJEKTES

Weltweit ist ein zunehmender Trend zum Neubau von Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnen (High Speed Railways) festzustellen. Neben zahlreichen Strecken in Europa, wie z.B. in Deutschland, Frankreich, Italien und den Benelux-Staaten, sind insbesondere in Asien in jüngster Vergangenheit zahlreiche große Projekte realisiert worden.

In den frühen 90-er Jahren wurden von der taiwanesischen Regierung erste Pläne für eine Hochgeschwindigkeitsbahnstrecke zwischen Taipei und Kaohsiung - den beiden größten taiwanesischen Städten - entwickelt, um die weitere industrielle Entwicklung Taiwans und die Stellung des Landes im asiatischen Raum zu sichern.

So hat das Land Taiwan in den letzten Jahrzehnten einen rasanten wirtschaftlichen Aufstieg genommen und gehört in den Bereichen der Informationstechnologie zu einer der führenden Nationen in der Welt. Außerdem weist Taiwan mit einer Einwohnerzahl von etwa 21 Millionen und einer Fläche von rund 36000km² eine extreme Bevölkerungsdichte auf, die zu erheblichen Verkehrsproblemen führt.

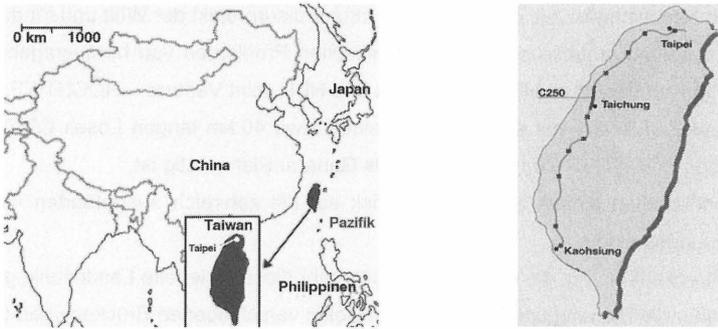


Abbildung 1: Geographische Karte und Lageplan der Taiwan High Speed Railway (THSR)

Nachdem 1998 ein Betreiber-Konsortium (THSRC = Taiwan High Speed Rail Corporation) mit einem 80%igen Anteil von privaten Investoren und einer 20%igen Beteiligung des Staates Taiwan gegründet wurde, welches nach der Bereitstellung von privaten Geldern für den Bau eine 35-jährige Konzession für den Betrieb der Strecke erhält, sind seit Anfang 2000 die einzelnen Bau Lose vergeben und in der Ausführung. Die Eckdaten des Projektes und die der Neubaustrecke Köln-Frankfurt als Vergleich sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

	THSR Taiwan	NBS Köln-Frankfurt
Bauinvestitionen:	7,7 Mrd. Euro	4,1 Mrd. Euro
Gesamtstreckenlänge:	345 km	177km
Entwurfsgeschwindigkeit:	350 km/h	300 km/h
Bauzeit:	5 Jahre	6 Jahre

Tabelle 1: Eckdaten des Gesamtprojektes THSR und der ICE-Neubaustrecke Köln-Frankfurt

Das HBP Joint Venture, mit der HOCHTIEF Construction AG als Federführer (55%) und den Partnern Ballast Nedam International (30%) sowie Pan Asia Corporation (15%), hat den Auftrag für das 39,8 km lange Los C250 erhalten. Dieses liegt etwa in der Mitte der Gesamttrasse und führt an Taichung, der drittgrößten Stadt Taiwans (1,2 Mio. Einwohner), vorbei. Tabelle 2 fasst die projektspezifischen Daten des Loses C250 zusammen.

Streckenlänge:	42,5 km (inklusive Abzweigungsstrecken zum Wujih-Depot)		
aufgegliedert in:	Brücken:	39,0 km	(91,8%)
	Tunnel:	0,7 km	(1,6%)
	Erdbauwerke:	2,8 km	(6,6%)
Auftragswert:	774 Mio. Euro		
Bauzeit:	50 Monate (Beginn: 01.05.2000; Bauende: 29.06.2004)		

Tabelle 2: Kenndaten des Loses C250

Los C250 zeichnet sich durch einen extrem hohen Anteil an Brückenbauwerken aus. Dieser resultiert zum einen aus der aufgeständerten Bauweise, in der diese Hochgeschwindigkeitsstrecke hergestellt wird, und zum anderen durch die Trassenführung im Einzugsgebiet der Großstadt Taichung. Durch die verschiedenen topographischen Randbedingungen umfassen diese Brückenbauwerke nahezu die gesamte Palette des Brückenbaus und gliedern sich im einzelnen wie folgt auf.

Spannbeton-Fertigteillbrücken (Type I)	26,94 km
Spannbeton-Rahmenbrücken (Type II)	1,85 km
Spannbeton-Brücken mit Vorschubrüstung (Type III)	3,96 km
Spannbeton-Brücken mit ortsfester Schalung	0,86 km
Spannbetonverbundbrücken mit T-Trägern und Ortbetonergänzung	3,59 km
Stahlverbundbrücken als Taktschiebebrücke	0,26 km
Stahlfachwerkbrücken	1,53 km

Tabelle 3: Zusammenstellung der ausgeführten Brückenbauwerke

Die Gründungen dieser Brückenbauwerke werden entsprechend den Gründungsbelastungen, den topographischen Randbedingungen dabei insbesondere in Flüssen oder Überflutungsbereichen und den vorliegenden Baugrundverhältnissen entweder als Flachgründungen oder als Pfahlgründungen ausgeführt. Von den insgesamt 1159 Gründungen im Los C250 werden 307 als Pfahlgründungen und 852 als Flachgründungen hergestellt.

Es kommen Bohrpfähle mit 1,50 m, 1,80 m und 2,00 m Durchmesser und einer Gesamtpfahllänge von über 38 km zum Einsatz.

Pfahldurchmesser	Pfahlanzahl	Pfahllänge
1,50 m	1410	24376
1,80 m	339	5530
2,00 m	361	8881

Tabelle 4: Zusammenstellung der Kenndaten der Pfahlgründungen

Das Joint Venture hat im Rahmen des Design & Build Vertrages die volle Planungsverantwortung, von der Trassierung über die Koordination mit Behörden und Dritten bis zu allen technischen Unwägbarkeiten (z.B. Baugrund). Der Entwurf und die Ausführungsplanung wurden an die HOCHTIEF Consult, Essen beauftragt; die Planung erfolgte unter Einbindung taiwanesischer und internationaler Planungsbüros.

2 GEOTECHNIK

Das Los C250 liegt an der westlichen Grenze des Taichung Beckens, einer weit ausgehenden Überlagerungszone, die aus einigen hundert Meter dicken pleistozänen Sedimenten aufgebaut ist und dem tertiären Fels überlagern.

Im wesentlichen sind folgende Bodenarten vorhanden:

- Conglomerate : Sehr dicht gelagerte Kiese mit einem Anteil an Steinen und einem zementierten feinen, schluffigen Sand
- Sandstone, Mudstone : Kohäsive Sedimente aus Sand, Schluff, Ton und Kiesen
- Laterite : Weich bis steif plastische schluffige Tone oder tonige Schluffe



a.) Conglomerate

b.) Sandstone

c.) Laterite

Abbildung 2: Bodenarten

In den folgenden Bildern sind die vorwiegend vorkommenden Bodenprofile mit ihrem ungefähren Streckenanteil zusammengestellt:

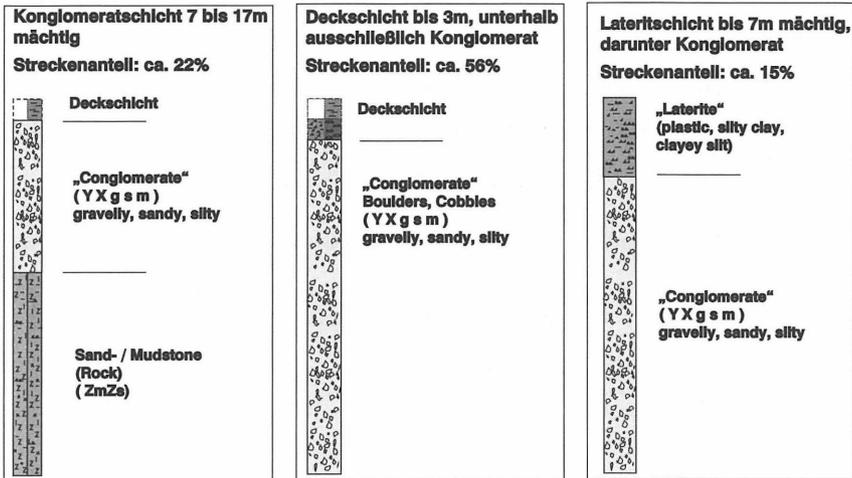


Abbildung 3: Maßgebende geologische Schnitte

Die geologische und geotechnische Situation entlang der Strecke wurde durch zahlreiche Bohrungen und Tests erschlossen. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit und des Verformungsverhaltens wurden unter anderem folgende Versuche durchgeführt:

- Laboruntersuchungen bzgl. Kornverteilung, Wichte, Scherfestigkeiten, etc.
- Vertikale Plattendruckversuche mit 30 cm bis 90 cm Durchmesser, aber auch als Großversuch mit 1,50 m Durchmesser
- Messungen der Scher- und Druckwellengeschwindigkeit für die seismischen Bodenkenngrößen
- Seitliche Plattendruckversuche
- Pressiometertests
- Durchlässigkeitsversuche
- 1:1 Pfahltests

Daraus ergaben sich folgende mittleren Bodenparameter für die statischen und dynamischen Berechnungen:

	γ_n [kN/m ³]	γ [kN/m ³]	ϕ [-]	c [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	E_d [MPa]	G_{dyn} [MPa]	ν [-]
Laterite	19		27,5	5	50	12	50	0,40
Conglomerate	23	13	40	-	-	300	750	0,475
Mudstone + Sandstone (Clay)	21	11	25	30	250	100	500	0,45
Mudstone + Sandstone (Sand)	20,5	11	35	10	50	200	500	0,45

Tabelle 5: Mittlere Bodenparameter

Als geotechnische Kenngrößen für die Bemessung der Großbohrpfähle wurden folgenden Werte ermittelt:

	Mantelreibung Zug [kN/m]	Mantelreibung Druck [kN/m]	Spitzendruck [kN/m]
Conglomerate	250	320	6000
Mudstone + Sandstone	100	120	4000

Tabelle 6: Pfahlkenngrößen

3 WASSERMANAGEMENT UND MÖGLICHE KOLKUNGEN

Taiwan liegt an der subtropischen Zone mit hohen Temperaturen und ebenso hohen Niederschlagsmengen. Das Land wurde in den letzten 100 Jahren von insgesamt 350 Taifunen und über 1000 tropischen Stürmen heimgesucht.

Die damit verbundenen exzessiven Regenfälle konzentrieren sich im wesentlichen auf die Sommermonate Mai bis Oktober mit etwa 78 % des Jahresniederschlags. Das Jahresmittel der Niederschläge liegt bei etwa 2500 mm, mit bis zu 3000 bis 5000 mm in den Bergregionen. Teilweise treten Niederschlagsmengen von über 1000 mm an einem einzelnen Tag auf. Zum Vergleich: In Deutschland liegt das Jahresmittel bei etwa 800 mm.

Zusammen mit der Morphologie Taiwans, die auf einer Inselbreite von nur etwa 140 km ein bis zu 3997 m hohes Faltengebirge aufweist, ergeben sich Flüsse, die im weltweiten Vergleich die steilsten Gefälle, die größte Abflussmenge pro km Einzugsfläche und die kürzesten Scheitelzeiten haben.

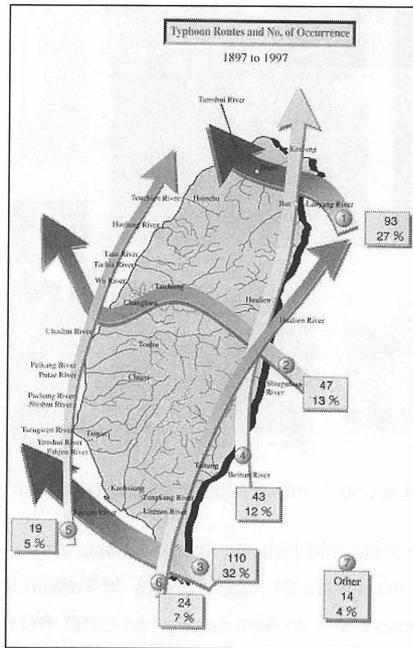


Abbildung 4: Auftreten und Zugbahn der Taifune von 1897 bis 1997

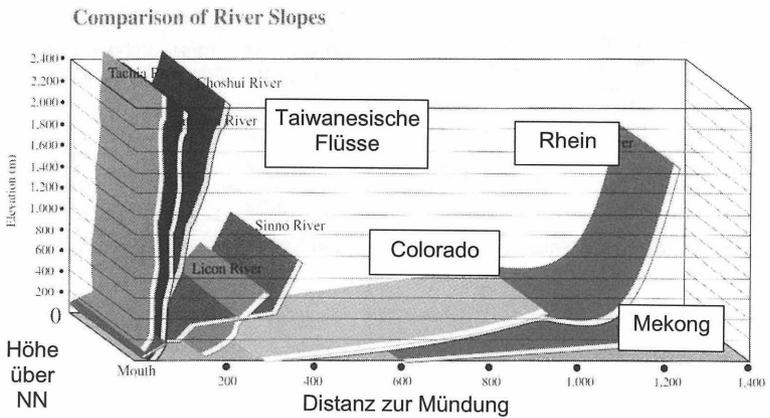


Abbildung 5: Qualitativer Vergleich der Flussgefälle

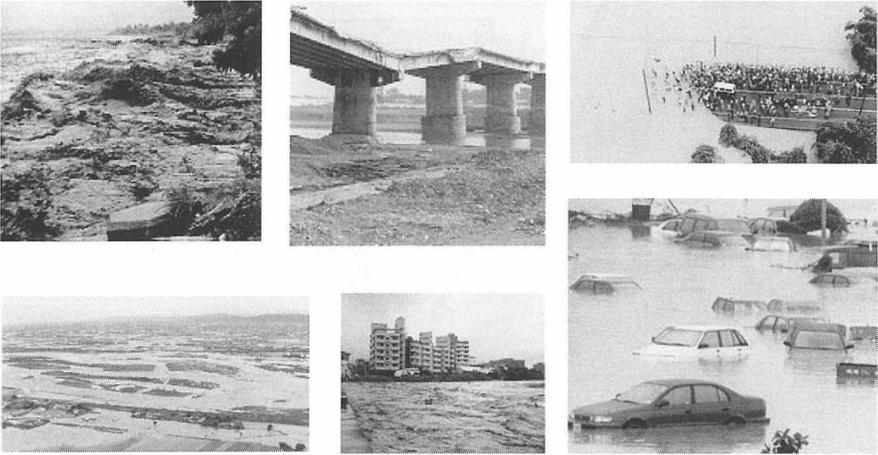


Abbildung 6: Impressionen nach einem Taifun

Dadurch erfahren Deichschutz und Kolkschutz der Flussbrücken eine besondere Bedeutung in Taiwan. Von den insgesamt 21 Major Rivers in Taiwan liegen 14 im Bereich der Hochgeschwindigkeitstrasse und 4 im Bereich von Los C250. Bei der Dimensionierung der Pfahlgründungen in diesen Flussbereichen mussten, neben den hohen Strömungsdrücken, mögliche Auskolkungen berücksichtigt werden. In der folgenden Tabelle sind die jeweiligen Berechnungsannahmen zusammengestellt.

Fluss	Kolk-tiefe [m] 200-Jahr Taifun	Kolk-tiefe [m] 1-Jahr Taifun	Strömungs- geschwindigkeit (m/s) 200-Jahr Taifun	Strömungs- geschwindigkeit (m/s) 1-Jahr Taifun
Ta-An	11,20	9,18	5,27	3,45
Ta-Chia	12,67	10,51	4,98	2,81
Fa-Tzu	9,90	8,03	3,94	2,73
Chu	10,46	9,66	4,52	4,00

Tabelle 7: Zusammenstellung der anzusetzenden Kolk-tiefen und Strömungsdrücke

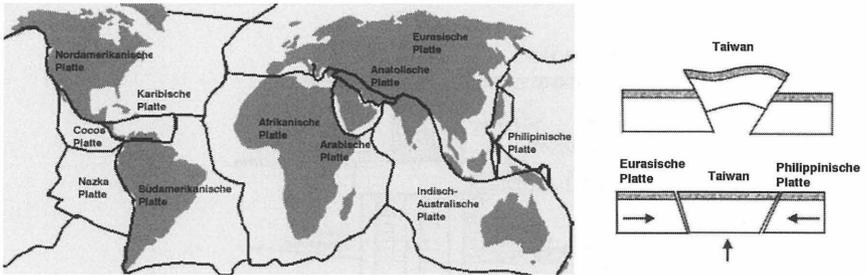


Abbildung 8: Plattentektonik und Situation in Taiwan

Vom Zerstörungspotential her ist das Erdbeben mit der Stärke $M=7,6$ auf der Richterskala, dass sich am 21. September 1999 in Taiwan ereignete und rund 2300 Todesopfer forderte, noch in frischer Erinnerung.

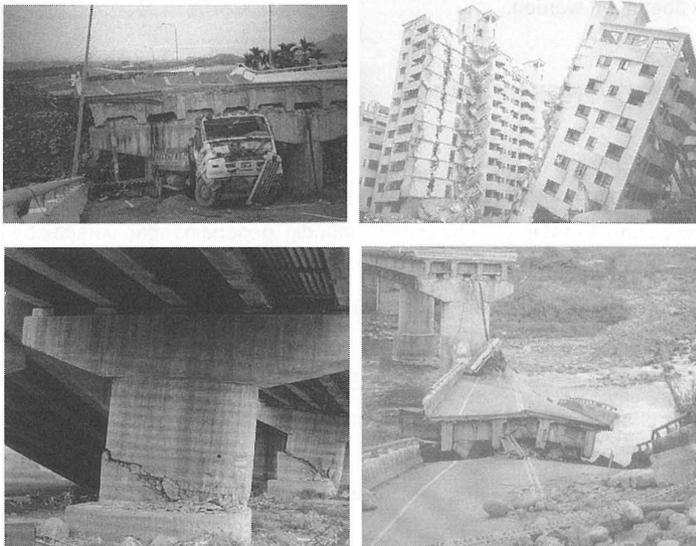


Abbildung 9: Schadensbilder vom Chi-Chi Erdbeben (21.09.1999)

4.2 Antwortspektrum und Erdbebenklassifikation

Die Berechnung der Erdbebenbeanspruchungen erfolgt mit der Methode der statischen Ersatzkräfte oder mit dem Antwortspektrenverfahren. Das aufwendige und genaue Zeit-

verlaufsverfahren ist auf spezielle Nachweise- und Verformungsberechnungen beschränkt. Ein Eingangsparameter für diese Verfahren ist das in Abbildung 10 dargestellte elastische Antwortspektrum, welches im Hauptvertrag mit dem Bauherrn vorgegeben und abhängig vom Bodentyp ist.

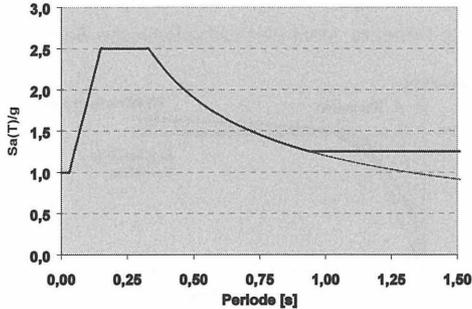


Abbildung 10: Elastisches Antwortspektrum für den Bodentyp I (fester Boden)

Je nach Auftretenswahrscheinlichkeit werden verschiedene Bemessungserdbeben unterschieden (vgl. Abbildung 11). Dabei ergibt sich aus der Lage des Bauwerks eine Bodenbeschleunigung von $a=0,34g$ (Zone IB) bzw. $a=0,28g$ (Zone II). Etwa 2/3 der Strecke des Loses C250 befinden sich in Zone IB, und etwa 1/3 der Strecke liegt in Zone II.

• Type I Earthquake	
⇒ Sicherheitsbeben	
⇒ Wiederkehrperiode: 950 Jahre	$a = 0.34g$ bzw. $0.28g$
⇒ „Repairable Damage“ = Plastische Bemessung (Ultimate)	
• Type II Earthquake	
⇒ Betriebsbeben	
⇒ Wiederkehrperiode: 50 Jahre	$a = 0.33 \cdot 0.34g = 0.113g$
⇒ Elastische Bemessung (Service)	bzw. $0.33 \cdot 0.28g = 0.093g$
• Construction Earthquake	
⇒ Zeitweilige Bauzustände	$a = 0.25 \cdot 0.34g = 0.085g$
⇒ Elastische Bemessung (Service)	bzw. $0.25 \cdot 0.28g = 0.070g$

Abbildung 11: Bemessungs-Erdbeben nach Vertrag

4.3 Kapazitätsbemessung

Stahlbetonstrukturen sind keine rein elastischen Elemente, sondern das Kraft-Verformungsverhalten verläuft aufgrund des nichtlinearen Materialverhalten des Betons und des Betonstahls und aufgrund der Rissbildung des Betons gekrümmt. Dieses wird durch die Darstellung in Abbildung 12 verdeutlicht. Häufig wird das gekrümmte Verformungsverhalten durch eine bilineare, ideal-elastisch-plastische Beziehung angenähert.

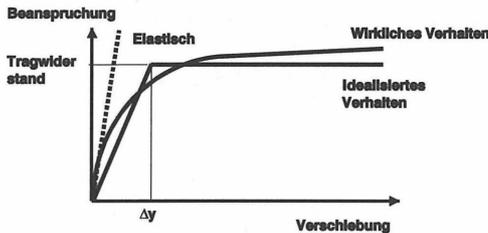


Abbildung 12: Kraft - Verformungsverhalten von Stahlbeton

Aufgrund dieser Nichtlinearität ergibt sich nun für eine Stahlbetonkonstruktion im Falle einer Erdbebenbeanspruchung die Möglichkeit einer Plastifizierung. Mit dieser Plastifizierung ist eine Reduzierung der Steifigkeit, und damit eine Reduzierung der Erdbebenbeanspruchung verbunden.

Den Einfluss der Duktilität auf den Tragwiderstand eines Bauwerks verdeutlicht Bild 13. Eine rein elastische Bemessung erfordert einen hohen Tragwiderstand und damit entsprechend starke Querschnitte. Eine Bemessung mit einem mäßigen duktilen Verhalten erfordert einen mittleren Tragwiderstand, wogegen bei Ausnutzung der vollen Duktilität das System so weich wird, und die einwirkenden Erdbebenkräfte so klein werden, dass nur noch ein geringer Tragwiderstand vom System zu leisten ist. Die Ausnutzung dieser hohen Duktilität führt im Erdbebenfall aber zu erheblichen Schäden an den Stahlbetonkonstruktionen. Insofern lässt man bei der Auslegung der plastischen Gelenke i.a. nur eine mäßige Duktilität zu, so dass die Aufwendungen für die Instandsetzungsmaßnahmen nach einem Sicherheitserdbeben begrenzt sind (Tabelle 8).

Wall Type Pier (Pfeilerscheibe)	$R_a = 1.44$
Single Column (Einzelstütze)	$R_a = 2.00$
Multiple Column Bent (Rahmen)	$R_a = 3.10$

Tabelle 8: Duktilitätsfaktoren nach Vertrag

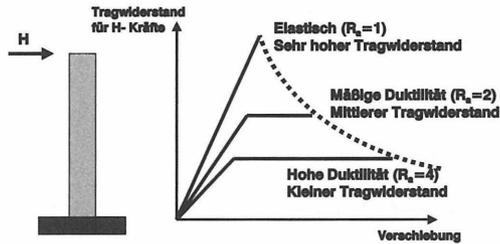


Abbildung 13: Möglichkeiten zur Ausbildung eines Tragwerks

Mit der Duktilität einer Stahlbetonkonstruktion ist die Grundlage für die Anwendung der Kapazitätsbemessung gegeben. Diese wurde vor allen Dingen in Neuseeland von Prof. T. Paulay entwickelt. In Anlehnung an ihn kann folgende Definition der Kapazitätsbemessung angegeben werden:

1. In einem Tragwerk mit Erdbebeneinwirkung werden die plastifizierenden Bereiche bewusst gewählt und so festgelegt, dass ein geeigneter plastischer Mechanismus entsteht.
2. Die plastifizierenden Bereiche werden so bemessen und konstruktiv durchgebildet, dass sie genügend duktil sind.
3. Die übrigen Bereiche werden mit zusätzlichem Tragwiderstand (Kapazität) versehen, damit sie elastisch bleiben, wenn die plastifizierenden Bereiche ihre Überfestigkeit entwickeln.

Bei den im Taiwan High Speed Rail Projekt vorliegenden Tragstrukturen einer aufgeständerten Fahrbahn wird das plastische Gelenk zweckmäßig am Stützenfuß angenommen. Alle übrigen anschließenden Tragstrukturen sollen im Falle eines Sicherheitserdbebens (Typ I) elastisch bleiben und müssen daher für eine möglich Überfestigkeit im plastischen Gelenk bemessen werden. Damit wird sichergestellt, dass das plastische Gelenk auf jeden Fall am Stützenfuß und nicht zufällig an einer beliebigen Stelle im Tragwerk auftritt, die dafür nicht bemessen oder konstruktiv durchgebildet ist.

Die Notwendigkeit einer Bemessung für mögliche Überfestigkeiten führt aber dazu, dass die an das Plastic Hinge anschließenden Tragwerksteile für die sogenannten Überfestigkeitsfaktoren (Over-Strength-Factors) dimensioniert werden müssen. In Abbildung 14

sind einige Einflüsse auf diesen Überfestigkeitsfaktor aufgeführt, und eine quantitative Spezifizierung vorgenommen worden.

• Bemessungswert der Beanspruchung infolge Erdbeben allein	100%
• Sicherheitsbeiwert für Materialfestigkeit	133%
• Berücksichtigung der möglichen Überfestigkeit (Stahlkennlinie)	130%
• Effektive Bewehrung > erforderliche Bewehrung (z.B. infolge unterschiedlicher Lastfälle, Mindestbewehrung, etc.)	≈ 115%
<hr/>	
• Überfestigkeitsfaktor	$\theta = \frac{R_0}{S_E} = \frac{1,33 \cdot 1,30 \cdot 1,15}{1,00} = 2,00 = 200\%$

Abbildung 14: Kapazitätsbemessung Gründe für Überfestigkeit

In Bild 15 sind die Auswirkungen dieses Überfestigkeitsfaktors für die Unterbaustrukturen am Beispiel einer Pfahlgründung dargestellt. Zunächst werden die Erdbebenbeanspruchungen über den Duktilitätsfaktor abgemindert, und anschließend werden alle Tragwerkselemente außer der Biegebewehrung im plastischen Gelenk wieder mit dem Überfestigkeitsfaktor erhöht.

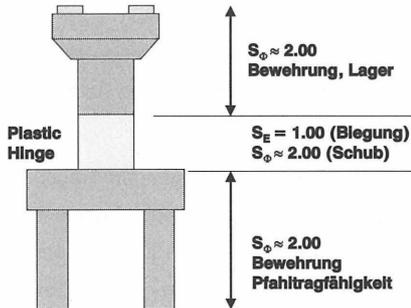


Abbildung 15: Einfluss der Überfestigkeit auf anschließende Bauteilstrukturen

5 BERECHNUNG UND BEMESSUNG DER PFAHLGRÜNDUNGEN

5.1 Allgemeines

Der größte Teil der Oberbauten (27 km, entspricht 68% der Strecke in C250) wird als Spannbeton-Fertigteilträger hergestellt. Dieses Brückensystem besteht aus Hohlkasten-Einfeldträgern mit Längen von 25 m, 30 m und maximal 35 m.

Da der angetroffene Boden in Los C250 recht gleichförmig ansteht, werden Pfahlgründungen je nach Erdbebenzone, anschließenden Trägertypen und Stützenquerschnitten in Gründungsklassen (Foundation Categories) eingeteilt, es wird also nach Möglichkeit nicht jede Gründung einzeln berechnet.

Exemplarisch wird im Folgenden auf die Berechnung einer Pfahlgründung im Bereich einer im Fluss liegenden Einfeldträgerbrücke eingegangen.

5.2 Geometrie

Standardmäßig kommen Rundstützen mit Stahlbetonvollquerschnitt zum Einsatz, in Flussbereichen fordert die lokale Wasserbehörde nur einen gewissen Prozentsatz des angeströmten Querschnittes durch die Stützen zu blockieren, es kommt daher auch zur Ausführung von ovalen Stützen. Abhängig von dem Einfallwinkel der Flüsse zur Achse der Hochgeschwindigkeitsstrecke sind oval Stützen relativ zur Pfahlkopfplatte gedreht.

Standardmäßig kommen 4 Pfähle zum Einsatz, die Pfahlkopfplatte ist quadratisch mit Abmessungen bis zu maximal 10,6 m x 10,6 m und 3,7 m Höhe. Der Randabstand Außenkante Pfahlkopfplatte zu Außenkante Pfahl beträgt mindestens 30 cm. Der Achsabstand der Pfähle beträgt mindestens 2,5 x Pfahldurchmesser.

Die Oberkante der Pfahlkopfplatte bestimmt sich entsprechend der Vorgaben der Wasserbehörde im Flussbereich, eine Mindestbodenüberdeckung der Pfahlkopfplatte von 60 cm muss immer eingehalten werden.

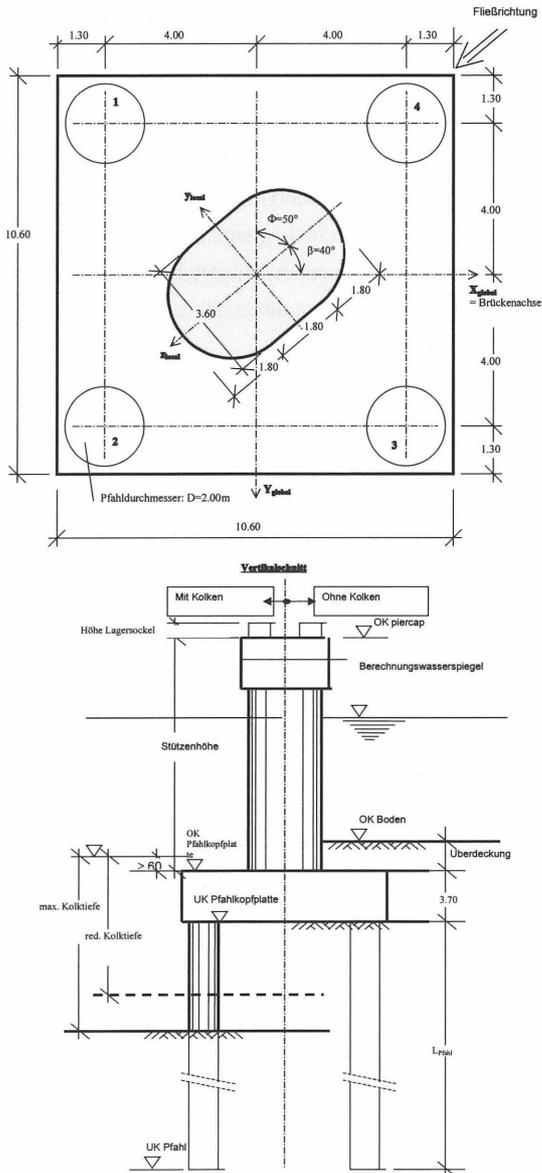


Abbildung 16: Grundriss mit ovaler Stütze (Beispiel)

5.3 Materialien

Die Pfähle werden mit einem Beton mit einer 28 Tage Festigkeit von 24 N/mm^2 hergestellt, die Rechenfestigkeit beträgt $f_{ci}' = 19.2 \text{ N/mm}^2 (= 0.8 \cdot f_{ci}')$.

Die Bewehrung wird mit Durchmessern bis 36 mm, in Ausnahmefällen wird ein Durchmesser $D = 57 \text{ mm}$ eingesetzt. Die rechnerischen Fließspannung der Betonstähle beträgt 412 N/mm^2 .

Die Mindestanforderung an die Betonüberdeckung beträgt 75 mm, bedingt durch das verrohrte Herstellen werden die Pfähle mit einem Wert von $c = 100 \text{ mm}$ berechnet.

Die Mindestbewehrung der Längsbewehrung errechnet sich nach lokaler taiwanesischer Norm zu 0,5 % des Betonquerschnittes, 6 % des Betonquerschnittes sind als Maximalwert einzuhalten.

Die Schubbewehrung wird nicht als Wendel, sondern als geschweißter oder gepunkteter Bügel mit Endhakenverankerung $D = 25 \text{ mm}$ ausgeführt.

Die Maximalabstände der Schubbewehrung sind auf 30 cm, in Stoßbereichen der Längsbewehrung auf 15 cm begrenzt.

5.4 Kolken

In Flussbereichen mit ungesicherter Sohle werden die Kolkiefen für 1 Jahres und 200 Jahres Regenereignisse berechnet. Die Kolktiefe aus 200 Jahresregenereignis wird als maximale Kolktiefe ausgewiesen und kann bis zu 11 m betragen. Die Kolktiefe errechnet sich ab existierender Oberkante Gelände. Die Wasserbehörden sehen in manchen Flussbereichen eine spätere Flussvertiefung vor, hier errechnet sich die Kolktiefe von der geplanten Fußsohle.

In den Lastfallkombinationen mit dem maximalen Bemessungserdbeben wird die 1 Jahres-Kolktiefe berücksichtigt, ansonsten die maximale Kolktiefe.

5.5 Rechenablauf

Zur Berechnung der Pfahlgründung ist es zuerst erforderlich mit den Lasten und Lastfallkombinationen aus dem Überbau die Schnittgrößen im plastischen Gelenk am Stützenfuß zu bestimmen. Hierfür stehen grundsätzlich zwei Rechenmethoden zur Verfügung:

- Die Berechnung am statischen Ersatzsystem als Kragarm-Mehrmasenschwinger
- Die dynamische Berechnung unter Abbildung von mehreren Stützen und Feldern des Oberbaus

Bei Änderung des Brückenoberbautypes (z.B.: Einfeld-, Durchlaufträger) und bei Steifigkeitsverhältnissen benachbarter Stützen größer als 2 bzw. kleiner als 0,5 wird grundsätzlich eine dynamische Rechnung durchgeführt. Für die Berechnung der Steifigkeitsverhältnisse sind wiederum unterschiedliche Kolkszenarien benachbarter Stützen entsprechend Abbildung 17 zu berücksichtigen.

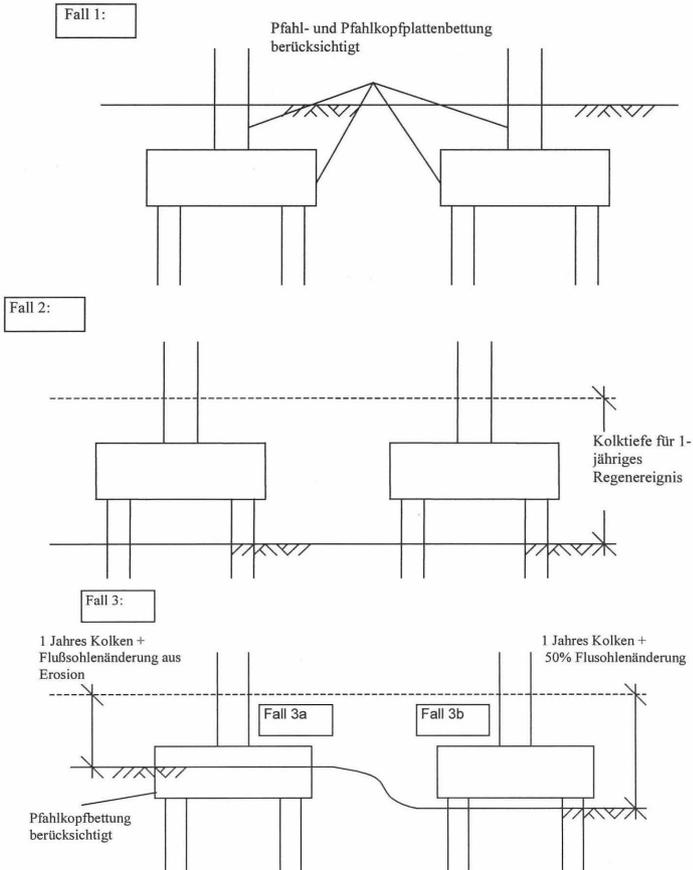


Abbildung 17: Unterschiedliche Kolkszenarien

Mit den Schnittgrößen am Stützenfuß wird die Bewehrung im plastischen Gelenk am Stützenfuß bestimmt. Daraus resultiert der Materialwert M_{pl} (plastisches Moment), der mit dem Programm PCACOL berechnet wird. Die Berechnung der anschließenden Bauteile

unterhalb des plastischen Gelenkes (Pfahlkopfplatte Pfähle) erfolgt mit dem 1,3-fachen Wert von M_{pl} , wobei 1,3 der overstrength Faktor ist.

5.6 Rechenmodell

Die Berechnung der Pfahlgründungen erfolgt mit einem räumlichen Stabwerksmodell.

Die einzelnen Pfähle werden über kinematische Kopplungen biegesteif an die Pfahlkopfplatte angeschlossen.

Die Pfähle sind horizontal und vertikal gebettet unter Ansatz von bilinearen Fließfedern. Horizontale Federn simulieren die Bettung, vertikale Federn repräsentieren die Mantelreibung am Pfahlumfang und zusätzlich den Spritzendruck durch eine Einzelfeder am Pfahlfuß. Die Steifigkeitswerte der Federelemente werden mit entsprechenden Berechnungsansätzen aus den geotechnischen Bodenkennwerten ermittelt. Außerdem wurde die Berechnungsergebnisse aus dem Rechenmodell mit den Ergebnissen der In-Situ-Pfahltest kalibriert.

Die Federsteifigkeit wird entsprechend den Pfahlgruppenfaktoren nach DIN 4014 abgemindert.

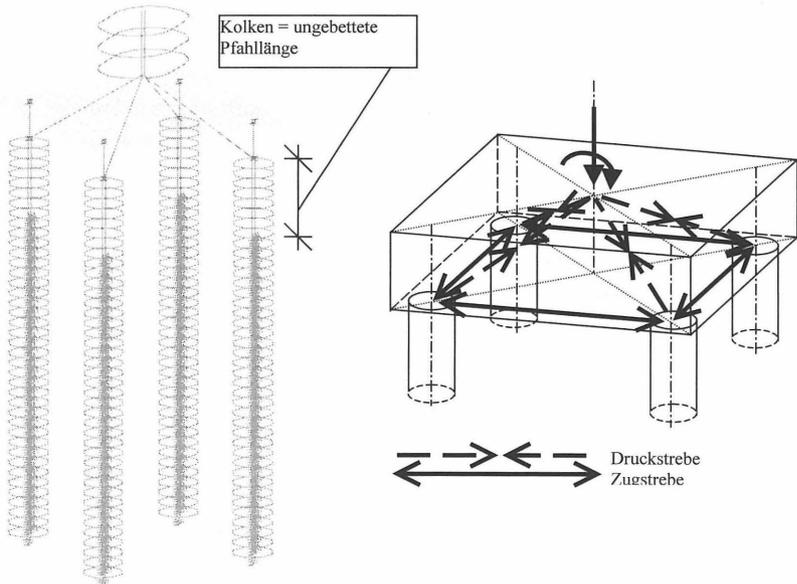


Abbildung 18: Stabwerksmodell zur Berechnung von Pfahlgründungen

Aufgrund der Dicke wird die Pfahlkopfplatte gesondert mit einem Fachwerkmodell im Nachlauf bemessen.

5.7 Bemessung

Für den Nachweis der äußeren Standsicherheit mussten die in Tabelle 9 aufgeführten Sicherheitsniveaus berücksichtigt werden:

	Normale Lasten	Während Taifun	Sicherheitserdbeben
Spitzendruck	3,0	2,0	1,25
Mantelreibung	2,0	1,5	1,25
Auszugwiderstand	Kein Zug erlaubt	2,5	1,5

Tabelle 9: Sicherheitsbeiwerte für die Nachweise der äußeren Pfahlstandsicherheit

Die innere Standsicherheit der Pfähle und der Pfahlkopfplatte erfolgte über eine „normale“ Stahlbetonbemessung für Biegung und Schub nach der amerikanischen AASHTO-Norm.

Bei der Pfahlbemessung ist insbesondere auf die Umschnürungsbewehrung im Bereich sogenannter potentieller plastischen Gelenke hinzuweisen, da diese Bauelemente nach einem Starkbebenereignis nur schlecht inspizierbar sind.

Obwohl der Bauherr ein plastisches Gelenk nur am Stützenfuß zulässt, ist eine Umschnürungsbewehrung am Anschnitt Pfahl – Pfahlkopfplatte als auch an der Stelle des maximalen Pfahlmomentes einzulegen, wenn das maximale Pfahlmoment größer als das Anschnittsmoment ist. Stöße der Längsbewehrung sind im Bereich der potentiellen plastischen Gelenke nicht erlaubt.

Die Umschnürungsbewehrung ist am Anschnitt zur Pfahlkopfplatte über eine Höhe des 2-fachen Pfahldurchmessers zu verteilen. Ist das Einspannmoment der Pfähle größer als das Moment am Anschnitt zur Pfahlkopfplatte ist die Umschnürungsbewehrung entsprechend Abbildung 19 bis unter das maximal Einspannmoment zu führen.

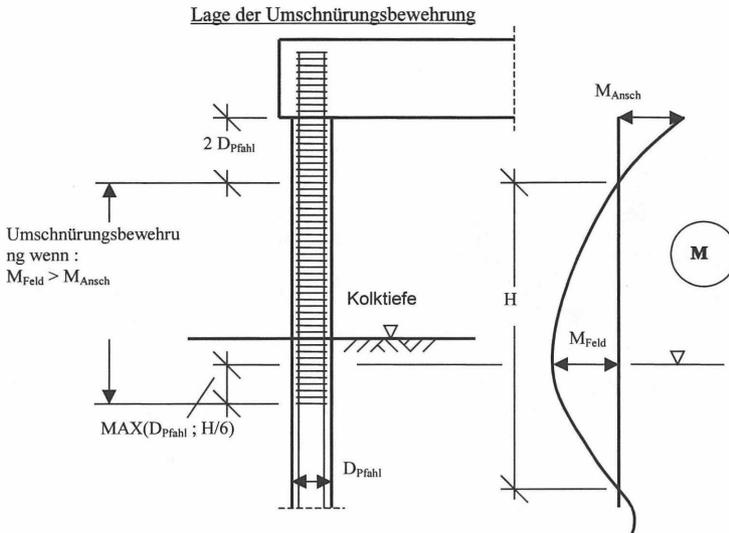


Abbildung 19: Confinement -Bewehrung am Pfahlkopf

6 AUSFÜHRUNGSBEISPIELE

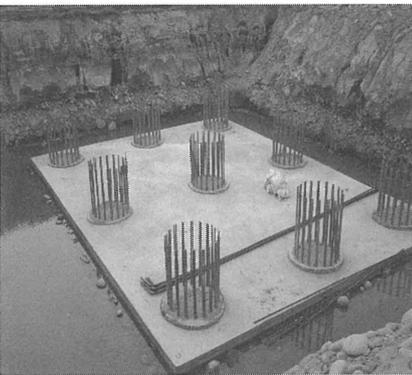
Die Erstellung der Großbohrpfähle erfolgt mit dem Hydraulikbohrverfahren mit vollständiger Verrohrung. Der Aushub erfolgt mit einem Zweischaalen-Bohrgreifer. Beim Auftreten von größeren Steinen wurde ein Kreuzmeißel eingesetzt.

Die wirtschaftliche Bohrlänge wurde aufgrund des sehr festen Bodens und des vorhandenen Bohrgertes auf etwa 30 bis 35 m beschränkt. Daraus ergaben sich Pfahllängen zwischen 10 m und 27 m.

Alle Pfähle wurden ohne Neigung hergestellt.

Aufgrund der zahlreichen verschiedenen Brückenstrukturen ergab sich eine Fülle von unterschiedlichen Pfahlgründungen, die von nur 4 Pfählen bei kleinen Brückenstrukturen bis hin zu 20 Pfählen bei den großen 410 m langen dreifeldrigen Stahlfachwerkbrücken reichen.

Insgesamt wurden über 80.000 m Pfahlbeton und 120.000 m Pfahlkopfplattenbeton eingebracht. Der Bewehrungsgrad in den Pfählen liegt bei etwa 200 kg/m .



UKom-Agentur 01/03/1362-209



**Schnelle Züge brauchen
sichere Fahrwege.
Wir bauen das für Sie.**

Wer schnell fährt, muss auch sicher fahren. Wir bauen Hochgeschwindigkeitsstrecken für Bahnen im In- und Ausland – von der Gründung bis zur „Festen Fahrbahn“.



HOCHTIEF

CONSTRUCTION AG

www.hochtief-construction.de



Planung und Ausführung einer Pfahlprobekbelastung und der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt

Dr.-Ing. Raithel, Kempfert + Partner Geotechnik, Kassel - Würzburg
Dipl.-Ing. Linnemann, Bilfinger Berger AG, München
Dipl.-Ing. Meißner, Prof. Dipl.-Ing. Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt

1 Einleitung

Aufgrund der ungenügenden Tragfähigkeit der anstehenden Böden und des teilweise artesisch gespannten Grundwasserspiegels wird der Tunnel Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt mit einer Länge von ca. 1340 m mit einem wasserdichten Verbau aus überschnittenen Bohrpfahlwänden hergestellt. Zur Verhinderung eines massiven Eingriffes in den Grundwasserhaushalt wird auf die Bohrpfahlwände ein Deckel aufgesetzt und der Querschnitt von Süden aus im Schutze von Druckluft aufgeföhren.

Zur Absicherung der Pfahlkennwerte wurden an zwei Standorten je zwei Pfahlprobekbelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m und einer Länge zwischen ca. 21 und 26 m durchgeführt. Um die spätere Belastung der Bauwerkspfähle näherungsweise zu simulieren, wurde je Standort bei jeweils einem Probepfahl durch das Aufbringen von zyklischen Belastungssequenzen die spätere Verkehrseinwirkung abgebildet.

Im Folgenden werden zunächst die Baugrundverhältnisse und die daraus folgende Konzeption der Herstellung des Tunnelbauwerkes erläutert. Anschließend wird die Herstellung der Probepfähle, die Durchführung der Pfahlprobekbelastung und die wesentlichen Ergebnisse der Probekbelastung vorgestellt. Abschließend wird ein Überblick über die Pfahlherstellung gegeben und wesentliche Besonderheiten und Problemlösungen bei der Ausführung der Bohrpfahlwände dargestellt.

2 Neubaustrecke Nürnberg - Ingolstadt

Die Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt verläuft südlich von Nürnberg in enger Bündelung an die BAB A9. Im Süden löst sich der Verlauf der Strecke von der Autobahn zur Querung der Frankenalb und zur Einfädung in den Bahnhof Ingolstadt. Auf der 89 km langen Strecke werden insgesamt 8 Talbrücken, 38 Straßenbrücken und 9 zweigleisige Tunnel mit einer Gesamtlänge von ca. 25 km realisiert. Auf einer durchgehenden Festen Fahr-

bahn werden die Züge eine Geschwindigkeit bis 300 km/h erreichen. Die Strecke wurde in die 3 Hauptbaulose Nord, Mitte und Süd unterteilt. Der im Bau befindliche Tunnel Offenbau liegt im Los Nord, ca. 45 km südlich von Nürnberg. Mit der Ausführung der Baumaßnahme NBS Los Nord wurde die Arge Bilfinger Berger AG / Max Bögl Bauunternehmung beauftragt, die diesen Auftrag in Eigenleistung abwickelt.

3 Tunnel Offenbau

3.1 Baugrundverhältnisse im Bereich Tunnel Offenbau

Die Baugrundverhältnisse wurden durch mehrere Erkundungsprogramme in den Jahren 1991, 1994-95 und 2000 ermittelt. Die folgenden Baugrundsichten wurden im Bereich Tunnel Offenbau angetroffen:

- Auffüllungen
 - bindige Böden
 - sandige Böden
 - verwitterter Opalinuston
 - unverwitterter Opalinuston
- } Quartär
- } Aalenium

Die Mächtigkeit der Auffüllung beträgt 2,0 m – 3,0 m. Die darunter anstehenden bindigen Böden des Quartärs variieren in ihrer Schichtmächtigkeit zwischen 5,0 und 20 m. Innerhalb der bindigen quartären Schichten befinden sich sandige Böden, die teilweise als mächtige Rinnen, Lagen oder Linsen vorkommen.

Die Gesteine des Aaleniums lassen sich in den aufgewitterten und den unverwitterten Opalinuston aufteilen. Die Verwitterungszone mit den Verwitterungsstufen w4 – w5 weist im Verlauf stark unterschiedliche Dicken auf. Im Bereich des Tunnels liegt die Schichtdicke des aufgewitterten Opalinustons bei 1,0 m bis 7,0 m.

Bei den quartären Ablagerungen handelt es sich überwiegend um leicht- bis mittelplastische, schwach sandige bis sandige Tone und Schluffe mit geringmächtigen Sandeinschaltungen mit steifer und an der Quartärbasis halbfester Konsistenz. Tone und Schluffe unterhalb des Grundwasserspiegels können lokal weiche Konsistenzen aufweisen. Innerhalb der quartären Schichten wurden nach Böschungsrutschungen im Jahr 2000 fossile Trennflächen mit reduzierter Scherfestigkeit erkundet und in der weiteren Planung berücksichtigt.

Die Tonsteine des aufgewitterten Opalinustons bestehen überwiegend aus feinsandigen Tonen/Schluffen mit mittlerer bis ausgeprägter Plastizität. Beim unverwitterten Opalinuston

handelt es sich um plattige bis dünnlagig schiefrige sandige Tonsteine bis Tonmergelstein. Der Verwitterungsgrad nimmt von oben nach unten hin ab. Der aufgewitterte sowie der unverwitterte Opalinuston neigen bei Entlastung, Austrocknung und anschließender Durchfeuchtung zum Quellen.

3.2 Grundwasserverhältnisse im Bereich Tunnel Offenbau

Im Bereich des Tunnels Offenbau werden die hydrogeologischen Verhältnisse durch das Grundwasservorkommen in den quartären Lockergesteinen sowie durch das Vorkommen im Opalintustonstein bestimmt (vgl. Abbildung 1).

In den quartären Ablagerung ist ein oberflächennahes, zusammenhängendes Grundwasservorkommen ausgebildet. Die sandigen Böden sind als Porengrundwasserleiter und die bindigen Böden als Porengrundwassergeringleiter einzustufen.

Die Wasserführung des unverwitterten Opalinustons konzentriert sich auf Kleinklüfte und eingeschaltet Mergelsteinbänke. Das Medium kann als durchlässiger Kluffundwasserleiter eingestuft werden. Infolge der darüberliegenden schwach durchlässigen Schicht der Verwitterungszone (w4-w5) herrschen im unverwitterten Tonstein gespannte und z. T. artesisch gespannte Grundwasserverhältnisse.

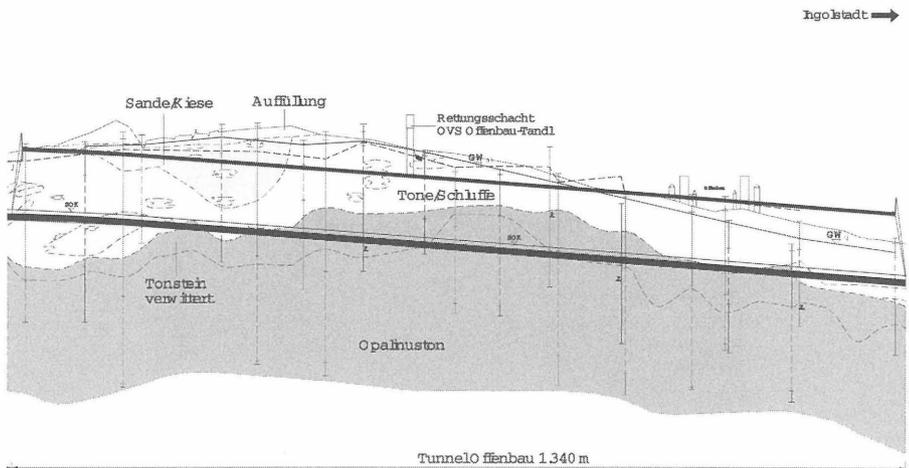


Abbildung 1: Geotechnischer Längsschnitt Tunnel Offenbau

3.3 Herstellung des Tunnels / Bauwerksdaten

Der Tunnel Offenbau wird von Süden nach Norden als Drucklufttunnel mit den nachfolgend schematisch dargestellten Bauphasen hergestellt.

1. Herstellen der Bohrpfähle
2. Betonieren der Tunneldecke
3. Überschüttung der Tunneldecke
4. Aushub unter Druckluft.

Der maximale Luftdruck beträgt mit zusätzlicher, vorweschreitender Grundwasserentspannung $< 1,0$ bar.

5. Herstellen der Tunnelsohle
6. Betonieren der Sohle und der Wände unter atmosphärischem Druck

In Abbildung 2 ist ein Systemschnitt durch den Tunnel mit der exemplarischen Darstellung der geologischen Schichtung dargestellt.

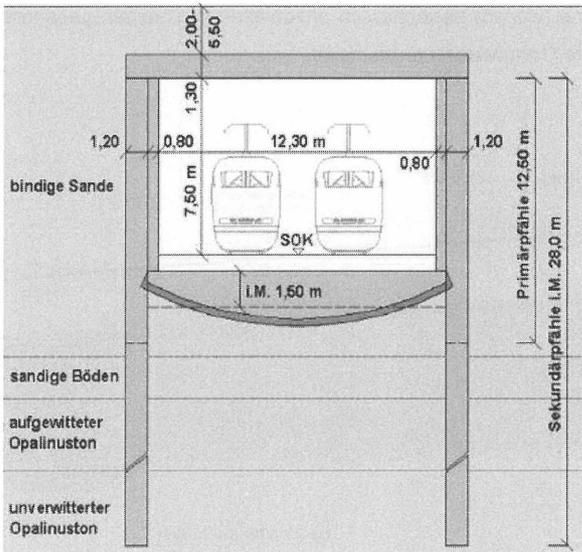


Abbildung 2: Systemschnitt durch den Tunnel

Der Lastabtrag erfolgt im Bauzustand über die Tunneldecke (Belastung unter Druckluft, Bauphase 4) und in der darauffolgenden Bauphase 5 über eine gewölbte Spritzbetonschale (Belastung im atmosphärischen Zustand aus Wasser- und Quelldruck) in die höhenge-staffelte Bohrpfahlwand. Hierbei wirken die Pfähle als Zugpfähle. Der erforderliche Luftdruck im Bauzustand richtet sich in der Größenordnung nach dem Druckniveau des an-stehenden gespannten Grundwassers im Opalinuston.

Im Endzustand übernimmt die endgültige Tunnelsohle die Belastung aus Wasserdruck und Quelldruck und leitet sie über die Wände in die Tunneldecke. Hier wird wiederum die Last und die Überlagerung der nach unten wirkenden Lasten (Eigengewicht, Überschüttung, Ausbau und Verkehrslast) über die Bohrpfahlwand in den Baugrund eingeleitet. Dabei wir-ken die Pfähle als Druckpfähle. Die Grundwasserkommunikation im Endzustand quer zur Tunnelachse wird durch 5 über die Tunnellänge verteilte Dükerbauwerke gewährleistet.

Die maßgebenden Bauwerksdaten lauten wie folgt:

- Tunnellänge: 1.332,50 m (davon 70 m in offener Bauweise)
- Lichte Tunnelbreite: 12,30 m
- Nutzraum über SOK: 92 m²
- Max. Überdeckung: 7,5 m
- Entwurfsgeschwindigkeit: 300 km/h
- Bohrpfahldurchmesser: 1,20 m
- Sekundärpfähle i.M. 17,0 m unter Unterkante Sohle
- Primärpfähle bis 2,00 m unter Unterkante Sohle

4 Pfahlprobelastung

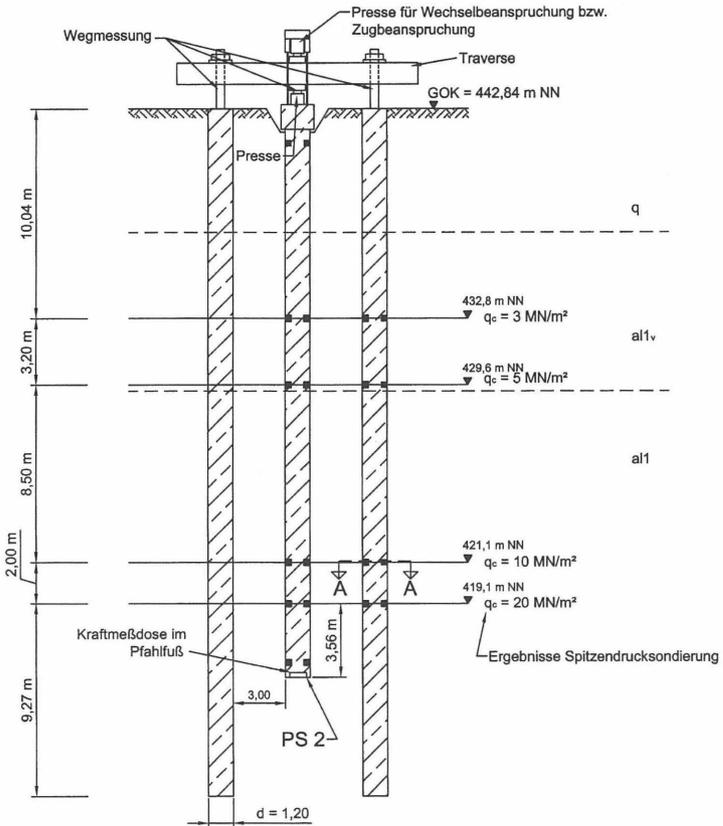
4.1 Zielstellung

Zum Vorentwurf der Pfahlgründung wurden auf der Grundlage der DIN 4014 Kennwerte für den Mantel- und Spitzenwiderstand im Vorfeld abgeleitet. Da sich im vorliegenden Fall für den Baugrund weder eine klare Zuordnung zu Lockergestein oder Festgestein treffen lässt, son-dern es sich im wesentlichen um unterschiedlich starke Verwitterungsgrade des Tonsteins handelt, war die Zuordnung zu den Tabellenwerte der DIN 4014 mit gewissen Unsicherheiten behaftet.

Zur Absicherung der Pfahltragfähigkeiten und zur Optimierung im Hinblick auf wirtschaftliche Pfahllängen wurden daher Pfahlprobelastungen geplant.

4.2 Konzeption und Planung

Grundsätzlich sollten die Versuche durch eine entsprechend ausgebildete Messtechnik den Verlauf der Pfahlmantelreibung in den verschiedenen Schichten, sowie den Pfahlspitzenruck erfassen, so dass die abgeleiteten Bemessungswerte auf der Grundlage der vorliegenden Drucksondierergebnisse auf andere Stellen des Tunnels und der Tröge übertragen werden können.



Schnitt A-A:

Kem p&ert + Partner Geotechnik



Abbildung 3 : Schematische Darstellung der Probebelastung mit Messtechnik

Aus den auftretenden Lastfallkombinationen wurde des weiteren abgeleitet, dass infolge Verkehrsbelastung im Tunnel Offenbau überwiegend eine Druckschwellbelastung auftritt. In Teilbereichen des Tunnels tritt aber auch eine Zugkraft in den Pfählen auf. Da die Verkehrsbelastung als Druckkraft der Zugkraft entgegenwirkt, kann es in Teilbereichen zu einer Wechselbeanspruchung der Pfähle kommen.

Insgesamt wurden zwei rein statische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Zusätzlich wurden an zwei weiteren Probepfählen nach einer zyklischen Vorbelastung ebenfalls statische Laststufen bis in den Grenzzustand durchgeführt. Die Probepfähle wurden im Sondierspitzen-druckbereich $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$ und im Sondierspitzen-druckbereich $10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$ abgesetzt, um den Pfahlspitzendruck auch in verschiedenen Schichten zu erfassen.

Zur Ableitung der Kräfte in den Baugrund wurden Reaktionspfähle vorgesehen, die ebenfalls instrumentiert wurden, um die gewonnene Datenbasis zu erweitern. Für jeden Probepfahl wurden jeweils zwei Reaktionspfähle vorgesehen, die tiefer als der eigentliche Probepfahl abgeteuft werden, um die Kräfteinleitung sicherzustellen. Die genauen Untergrundverhältnisse am jeweils geplanten Standort wurden vor der Pfahlherstellung durch Drucksondierungen und Kernbohrungen überprüft. Insbesondere auf der Grundlage der Drucksondierung an den jeweiligen Standorten wurde die endgültige Festlegung der Pfahllängen, der Belastungsstufen und die genaue Lage der Messebenen vorgenommen. Eine schematische Darstellung der Probelastung ist in Abbildung 3 dargestellt.

4.3 Herstellung und Ausrüstung der Probe- und Reaktionspfähle

Die Probe- und Reaktionspfähle $\varnothing 120 \text{ cm}$ wurden hinsichtlich der Gerätekonfiguration und den Arbeitsschritten analog zu den späteren Bauwerkspfählen mit einem Greiferbohrgerät HS 873 mit Rohrdrehmaschine und einem Drehbohrgerät BG 30 mit Verrohrungs-maschine jeweils mit voreilender Verrohrung und unter Wasserauflast hergestellt.

Die Bewehrungskörbe waren mit doppelter Bewehrungslage und aufgrund der Pfahllängen von bis zu 33 m auch mit Korbstoß auszuführen. Beim Einbau der Dehnungsmessstreifen (DMS), der Fußkraftmeßdosen, der zugehörigen Meßkabel sowie der Inklinometerrohre war darauf zu achten, dass diese weder bei der Montage am Bewehrungskorb, noch beim Einbau des Bewehrungskorbes und dem Betonieren des Pfahles beschädigt wurden. Zu diesem Zweck wurden die DMS vorab werkseitig auf Bewehrungsstangen $\varnothing 26$ mit 50 cm Länge appliziert und die Bewehrungsstangen auf der Innenseite der äußeren Bewehrungslage angeheftet. Die Messkabel wurden ebenfalls bereits werkseitig an den Fuß-

kraftmessdosen und den DMS angebracht und vergossen. Um eine mechanische Beschädigung der Kabel sowie mögliche Zugkräfte beim Einbau oder beim späteren Belastungsvorgang zu vermeiden, wurden die Kabel in Schutzrohren verlegt und diese zu Kabelbündeln zusammengefasst.

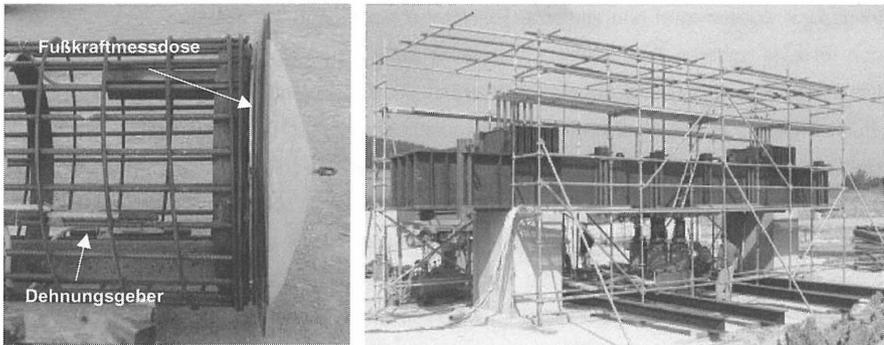


Abb. 4: a) Am Bewehrungskorb befestigte Fußkraftmessdose und Dehnungsgeber
b) Aufbau der Pfahlprobebelastung

4.4 Aufbau der Belastungseinrichtung

Für den Aufbau der Belastungseinrichtung wurde ein detaillierter Ausführungsplan und der zugehörige statische Nachweis erstellt. Aus dem Ausführungsplan muss die geometrische Anordnung der Einbauteile im Pfahl (Kabelpakete, Inklinometerrohre, Zugstangen, usw.) unter Berücksichtigung der Pressenanordnung auf dem Pfahlkopf hervorgehen. Als Belastungsträger wurden 4 HL1000 x 455 verstärkt und zur Aufbringung der Drucklast 4 Pressen mit je 500 to eingesetzt. Aufgrund der umfangreichen Erfahrung mit Pfahlprobebelastungen erfolgte die Bemessung und Bereitstellung der Belastungseinrichtung durch die Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau.

4.5 Durchführung

Die Durchführung und Auswertung der Probebelastung wurde nach den „Empfehlungen für statische axiale und horizontale Pfahlprobebelastungen (1998)“ des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)“ kraftgesteuert mit verschiedenen Laststufen durchgeführt, wobei eine Setzung von mindestens 10 % des Pfahldurchmes-

sers (12 cm) erreicht werden sollte. Bei den zyklischen Pfahlprobepbelastungen wurden zunächst mehrere zyklische Belastungssequenzen durchgeführt. Danach wurde dieser (entsprechend dem statisch belasteten Probepfahl) stufenweise statisch bis zur Grenzlast belastet. In Abbildung 5 ist schematisch eine durchgeführte Belastung exemplarisch dargestellt.

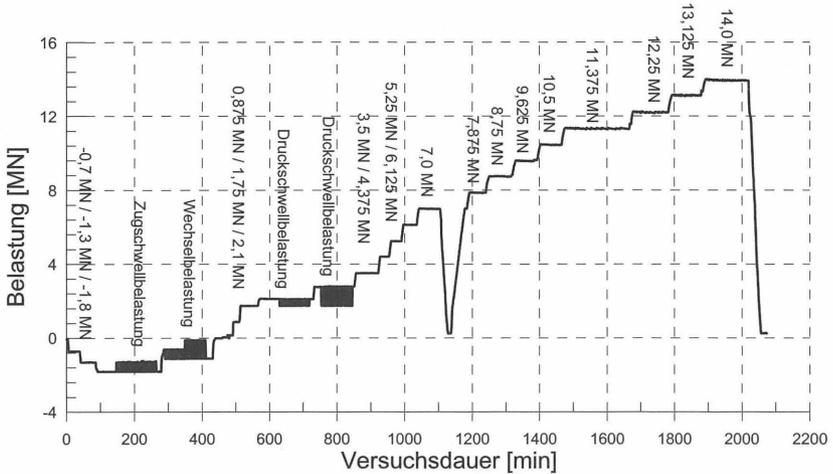


Abbildung 5: exemplarische Belastungsdurchführung

4.6 Ergebnisse

4.6.1 Allgemeines

Die Auswertung erfolgte im wesentlichen im Hinblick auf die Grenzlasten, die Pfahlmantelreibung t_m in Abhängigkeit der angetroffenen Sondierspitzenwiderstandsbereiche q_c und den Pfahlspitzenwiderstand s_s im Sondierspitzenwiderstandsbereich $10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$ und $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$.

Durch die zyklischen Belastungen sollte die Auswirkung der Verkehrsbelastung im Tunnel bzw. in den Trögen auf das Trag- und Verformungsverhalten der Pfahlgründung überprüft werden. Hierzu wurde ein Vergleich mit den bei der statischen Belastung erreichten Grenzlasten und Setzungen, sowie eine Extrapolation des Tragverhaltens bei weiterer zyklischer Beanspruchung (100.000 bis 1.000.000 Lastwechsel) vorgenommen.

4.6.2 Grenzlasten und Widerstands-Setzungslinien

Die erreichten bzw. extrapolierten Grenzlasten beim Erreichen einer Setzung von 10% des Pfahldurchmessers sind in der nachfolgenden Tabelle 1 und die gemessenen Widerstands-Setzungslinien in Abbildung 6 dargestellt.

Tabelle 1: abgeleitete Grenzlasten

Standort	Pfahl	Belastung	Messwerte letzte Laststufe		Grenzlast	
			Endverformung [cm]	Belastung [MN]	Grenzverformung [cm]	Grenzlast Probelastung [MN]
Nord	Probepfahl PN2	statisch	12,17	6,3	12,0	6,25
	Probepfahl PN5	zyklisch/ statisch	9,8	6,25	12,0	6,5
Süd	Probepfahl PS5	statisch	2,5	14,0	12,0	20,4 ¹⁾
	Probepfahl PS2	zyklisch/ statisch	5,5	14,0	12,0	19,9 ¹⁾

¹⁾ auf der sicheren Seite extrapoliert mittels Hyperbelverfahren

Da bei den Probelastungen am Standort Süd die Grenzsetzungen nicht erreicht wurden, wurde eine Extrapolation mittels des Hyperbelverfahrens vorgenommen, um auf die Grenzlast bei Erreichen der Grenzsetzung von 12 cm zu schließen. Aufgrund der Extrapolation unter Verwendung des gemessenen kleineren Teils der Widerstands-Setzungs-Linie, unterliegen diese Extrapolationen allerdings gewissen Unsicherheiten. Die dargestellten Grenzlasten zeigten aber deutlich, dass die aufgrund der Grenzwerte für Spitzendruck und Mantelreibung im Baugrundgutachten ermittelten Grenzlasten überschritten wurden. Die prognostizierte Grenzlast nach dem Baugrundgutachten wurde um ca. 25% am Standort Nord und um ca. 175% am Standort Süd übertroffen.

Hinsichtlich der zyklischen Belastung war festzustellen, dass die vor der statischen Belastungssteigerung aufgebrachten zyklischen Belastungen offensichtlich nur einen geringen Einfluss auf die Grenzlast des Pfahles aufwiesen. Bei den statisch/zyklisch belasteten Pfählen wurde letztendlich näherungsweise die gleiche Grenzlast festgestellt, wie bei der rein statischen Belastung. Geringe Unterschiede lassen sich im wesentlichen auf Änderungen in der Geologie und z.T. auch auf Beeinflussungen der Messtechnik zurückführen.

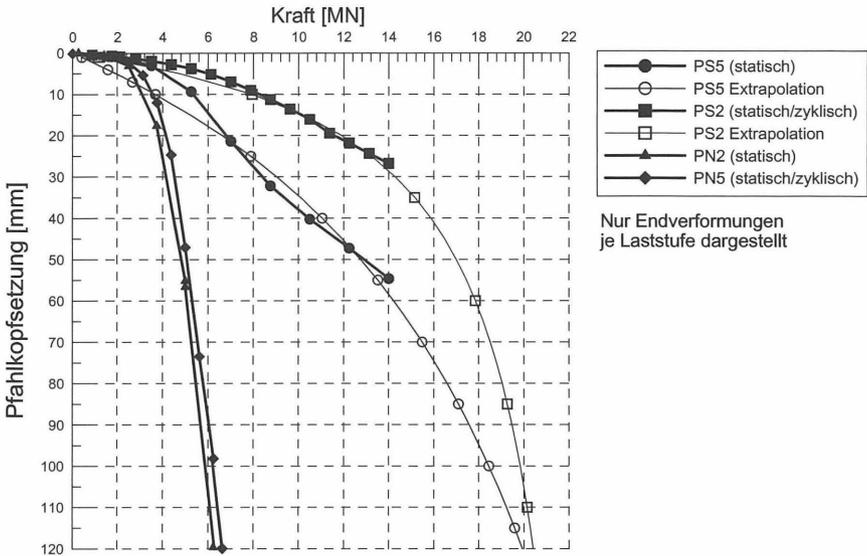


Abbildung 6: gemessene und extrapolierte Widerstands-Setzungslinien der Probepfähle

4.6.3 Mantelreibung und Spitzenwiderstand

Die Mantelreibung ergab sich aus der Differenzkraft zwischen den Messebenen dividiert durch die entsprechende Mantelfläche. Die abgeleitete Pfahlmantelreibung τ_m in Abhängigkeit der Belastung und der Tiefe ist exemplarisch für den Probepfahl PS2 in Abbildung 7 dargestellt. Parallel zeigt Abbildung 7 den durch die Kraftmessdose am Pfahlfuß gemessene Spitzenwiderstand in Abhängigkeit der Setzung und damit auch die Aufteilung der Pfahlwiderstände in Abhängigkeit der Belastung.

Anhand der abgeleiteten Grenzmantelreibungen konnte näherungsweise ein analoger Pfahlmantelwiderstand gemessen werden. Generell war festzustellen, dass ab dem Sondierspitzenwiderstand $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$ ein starker Anstieg der Mantelreibung erfolgte.

Zusätzlich wurde im Sondierspitzenwiderstandsbereich $q_c > 20 \text{ MN/m}^2$ ein erheblich höherer Spitzenwiderstand gegenüber dem Baugrundgutachten gemessen, womit die hohe Grenzlast der Pfähle am Standort Süd (insbesondere auch im Vergleich zum Standort Nord) erklärt werden konnte.

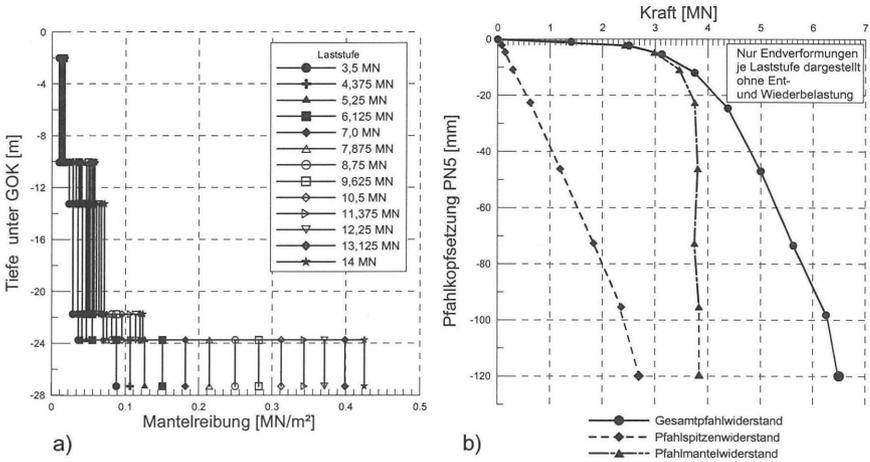


Abbildung 7: a) Mantelreibung beim Probepfahl PS2;
b) Pfahlmantel- und Pfahlsitzenwiderstand-Setzungs-Linie PN5

4.6.4 Folgerungen für Planung und Ausführung der Pfahlgründung

Auf Basis der Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen wurden Empfehlungen für die charakteristischen Ansatzwerte von Pfahlsitzenwiderstand und Mantelreibung der Pfahlgründung im Tunnel und den Trogbauwerken Offenbau abgeleitet. In Tabelle 2 sind die Ansatzwerte für die weitere Planung dargestellt. Als Mindesteinbindetiefe der Pfähle in den statisch erforderlichen Sondierspitzenwiderstandsbereich wurde der doppelte Pfahldurchmesser vorgesehen.

Tabelle 2: charakteristische Werte für die Grenzpfahlmantelreibung und Grenzpfahlsitzenwiderstand

Sondierspitzendruck	Grenzmantelreibung t_{mf} [MN/m²]	Grenzsitzenwiderstand s_{sf} [MN/m²]
$0 \text{ MN/m}^2 < q_c < 3 \text{ MN/m}^2$	0,03	-
$3 \text{ MN/m}^2 < q_c < 10 \text{ MN/m}^2$	0,04	-
$10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 20 \text{ MN/m}^2$	0,12	2,5
$q_c > 20 \text{ MN/m}^2$	0,35	6,0

Aus den zyklischen Belastungsanteilen der Probebelastung wurden für hohe Anzahl von Lastwechseln die Verformungen extrapoliert. Insgesamt konnte unter Zugrundelegung von

1.000.000 Lastwechsel nur eine maximale Zunahme der Verformungen von ca. 1 bis 2 mm bei zyklischer Belastung abgeschätzt werden. Einen Einfluss der Zyklik auf die Grenztragfähigkeit konnte im vorliegenden Fall nicht festgestellt werden. Deswegen wurde auf eine Abminderungen gegenüber den statischen Ansatzwerten für Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzenwiderstand verzichtet, sofern das in der Pfahlprobelastung geprüfte Verhältnis der zyklischen Lastanteile zur statischen Grundlast nicht überschritten wird.

Die abgeleiteten charakteristischen Ansatzwerte für die Grenzpfahlmantelreibung und den Grenzpfahlspitzenwiderstand konnten zudem auf der Grundlage von vorliegenden Drucksondierergebnissen bei gleichen geologischen Verhältnissen auf andere Streckenbereiche übertragen werden.

5 Herstellung der Pfahlgründung des Tunnels Offenbau

5.1 Allgemeines

Die planmäßig bis zu 26,90 m langen Sekundärpfähle und 10,70 m langen Primärpfähle (zuzüglich jeweils ca. 1,50 m Leerbohrung) werden mit Drehbohrgeräten BG 30 bis BG 45 und einem Greiferbohrgerät HS 873 mit Rohrdrehmaschine (RDM) hergestellt.

In Abbildung 8 ist ein Streckenüberblick dargestellt.



Abbildung 8: Streckenüberblick

Das Eigengewicht dieser Geräte von bis zu 130 to erfordert ein entsprechend standfestes Arbeitsplanum. Da das anstehende Quartär im Bereich von Einschnitten als auch das eingebaute Bodenmaterial im Bereich der Dammschüttungen lediglich eine weiche bis steife Konsistenz aufweist, wurde ein 1,50 m starkes Bohrplanum aus gebrochenem Material auf einer Geokunststoffunterlage erstellt. Die Unterkante dieser Schottererschicht liegt 10 – 20 cm über der Unterkante der Tunneldecke, so dass das Schottermaterial im Zuge der Herstellung des Feinplanums für die Deckelherstellung ohne Eingriff in den darunter anstehenden Boden entfernt werden kann. Ein standfestes Bohrplanum gewährleistet zudem, dass die Bohrschablone keine Setzungen oder Verdrehungen erfährt. Aufgrund der Höhe des Bohrplanums ist auch sichergestellt, dass die Anschlussbewehrung unter dem Bohrplanum liegt und nicht beschädigt werden kann.

Beim Tunnel Offenbau mit den anschließenden Einschnitten Trog Nord und Trog Süd sind ca. 70.000 lfm Pfahlbohrungen auszuführen und ca. 8.700 to Pfahlbewehrung sowie ca. 56.000 m³ Pfahlbeton einzubauen.

Da das anstehende Grundwasser an verschiedenen Messstellen eine betonangreifende Zusammensetzung (kalklösende Kohlensäure und/oder Sulfatangriff) aufweist, wird nach DIN 1045 ein Beton mit hohem Widerstand gegen schwachen chemischen Angriff gefordert. Gelöst wurden diese Anforderungen durch den Einsatz von Steinkohlenflugasche und einer erheblichen Reduzierung der Zementmenge unterhalb der geforderten Mindestzementmenge nach DIN 1045, DIN 4014 und DAfStb-Richtlinie. Es wurde auf Anforderung der Baustelle weiterhin eine verlängerte Verarbeitungszeit auf 4,5 Stunden und eine Einbaukonsistenz im oberen KF-Bereich realisiert. Als Zuschlag wird Kalksteinsplitt der Körnung 0-16 bzw. 0-22 verwendet. Die entsprechenden Sonderbetonrezepturen wurden durch das Zentrale Labor für Baustofftechnik der Bilfinger Berger AG entwickelt und die erforderliche „Unternehmensinterne Genehmigung (UiG)“ sowie die „Zulassung im Einzelfall (ZiE)“ erteilt. Der Pfahlbeton wird in einer stationären Betonmischanlage auf der Baustelle hergestellt und die BII-Überwachung im baustelleneigenen Betonlabor durchgeführt.

5.2 Arbeitsablauf der Pfahlherstellung

Die Pfahlbohrungen werden mit vorausseilender Verrohrung und unter Wasserauflast ausgeführt. Die Wasserzugabe erfolgt dabei kontinuierlich über eine speziell hierfür entwickelte höhenverstellbare Vorrichtung, die den Bohrbetrieb nicht behindert. Die angetroffenen Bodenschichten werden geotechnisch aufgenommen und vor Ort in Bezug auf die Pla-

nungsannahmen überprüft. Werden dabei Abweichungen hinsichtlich der Höhenlage oder Mächtigkeit der tragfähigen Schichten festgestellt, müssen die Pfähle entsprechend verlängert werden. Um Stillstände zu vermeiden, hat der Planer hierfür Ermittlungskriterien erstellt, die eine Festlegung des Verlängerungsmaßes in Meterschritten auf der Baustelle zulassen. Für solche Fälle werden vorgefertigte Verlängerungsstücke auf der Baustelle vorgehalten.

Der Tunnelaushub unter dem Deckel erfolgt aufgrund des gespannten Grundwassers im Opalinuston unter Druckluft. Nicht nur aus statischen Gründen, sondern auch um Druckluftverluste zu reduzieren, muss daher ein Pfahlüberschnitt von mindestens 4 cm in Höhe der Unterkante der Primärpfähle eingehalten werden. Der Achsabstand der Pfähle wurde mit 1,04 m gewählt. Daraus ergibt sich eine zulässige Pfahlabweichung von 0,5 %. Eventuelle Abweichungen senkrecht zur Pfahlwandachse werden durch eine planmäßig 10 cm starke Spritzbetonschicht zwischen Pfahl- und Tunnelwand ausgeglichen. Um die plangemäße Lage der Pfähle nachzuweisen bzw. gegebenenfalls vorhandene Fehlstellen in der Pfahlwand frühzeitig ermitteln zu können, wird die Vertikalität der Pfähle mit dem Pfahlneigungsmessgerät, einer Eigenentwicklung der Bilfinger Berger AG, überprüft und dokumentiert. Anhand der Messergebnisse der einzelnen Pfähle werden dann die Überschneidungsprotokolle erstellt.

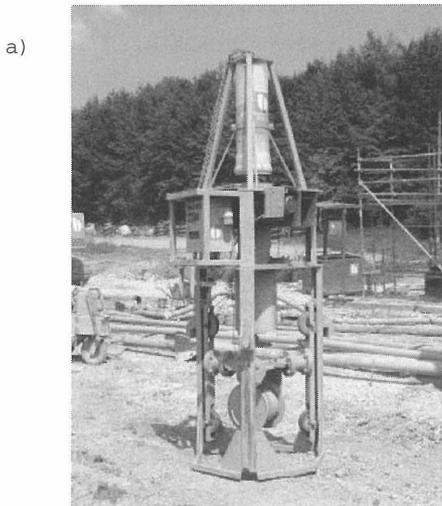
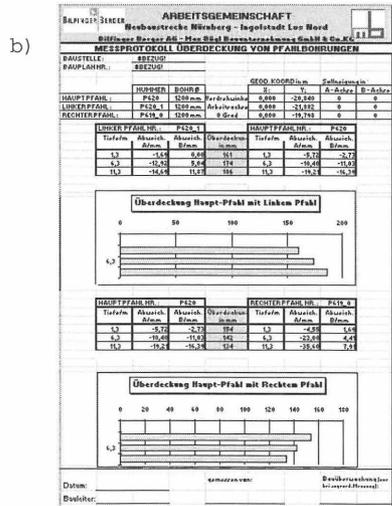


Abbildung 9: a) Pfahlneigungsmessgerät;



b) Überschneidungsprotokoll

Nach Erreichen der endgültigen Bohrtiefe wird die Pfahlsohle mittels Bohreimer mit Räumleiste begradigt und gesäubert, um eine tragfähige Pfahlaufstandsfläche zu erhalten.

Da sich das Auflastwasser im Bohrrohr beim Bohrvorgang mit Feststoffen anreichert, die während des Bewehrungskorbbeinbaus und des Betoniervorgangs stark zum Sedimentieren neigen und damit zu Einschlüssen im Pfahl führen können, wird dieses komplett ausgetauscht. Dabei wird das Auflastwasser an der Bohrlochsohle abgepumpt und von oben die entsprechende Menge Frischwasser zugegeben. Nach dem Einbau der gestoßenen Bewehrungskörbe wird der Pfahl im Kontraktorverfahren betoniert.

Die vorgenannten Arbeitsschritte führen zu einer deutlichen Reduzierung der Bohrleistung in Abhängigkeit von der Pfahlänge gegenüber Bohrleistung ohne vergleichbare Arbeitsschritte. Dies bestätigt die Erfahrung von mehreren vergleichbaren Bauvorhaben.

5.3 Wasseraufbereitungsanlage / Wassermanagement

Da die Bohrungen mit Wasserauflast herzustellen sind, wird zunächst das einfache Pfahlvolumen als Frischwasser benötigt. Das mit Feststoffen angereicherte Bohrwasser wird vor dem Betonieren ausgetauscht. Unter Berücksichtigung des Wasserverlustes ergibt sich somit ein Wasserbedarf in Höhe des ca. 2,5-fachen Pfahlvolumens. Dies entspricht etwa $75 \text{ m}^3/\text{Geräte-AT}$ bzw. $600 - 900 \text{ m}^3/\text{AT}$ in Abhängigkeit von der Geräteanzahl. Diese Wassermenge kann weder mittels Brunnen in den anstehenden bindigen Bodenschichten gefördert noch dort versickert werden. Auch das Wasserversorgungsnetz der nahegelegenen Ortschaft Offenbau lässt eine tägliche Entnahme dieser Wassermenge nicht zu. Eine tägliche Einleitung in dieser Größenordnung in die vorhandenen Vorfluter ist ebenso nicht möglich. Aus diesem Grund und basierend auf umfangreichen Erfahrungen von vorhergehenden Eigenbaustellen wurde von der Bilfinger Berger AG eine Wasseraufbereitungsanlage konzipiert und aufgebaut. Die zugehörigen Wasservorratsbehälter für Frisch- und Schmutzwasser wurden so dimensioniert, dass auch bei Ausfall der Anlage die Bohrarbeiten einen Tag behinderungsfrei weitergeführt werden können. In mehreren Arbeitsschritten werden die Feststoffe als erdfeuchte Siebrückstände bzw. als erdfeuchter Filterkuchen abgeschieden und Frischwasser zurückgewonnen. Für die Auslegung der Anlage sind gute Kenntnisse über die zu verarbeitende Wassermenge, den Feststoffgehalt und die Korngrößenverteilung im Bohrwasser, die Anlagentechnik und -steuerung, sowie die Wirkungsweise und Dosierung von Flockungsmitteln erforderlich. Aus diesem Grund wurden im Sommer 2001 zwei Probebohrungen mit der für die spätere Tunnelherstellung vorge-

sehenen Gerätekonfiguration bis zu einer Bohrtiefe von 33 m ausgeführt und dabei die notwendigen ergänzenden Erkenntnisse hinsichtlich Bohrleistung, Wasserbedarf, Feststoffgehalt und Korngrößenverteilung gewonnen.

Entlang der Tunnelstrecke wurden insgesamt ca. 9100 m Wasserversorgungsleitungen mit zwischengeschalteten Druckerhöhungsanlagen verlegt. Diese dienen der Zuführung von Frischwasser zu den Bohrgeräten, der Rückführung von Bohrwasser zur Aufbereitungsanlage sowie der Rückführung von Frischwasser beim Betoniervorgang, das ohne Aufbereitung in die Vorratsbehälter gepumpt wird. Im Abstand von ca. 30 m wurden Stützen mit Rückschlagklappen in die Leitungen eingebaut, an denen die Bohrgeräte anschließen können, um so die Querleitungslängen zu reduzieren und das Baufeld freizuhalten. Die gesamte Wasseraufbereitungsanlage einschließlich der Leitungen zu bzw. von den Bohrgeräten wurde für die Winterbauphase frostsicher eingehaust.

5.4 Baustellenlogistik

Um die Gesamtbaumaßnahme termingerecht fertigstellen zu können, müssen die Pfahlbohrarbeiten beim Tunnel Offenbau in einem festgelegten Zeitfenster fertiggestellt werden. Aus den auszuführenden Pfahlbohrmetern, der zur Verfügung stehenden Bauzeit und der erreichbaren Bohrleistung ergibt sich eine Geräteanzahl von bis zu 12 Bohrgeräten. Die Folgegewerke (Pegelbohrungen, Pfahlköpfe abstemmen, Voraushub Deckel, Deckelherstellung und die Überschüttung für den Druckluftvortrieb) haben nur einen geringen Abstand zur Pfahlherstellung. Zur Gewährleistung eines kontinuierlichen, nicht sprunghaften Bauablaufs der Folgegewerke, müssen periodisch bereits fertiggestellte Bohrabschnitte übergeben werden können. Trotz der großen räumlichen Ausdehnung der Tunnelstrecke müssen die Bohrgeräte deshalb vergleichsweise dicht zusammen stehen (Bohrabschnitt je Bohrgerät ca. 3 – 4 Blöcke mit je 12 Pfählen). Trotz dieser hohen Gerätedichte sollen gegenseitige und fremde Behinderungen vermieden, Unfallgefahren minimiert und die größtmögliche Bohrleistung erzielt werden. Um die Bewegungsmöglichkeiten zu erhalten und den Verkehr im Baufeld zu reduzieren, wurde die Anzahl der Hilfsgeräte (Radlader, Bohrgutabfuhr, Betonfahrzeuge, Hebezeuge) soweit als möglich reduziert. Die Betonbestellungen und Betonierzeitpunkte werden übergeordnet koordiniert und der Beton mittels zentral aufgestellten Betonpumpen eingebaut. Die Bewehrungskörbe werden zum Teil in Köcherbohrungen gestoßen und der fertige Bewehrungskorb (bis zu 6,5 to) mit einem hierfür ausgelegten Seilbagger zur Einbaustelle gefahren und in die Bohrung eingehoben. Die

Vielzahl der Geräte auf engem Raum macht die Einhaltung eines koordinierten Arbeitstaktes erforderlich, um so eine möglichst hohe Gesamtleistung zu erzielen.



Abbildung 10: Geräteaufstellung

Zur Reduzierung von Geräteausfallzeiten werden Gerätewartungen und -reparaturen in der Zentralwerkstatt auf der Baustelle durchgeführt, die hierfür über gesondertes Personal verfügt. Die Andienung der Baustelle erfolgt über ein Baustraßennetz, da eine Durchfahrt von Baustellenfahrzeugen in den angrenzenden Ortschaften nicht gestattet ist. Zum Logistikkonzept der Baustelle gehört auch die Sicherstellung der Zufahrtsmöglichkeiten in allen Bauphasen, wobei hier darauf geachtet wurde, dass der Verkehr stets neben dem eigentlichen Baufeld läuft, um Behinderungen und Unfälle zu vermeiden.

5.5 Qualitätsmanagement und Dokumentation

Die Baustelle unterliegt dem Qualitätsmanagementsystem (QMS) der Bilfinger Berger AG, das von einer externen Zertifizierungsgesellschaft (DQS) überwacht wird. Im Rahmen der Erhaltung des Zertifikates werden Überwachungsaudits durchgeführt. Im Dezember 2002 wurden dabei u.a. schwerpunktmäßig die Spezialtiefbauarbeiten beim Tunnel Offenbau auditiert mit dem Ergebnis, dass das Qualitätsmanagementsystem durchgängig ausgeführt und gelebt wird. Die speziellen Anforderungen der Baustelle mit dem von der Baustelle selbst erstellten Qualitätsmanagementsystem fügen sich damit voll inhaltlich in

stelle selbst erstellten Qualitätsmanagementsystem fügen sich damit voll inhaltlich in das Gesamtsystem ein.

Ziel des Qualitätsmanagementsystem und der zugehörigen Qualitätsmanagementpläne (QMP) ist die Übergabe und Abnahme eines vertragsgemäßen und mangelfreien Bauwerkes zum vertraglich vereinbarten Zeitpunkt und die Einschränkung von Gewährleistungsforderungen durch Minimierung von Fehlern. Die Vorgaben aus dem Qualitätsmanagement sind so zu erstellen, dass sie diese Arbeit erleichtern, nicht aber behindern oder durch praxisferne Forderungen konterkarieren. Dann, und nur dann sind sie sinnvoll und werden gelebt. Es erfordert somit ein hohes Maß an Verantwortung und Sachverstand geringfügige Planabweichungen von wirklichen Qualitätsabweichungen zu unterscheiden.

Unter Beachtung des Vertragszieles, nämlich der termingerechten Übergabe eines mangelfreien Bauwerkes, führt die Baustelle selbst die produktionsbegleitenden Kontrollen, deren Bewertung und Dokumentation durch. Zu diesem Zweck hat die Bauleitung Spezialtiefbau in Zusammenarbeit mit dem Qualitätsmanagementbeauftragten der Baustelle eine Verfahrensweisung für die Pfahlherstellung in Ortbeton erstellt und die Mitarbeiter hierin unterwiesen. Ergänzend wurden Arbeitsanweisungen für die Herstellung der Pfahlstandsflächen sowie vorsorglich Maßnahmen bei Abweichungen in der Pfahlherstellung (Toleranz Abstemmen Pfahlköpfe, Einschlüsse im Pfahl, Betonvorwüchse, Pfahlverlängerung, Höhenlage Bewehrung, Betonverlust, verbogene Anschlußbewehrung, Pfahlabweichung) erstellt. Diese Arbeitsanweisungen stellen verbindliche Handlungshilfen dar, um die Rückführung der Qualitätsabweichung in einen mangelfreien Zustand im Rahmen der Vorschriften, Normen und des Vertrages zu gewährleisten und um eine Behinderung des Bauablaufs durch vorrausplanende Festlegungen zu minimieren. Ferner wurden die zugehörigen Formblätter entwickelt und ein Prüfplan aufgestellt.

Die Dokumentation muss zeitnah erfolgen, um die Vollständigkeit und Richtigkeit sicherstellen zu können. Soweit Prüfungen, Bestätigungen oder Abnahmen des Auftraggebers vorgesehen oder vorgeschrieben sind sowie zur Dokumentation von Anordnungen vor Ort, muss dieser einen ständig auf der Baustelle anwesenden, kompetenten und bevollmächtigten Vertreter zur Verfügung stellen, der diese Aufgaben ebenfalls zeitnah, richtigerweise am selben Tag, wahrnimmt.

6 Zusammenfassung und Schlussbemerkung

Aufgrund der ungenügenden Tragfähigkeit der anstehenden Böden und des teilweise artesisch gespannten Grundwasserspiegels wird der Tunnel Offenbau der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt mit einer Länge von ca. 1340 m mit einem wasserdichten Verbau aus überschnittenen Bohrpfahlwänden hergestellt, welche gleichzeitig die Außenschale des späteren Bauwerkes darstellen. Zur Verhinderung eines massiven Eingriffes in den Grundwasserhaushalt wird auf die Bohrpfahlwände ein Deckel aufgesetzt und der Querschnitt von Süden aus im Schutze von Druckluft aufgefahren.

Zur Absicherung der Pfahlkennwerte wurden an zwei Standorten je zwei Pfahlprobelastungen an Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m durchgeführt. Um die spätere Belastung der Bauwerkspfähle näherungsweise zu simulieren wurde hierbei je Standort bei jeweils einem Probepfahl durch das Aufbringen zyklischen Belastungssequenzen die spätere Verkehrseinwirkung abgebildet. Einen Einfluss der Zyklik auf die Grenztragfähigkeit konnte im vorliegenden Fall nicht festgestellt werden.

Die abgeleiteten charakteristischen Ansatzwerte für die Grenzpfahlmantelreibung und den Grenzpfahlspitzenwiderstand lagen erheblich über den zuvor, auf der Grundlage der DIN 4014 abgeschätzten Werten und konnten auf der Grundlage von vorliegenden Drucksondierergebnissen auf die Streckenbereich des Tunnels Offenbau und der anschließende Tröge, sowie auch auf andere Streckenbereiche mit vergleichbarer Geologie übertragen werden.

Auf der Grundlage der Ergebnisse der Pfahlprobelastung erfolgte die Planung der Pfahlgründung des Tunnelbauwerkes. Als Ergebnis der Planung sind beim Tunnel Offenbau mit den anschließenden Einschnitten Trog Nord und Trog Süd ca. 70.000 lfm Pfahlbohrungen mit Wasserauflast auszuführen.

Der große Wasserbedarf und die örtlichen Verhältnisse erfordern die Reinigung des Bohrwassers in einer Wasseraufbereitungsanlage. Die Anzahl der eingesetzten Großdrehbohrgeräte und deren engräumige Geräteaufstellung aus Gründen des Gesamtbauablaufs stellen hohe Anforderungen an die Baustellenlogistik. Nach Maßgabe der Baustelle wurden Sonderrezepturen für den Pfahlbeton entwickelt und verwendet. Ferner wurde von der Baustelle ein Qualitätsmanagementsystem für die speziellen Anforderungen des Bauvorhabens aufgestellt, das von einer externen Zertifizierungsgesellschaft überwacht wird.

Bild 11 zeigt die hergestellte Bohrpfahlwand im Bereich der späteren Druckluftschleuse mit dem betonierten, aufliegenden Deckel und die Herstellung der anschließenden pfahlgegründeten Sohle.

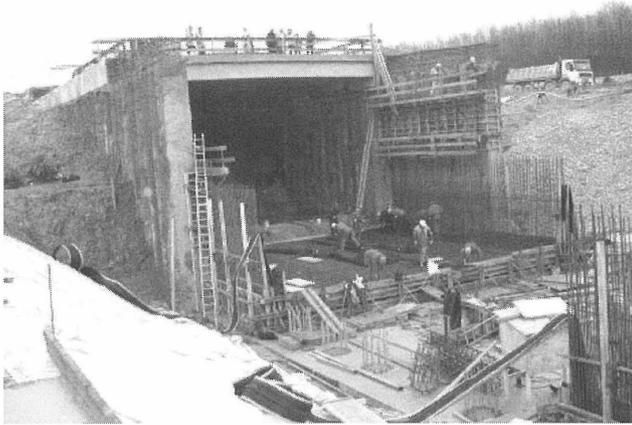


Bild 11: Hergestellte Bohrfahlwand mit Deckel im Bereich der späteren Druckluftschleuse

Entscheidend für die Kostenermittlung und spätere Ausführung von derartigen Großprojekten ist die Ermittlung einer realistischen Bohrleistung unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen und der auszuführenden Arbeitsschritte. Dabei kommt der Optimierung der Randbedingungen (Baustellenlogistik) und der auszuführenden Arbeitsschritte sowie deren richtige Bewertung hinsichtlich Kosten und Effektivität große Bedeutung zu. Dies und die Realisierung solcher Maßnahmen setzt umfangreiche Erfahrungen bei allen Beteiligten voraus.

Dr.-Ing. Marc Raithel
Kempfert + Partner GmbH
Franz-Ludwig-Strasse 9
97072 Würzburg

Tel. (0931) 79 0 39 0
Fax (0931) 79 0 39 21
m.raithel@kup-geotechnik.de

Dipl.-Ing. Jan Linnemann
Bilfinger Berger AG
NL Spezialtiefbau
GST München
Kistlerhofstraße 144
81379 München

Tel. (089) 7 48 17 – 298
FAX (089) 7 48 17 – 316
jlin@bilfinger.de

Dipl.-Ing. Simon Meißner
Prof. Dipl.-Ing. H. Quick
Ingenieure und Geologen GmbH
Groß-Gerauer-Weg 1
64295 Darmstadt

Tel. (06151) 13 03 36 0
Tel. (06151) 13 03 36 10
q@quick-ig.de

Neubau Bahnhof Amsterdam Bijlmer

Dipl.-Ing. Guido Meinhardt, Ir. Peter Schouten

1 Einleitung

Im Auftrag der niederländischen Eisenbahnbehörde Railinfrabeheer (RIB) wurde letztes Jahr mit dem Neubau des Bahnhofes Bijlmer in Amsterdam begonnen. Die Baumassnahme erfolgt im Zusammenhang mit dem Ausbau des Schienenweges Amsterdam-Utrecht und liegt im neuen Banken- und Geschäftszentrum Amsterdam Zuidooost. Die Investitionskosten für den neuen Bahnhof belaufen sich auf 140 Millionen Euro. Der futuristische Bahnhof hat eine Gesamtoberfläche von 33.000 m² und besteht aus vier Stahlbetonbrücken, die von einer filigranen Glaskonstruktion überdacht werden. Unterhalb der Brücken werden die Bahnhofsgebäude angeordnet. Zur Realisierung der Gründungselemente des Bahnhofes sind mehr als 2500 Pfähle mit ca. 50.000 Pfahlmetern erforderlich.

Aus diesem Grund wurden im Vorfeld umfangreiche Berechnungen und Bewertungen verschiedener Pfahlsysteme durchgeführt, wobei auch Fragen der Ausführbarkeit im Hinblick auf Erschütterungen, Lärm, Bauphasen, die Interaktion mit anderen Bauelementen und der Umgang mit bestehenden Pfählen näher betrachtet worden sind.

Im folgenden Bericht wird das Projekt und das Spannungsfeld Konstruktion, Geotechnik, Ausführbarkeit, Kosten-, Risiko- und Projektmanagement, in dem der geotechnische Berater steht, beschrieben. Darüber hinaus werden die niederländische Berechnungsmethode bzw. Normen und Richtlinien von Zug- und Druckpfählen sowie die Boden- und Grundwasserverhältnisse des Projektes vorgestellt. Aufgrund der verschiedenen oben genannten Aufgabenstellungen erforderte dieses komplexe Projekt den breitgefächerten und integralen Einsatz von verschiedenen Fachdisziplinen des beratenden Ingenieurbüros. Die geotechnischen Fragestellungen sind in diesem Großprojekt ein wichtiger, jedoch vergleichbar kleiner Teil im Gesamtkatalog der Aufgaben zur Realisierung eines solchen Projektes. Derzeit ist der Neubau des Bahnhofes in der Ausführung. Die ersten 700 Pfähle für die Fundamente sind ohne nennenswerte Schwierigkeiten hergestellt.

2 Das Projekt

Der futuristische und funktionale Entwurf des neuen Bahnhofes Amsterdam Bijlmer wird nicht nur ein großer Verkehrsknotenpunkt für Züge, Stadtbahnen und Busse mit mehr als 60.000 Reisenden pro Tag, sondern auch räumliches Bindeglied zwischen einerseits dem Wohn- und Geschäftsviertel Bijlmer, andererseits den stark expandierenden Bürogebäuden, Großkinos und dem Stadium Amsterdam im Neubauviertel Amsterdam-Zuidoost (siehe Bild 1A und 1B).

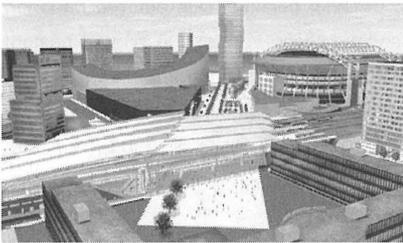


Bild 1A: Bahnhof Bijlmer Amsterdam



Bild 1B: Verkehrsknotenpunkt

Der bestehende Bahnhof besitzt jeweils zwei Stadtbahn- und Zuggleise, die derzeit auf einem 8 m hohen Bahndamm liegen. Im Zuge des Ausbaues der Strecke Amsterdam-Utrecht kommen vier neue Gleise dazu, der bestehende Bahndamm muss damit verbreitert werden. Der städtebauliche Entwurf der Stadt Amsterdam lieferte die wesentlichen Vorgaben für den Entwurf des neuen Bahnhofes. Ein siebenzig Meter breiter Boulevard mit Einkaufsgalerien quer zu den Gleisachsen als Verbindungsachse zwischen den oben genannten Vierteln. In diesem Bereich muss der bestehende Bahndamm abgetragen werden.

Der ausgearbeitete Amtsentwurf mit Ausschreibung hat eine Gesamtoberfläche von 33.000 m² und setzt sich im wesentlichen aus acht 340 m langen Bahnsteigen und Gleisen zusammen, die auf vier Brücken in jeweils 10 m Höhe liegen. Die bis 29 m langen Fertigbeton-Brückenelemente (angepasster Entwurf) tragen die Lasten über 48 Stützen sowie 8 Widerlager ab, die auf tiefgegründeten Fundamenten stehen.

Eine weitere Bedingung war, möglichst viel Tageslichteinfall zu ermöglichen, was schließlich zur 18500 m² großen, die Gleise überspannenden Glasdachkonstruktion führte. Das Glasdach trägt seine Lasten über 25 filigrane Stützen von mehr als 25 m Länge ab, die ebenfalls tiefgegründet sind. Darüber hinaus mussten die Gebäudeteile im Inneren des Bahnhofes und die Widerlager der Rolltreppen und die Fundamente der Aufzüge auf Pfählen gegründet werden.

Während der Bauarbeiten müssen Bahn- und Autoverkehr aufrecht erhalten werden und die Einkaufsmöglichkeiten sollen ebenfalls weiterhin bestehen. Die vier neuen Gleis- und Bahnsteigbrücken müssen deshalb so realisiert werden, dass der bestehende Gleisverkehr inklusive der Passagierabwicklung aufrecht erhalten bleibt. Nach der Inbetriebnahme einer neuen Brücke wird der bestehende Verkehr auf diese umgelegt. Sukzessiv können so die bestehenden Gleisanlagen und der Bahndamm abgebrochen werden und die neuen Brücken erstellt werden. Dies hatte erheblichen Einfluss auf den allgemeinen Entwurf und vor allem die Gründungen der Brückenelemente. Der geplante Bauablauf ist zur Verdeutlichung in Bild 2 auf der folgenden Seite wiedergegeben. Eine weitere Besonderheit des Entwurfes ist, dass mit Ausnahme der Widerlager nur lotrechte Pfähle ausgeführt werden sollten. Diese Vorgabe ergab sich durch die große Anzahl von vorhandenen Pfählen, das bereichsweise enge Raster der neuen Fundamente und aus kostentechnischen Gründen. Um die Oberfläche der vielen kleinen Teilbaugruben der einzelnen Fundamentplatten der oben genannten Konstruktionselemente so klein wie möglich zu halten, wurde auf geneigte Pfähle verzichtet.

Der Amtsentwurf wurde im wesentlichen in vier Schritten im Zeitraum von 1997 bis 2001 durch das beratende Büro ausgearbeitet: 1997 Konzeptentwurf, 1998 Vorentwurf, 1999 Definitiver Entwurf und 2000 erfolgten Ausschreibung sowie Vorbereitung zur Vergabe der Rohbauarbeiten. Die erste Vergabe des Projektes Beginn 2001 schlug fehl, da sich Auftraggeber und Auftragnehmer nicht auf einen gemeinsamen Kostenrahmen einigen konnten. Der Auftraggeber forderte daher das belgische Bauunternehmen Besix zur Abgabe eines neuen Angebotes mit Sondervorschlägen auf. Die Gesamtprojektplanung und die termingerechte Fertigstellung der gleisrelevanten Bauteile, deren Fertigstellung für 2007 geplant sind, wurden dadurch nicht beeinträchtigt.

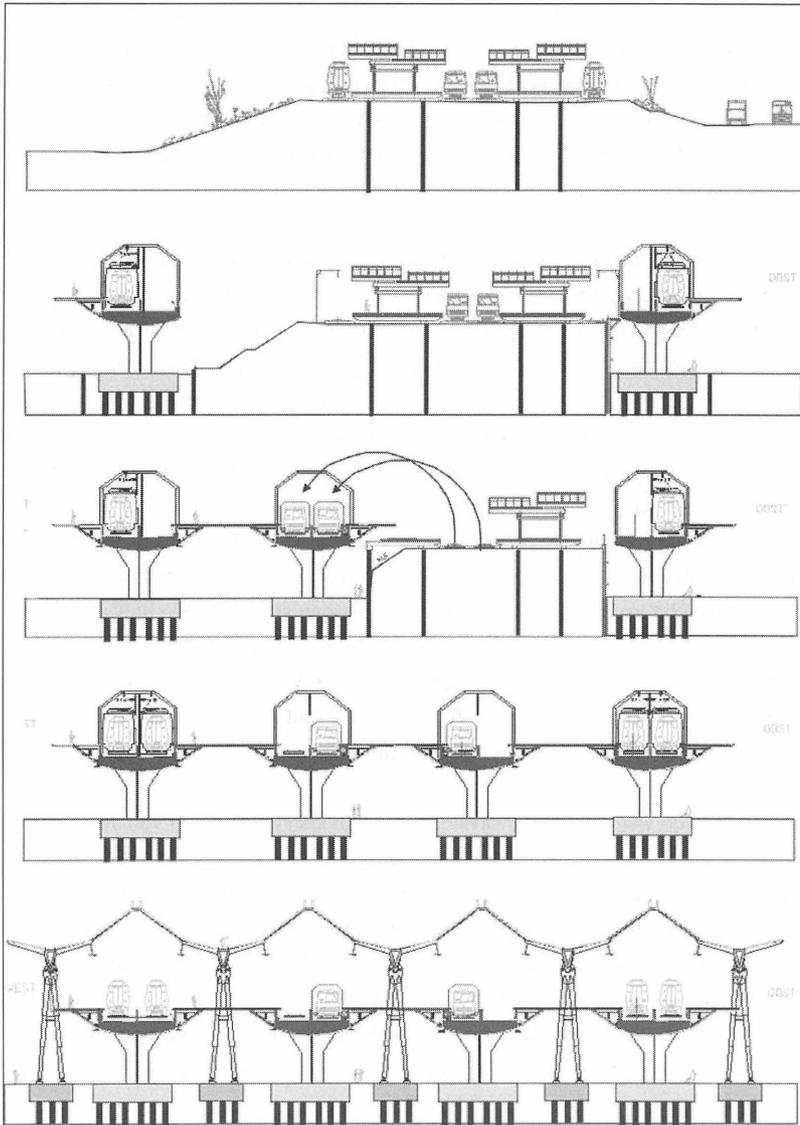


Bild 2: Bauablauf Neubau Bahnhof Amsterdam Bijlmer

In Zusammenarbeit von RIB, Besix und Arcadis wurde ein angepasster Entwurf ausgearbeitet, bei dem die Brückenkonstruktion jetzt aus zusammengesetzten, vorgespannten und vorgefertigten Hohlkastenelementen besteht. Der Vorschlag zur vorgefertigten Bauweise der meisten Konstruktionselemente musste sehr kurzfristig auf Machbarkeit und Kosten geprüft werden. Durch die Beibehaltung des Rasters der Säulen und Stützen der Brückenelemente sowie der Stützen des Glasdaches ergaben sich jedoch vergleichsweise wenig Änderungen bezüglich der bereits im Amtsentwurf ausgearbeiteten Gründungselemente.

3 Berechnungsmethoden in den Niederlanden

3.1 Allgemeines

Bevor auf die Beschreibung der Detailspekte der Pfahlgründungen im Projekt Bahnhof Bijlmer in Kapitel 6 eingegangen wird, wird nachfolgend das Berechnungskonzept in den Niederlanden zur Bemessung der zulässigen Druck- und Zugkräfte von Pfählen vorgestellt. Auf die Berechnungen in den Niederlanden von passiv horizontal belasteten Pfählen durch Fliessdruck nach Loof/IJsseldijk/Leeuw kann im Rahmen dieser Veröffentlichung nicht eingegangen werden. Für interessierte Leser ist das Verfahren in [L1] ausführlich beschrieben.

Die Dimensionierung einer Pfahlgründung erfolgt in den Niederlanden im Allgemeinen durch den Konstrukteur und den Geotechniker gemeinsam. Der Konstrukteur berechnet die innere Nachweise einer Pfahlgründung (Gründungsplatte und Pfähle) sowie die Pfahlkonfiguration. Die Berechnung erfolgt im Allgemeinen anhand von Näherungsverfahren statisch-unbestimmter Pfahlsysteme. Die zur Berechnung erforderliche horizontale Bettung wird vom Geotechniker ermittelt. Auf eine nähere Beschreibung der konstruktiven Berechnungen wird in diesem Bericht verzichtet.

Die Berechnung der zulässigen Druckbelastung von Pfählen wird in den Niederlanden in der Norm NEN 6743 beschrieben bzw. geregelt [L2]. Die Bemessung eines Zugpfahles erfolgt in den Niederlanden im Allgemeinen auf Basis der Richtlinie CUR 2001-4 [L3].

Beide Berechnungsmethoden basieren auf einem Teilsicherheitskonzept sowohl auf Seiten der Einwirkungen (Lasten) als auch auf Seiten der Widerstände (Bodenparameter und Eigenschaften der konstruktiven Materialien) und den Ergebnissen von Drucksondierungen. Allgemeine Norm für alle geotechnische Konstruktionen ist die Norm NEN 6740 [L4]. Sie unterscheidet die Grenzzustände einer Konstruktion in drei Kategorien. In der Norm NEN 6740 werden ferner die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte beschrieben. Die anzusetzenden Teilsicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der Sicherheitsklasse des Bauwerkes auf Seiten der Einwirkungen (Lasten) sind in der NEN 6702 geregelt [L5]. Die einzelnen Faktoren bzgl. der Herstellungsmethode bzw. des Pfahltypes, die Teilsicherheitsbeiwerte und die Grenzzustände werden in diesem Beitrag nicht näher beschrieben und können den jeweiligen Normen entnommen werden.

3.2 Druckpfähle

Bei der Berechnung von Pfählen werden prinzipiell drei Pfahltypen bzw. Pfahlherstellungsmethoden unterschieden. Es gibt bodenverdrängende Pfahlsysteme (z.B. Fertigbetonrampfpfähle), Pfähle mit wenig Aushub während der Herstellung (z.B. Schraubbohrpfähle) und Pfähle mit vergleichsweise hoher Entspannung im Boden durch Materialaustag (z.B. Bohrpfähle). Abhängig vom jeweiligen Pfahltyp werden jeweils die entsprechenden Pfahlparameter gewählt. Ebenso wie in der deutschen Norm berechnet sich die Grenzbelastbarkeit eines Pfahls über die definierte zulässige Grenzverschiebung der Pfahlspitze sowie des Pfahlmantels, so wie nachfolgend wiedergegeben:

$$w_{\text{Fuss}} \leq 0,11 \times D_{\text{Pfahl}} \quad \text{z.B. Rampfpfähle}$$

$$w_{\text{Fuss}} \leq 0,20 \times D_{\text{Pfahl}} \quad \text{z.B. Bohrpfähle}$$

$$w_{\text{Mantel}} \leq 11 \text{ mm} \quad \text{z.B. Rampfpfähle}$$

$$w_{\text{Mantel}} \leq 25 \text{ mm} \quad \text{z.B. Bohrpfähle}$$

Die maximale Tragkraft eines Pfahls setzt sich aus den Anteilen Spitzenwiderstand (punt) und Mantelreibung (schacht) zusammen:

$$F_{r,\text{max},i} = F_{r,\text{max},\text{punt}} + F_{r,\text{max},\text{schacht}}$$

$$F_{r,\text{max},\text{rep}} = F_{r,\text{max}} \times \xi$$

$$F_{r,\text{max},d} = \frac{F_{r,\text{max},\text{rep}}}{\gamma_{m,b4}}$$

mit $F_{r,max}$	Maximale Tragkraft des Pfahles
$F_{r,max;punt}$	maximaler Pfahlsitzenwiderstand
$F_{r,max;schacht}$	Maximale Pfahlmantelreibung
$F_{r,max;rep}$	Repräsentativer Wert der maximalen Tragfähigkeit
ξ	Faktor abhängig von der Anzahl der Pfähle unter der Konstruktion, der Anzahl der dafür verfügbaren Sondierungen sowie der Steifigkeit des Baugwerkes
$\gamma_{m;b,4}$	Teilsicherheitsbeiwert siehe NEN 6740
$F_{r,max;d}$	Rechenwert der maximalen Tragfähigkeit auf Druck

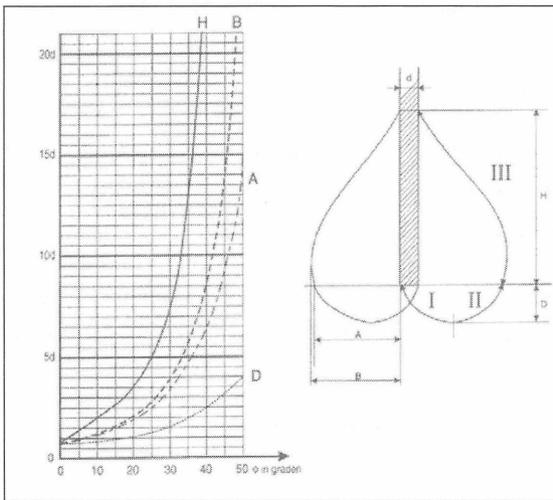


Bild 3: Gleitfläche um den Pfahlfuß [L6]

Die Berechnung des Pfahlsitzenwiderstands $F_{r,max;punt}$ basiert auf der Koppejan'schen Rechenmethode, der 8D/4D-Methode [L6]. Dabei wird rund um den Pfahlfuß eine Gleitfläche in Form einer logarithmischen Spirale angenommen (siehe Bild 3).

Die folgende Formel gibt die Berechnung des Pfahlsitzenwiderstandes wieder:

$$F_{r,max;punt} = 0,5 \times \alpha_p \times \beta \times s \times (0,5 \times (q_{c,I,gem} + q_{c,II,gem}) + q_{c,III,gem}) \times A_{punt}$$

mit α_p	Pfahlklassenfaktor, in Bezug auf die Herstellungsmethode / Pfahltyp
β	Einflussfaktor Pfahlfußform
s	Einflussfaktor für den Querschnitt des Pfahlfußes
$q_{c;I,II,III,gem}$	Durchschnittsspitzenwert des jeweiligen Einflussbereiches I/II/III,

wobei $q_{c|; \text{gem}}$ der durchschnittliche Spitzendruck beginnend vom Pfahlfuß bis zur Tiefe $4 \cdot D$ ist, hier ist das Erreichen des kleinsten Sondierungsausschlages im Bereich $0,7 \cdot D$ bzw. $4 \cdot D$ maßgebend.

$q_{c|; \text{gem}}$ ist der durchschnittliche kleinste Spitzendruck, beginnend in der Tiefe $4 \cdot D$ bis zum Fußpunkt des Pfahles bzw. bis zum Erreichen des kleinsten Sondierungsausschlages und $q_{c||; \text{gem}}$ ist der durchschnittliche kleinste Spitzendruck beginnend vom Pfahlfußpunkt bis zur Höhe $8 \cdot D$.

Die Spitzendrucke $q_{c;z}$ müssen bei Spannungsänderungen im Boden z.B. durch Baugrubenaushub in Hinblick auf den gemessenen Spitzendruck mit der folgenden Formel abgemindert werden:

$$q_{c,z,\text{corr}} = \frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z,i}} \times q_{c,z} \quad \text{Verbesserter Spitzendruck in der Tiefe } z$$

- mit $\sigma'_{v,z}$ Effektive vertikale Spannung in der Tiefe z infolge Entlastung
 $\sigma'_{v,z,i}$ Effektive vertikale Spannung in der Tiefe z vor Entlastung
 $q_{c,z}$ Gemessener Spitzendruck in der Tiefe z

Die Reibung wird von den über dem Pfahlfußpunkt befindlichen Bodenschichten, welche keine Setzungen erfahren, mobilisiert. Die zulässige Mantelreibung wird gemäss der folgenden Formel berechnet:

$$F_{r,\text{max;schicht } i} = O_p \times \int_0^{\Delta L} \alpha_s \times q_{c,z,\text{corr}} \times dz \quad \text{Maximale Mantelreibung}$$

- mit $q_{c,z,\text{corr}}$ Gemessener Spitzendruck (evtl. verbessert)
 α_s Pfahlklassenfaktor in Bezug auf die Herstellungsmethode/Pfahltyp
 d die Bodenart
 ΔL Länge der mantelreibungserzeugenden Schichten
 O_p Umfang des Pfahls

Die Setzung des Pfahlkopfes setzt sich aus den unten genannten Anteilen zusammen und wird mit Hilfe von Diagrammen, wie in Bild 4A und Bild 4B dargestellt, ermittelt.

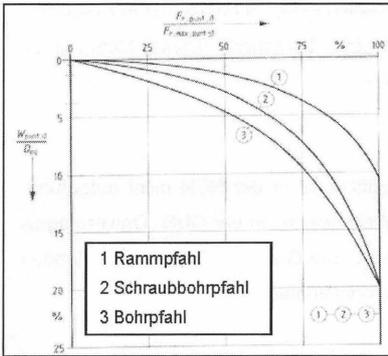


Bild 4A: Grenzsetzung Spitzenwiderstand

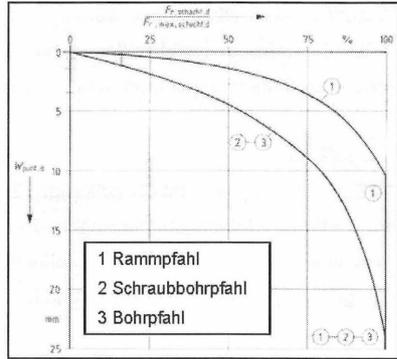


Bild 4B: Grenzsetzung Mantelreibung

Setzungsanteile Pfahlkopf:

W_d	$= W_{1,d} + W_{2,d}$	Rechenwert der Pfahlkopfsetzung
mit $W_{1,d}$	$= W_{Fuss,d} + W_{el,d}$	Setzungsanteil Einzelpfahl
$W_{Fuss,d}$		Setzung des Bodens unter der Pfahlspitze
$W_{el,d}$		Elastische Verkürzung des Pfahles infolge Last
$W_{2,d}$		usatzsetzung infolge Gruppenwirkung

mit $W_{2,d} = \frac{m^* \times \sigma'_{v,4D} \times 0,9 \times \sqrt{A_{4D}}}{E_{g,gen,d}}$ Setzungsanteil Pfahlgruppenwirkung

mit $W_{2,d}$	Setzungsanteil aus Gruppenwirkung
$\sigma'_{v,4D}$	Effektive vertikale Spannung infolge der Gesamtgebrauchslast ezüglich der Fläche $b_1 \times b_2$ auf der Tiefe $4 \cdot D$ unter Pfahlfuß
b_1 und b_2	Abmessungen der durch die Pfähle belasteten Oberfläche unter Pfahlfußniveau $b_2 \leq b_1$
A_{4D}	Fläche aus $b_1 \times b_2$
$E_{g,gen,d}$	Durchschnittlicher Elastizitätsmodul des Bodens $4 \cdot D$ unter Pfahlfuß, bei näherungsweise $E = 5 \times q_{c,z,gen}$ angenommen werden kann
$q_{c,z,gen}$	Durchschnittlicher Spitzendruck (verbessert) auf der Tiefe $4D$ nterhalb des Pfahlfußniveaus
m^*	Geometriefaktor in Abhängigkeit von der belasteten Oberfläche

Die Setzungen einer Pfahlgruppe werden in den Niederlanden ebenfalls mit der Methode einer fiktiven tiefliegenden Lastfläche nach Terzaghi berechnet. Diese Methode ist hinreichend bekannt und hier nicht näher beschrieben.

3.3 Zugpfähle

Die Pfahlbemessung hinsichtlich zulässiger Zugkräfte wird in der NEN nicht aufgeführt. Zurückgegriffen wird dabei auf die Regeln der Technik, welche in der CUR „Onwerpregels voor trekpalen“ Rapport 2001-4 [L3] beschrieben sind. Die CUR wird in den Niederlanden oft als Ergänzung zur Norm verwendet und ist allgemein anerkannt.

Vor Berechnung der zulässigen Zugkräfte ist der Spitzendruck $q_{c,z}$ ebenfalls wie bei den Druckpfählen infolge von Aushubentlastung, des Bauablaufes und der Herstellungsmethode anhand der nachfolgenden beiden Formeln zu reduzieren:

- Für ein nicht erschütterungsfreies Pfahlsystem bzgl. der Herstellung und Pfahl wird nach dem Aushub hergestellt

$$q_{c,z,corr} = \frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z,i}} \times q_{c,z}$$

- Für ein erschütterungsfreies Pfahlsystem bzgl. der Herstellung oder Pfahl wird vor dem Aushub hergestellt

$$q_{c,z,corr} = \sqrt{\frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z,i}}} \times q_{c,z}$$

mit $\sigma'_{v,z}$ Effektive Spannung nach Aushubentlastung

$\sigma'_{v,z,i}$ Effektive Spannung vor Aushubentlastung

Die maximale Zugkraft eines Einzelpfahles wird wie folgt berechnet

$$F_{r,max,trek} = \int_0^{\Delta L} O_{p,gen} \times p_{r,max,trek,z} \times dz$$

mit $F_{r,max,trek}$ Maximale Zugkraft

$O_{p,gen}$ Durchschnittlicher Umfang des Pfahlschaftes

ΔL Länge, über welche die Mantelreibung übertragen wird

$p_{r,max,trek,z}$ Maximale Mantelreibung in der Tiefe z

wobei $p_{r,\max,\text{trek};z} = \alpha_t \times q_{c;z,\text{corr}}$

mit α_t Pfahlklassenfaktor hinsichtlich Herstellungsmethode und Typ
 $q_{c;z,\text{corr}}$ Reduzierter Spitzendruck in der Tiefe z

Maximale Tragkraft eines Zugpfahls in der Gruppe:

$$p_{r,\max,\text{trek};z} = f_1 \times f_2 \times \alpha_t \times p_{c;z,\text{corr}}$$

mit $f_{1;z;i}$ Beschreibt die Bodenveränderung infolge Einbringung von Pfählen in der Gruppe.

$f_{2;z;i}$ Beschreibt Effekte auf den Boden infolge Zugbelastung

$$f_{2;z;i} = \frac{-M_i + \sqrt{M_i^2 + \frac{1}{f_1} (2 \times \sigma'_{v;z,i} + \gamma'_i \times d_i) \times (2 \times \sigma'_{v;z,i} + \gamma'_i \times d_i - 2 \times \sum_{n=0}^{i-1} T_n)}}{2 \times \sigma'_{v;z,i} + \gamma'_i \times d_i}$$

wobei $M_i = \frac{O_{p,i} \times \alpha_t \times q_{c;z,i} \times d_i}{A}$

$$T_i = M_i \times f_1 \times f_2$$

$$\Sigma T_{i,\max} = \sum_{i=0}^n \gamma' \times d_i$$

$\sigma'_{v;z,i}$ Initielle effektive Spannung in der Schicht i

$O_{p,\text{gem};i}$ Durchschnittlicher Pfahlumfang in der Schicht i

$q_{c;z,i}$ Durchschnittlicher Spitzendruck in der Schicht i

d_i Schichtdicke i

A Einflußbereich des Pfahls

γ' Effektive Wichte des Bodens

Die zulässige und maximale Zugkraft kann damit wie folgt berechnet werden:

$$F_{r,\text{trek};d} = \frac{F_{r,\max,\text{trek}}}{\gamma_{m,\text{trek}}} \times \xi \quad \text{mit} \quad F_{r,\max,\text{trek}} = A \times \sum_{i=0}^m T_i$$

mit $\gamma_{m,\text{trek}}$ Materialfaktor

ξ Faktor siehe Kapitel 3.2

3.4 Beurteilung der Berechnungsmethoden

Anhand der oben beschriebenen Berechnungsmethode von axial belasteten Pfählen in den Niederlanden wird deutlich, dass in den Niederlanden Pfähle mit Hilfe von Berechnungsformeln bemessen werden, die den Pfahltyp sowie die Eigenschaften des Bodens durch Faktoren und Ergebnisse von Drucksondierungen berücksichtigen. Berechnungsmethoden mit DIN dagegen beschränken sich bei der Berechnung von Pfahlgründungen im wesentlichen auf Erfahrungswerte in Tabellen, welche im Laufe von Jahrzehnten aus Untersuchungen gewonnen wurden. Unterschiedliche Eigenschaften von Pfählen und andere Randbedingungen (z.B. den Bodeneigenschaften) sind in den Tabellenwerten berücksichtigt.

In diesem Zusammenhang wurde eine Diplomarbeit von ARCADIS in Kooperation mit der Fachhochschule Regensburg durchgeführt, um die Unterschiede in den beiden Bemessungskonzepten zu untersuchen [L7]. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Arbeit können wie folgt zusammengefasst werden: Berechnungen von Verdrängungspfählen (Ramppfählen) zeigen vergleichbare Ergebnisse sowohl der berechneten Druck- als auch der Zugkräfte. Bei Bohrpfählen werden mit Berechnungen nach DIN deutlich günstigere Ergebnisse erzielt, wobei das Ergebnis stark vom jeweiligen Bodenaufbau abhängt. Die Berechnungsmethode nach DIN ist im Vergleich zur NEN anwenderfreundlicher - vor allem bei Vorbemessungen, wenn sich der Einsatz von rechnerunterstützten Programmen nicht lohnt. Bei ungünstigeren Baugrundbedingungen werden bei Berechnungen nach DIN aufgrund der Allgemeingültigkeit der Tabellenwerte im Allgemeinen nach DIN unwirtschaftlichere Ergebnisse erzielt. Daher kommen in Deutschland im Vergleich zu den Niederlanden vergleichsweise mehr Pfahlprobelastungen zum Einsatz, um auch hier nach DIN wirtschaftliche Dimensionierungen zu ermöglichen.

Nach Meinung der Autoren bieten die niederländischen Berechnungsmethoden von Zug- und Druckpfählen die Möglichkeit, auf Basis von Drucksondierungen eine wirtschaftliche Tiefgründung auch ohne Probelastungen zu dimensionieren. Inwieweit die Methode sich in das deutsche Normengefüge integrieren lässt und die oben genannten niederländischen Berechnungsfaktoren in Deutschland angewendet werden können, ist in weiterführenden Untersuchungen zu klären. Dies ist auch vor dem Hintergrund der Standardisierung der einschlägigen geotechnischen Normen in Europa von Interesse.

4 Geotechnische Aufgaben im Projekt

Auf Basis des oben beschriebenen Entwurfes und den Vorgaben aus der Vergabe des Projektes können die wichtigsten geotechnischen Fragestellungen im Projekt wie folgt beschrieben werden:

- Formulierung der Baugrunderkundung und Erstellen des Gründungsgutachtens in verschiedenen Phasen des Projektes. Die Baugrunderkundung durch
- Drucksondierungen wird in allen Phasen des Projektes, auch während der Ausführung, fortgeführt.

Dimensionierung der Baugruben für die Fundamente und Widerlager der Brückenbauwerke und der Widerlager der Dachkonstruktion, einschließlich der erforderlichen Wasserhaltungen.

- Dimensionierung der seitlichen Stützwand des Bahndammes an der Ost- und Westseite.
- Dimensionierung und Bewertung der Pfahlgründungen für die Brückenbauwerke, die Dachkonstruktionen und die Einrichtungen im inneren Bereich des Bahnhofes, wie z. B. Gebäudeteile, Rolltreppen und Aufzüge.
- Berücksichtigung der verschiedenen oben genannten geotechnischen Aspekte hinsichtlich deren Interaktion untereinander, unter anderem Kosten, Risiken und Bauausführung, wie z.B. Abstandsverhältnisse verschiedener Konstruktionselemente, Erschütterungen und Lärm.

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass der geotechnische Berater in den Niederlanden in der Regel bezüglich der Bemessung von Pfahlgründungen für die Wahl der geeigneten Bodenparameter, Grundwasserstände und die zulässigen äußeren Lasten einer Gründung verantwortlich ist. Die Verantwortlichkeit der inneren Tragfähigkeit sowie die Wahl einer geeigneten Pfahlkonfiguration liegt im Aufgabenbereich des Konstrukteurs. Wobei letzteres meist in enger Abstimmung erfolgt. Im berechnet der Geotechniker damit ein erforderliches Pfahlfußniveau bei einer durch den Konstrukteur angegebenen Belastung pro Pfahl.

5 Baugrund und Grundwasserverhältnisse

Die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse im Projekt können wie folgt beschrieben werden: Ab einer Tiefe von circa NAP – 70 m wird ein circa 60 m dickes Sandpaket

angetroffen. Die tiefen Sandablagerungen bestehen aus groben, bereichsweise kieshaltigen Sanden. Die oberen Meter der Sandablagerungen bestehen überwiegend aus mittelfeinen Sanden, bereichsweise aus lehmigen Feinsanden. Oberhalb der Sandformationen liegen die Holozänen Ablagerungen. Dieses circa 14 m dicke Paket besteht aus leichten bis schweren Tönen mit Einlagerungen aus Feinsanden und Torfen. Die Torfschichten, die früher bis an die ursprüngliche Geländeoberkante reichten, sind in den sechziger Jahren im Zuge der Erweiterung der Stadt Amsterdam mit anthropogenen Sanden abgedeckt worden. Unter dem circa 8 m hohen Dammkörper liegen diese Sandanfüllungen noch circa 1 bis 2 m tiefer im Zusammenhang mit den Setzungen der Ton- und Torfschichten. Der Baugrundaufbau ist schematisch für die Seite Nord-Ost des Bahnhofes Amsterdam Bijlmer in Bild 5 dargestellt.

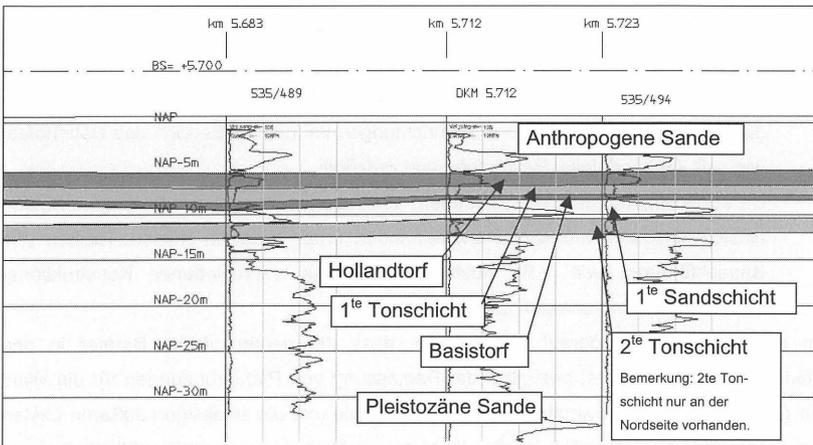


Bild 5: Bodenaufbau Bahnhof Amsterdam Bijlmer (exemplarisch Seite Nord-Ost)

Zusammenfassend werden aus Sicht der Gründung die tragfähigen Sande ab einer Tiefe von circa NAP – 8 m und NAP – 13 m, jedoch in sehr wechselhafter Lagerungsdichte angetroffen.

Der freie Grundwasserspiegel in den Deckschichten liegt circa 1,0 m bis 1,5 m unterhalb der Geländeoberkante. Das Potential des Grundwassers in den Pleistozänen Sanden liegt hier circa 1,0 m unterhalb des vor genannten freien Wasserspiegels.

6 Aspekte beim Gründungsentwurf

Bedingt durch die Vorgaben des Entwurfes und der Bauausführung, die Randbedingungen durch die Nachbarbebauungen und die vorhandenen Baugrundbedingungen mussten bei der Dimensionierung der Pfahlgründung vielschichtige Teilaspekte untersucht werden.

Während des Entwurfes wurden verschiedene Pfahlsysteme mit unterschiedlichen Durchmessern und Kantenlängen untersucht. Hierbei wurden Pfahlsysteme, die im als „bodenverdrängend“, als „nicht bodenverdrängend“ und als „teilweise bodenverdrängend“ zu bezeichnen sind, bzgl. ihrer Tragfähigkeit und ihres Last-Verformungsverhaltens, d.h. ihrer Federsteifigkeit im Fundament bewertet. Innerhalb der Pfahlsysteme bodenverdrängend oder nicht bodenverdrängend wurden dann wiederum verschiedene Pfahlsysteme bzgl. ihrer Ausführungsaspekte, wie z. B. Lärm, Erschütterungen und das Erreichen der erforderlichen Pfahlfußtiefe untersucht.

In der Endsituation werden allein für die 4 Brückenbauwerke 48 Stützen mit Zwischenabständen von 16,3 m bis 28,5 m erforderlich, die alle auf Fundamenten mit Pfählen stehen. Die runden Stützen der Brücken haben einen Durchmesser von 2500/2800 mm und werden oben im Bereich des Stützenkopfes 6 m breit. Durch die große exzentrische Belastung aus den Gleisen und Bahnsteigen besteht im Grenzzustand eine vertikale Bemessungslast von circa 21 MN und ein Moment von circa 40 MNm auf die Fundamentplatte. Die Fundamentplatte der Stützen ist in der Regel 1,5 m dick mit einer Oberfläche von 5,5 m x 11,0 m. Darüber hinaus sind verschiedene Pfahlsysteme zur Lastabtragung der Fundamente der Dachkonstruktion und die Bahnhofseinrichtungen zu untersuchen und zu dimensionieren. Daraus ergibt sich für das Projekt Bahnhof Bijlmer, dass rechnerische Pfahlbelastungen in den unterschiedlichsten Größenordnungen auftreten von 150 kN bis 1800 kN Druck und 50 kN bis 450 kN Zug. Insgesamt sind damit mehr als 2500 Pfähle mit mehr als 50 km Pfahllänge zu berechnen und innerstädtisch herzustellen.

Dies führte schlussendlich dazu, dass eine Vielzahl von Pfahltypen mit den verschiedensten Abmessungen berechnet und beurteilt werden musste. Die Pfähle wurden gemäss der niederländischen Normen und Richtlinien wie oben beschrieben auf

Druck und auf Zug bemessen. Durch den Bauablauf und die verschiedenen Bauzustände bedingt, wies die Lastresultierende der Fundamente zeitweise große Exzentrizitäten auf. In die Pfähle wurden damit bereichsweise große Zug- und Druckkräfte eingeleitet. Die Lasten der Dachkonstruktion waren zyklisch und Druck-/Zugkräfte traten ungefähr in derselben Größenordnung auf, weshalb verschiedene Pfähle noch mit einer zusätzlichen Reduzierung aufgrund von zyklischen Pfahlbelastungen dimensioniert werden mussten. In den Berechnungen wurde auch die bereichsweise große Spannungsreduktion im Untergrund durch das großflächige Abtragen des bestehenden Bahndammes berücksichtigt. Die berechneten Pfahlfußniveaus der verschiedenen Pfahltypen lagen in den Pleistozänen Sandlagen in einem Bereich von NAP - 15 m bis NAP -25 m. Die Pfähle hatten damit Längen von ca. 10 m bis ca. 22 m.

Als bodenverdrängendes, nicht erschütterungsfreies System bzgl. der Herstellung wurden vorgespannte Fertigbetonpfähle mit verschiedenen Kantenlängen untersucht (320 mm bis 450 mm), welche auch aus Kostengründen favorisiert wurden. Aufgrund der großen Pfahlkosten wurde schnell deutlich, dass für die Stützenfundamente der Brückenbauwerke nur Kantenlängen von 450 mm in Frage kämen, da die Einbindetiefe in der Ausführung ansonsten zu groß geworden wäre. Für andere Konstruktionselemente wurden Fertigbetonpfähle mit kleineren Kantenlängen berechnet. Im Zusammenhang mit den nicht erschütterungsarm herzustellenden Fertigbetonpfählen stellte sich jedoch von Beginn an die Frage der Ausführbarkeit eines solchen Pfahlsystems. Daher wurden parallel zu den Untersuchungen der zu erwartenden Erschütterungen in der Umgebung alternative Pfahlsysteme betrachtet, die erschütterungsfrei hergestellt werden können. Neben Großbohrpfählen mit verschiedenen Durchmessern (900 mm bis 1500 mm) wurden als Alternativen Stahlrohrpfähle Typ Tubex 560/457 mm (mit und ohne Nachverpressung von Zementmörtel) und verrohrt hergestellte Pfähle Typ Fundex 560/457 mm näher untersucht.

Ferner wurde untersucht, ob verschiedene Pfahlsysteme innerhalb eines Fundamentes ausführbar sind, d.h. ob neben Fertigbetonpfählen auch alternative Pfahlsysteme (z.B. Tubex- oder Fundexpfähle) angeordnet werden können. Die geotechnischen und konstruktiven Berechnungen haben gezeigt, dass vorgespannte Fertigbetonpfähle mit einer Kantenlänge von 450 mm und Stahlrohrpfähle Typ Tubex 560/457 mm mit

Nachverpressung ähnliches Lastverformungsverhalten und ähnliche Einbindetiefen aufweisen. Diese beiden Pfahltypen wurden letztlich dann auch innerhalb eines Fundamentes angeordnet.

Alle vorgespannten Fertigbetonpfähle wurden vorab hinsichtlich ihrer Ausführbarkeit beurteilt, zum einen, ob die geforderte Pfahlfußtiefe erreicht wird und zum anderen, inwieweit Nachbarbebauungen beeinträchtigt werden. Das Erreichen der erforderlichen Einbindetiefe wird bei Randbedingungen wie hier (Pfahltyp und Boden) mittels Erfahrungswerten und Prognosen der zu erwartenden Hitzen mit analytischen Berechnungsmethoden beurteilt. Die Kriterien bezüglich Erschütterungen und Lärm sind in den Niederlanden unter anderem in der Vorschrift SBR, Teil 1 bis 3 [L8] und dem „Circulaire Bouwlaaai“ [L9] geregelt. Sowohl zu den zu erwartenden Erschütterungen als auch der zu erwartenden Lärmbelästigung in der Umgebung der Baumassnahme wurden vorab Untersuchungen anhand von Prognosen mit numerischen Modellen und Proberammungen durch externe Beraterbüros durchgeführt [L10]. Diese dienten als Entscheidungsgrundlage bei der Wahl des Pfahlsystems. Schlussendlich zeigten diese Untersuchungen, dass in großen Bereichen der Baumassnahme mit den vorgespannten Fertigbetonpfählen mit maximaler Kantenlänge von 450 mm gegründet werden kann. In einigen kleinen Teilbereichen sind Stahlrohrpfähle z. B. Typ Tubex 560/457 mm mit Nachverpressung von Zementmörtel erforderlich.

Eine Herausforderung bestand in den vorhandenen Pfählen des heutigen Bahnhofsgebäudes aus den 60er Jahren mit engem Pfahlraster. Aufgrund der geringen zulässigen Tragfähigkeit der vorhanden Pfähle, mussten diese größtenteils durch neue ersetzt werden, was wiederum die Herstellung der neuen Pfähle beeinträchtigte. Hier wurde ein Maßnahmenkatalog erarbeitet, der einerseits den erneuten Gebrauch von möglichst vielen vorhandenen Pfählen, z.B. als Bauhilfskonstruktion regelt, als auch die Wechselwirkungen bei der Herstellung von neuen Pfählen. In diesem Zusammenhang wurden sämtliche alten Pfähle inventarisiert und die Anordnung der neuen Pfähle darauf abgestimmt.

Ein weiterer Aspekt bei der Planung der Tiefgründungen waren passive Horizontalbelastungen durch Fließdruck auf die Pfähle im Bereich der Widerlager als Folge der

Verbreiterung des bestehenden Bahndammes und der langen Konsolidierungszeit der Weichschichten. Auf Basis von elastischen Setzungsberechnungen wurden die Bodenverformungen senkrecht zur Pfahlachse mit der Methode Loof/IJsseldijk/Leeuw berechnet [L1]. Im Anschluss daran wurden die Momente in den Pfählen mit einem linear elastischen Federmodell ermittelt. In diesem Modell wird die Interaktion zwischen Pfahl und Boden durch eine lineare Federcharakteristik abgebildet und die Bodenverformungen als äußere Belastung aufgebracht. Anhand dieser Berechnungen konnte der Zeitpunkt der Herstellung der Pfähle im Bereich der Widerlager bestimmt werden.

Auffallend am Gründungsentwurf ist, wie bereits oben erwähnt, dass mit Ausnahme der Widerlager nur lotrechte Pfähle angeordnet sind. Dies hängt unter anderem auch mit den zum Bau der Fundamente erforderlichen Baugruben mit Unterwasserbetonsohle zusammen. Eine Kostenstudie ergab, dass die Minimierung der Teilbaugrubenflächen kombiniert mit ausschließlich lotrechten Pfählen Vorteile gegenüber der Variante mit geneigten Pfählen und größeren Teilbaugrubenflächen bietet.

7 Zusammenfassung

Im Zuge des Neubaus des Bahnhofes Bijlmer in Amsterdam werden mehr als 2500 Pfähle mit ca. 50.000 Pfahlmetern dimensioniert und im innerstädtischen Bereich ausgeführt. Aus diesem Grund wurden im Vorfeld und während der Detaillierungsphase umfangreiche Berechnungen und Bewertungen verschiedener Pfahlsysteme auf Basis der in den Niederlanden gebräuchlichen Berechnungsmethoden durchgeführt.

In allen geotechnischen Fragen standen in den verschiedenen Phasen des Projektes die Kosten, die Ausführbarkeit innerhalb der Zeitvorgaben sowie Vorgaben der Auftraggeber und Dritter im Vordergrund. Anhand von Bild 6 auf der folgenden Seite soll das Spannungsfeld Konstruktion, Geotechnik, Ausführbarkeit, Kosten-, Risiko- und Projektmanagement, in dem der geotechnische Berater in diesem Projekt steht, verdeutlicht werden. Neben der Dimensionierung und der Berechnung der erforderlichen Einbindetiefen der Pfähle standen damit auch Fragen betreffend Erschütterungen, Lärm, Bauphasen, die Interaktion mit anderen Bauelementen und der Umgang mit bestehenden Pfählen im Vordergrund.

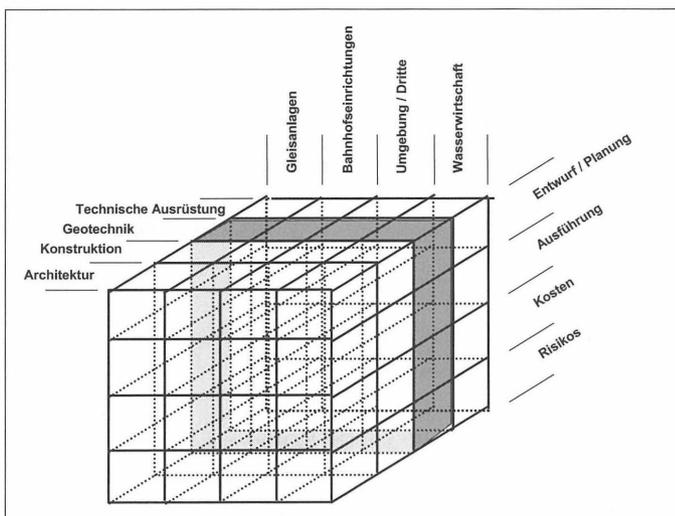


Bild 6: Spannungsfeld des Gründungsberaters im Projekt Bahnhof Bijlmer

Durch die Vorbemessungen und Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass der überwiegende Teil der erforderlichen Gründungspfähle mit den in den Niederlanden vergleichsweise kostengünstigen vorgespannten Fertigbetonpfählen in verschiedenen Abmessungen realisiert werden kann. In einigen wenigen Teilbereichen werden alternativ Tubexpfähle eingesetzt, da diese die vorhanden geotechnischen Konstruktionselemente wie z. B: Fertigbetonpfähle und Spundwände am wenigsten beeinträchtigen. Derzeit sind die ersten 700 Pfähle erfolgreich und ohne nennenswerte Vorkommnisse hergestellt sowie die beiden äußeren Brückenbauwerke fertiggestellt.

8 Literatur

- [L1] CIAD eindrapport; Door grond horizontaal belaste palen; Zoetermeer 1979
- [L2] NEN 6743; Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen, Drukpalen; december 1991 met correctieblad september 1993 en mei 1997

- [L3] CUR, Rapport 2001-4, Ontwerpregels voor trekpalen; juni 2001 met correctieblad oktober 2002

- [L4] NEN 6740; Geotechniek, TGB 1990, Basiseisen en belastingen; december 1991 met correctieblad september 1993 en mei 1997

- [L5] NEN 6702; Belastingen en vervormingen, TGB 1990; december 1991 met correctieblad september 1993

- [L6] Handboek Funderingen, SBR (stichting bouwresearch), tenHagenStam, versie CD-rom, augustus 2002, onderdeel B3000

- [L7] Vergleich von Berechnungsverfahren zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfählen unter Verwendung der niederländischen und der deutschen Norm anhand eines praktischen Beispiels; unveröffentlichte Diplomarbeit, Fachhochschule Regensburg, Arcadis Bouw/Infra; Amersfoort, Regensburg, März 2001

- [L8] SBR deel 1, Schade aan gebouwen, meet- en beoordlingsrichtlijn
SBR deel 2, Hinder voor personen in gebouwen, meet- en beoordlingsrichtlijn
SBR deel 3, Storing aan apparatuur, meet- en beoordlingsrichtlijn

- [L9] Circulaire Bouwlawaaï, ministerie van volksgezondheid en milieuhygiëne, 1981

- [L10] Onderzoek Geluid en Trillingen Bouw Station NS Bijlmer, Dynamic Engineering, E99.939 N99042, Zwolle, 29 oktober 1999

Kontaktadresse:

Dipl.-Ing. Guido Meinhardt und Ir. Peter Schouten
ARCADIS Infra B.V.
Postfach 220, 3800 AE Amersfoort, Niederlande

Tragfähigkeitsuntersuchungen von Pfahlgründungen mit Hilfe der dynamischen Meßmethode (high strain) mit den bekannten Auswertverfahren nach CASE und CAPWAP

Integritätsuntersuchungen von Pfahlgründungen mit Hilfe der dynamischen Meßmethode (low strain)

Erschütterungs- bzw. Schwingungsuntersuchungen, Prognosen

Schallmessungen, Berechnungen, Prognosen

Langzeitmessungen mit Sonderaufnehmern

Bohrloch- bzw. Eisendetektion

Betonüberdeckungsmessungen

Statische Probelastungen

Kernbohrlochinspektion

Sonderaufgaben und
Speziallösungen

24361 Holzbunge
Schoolsiekengang 2
Tel (04356) 603
Fax (04356) 625

71735 Hochdorf (Enz)
Pfarrgasse 6
Tel (07042) 7073
Fax (07042) 7074

E-Mail : info@dmh-holzbugne.de
Homepage : dmh-holzbugne.de

Bebauung A + T Potsdamer Platz - Mantel- und fußverpresste Bohrpfähle und Schlitzwandlamellen

Dr.-Ing. Thomas Richter, Dipl.-Ing. Oskar-H. Pekoll

1. Zusammenfassung

Beim Bauvorhaben der A + T Potsdamer Platz - Parkkolonnaden mit einer Gesamtgrundstücksfläche von 15.000 m² wurde auf einer Teilfläche von ca. 1.800 m² ein 12-geschossiger Kopfbau errichtet, der einen mittig verlaufenden U-Bahnfahrweg überspannt und auf einer Tiefe von 11 m einen bestehenden S-Bahnfahrweg überkragt. Die sich aus dieser geometrischen Gegebenheit ergebenden extrem hohen punktförmigen Gebäude-lasten neben den bestehenden Tunneln von maximal 120 MN wurden über bis maximal 46 m tief abgesetzte mantelverpresste Pfahl- und Schlitzwandelemente verformungsarm abgetragen. Damit blieben die Gebäudeverformungen in Größenordnungen der prognostizierten Werte von ca. 2 cm und die Mitnahmen der angrenzenden Tunnelbauwerke waren mit von < 1 cm im unkritischen Bereich.

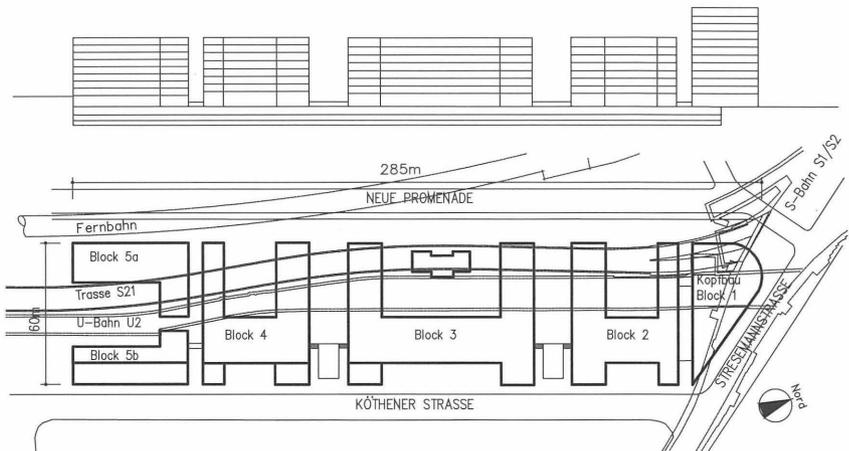


Bild 1 Bebauung A + T Potsdamer Platz - Parkkolonnaden

2. Projektbeschreibung

2.1 Baugrundverhältnisse

Das Grundstück befindet sich im Bereich des Warschau-Berliner Urstromtales. Die Morphologie ist durch eiszeitliche Vorgänge entstanden und weist eine relativ ebene Geländeoberfläche bei einer Ordinate von ca. 34 bis 35 m ü NN auf. Der Schichtenverlauf ist dahingehend typisch, dass im oberflächennahen Bereich von 2 bis 6 m anthropogene Auffüllungen und darunter bis in Tiefen von 25 bis 35 m quartäre Schichten in Form von Sanden, Kiesen und Geschiebemergel der Weichseleiszeit und Sanden und Kiesen der Saaleeiszeit anstehen. Im Liegenden folgen tertiäre Böden in Form von braunkohlehaltigen Sanden mit in Bändern eingelagerten Braunkohle- und Braunkohleschluffschichten in Mächtigkeiten von 0,3 bis 3,3 m. Die zwei bis in eine Tiefe von 70 m unter Gelände ausgeführten Bohrungen weisen drei dieser Braunkohle-/ Braunkohleschluffschichten bei Tiefen von 42 bis 45 m, 54 bis 57 m sowie unterhalb 63 m unter Gelände aus.

Insgesamt wurden zur geologischen Erschließung des gesamten Grundstückes 2 Tiefbohrungen bis 70 m, die im Bereich des mit einer Pfahlgründung versehenen Kopfbaus angelegt waren, 13 Bohrungen bis in 30 m sowie 13 Kleinrammbohrungen bis in 15 m Tiefe unter Gelände ausgeführt. In die Schichtenprofilen fanden zusätzlich Eingang von 15 in direkter Umgebung zum Grundstücksareal vorhandener Altbohrungen, die bis in Tiefen von maximal 60 m abgeteuft waren.

Die Hydrologie/Hydrogeologie ist geprägt durch zwei Grundwasserstockwerke, die durch eine in Tiefen zwischen 10 bis 18 m unter Gelände anstehenden Geschiebemergelschichten getrennt sind. In weiterem Umkreis korrespondieren diese Grundwasserstockwerke miteinander, da nördlich des Potsdamer Platzes die trennende Geschiebemergelbank glazial wegerodiert wurde. Diese Grundwasserstockwerke besitzen eine Ordinate von ca. 31 m ü NN und somit einen nur geringen Flurabstand von 3 bis 4 m.

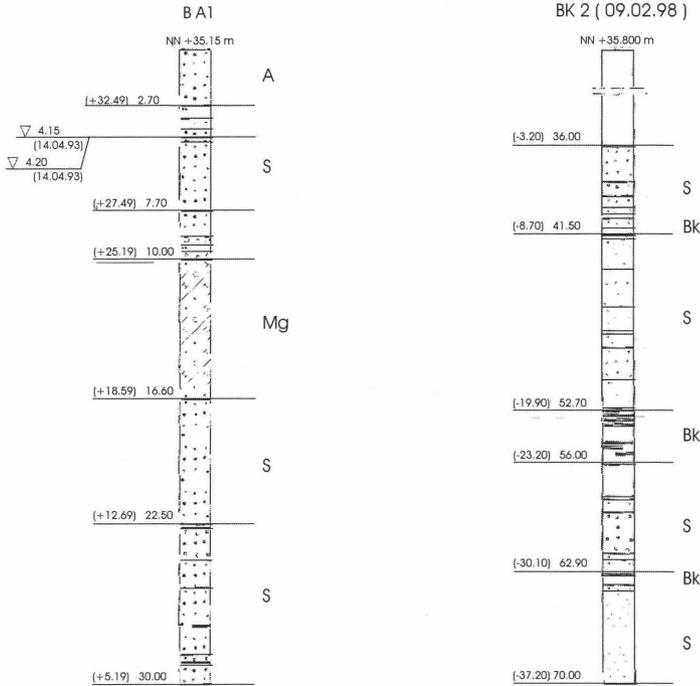


Bild 2 Bohrprofile

Die Festigkeit der anstehenden Böden kann wie folgt beschrieben werden. Die pleistozänen oberen, d. h. oberhalb des Geschiebemergels, anstehenden Sande sind überwiegend mitteldicht, die unterhalb des Geschiebemergels anstehenden Sande überwiegend dicht gelagert. Die Festigkeit des Geschiebemergels, der teilweise stark sandig ist, ist halbfest bis fest.

Die in größerer Tiefe anstehenden tertiären, teilweise stark organischen, Sande sind dicht gelagert, die eingelagerten Braunkohleschluffe besitzen eine überwiegend steife Konsistenz.

Die in Ödometerversuchen und aus Rückrechnung von Gebäudesetzungen für die anstehenden pleistozänen Böden repräsentativen Steifemoduli haben die folgende Größenordnungen:

pleistozäne obere Sande	$E_s = 20$	$\cdot \sqrt{t}$ (MN/m ²)
Geschiebemergel-Erstbelastung	$E_s = 5$ bis 10	$\cdot \sqrt{t}$ (MN/m ²)
pleistozäne untere Sande	$E_s = 40$	$\cdot \sqrt{t}$ (MN/m ²)

t = Tiefe unter GOK jeweils in m

Für den Geschiebemergel werden in der Regel aufgrund der geologischen Vorbelastung die dreifachen Werte in Berechnungen berücksichtigt.

Die Steifemoduli der tertiären Böden ergeben sich für den Braunkohleschluff aufgrund der durchgeführten Ödometerversuche zu

Braunkohleschluff - Erstbelastung	$E_s = 10$ bis 15 MN/m ²
- Wiederbelastung	$E_s = 40$ bis 70 MN/m ²

2.2 Bebauung

Wie im Bild 1 dargestellt, wird das Grundstück in seiner Länge von ca. 285 m mittig durch den vorhandenen Fahrweg der U-Bahnlinie U2 durchtrennt. Darüber hinaus ist westlich der vorhandenen U-Bahnlinie U2 die Trasse der S21 vorgesehen, welche als Freihalteprofil berücksichtigt wurde. Neben der Auskragung über der S-Bahn erfolgt, wie im Bild 3 dargestellt, die Überspannung der U-Bahnlinie U2. Am nördlichen Grundstücksrand verläuft unterhalb des hier näher betrachteten Kopfbaus der vorhandene Fahrweg der S-Bahn S1/S2. Die Überkragung des Kopfbaus beträgt ca. 11 m.

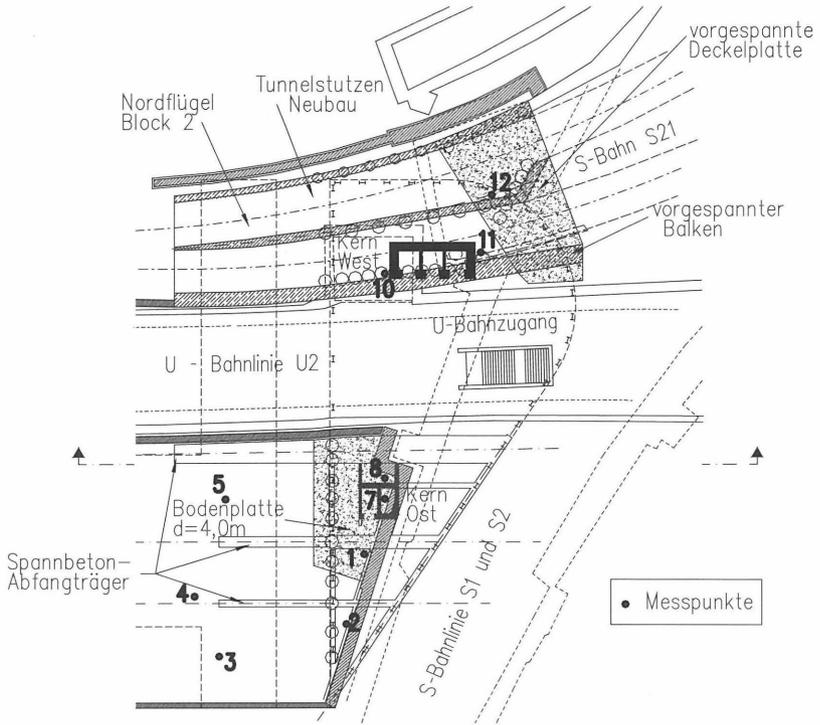


Bild 3 Grundrissübersicht Kopfbau mit Höhenmesspunkten

Der Block 1 (Kopfbau) wird als 12-geschossiges Hochhaus ausgeführt. Im Bild 4 ist zu erkennen, wie dieses Gebäude auf Spannbetonabfangträger aufgestellt ist. Diese erstrecken sich über alle 3 Untergeschosse der Tiefgarage und kragen über den vorhandenen S-Bahntunnel aus. In südlicher Richtung wird ein Waagebalken ausgebildet, der die Hälfte des Gebäudekomplexes (Block 2) erfasst. Dieser Gebäudeblock stellt das erforderliche Gegengewicht dar, um ein Abkippen des Hochhauses zu verhindern. Die übrigen 4 Gebäudeblöcke werden östlich des U-Bahntunnels auf einer 3-geschossigen Tiefgarage abgesetzt.

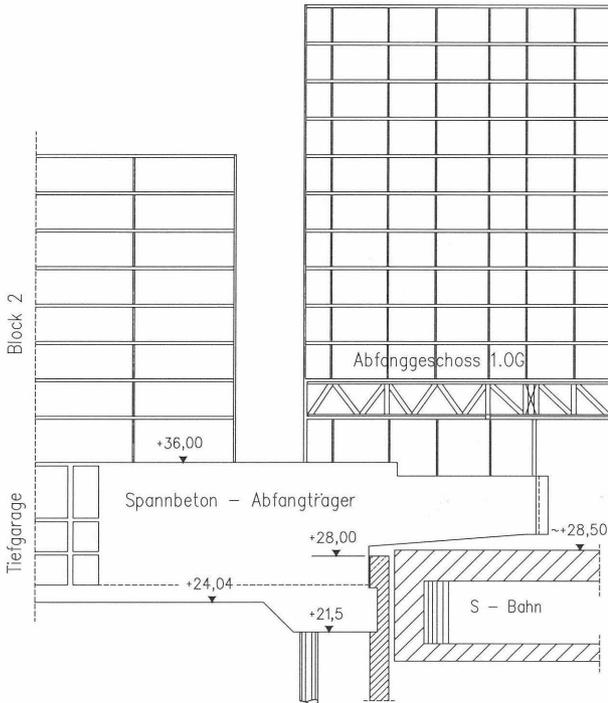


Bild 4 Gebäudeschnitt Kopfbau

3. Lastabtragung

3.1 Gebäude

Bild 5 zeigt, dass rechnerische Simulationsmodell der Obergeschosse des 12-geschossigen Hochhauses. Die Gründung wird in diesem Rechenmodell durch Ersatzfedern abgebildet.

Zwischen den Gründungskörpern östlich und westlich der U-Bahn können durch die ausgeführte Stahlkonstruktion unterschiedliche Setzungen in einer Größenordnung von 2 bis 3 cm aufgenommen werden. Zur Reduzierung und Kontrolle der Zwängungsspannungen,

insbesondere auch im Hinblick auf die zweischalige Glasfassade werden die am nördlichen Rand unterhalb der Fassade gelegenen Stahlstützen des Hochhauses am Fußpunkt mit Pressen versehen. Mit Hilfe dieser ist ein Nachjustieren und somit ein Reagieren auf sich einstellende Setzungsdifferenzen der hoch ausgelasteten Gründungskörper möglich.

Die sich mit beschriebenem Gebäudemodell errechnenden direkt neben U-Bahn- und S-Bahn-Tunnel abzutragenden Lasten betragen auf der Ostseite auf einer Fläche von ca. 100 m² ca. 120 MN und auf der Westseite auf einer Fläche von ca. 70 m² ca. 80 MN.

Diese hohen konzentrierten Lasten machten umfangreiche Vergleichsuntersuchungen zu möglichen Gründungssystemen notwendig.

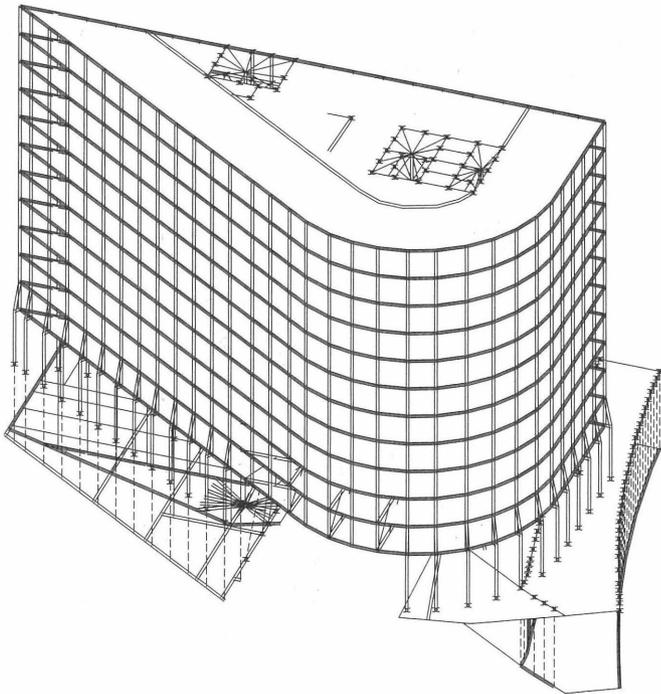


Bild 5 Räumliches FE-Berechnungs-Modell

3.2 Gründung

Die Randbedingungen der Gründung gehen aus den Beschreibungen der Vorkapitel hervor. So sind direkt angrenzend an die unterirdisch im Grundwasser liegenden schwarzgedichteten Tunnelbauwerke der U-Bahn und der S-Bahn konzentrierte Gründungslasten in Größenordnungen von 80 bis 120 MN abzutragen. Aufgrund der im Rahmen des Genehmigungsverfahrens notwendigen Abstimmungen mit den Bahnverwaltungen wurde ein kritisches Mitnahmemass der vertikalen Verformungen in einer Größenordnung von 2 cm festgelegt, wobei in diesem Maß auch herstellungsbedingte Verformungen z. B. aus der Herstellung der Schlitzwände und Bohrpfähle beinhaltet sind. Diese hohe Anforderung führte zur Untersuchung von zu konventionellen Pfahlgründungen alternativen Gründungsvarianten.

So wurde, wie im Bild 6 dargestellt, in einer ersten Überlegung eine tiefeichende Brunnengründung auf einem massiven Düsenstrahlkörper mit einem Durchmesser von 12 m und einer Höhe von ca. 6 m untersucht.

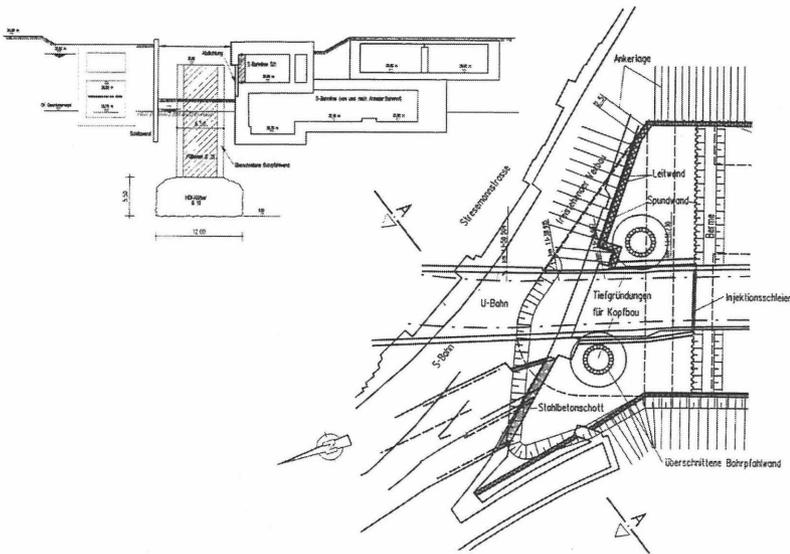


Bild 6 Gründungsvariante - Brunnengründung

Als weitere Alternative wurde geprüft, siehe Bild 7, inwieweit Pfahl- und Schlitzwand in ihrem Tragverhalten durch seitlich angeordnete Injektionskörper im Lastabtrag verbessert werden konnten. Hierzu wurden im Baufeld Kleinbohrpfähle gemäß DIN 4128 bis in 21 m Tiefe unter Gelände abgebohrt, wobei nur die unteren 3 m zur Lastübertragung herangezogen wurden. Gewährleistet wurde dieses durch ein über den GEWI-Stahl gezogenes Hüllrohr und der Auffüllung des Bohrlochs mit Bentonit. Der Baugrund um die Pfähle wurde zum einen mit Hilfe von Feinstzementinjektionen und zum anderen mit Hilfe von Düsenstrahlinjektionen verbessert. Die bodenverbessernden Injektionsmaßnahmen wurden lediglich in der Lasteinleitungsstrecke vorgenommen. Die Ergebnisse der Ausziehversuche zeigen, dass ganz erhebliche Laststeigerungen zu verzeichnen waren und die Festigkeit des verbesserten Baugrundes mit einer Grenzmantelreibung von 900 kN/m^2 berücksichtigt werden kann.

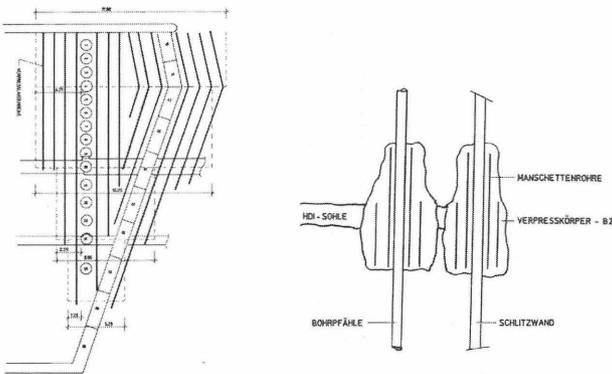


Bild 7 Gründungsvariante - Tiefgründung mit Injektionskörpern

Unter Berücksichtigung der anstehenden Geologie in Form der schichtweise bis in Tiefen von 70 m in Metermächtigkeiten eingelagerten Braunkohleschluffschichten ergab sich aus den für diese Gründungsvariante durchgeführten Verformungsbetrachtungen, dass die tief liegenden Injektionskörper aber auch die baugrundverbessernden Injektionsmaßnahmen gegenüber konventionell ausgeführten Pfahlgründungen mit Fuß- und Mantelverpressung keine nennenswerten Setzungsreduktionen erbrachten.

Hinsichtlich des tiefliegenden Düsenstrahlverfahrens wurde zum Zeitpunkt der Entscheidung, d. h. im Jahre 1998, darüber hinaus abgewogen, dass die Herstellungsrisiken für die nahe gelegenen Tunnelanlagen den nur geringen setzungsreduzierenden Effekt erheblich übersteigen, so dass diese Ausführungsvariante verworfen wurde.

Es verblieb somit die vergleichsweise konventionelle Lösung in Form von tief herabreichenden Bohrpfählen und Schlitzwänden, welche in ihrem Lastabtragungsverhalten durch Fuß- und Mantelverpressung verbessert wurden. Zur Einschätzung des Lastverformungsverhaltens dieser Gründungsvariante unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der bis zu 4 m mächtigen Bodenplatte wurden diverse rechnerische Simulationen durchgeführt.

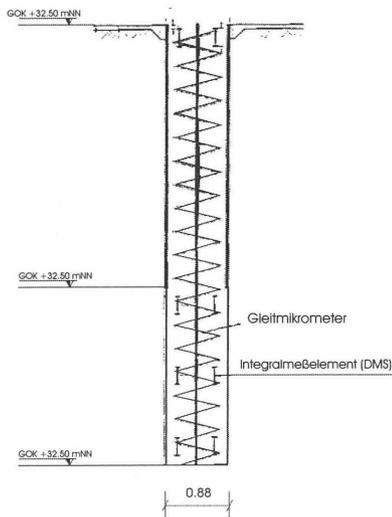


Bild 8 Systemschnitt - Pfahlprobelastung

Die Spezialtiefbauarbeiten wurden von der Arbeitsgemeinschaft der Firmen Franki, Bauer und Brückner ausgeführt.

4. Die Tiefgründung

4.1 Pfahlprobelastung

Zur Ermittlung des Lastverformungsverhaltens der mantelverpressten Großbohrpfähle wurde eine Pfahlprobelastung (siehe Bild 8) durchgeführt. Während die Bauwerkspfähle mit einem Durchmesser von 106 cm und maximalen Pfahllängen 46,5 m unter Gelände vorgesehen und ausgeführt wurden, wurde die Probelastung zur Beherrschung der Prüflast an einem Pfahl mit einem Durchmesser von 88 cm durchgeführt. Der Probepfahl wurde bis in eine Tiefe von ca. 25 m unter Bohransatzpunkt bzw. 27,5 m unter Gelände abgeteuft. Die unteren 10 m, gelegen in den unten liegenden pleistozänen Sanden, wurden dabei mantelverpresst. Im oberen Bereich wurde die Mantelreibung mit Hilfe eines Hüllrohres weitestgehend ausgeschaltet. Das Bild 9.1 zeigt die Lastverformungskurve - Arbeitslinie - des Pfahles und die Bilder 9.2 bis 9.4 den Verlauf der Mantelreibung in den einzelnen Querschnittshöhen sowie des Pfahlspitzendrucks über die Kopfverschiebung.

Gemessen wurde die Mantelreibung mit zwei unterschiedlichen Meßsystemen. Zum einen waren von der TH Darmstadt Integralmesselemente in vier unterschiedlichen Tiefen angeordnet. Darüber hinaus wurde von der Firma Bauer Spezialtiefbau die Pfahlstauchung mit einem Gleitmikrometer über die Gesamtlänge gemessen. Die aufgetragenen Mantelreibungskurven sind der Auswertung der Firma Bauer Spezialtiefbau entnommen.

Zu erkennen ist, dass in den unter liegenden Sanden Mantelreibungen von 100 bis 300 kN/m² gemessen wurden. In Abgleichung mit den Ergebnissen der Integralmesselemente wurden eine rechnerische Grenzmantelreibung von 215 kN/m² zugelassen.

Der Pfahlspitzendruck wurde vergleichsweise gering maximal mit ca. 1.900 kN/m² festgestellt.

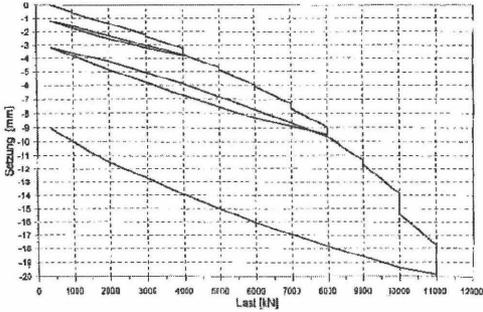


Bild 9.1 Lastverformungskurve

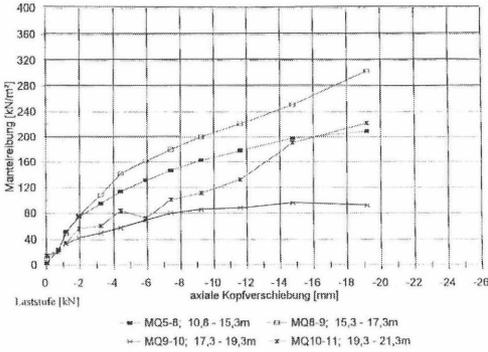


Bild 9.2 Verlauf der Mantelreibung 10,8 - 21,5 m

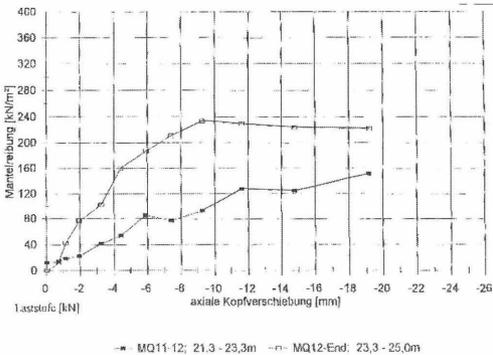


Bild 9.3 Verlauf der Mantelreibung 21,3 - 25,0 m

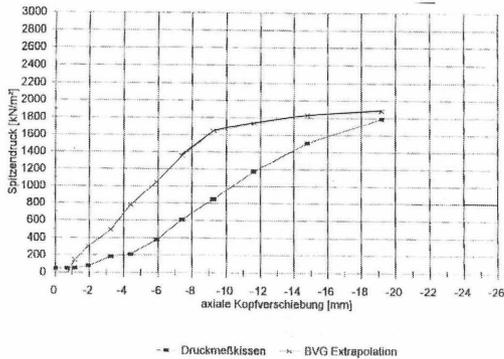


Bild 9.4 Pfahlsitzendruck

4.2 Ausgeführte Tiefgründungselemente

Entgegen den ersten Planungen, die sowohl im Bereich des östlichen als auch des westlichen Gebäudeteils, sowohl Tiefgründungselemente unter den Wandachsen als auch dazwischen vorgesehen hatten, wurde, wie im Bild 10 dargestellt ist, die endgültige Ausführung dann direkt unter den Wandachsen realisiert. Es wurden auf der Ostseite insgesamt 15 Großbohrpfähle mit Pfahlunterkanten von -14 m NN bis + 6 m NN und einer Dicke von 1,06 m ausgeführt wurden. Die Schlitzwand parallel zur S-Bahn wurde in einer Stärke von 1,50 m mit abgestuften Längen entsprechend den Lastbereichen von 32 bis 45 m ausgeführt. Die Pfähle auf der Westseite wurden auf Tiefen von 25 bis 37 m unter Gelände abgesetzt. Die Mantelverpressung wurde dabei über eine Höhe von 10 m in Tiefen von ca. 0 bis 10 m NN realisiert und lag damit zwischen dem bei ca. 19 m NN gegründeten S-Bahntunnel und der obersten Braunkohleschicht bei -7 m NN. Die aus dem Gebäude abzutragenden Vertikallasten betragen für das Ostbauwerk maximal 10 MN je Pfahl und 8,4 MN/m für die Schlitzwand sowie für das Westbauwerk maximal ca. 9 MN je Pfahl.

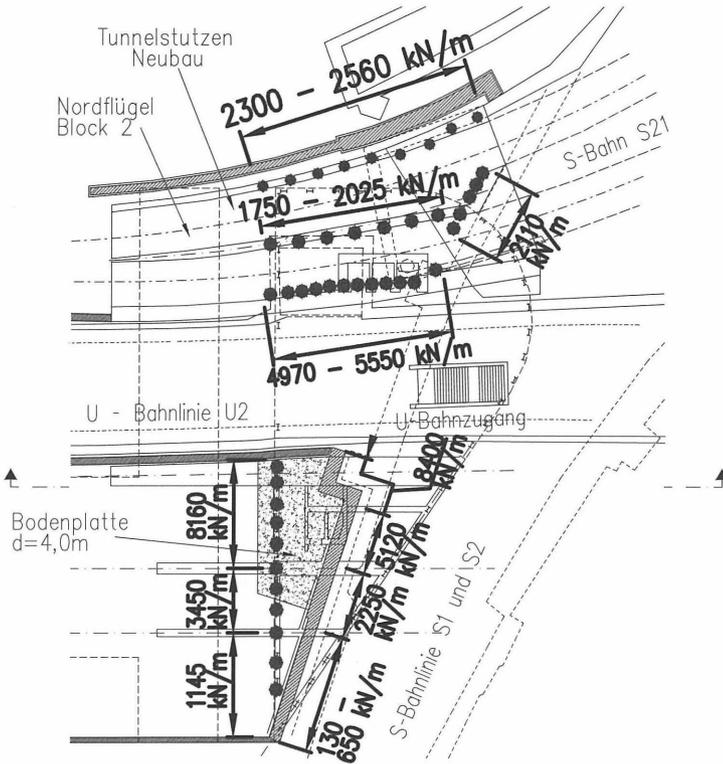


Bild 10 Gründungsübersicht Kopfbau mit Lasten

Aufgrund der maximalen Pfahllänge bis zu 46,5 m einschließlich der bis zu 11 m langen Leerbohrung zwischen Herstellungsniveau und Pfahloberkante, die mit Sand verfüllt wurde, wurden die Pfähle im oberen Bereich der Geschiebemergelschicht (bis ca. 18 m unter Gelände) verrohrt und im unteren Bereich dann unverrohrt mittels Bentonitstützung hergestellt. Das Betonieren wurde im Kontraktorverfahren durchgeführt. Um am Pfahlkopf ausreichende Betonqualität sicherzustellen, wurde bis 1,20 m über Sollhöhe betoniert und dieser Bereich anschließend abgespitzt. Nach einer ausreichenden Abbindezeit des Betons wurde dann das Bentonit abgepumpt und die Leerbohrung mit Sand verfüllt. Nach dem Verfüllen wurden die Bohrröhre gezogen.

War es nicht möglich den Pfahl am Herstellungstag zu betonieren, so wurde die letzten 2,50 m erst am Folgetag hergestellt. Der Filterkuchen wurde dabei durch die Arbeit des Bohrwerkzeuges beseitigt. Auf der Verpressstrecke von 10 m waren 18 Verpresslanzen vorgesehen, so dass sich je Ventil eine mittlere Mantelfläche von ca. 2 m² ergab. Jeder Verpresspunkt wurde planmässig mit einer Verpressmenge von 120 l beaufschlagt. Der Verpressvorgang wurde nach Erreichen des Enddruckes von 20 bis 25 bar beendet. Soweit eine Verpressmenge von 200 l pro Punkt überschritten wurde bevor der Endverpressdruck erreicht wurde, wurde der Verpressvorgang abgebrochen und nach 3 Stunden wiederholt. Soweit es nicht möglich war einen Verpresspunkt zu beaufschlagen, wurden die Nachbarpunkte mit der doppelten Verpressmenge versehen. Die Verpressung erfolgte in der Regel erst nach Herstellung der Nachbarpfähle um herstellungsbedingte Störungen der Verspannung zu vermeiden.

Die Pfahllängen waren so gestaffelt, dass die Pfahlunterkante der kürzeren Pfähle oberhalb der ersten Braunkohleschluffschicht und die der hochbelasteten Pfählen zwischen der ersten und der zweiten Braunkohleschluffschicht abgesetzt wurde.

Die Schlitzwandverpressung wurde auf gleicher Höhenlage wie die der Pfähle vorgenommen. Auch hier wurden auf ca. je 2 m² ein Ventil angeordnet.

Zur Lasteintragung aus der Bodenplatte in die Schlitzwand wurden in der Schlitzwand 4,0 m hohe, 1,50 m breite und 60 cm tiefe Aussparungskörper vorgesehen, in denen eine vorhandene Stahlkonstruktion an die Bewehrung der Bodenplatte angeschlossen wurde.

5. Gebäudeverformungen - Setzungen

5.1 Setzungsprognosen

Die Setzungsprognosen wurden in Zusammenarbeit mit der TH Darmstadt durchgeführt. Zum Einsatz kamen hierbei Berechnungen mit der Methode der finiten Elemente an ausgeschnittenen Teilsystemen, dem Bettungszifferverfahren für das Gesamtsystem Ost und West unter Hinzufügen der Ersatzsteifigkeiten der Tiefgründungselemente sowie konventionelle Verformungsberechnungen gemäß DIN 4019. Die Bilder 11 und 12 zeigen

das Gesamtverformungsbild der beiden letztgenannten Berechnungsverfahren unter den setzungserzeugenden Lasten.

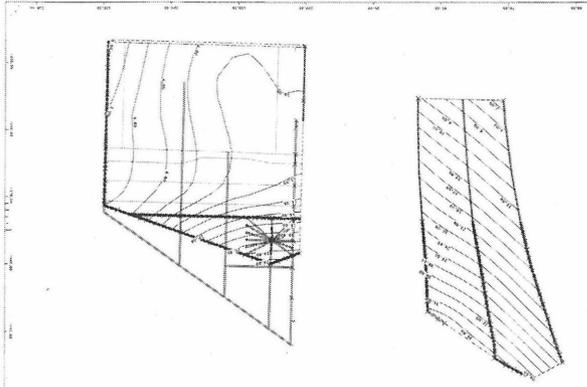


Bild 11 Berechnung nach dem Bettungszifferverfahren

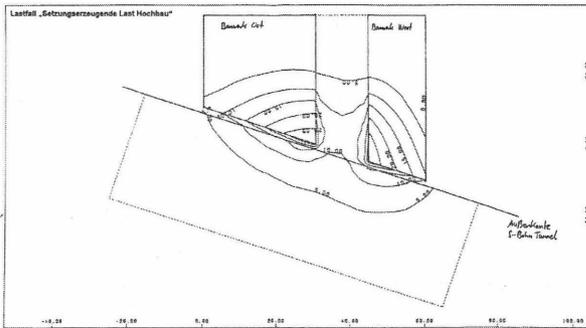


Bild 12 Berechnung nach dem Steifzifferverfahren

Aus dem Vergleich der Verformungsbilder ist zu erkennen, dass schon allein die einfache Setzungsberechnung nach DIN 4019 in der Lage ist, dass Verformungsverhalten des Systems vergleichsweise gut zu beschreiben. Die Bilder zeigen insgesamt, dass mit Maximalsetzungen der Gebäude von 10 bis 25 mm zu rechnen ist. Mitnahmesetzungen des S-Bahntunnels sind in Größenordnungen von 10 bis 15 mm zu erwarten.

Zu beachten ist dabei, dass die Berechnung nach DIN 4019 mit schlaffen Lastbündeln gemäß Bild 13 die vergleichmäßigende Wirkung der Bodenplatte nicht berücksichtigt, so dass hier tiefer ausgeprägte Setzungsmulden im Vergleich zum Steifzifferverfahren erscheinen. Eine ingenieurmäßige Glättung ist deshalb zur Interpretation dieser Ergebnisse sinnvoll.

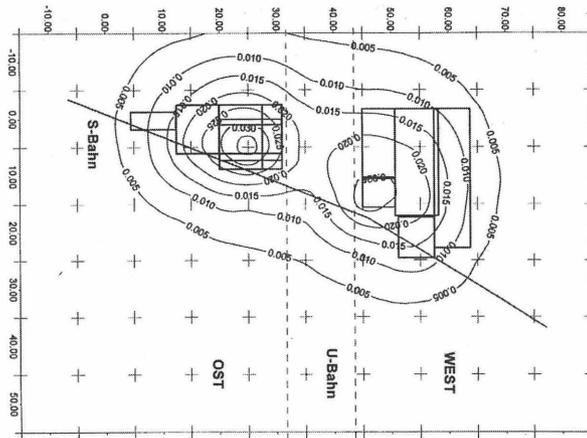


Bild 13 Berechnung mit schlaffen Lastflächen gem. DIN 4019

Diese Berechnungen mit Hilfe der FE-Methoden ergaben bei UK Bohrpfahlwand bzw. Schlitzwand von 0 bis -14 m NN für den statischen Nachweis des Gebäudes folgende Ersatzsteifigkeiten der Gründungselemente:

Bettungsmodul	$k_s = 2$ bis 4	MN/m^3
Wandsteifigkeit	$w_z = 100$ bis 175	MN/m^2

Die Standsicherheitsnachweise der Gründung wurden im Sinne einer KPP über eine Analyse des Gesamtsystem Pfähle/Schlitzwand/Platte mit der Methode der finiten Elemente geführt. Es wurde dafür das System mit den γ -fachen (d. h. 2-fachen) Lasten beaufschlagt.

5.2 Ergebnisse der Setzungsmessungen

Setzungsmessungen wurden am Gebäudekörper des Kopfbaus (siehe Bild 3), sowohl auf der Ostseite (8 Messpunkte) als auch auf der Westseite (3 Messpunkte) durchgeführt.

Begleitend dazu wurde in der S-Bahn ein Höhenmeßsystem über Schlauchwaagen installiert und permanent, d. h. online beobachtet.

Als Ergebnis sind Setzungen am Bauteil Ost von ca. 15 bis 17 mm und am Bauteil West von 17 bis 18 mm festgestellt worden. Die Verformungen bzw. Mitnahmesetzungen des S-Bahntunnels ergaben sich durchweg < 10 mm.

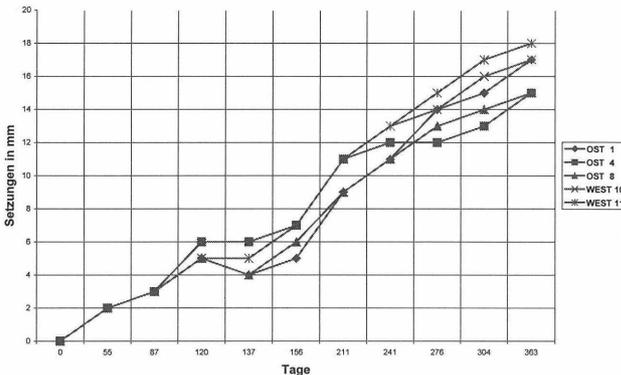


Bild 14 Setzungsverlauf bei Gebäudeerrichtung

6. Resümee

Beim Bauvorhaben A + T Parkkolonnaden am Potsdamer Platz konnte die Gründung eines Hochhauses direkt neben bestehenden ins Grundwasser tief einbindenden schwarzgedichteten Bahntunneln verformungsarm auf mantel- und fußverpresste Bohrpfähle und Schlitzwände abgesetzt werden. Trotz konzentrierter Lasteinleitungen von bis zu 120 MN auf einer Fläche von 100 m² und in großer Tiefe anstehender bzw. durchörterter Braunkohleschluffschichten wurden am Gebäude lediglich Verformungen < 20 mm registriert.

Die Mitnahmeverformungen der Bahnfahrwege konnten mit < 10 mm in einem Maß gehalten werden, das jederzeit die Unversehrtheit der Tunnel garantierte.

Baubegleitend wurde ein Meßsystem installiert, das insbesondere im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit der Tunnelanlagen eine permanente Beobachtung ermöglichte und so ein wesentliches Konstruktionsbestandteil gewesen ist.

Der Vergleich der gemessenen mit den prognostizierten Verformungen von < 25 mm für die Gebäudeteile und < 15 mm für die Tunnelanlage der S-Bahn aus setzungserzeugenden Lasten zeigt eine hinreichend gute Übereinstimmung, so dass auch die vorliegenden extremen Tiefgründungen in Form von Pfahl- bzw. Schlitzwandlängen bis 46 m mit Hilfe üblicher Setzungsbetrachtungen hinsichtlich des zu erwartenden Verformungsverhaltens hinreichend genau beschrieben werden kann. In jedem Fall scheinen diese als Plausibilitätskontrolle für durchgeführte FE-Berechnungen von Teilsystemen zur Lastaufleitung im Pfahl und Platte im Rahmen einer KPP-Bemessung ein wichtiges Hilfsmittel zu sein.

7. Literatur

- [1] Sandner, D., Pekoll, O.: Indirekt gegründetes Hochhaus. Software für Statik und Konstruktion, Balkema/Rotterdam/Brookfield (1996), S. 283 - 308
- [2] Krone, M. Lätsch, S., Pekoll, O., Richter, Th.: Geotechnische Aspekte der Überbauung von U- und S-Bahn / Bebauung A + T Potsdamer Platz. Geowissenschaften 14 (1996), S. 144 - 147
- [3] Quick, Katzenbach, Hoffmann, Richter: Reichstag Berlin · Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Gründungsertüchtigung der Holzpfahlgründung. Baugrundtagung 1996 Berlin
- [4] Richter, Savidis, Katzenbach, Quick: Wirtschaftlich optimierte Hochhausgründungen im Berliner Sand. Baugrundtagung 1996 Berlin

- [5] Pekoll, O.: Neue technische Maßstäbe bei der Planung und Konzeption von Großbaugruben in Berlin. Technische Akademie Esslingen, Bauen in Boden und Fels (1997)

- [6] Richter, Reul, Arslan: Setzungen hoch belasteter Gründungen Berliner Böden - Vergleich von Tief- und Flachgründung in Berechnung und Messung. Baugrundtagung 1998 Stuttgart

- [7] Richter, Th., Pekoll, O.: Deep building pits in high groundwater level in the heart of Berlin - Difficulties and aspects of design. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure (Proceedings of the twelfth european conference on soil mechanics and geotechnical engineering / Amsterdam / Netherlands / 7-10 june 1999), Balkema, Rotterdam (1999), p. 583 - 590

- [8] Haumer, W., Herrmann, J., Pekoll, O., Sandner, D.: Bebauung A + T Potsdamer Platz - Das Hochhaus über dem S-Bahn-Tunnel. Stahlbau 68 (1999), S. 540 - 545

- [9] Pekoll, Richter: Die interaktive Gründung des Hochbaus A + T Potsdamer Platz. 2. Kolloquium - Bauen im Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Bauen im Boden und Fels, 2000

- [10] Richter, Borchert, Bergholz: : Geotechnische Herausforderung bei der Gründung des Beisheim Centers am Potsdamer Platz. Baugrundtagung Mainz 2002

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Thomas Richter, Geschäftsführender Gesellschafter des Ingenieurbüros GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Dudenstraße 78, 10965 Berlin.

Dipl.-Ing. Oskar Pekoll, Geschäftsführender Gesellschafter der Ingenieurgesellschaft GuD Planungsgesellschaft für Ingenieurbau mbH, Dudenstraße 78, 10965 Berlin.



Sartorikai Kiel, Kaimauerverankerung
Hochlastpfähle System Stump Prüflast 1.869 kN

Beratung · Planung · Ausführung

Daueranker und Kurzzeitanker bis 12.500 kN Prüflast · Stahlrohr-Verpresspfähle
Stahlbeton-Verpresspfähle · GEWI-Verpresspfähle · Bohrträgerverbau · Spundwandarbeiten
Ortbetonpfähle · Duktile Pfähle · Spritzbeton-Arbeiten · Boden- und Felsnägel
Bodenvereisung · Zement-Injektionen · Feinstzement-Injektionen · Kunstharz-Injektionen
Chemikal-Injektionen · DSV-Verfahren STUMP-Jetting · Elektro-Osmose
Mauerwerk- und Betonsanierung · Aufschlussbohrungen

Zentrale

Max-Planck-Ring 1 · 40764 Langenfeld
Tel. 0 21 73 / 79 02 - 0 · Fax 0 21 73 / 79 02 - 20

Auslandsabteilung, Zentrale Technik

Friedrich-Krupp-Straße 18 · 40764 Langenfeld
Tel. 0 21 73 / 2 71 97 - 0 · Fax 0 21 73 / 2 71 97 - 990

ZN Langenfeld

Friedrich-Krupp-Straße 18 · 40764 Langenfeld
Tel. 0 21 73 / 2 71 97 - 0 · Fax 0 21 73 / 2 71 97 - 990

ZN Hannover

Fränkische Straße 11 · 30455 Hannover
Tel. 05 11 / 9 49 99 - 0 · Fax 05 11 / 9 49 98

ZN Berlin

Stralauer Allee 3 - 16 · 10245 Berlin
Tel. 0 30 / 75 49 04 - 0 · Fax 0 30 / 75 49 04 20

ZN Chemnitz

Blankenauer Straße 99 · 09113 Chemnitz
Tel. 03 71 / 49 00 - 266 · Fax 03 71 / 49 00 - 268

ZN München

Am Lenzenfleck 1 - 3 · 85737 Ismaning
Tel. 0 89 / 96 07 01 - 0 · Fax 0 89 / 96 31 51

GS Colbitz

Südstraße 2 · 39326 Colbitz
Tel. 03 92 07 / 8 56 - 0 · Fax 03 92 07 / 8 09 27

E-Mail: info@stump.de · Internet: www.stump.de

Zur Tragwirkung und Beanspruchung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub

Dr.-Ing. Christian Moormann

1 Einleitung

Wird ein auf einer Pfahlgründung oder einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) zu gründendes Bauwerk in einer Baugrube errichtet, so werden die Pfähle häufig vor dem Endaushub der Baugrube, von einem über dem Grundwasserspiegel liegendem Niveau aus hergestellt. Beim nachfolgenden Aushubvorgang werden die Pfähle durch die Aushubentlastung auf Zug beansprucht (Bild 1: (I)). Dieser Beanspruchungszustand erweist

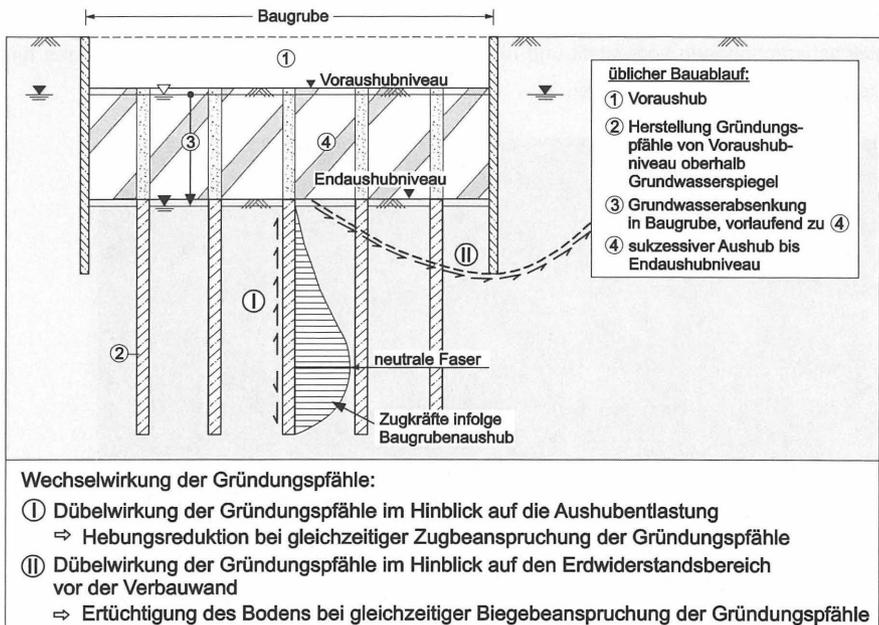


Bild 1 Einfluss und Beanspruchung von Gründungspfählen während des Baugrubenaushubs

sich, soweit er überhaupt beachtet wird, häufig maßgebend für die Pfahlbewehrung. Außerdem interagieren die im Nahbereich einer Verbauwand stehenden Gründungspfähle beim folgenden Aushub mit dem Bodenkontinuum und der Verbauwand und führen hier zu einer Ertüchtigung des Erdwiderstandsbereiches (Bild 1: (II), Bild 2).

Diese Wechselwirkungen zwischen den Gründungspfählen, dem Bodenkontinuum und dem Verbau sind bislang noch nicht erforscht; sie werden bei der Bemessung der Pfähle ebenso wie beim Entwurf tiefer Baugruben bis dato vernachlässigt. Ziel der nachfolgend vorgestellten Untersuchungen ist daher die Klärung des Beanspruchungszustandes und der Tragwirkung von Gründungspfählen bei einem nachfolgenden Baugrubenaushub und die Beantwortung der Fragestellung, inwiefern die Berücksichtigung der Tragwirkung der Gründungspfähle beim Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Verbau-systeme in Anspruch genommen werden kann und wie ausgeprägt die resultierenden sicherheitserhöhenden und wirtschaftlichen Vorteile sind. Hierzu werden in dem Beitrag die Ergebnisse von In-situ Messungen, von Modellversuchen und von numerischen Vergleichsberechnungen vorgestellt und hierauf aufbauend Aussagen und Empfehlungen für die Bemessungspraxis abgeleitet.



Bild 2 Freigelegte Großbohrpfähle im Startschacht des Hochhauses MAIN TOWER

2 Geotechnische In-situ Messungen an Großbohrpfählen während des Aushubs

Gezielte messtechnische Untersuchungen zur Tragwirkung und zur Beanspruchung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub existieren nicht, doch erlaubt die messtechnische Überwachung von Pfahlgründungen und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen im Rahmen der Beobachtungsmethode eine Aufzeichnung dieser Wechselwirkungen, sofern die Messungen frühzeitig, d.h. nach der Pfahlherstellung und vor dem Endaushub der Baugrube beginnen. Nachfolgend soll zunächst auf die messtechnischen Untersuchungen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung des Hochhauses MAIN TOWER zurückgegriffen werden (Katzenbach & Moormann 1998). Die Bauwerkslast des 248 m hohen Hochhauses im Frankfurter Bankenviertel wird über einen 21 m tiefen Kellerlasten und eine Kombinierte Pfahl-Gründung (KPP) in den Frankfurter Ton abgetragen (Bild 3). Die 112 Gründungspfähle wurden als 30 m lange Großbohrpfähle ($D = 1,5\text{ m}$) von einem oberhalb des Grundwasserspiegels liegenden Voraushubniveau aus hergestellt und erst anschließend das restliche Erdreich bis zum 16 m tiefer liegenden Endaushubniveau ausgehoben. Die axialen Verzerrungen entlang des Pfahlschaftes wurden in ausgewählten Gründungspfählen auch während dieser Aushubphase mittels Verzerrungsgebern kontinuierlich gemessen (Moormann 2002). Von den Verzerrungsgebern wurden mindestens drei,

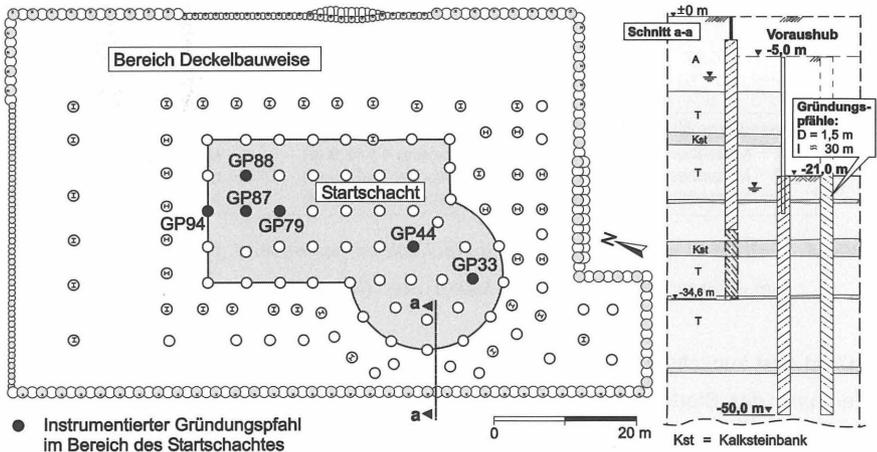


Bild 3 Messtechnisch überwachte Gründungspfähle in der 21 m tiefen Baugrube des Hochhauses MAIN TOWER. a. Grundriss. b. Schnitt a-a durch die Baugrube

über den Pfahlquerschnitt verteilte Sensoren pro Messebene in fünf bis neun über die Pfahllänge verteilten Ebenen installiert. Nachfolgend sollen die im mittleren Bereich der Gründung, im sogenannten 'Startschacht', einer vorab ausgehobenen Teilbaugrube stehenden Gründungspfähle (Bilder 2, 3) näher betrachtet werden.

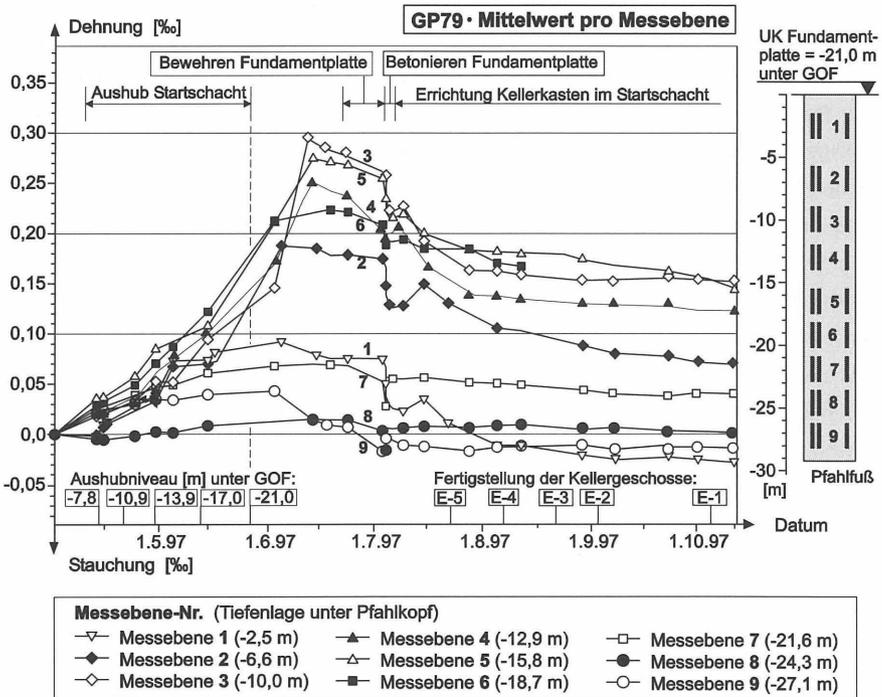


Bild 4 Während des Aushubs des Startschachtes gemessene axiale Pfahlverzerrungen im Gründungspfahl GP79 des MAIN TOWER (Mittelwerte pro Messebene 1-9)

In Bild 4 ist zunächst die zeitliche Entwicklung der in den einzelnen Messebenen des im Zentrum des Startschachtes stehenden Gründungspfahles GP79 gemessenen Verzerrungen in Abhängigkeit vom Baufortschritt dargestellt. Der Aushub des Startschachtes führt in allen neun Messebenen zu einer Dehnungsbeanspruchung des Pfahlbetons, die mit fortschreitendem Aushub progressiv ansteigt. Auch nach Erreichen des Endaushubs ist in einzelnen Messebenen eine weitere, zum Teil sprunghafte Zunahme der Pfahldehnungen

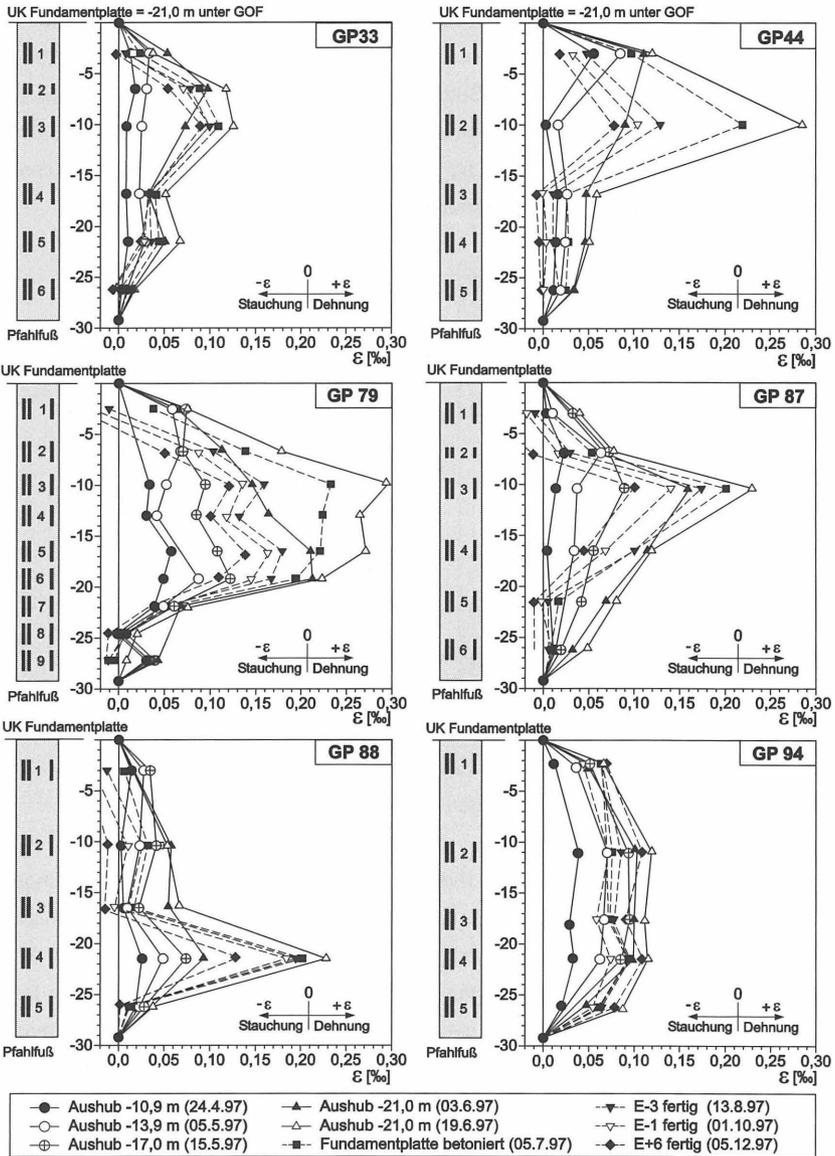


Bild 5 Gemessene axiale Verzerrungen in den im Startschacht MAIN TOWER gelegenen Gründungspfählen während des Aushubs (Bohrebene/Vorausshub -5,0 m)

nungen zu verzeichnen, so dass die maximale Dehnungen erst rund 2 Wochen nach Erreichen des Endaushubniveaus gemessen werden. Die mit maximal 0,18 ‰ bis 0,29 ‰ größten Dehnungen werden im mittleren Drittel der Pfahltragstrecke (Messebenen 3 bis 6) gemessen. Die Einleitung von Vertikallasten am Pfahlkopf durch das Betonieren der 3,8 m dicken Fundamentplatte und die Errichtung des Kellerkastens führt zu einer deutlichen Verringerung der zuvor aufgetretenen Dehnungen.

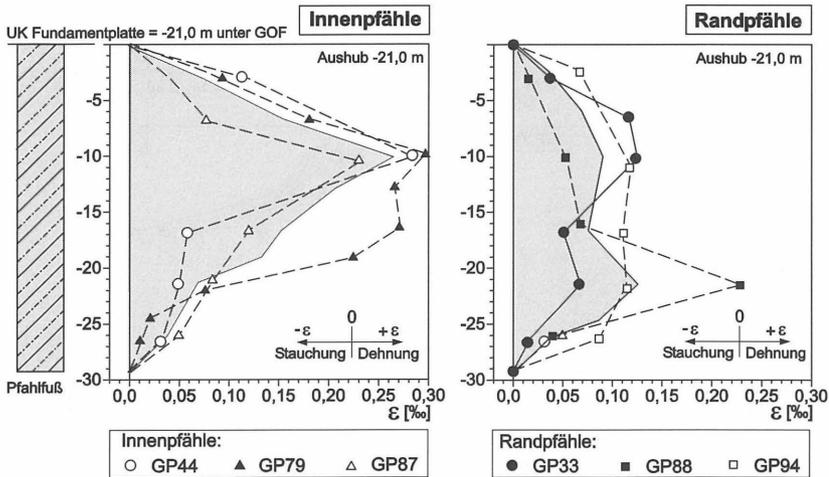


Bild 6 Gründungspfähle im Startschacht MAIN TOWER: Vergleich der im Endaushubzustand gemessenen Verzerrungen in Abhängigkeit von der Pfahlposition

Für die im Startschacht des MAIN TOWER messtechnisch überwachten sechs Gründungspfähle (Bild 3) fasst Bild 5 die während der Aushubphase gemessenen Verzerrungen zusammen. Dargestellt ist der Verlauf der axialen Verzerrungen über die Pfahltiefe in Abhängigkeit vom Baufortschritt. In allen Pfählen wird durch die Aushubentlastung des Bodenkontinuums eine Zugbeanspruchung hervorgerufen. Die Stelle der größten Dehnung („neutrale Faser“) liegt dabei im mittleren Drittel der Pfahllänge. Die Gründungspfähle werden durch die Aushubentlastung oberhalb der neutralen Faser durch eine positive und unterhalb der neutralen Faser durch eine negative Mantelreibung beansprucht. Die Pfähle wirken als vertikal beanspruchte Dübel, die die Entlastungshebungen des Bodenkontinuums behindern (Bild 1: (I)).

Der Verlauf der gemessenen Dehnungen über die Pfahltiefe ist meist uneinheitlich; so werden bei den Pfählen GP44, GP87 und GP88 in einzelnen Messebenen deutlich größere Dehnungen gemessen als im übrigen Bereich des Pfahlschaftes. Ursache für diese lokalen Dehnungsspitzen dürfte der sukzessive Übergang des Pfahlbetonquerschnittes durch lokale Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons in den gerissenen Zustand sein, so dass die Zugbeanspruchung - verbunden mit einer entsprechenden Zunahme der Dehnungen infolge des Steifigkeitsverlustes - allein von der Längsbewehrung aufgenommen werden muss. Unter Ansatz einer mittleren Zugfestigkeit von $f_{ctm} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ wird die rechnerische Dehngrenze des Pfahlbetons bei $\varepsilon = 0,08 \text{ ‰}$ erreicht (entspricht $N \approx 4,2 \text{ MN}$).

Die Zugbeanspruchung der Gründungspfähle ist abhängig von ihrer Position innerhalb der Pfahlgruppe. Unterschieden wird in Bild 6 zwischen dem im zentralen Bereich des Startschachtes liegenden Pfählen GP44, GP79 und GP87 und den am Rand des Aushubbereiches stehenden Pfählen GP33, GP88 und GP94 (Bild 3). Bei den Innenpfählen sind die im Endaushubzustand gemessenen axialen Dehnungen mit $0,23 \text{ ‰}$ bis $0,30 \text{ ‰}$ deutlich größer als in den am Rand des Aushubbereiches stehenden Pfählen, bei denen die maximalen Dehnungen zwischen $0,12 \text{ ‰}$ und $0,23 \text{ ‰}$ liegen.

Die messtechnischen Erfahrungen aus der Überwachung der Gründungspfähle des Hochhauses MAIN TOWER werden durch weitere Messergebnisse bestätigt. So liegen neben theoretischen Überlegungen von Fernie et al. (1996) Messergebnisse von der $14,5 \text{ m}$ tiefen, ebenfalls im Frankfurter Ton ausgehobenen Baugrube des Hochhauses 'Westend 1' vor, das auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit 40 Großbohrpfählen ($D = 1,3 \text{ m}$, $l = 30 \text{ m}$) gegründet ist (El-Mossallamy 1996). In den Gründungspfählen (Bohnniveau $-7,5 \text{ m}$) wurden im Endaushubzustand Dehnungen von i.M. $0,15 \text{ ‰}$, lokal jedoch auch von über $0,3 \text{ ‰}$ gemessen, wobei die neutrale Faser hier zwischen dem mittleren und unteren Drittel der Pfahltragstrecke lag (Bild 7). Wie beim MAIN TOWER wurden mit der Errichtung von Fundamentplatte und aufgehendem Bauwerk die entstandenen Zugdehnungen sukzessive wieder überdrückt. In der Summe sind die in den Gründungspfählen des Hochhauses Westend 1 gemessenen Dehnungen vom Betrage und bezüglich der Verteilung über die Pfahltiefe vergleichbar mit den beim MAIN TOWER in den dort ebenfalls 30 m langen Bohrpfählen. Bei der Baugrube Westend 1 wird die im Vergleich zur Baugrube MAIN TOWER nur halb so große Aushubtiefe in ihrer Auswirkung auf die Gründungspfähle durch die deutlich größere Grundrissfläche der Baugrube ausgeglichen.

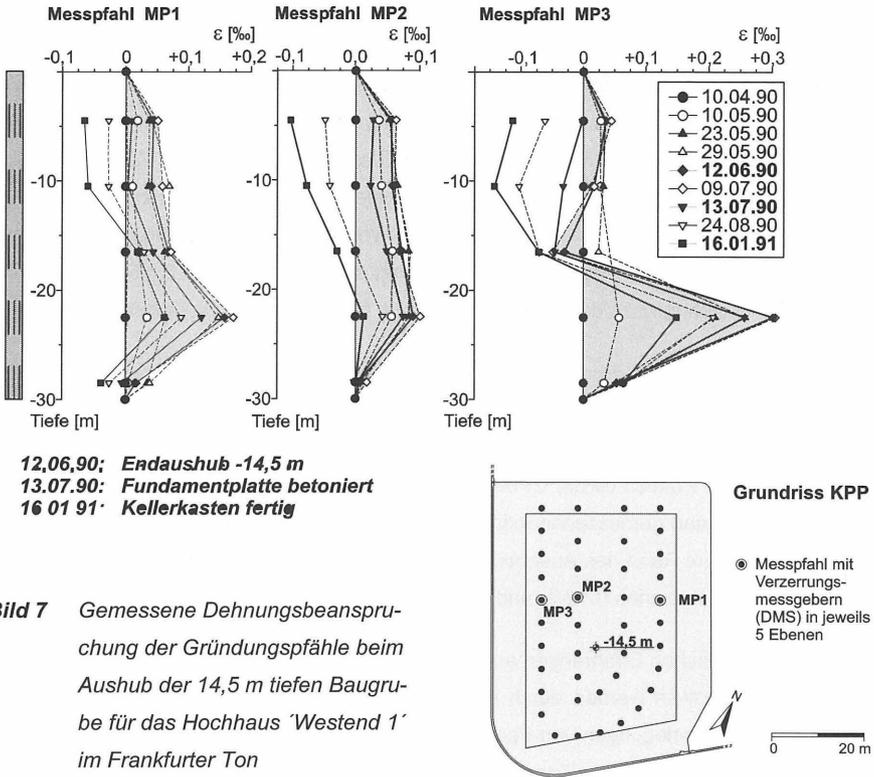


Bild 7 Gemessene Dehnungsbeanspruchung der Gründungspfähle beim Aushub der 14,5 m tiefen Baugrube für das Hochhaus 'Westend 1' im Frankfurter Ton

Messtechnische Erfahrungen, die eine qualitativ und quantitativ vergleichbare Zugbeanspruchung von Gründungspfähle infolge der Aushubentlastung belegen, sind auch für Gründungspfähle in nichtbindigen Böden dokumentiert. So misst Reul (2000) beim Aushub einer bis zu 8 m tiefen Baugrube im Berliner Sand Zugkräfte von maximal 1,0 MN in den unter der Baugrubensohle stehenden Gründungspfählen (D = 0,9 m, l = 12-16 m).

Die zweite, in Bild 1 dargestellte Beanspruchung und Tragwirkung von Gründungspfählen beim Baugrubenaushub, nämlich die Dübelwirkung der Gründungspfähle im Hinblick auf den Erdwiderstandsbereich vor der Verbauwand (Bild 1: (II)) kann auf der Basis von in-situ Messungen ebenfalls nachgewiesen werden. Betrachtet wird in Bild 8 das Beispiel einer 15,8 m tiefen Baugrube im Frankfurter Ton. Diese für das Hochhaus 'Japan Center' Tau-

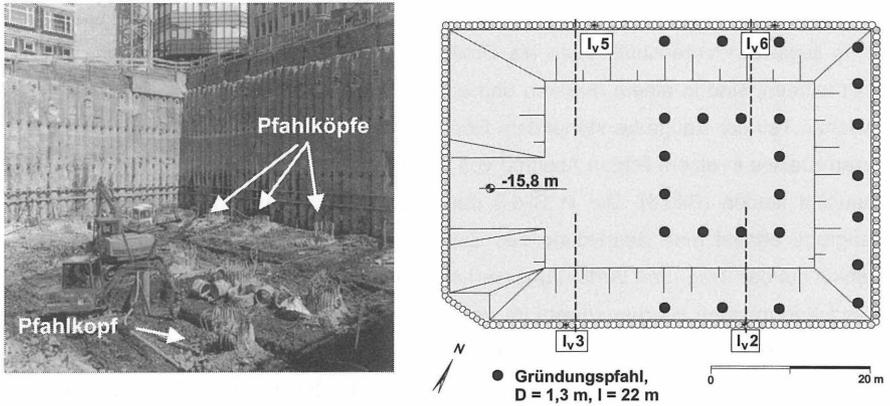
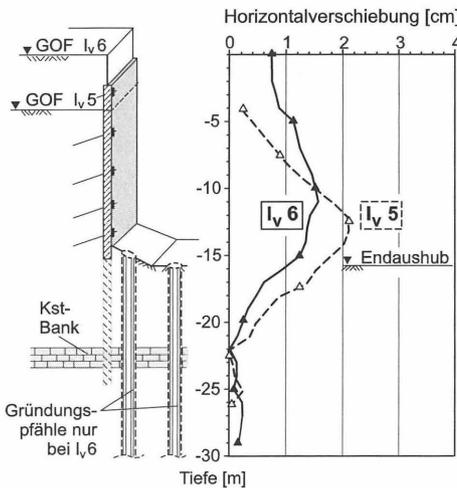


Bild 8 15,8 m tiefe Baugrube Japan Center im Frankfurter Ton: a. Freigelegte Köpfe der Gründungspfähle bei Erreichen des Endaushubniveaus. b. Grundriss

nustor' ausgehobenen Baugrube wurde mit einer vierlagig rückverankerten, überschrittenen Bohrpfahlwand gesichert. Das Hochhaus Japan Center ist auf einer kombinierten

a) nördliche Verbauwand



b) südliche Verbauwand

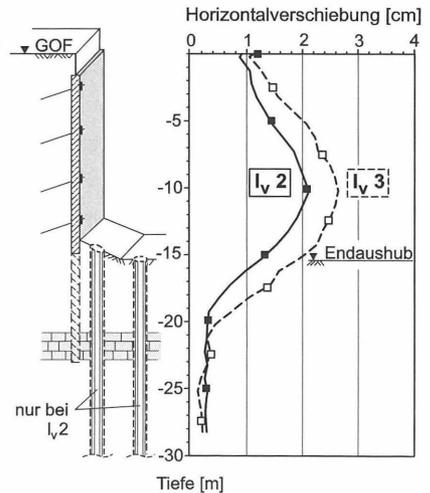


Bild 9 Baugrube Japan Center: Einfluss der vorab hergestellten Gründungspfähle auf die im Endaushubzustand gemessenen horizontalen Wandverschiebungen

Pfahl-Plattengründung gegründet. Die Gründungspfähle, die von einem 4,8 m unter Gelände liegenden Voraushubniveau als Großbohrpfähle ($D = 1,3 \text{ m}$, $l = 22 \text{ m}$) aus hergestellt wurden, sind in einem äußeren und einem inneren Kreis unter dem exzentrisch im östlichen Teil der Baugrube stehendem Hochhaus angeordnet, wobei die Pfähle des äußeren Kreises in einem lichten Abstand von nur 1,2 m dicht vor der Vorderkante der Verbauwand stehen (Bild 8). Die in Bild 9 dargestellte messtechnische Überwachung der Baugrube erlaubt eine Beurteilung des Einflusses von vorab hergestellten Gründungspfählen auf das Trag- und Verformungsverhalten der Verbauwände (Moormann 2002). Die Wandverformungen wurden sowohl im östlichen Teil der Baugrube (l_{v2} / l_{v6}), in der die Pfähle der KPP angeordnet sind, als auch im westlichen Teil der Baugrube (l_{v3} und l_{v5}) gemessen. Der Vergleich der im Endaushubzustand in beiden Teilen der Baugrube gemessenen Wandverschiebungen zeigt, dass die vorab hergestellten Gründungspfähle unter vergleichbaren geometrischen und geotechnischen Randbedingungen zu einer Reduktion der maximalen horizontalen Wandverschiebungen um 0,62 cm (l_{v5}/l_{v6}) bzw. 0,55 cm (l_{v2}/l_{v3}) führen (Bild 9). Die Verformungen der Verbauwände werden durch die im Erdwiderstandsbereich stehenden Gründungspfähle, die zu einer Ertüchtigung des Bodens unterhalb der Baugrubensohle führen, somit um 20 % bis 30 % reduziert.

Die vorgestellten, exemplarisch ausgewählten Fallbeispiele belegen, dass vorab hergestellte Gründungspfähle während des nachfolgenden Aushubs mit dem Bodenkontinuum und der Verbauwand interagieren. Die in solchen Fällen per se vorhandenen Wechselwirkungen sind bislang noch nicht systematisch erforscht; sie werden bei der Bemessung von Gründungspfählen ebenso wie bei der Bemessung tiefer Baugruben vernachlässigt. Ziel der nachfolgend vorgestellten experimentellen und numerischen Untersuchungen ist daher eine detailliertere Klärung dieser Wechselwirkungen und des resultierenden Beanspruchungszustandes der Tiefgründungselemente.

3 Modellversuche zur Dübelwirkung von im Erdwiderstandsbereich tiefer Baugruben stehender Gründungspfähle

Das Beispiel der Baugrube Japan verdeutlicht mit der Reduktion der Verbauwandverformungen, dass vorab hergestellte Gründungspfähle zu einer Ertüchtigung des Erdwiderstandsbereiches tiefer Baugruben führen können. Da dieser Effekt durch Feldmessungen nur schwer aufgezeichnet und geklärt werden kann, wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche durch-

geführt, die insbesondere auch eine systematische Untersuchung des Einflusses der geometrischen Randbedingungen ermöglichen.

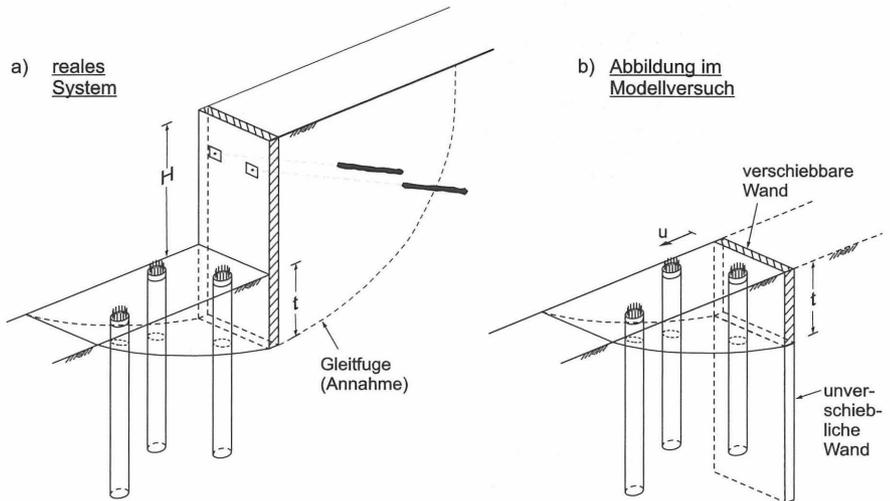


Bild 10 Dübelwirkung von im Erdwiderstandsbereich tiefer Baugruben stehender Gründungspfähle: Problemstellung in Realität und Simulation im Modellversuch

Im Rahmen der Modellversuche wird die Problemstellung auf die Abbildung einer Verbauwand im Bereich ihrer Einbindetiefe und des Bodens im Erdwiderlagerbereich unterhalb der Baugrubensohle (Endaushubniveau) reduziert (Bild 10). Der Versuch simuliert unter Vernachlässigung des Aushubvorganges die verformungsabhängige Mobilisierung des Erdwiderstandes vor einer Wand, die ausgehend von dem in Bild 10 dargestellten, unverformten Ausgangszustand gegen ein mit Gründungspfählen verdübeltes Bodenkontinuum verschoben wird.

Maßgebend für die Konzeption eines Versuchsstandes, mit dem physikalische Vorgänge aus der Natur im verkleinerten Modell untersucht werden sollen, sind Fragen des Ähnlichkeitsprinzips und des Modellgesetzes. Zwischen dem Modellversuch und der Realität wird Äquivalenz gefordert, d.h., dass alle wesentlichen Parameter sowohl im Modell als auch in

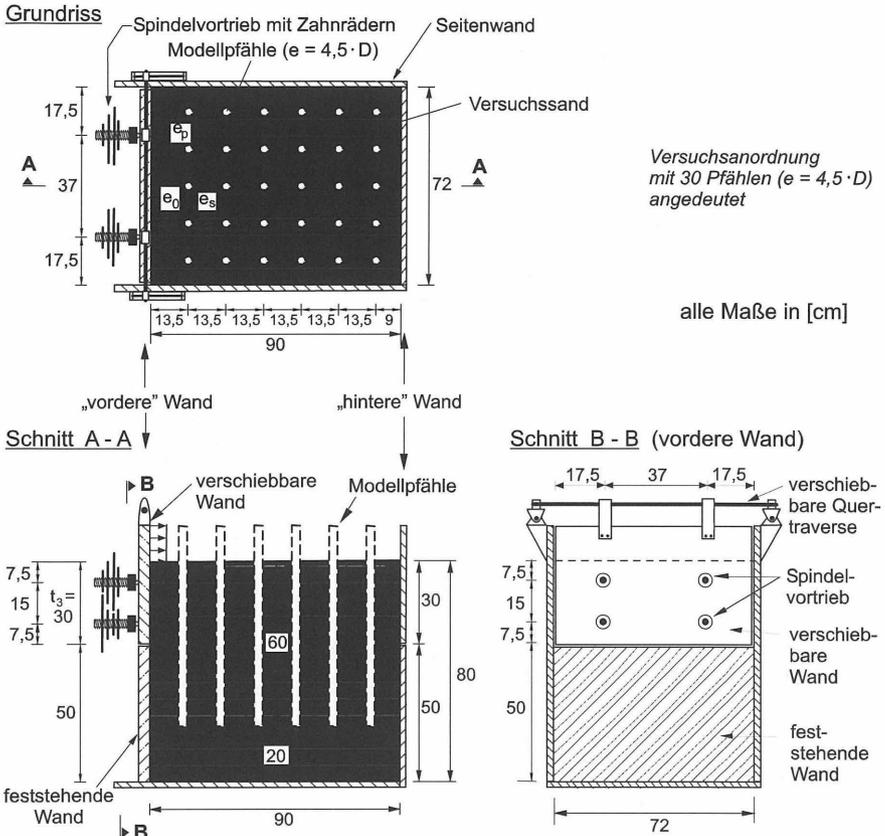


Bild 11 Versuchsanordnung zur Dübelwirkung von Gründungspfählen im Erdwiderstandsbereich tiefer Baugruben: Grundrisse und Schnitte

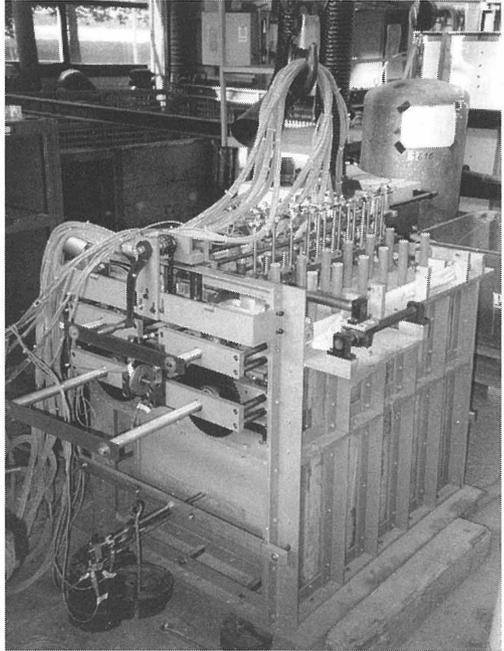
der Natur in dimensionsloser Darstellung den gleichen Zahlenwert aufweisen müssen, um die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse zu gewährleisten. Bei den hier als 1g-Modellversuche (Walz 1988), d.h. unter natürlichen Schwerkraftverhältnissen, durchgeführten Untersuchungen soll primär die prozentuale Veränderung der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von geometrischen Einflussfaktoren untersucht werden, so dass aufwendige Versuche zur Klärung der Maßstabeffekte nicht erforderlich werden (Kempfert 1987, Raithel 1999). Für die im Modell abzubildende Systemkonfiguration werden in Natur baupraktisch relevante Abmessungen der Gründungspfähle (Pfahldurchmesser $D = 1,5 \text{ m}$,

Pfahllänge $l = 30 \text{ m}$) und der Verbauwand gewählt (Einbindetiefen von $t_1 / t_2 / t_3 = 5 \text{ m} / 10 \text{ m} / 15 \text{ m}$). Die Umrechnung der Parameter vom Naturmaßstab in den Modellmaßstab erfolgt mit Hilfe der Dimensionsanalyse (Butterfield 1999). Für die Übertragung linearer Abmessungen wird ein Modellmaßstab

$$\lambda = L_M / L_N = 1:50 \tag{1}$$

gewählt. Der sich hieraus für die Modellpfähle ergebende Durchmesser von $D = 3,0 \text{ cm}$ und die Pfahllänge von $l = 60 \text{ cm}$ stellen die Mindestabmessungen dar, die im Hinblick auf eine Instrumentierung der Pfähle beherrscht werden können.

Der entwickelte Versuchsstand besteht aus einem im Grundriss rechteckigen, $72 \text{ cm} \times 90 \text{ cm}$ großen Versuchsbehälter mit einer Höhe von 80 cm (Bild 11). Der Versuchsstand bildet damit in Natura einen 36 m langen Streifen der Verbauwand einer Baugrube ab, deren modellierte halbe Baugrubenbreite $B/2 = 45 \text{ m}$ beträgt. Die Seitenwände und die Bodenplatte des Versuchsbehälters bestehen aus Plexiglasscheiben, die durch einen stabilen Rahmen aus Stahlprofilen gehalten werden (Bild 12). Auf der als „vordere“ Wand bezeichneten Seite des Versuchsbehälters ist im oberen Bereich eine verschiebbare und am Kopf frei drehbare Wand angeordnet, die über einen Spindelvortrieb gegen den in dem Versuchsbehälter befindlichen Boden verschoben wird. Die Höhe der verschiebbaren Wand wird in drei Versuchsreihen zwischen $t_1 = 10 \text{ cm}$, $t_2 = 20 \text{ cm}$ und $t_3 = 30 \text{ cm}$ variiert. Die verschiebbare Wand bildet eine Verbauwand im Bereich ihrer Ein-



bindetiefe ab, der Boden im Versuchsbehälter den Baugrund im Bereich des Erdwiderlagers unterhalb der Baugrubensohle (Bild 10b).

Untersucht werden vier Wandverschiebungsformen (Bild 13), die neben den drei Grundformen der Wandbewegungen nach DIN 4085 · Abs. 3.9: der translatorischen Wandverformung (Verschiebungsform VF 1), der Drehung um den Kopfpunkt der Wand (VF 2) und um den Fußpunkt der Wand (VF 3) auch eine sich aus der Kombination der Verschiebungsformen VF 1 (parallel) und VF 3 (Fußpunktdrehung) ergebende Verschiebungsform VF 4 beinhalten, wobei letztere für das Verformungsverhalten von Verbauwänden im Bereich ihrer Einbindetiefe besonders typisch ist.

Da ein definierter Einbau des Versuchsbodens für eine reproduzierbare Durchführung der Versuche besonders wichtig ist und aufgrund der besonderen Schwierigkeiten beim Einsatz bindigen Bodens wird in den Modellversuchen als Versuchsboden ein lufttrockener Quarzsand (enggestufter Mittelsand mit Fein- und Grobsandanteilen (mS, fs, gs)) eingesetzt. Der Materialeinbau erfolgte mit einem speziellen „Sandrieselverfahren“, das eine gleichmäßige Einbaudichte (dichte Lagerung, $n = 0,37$, $D = 0,60$) des Sandes sicherstellt.

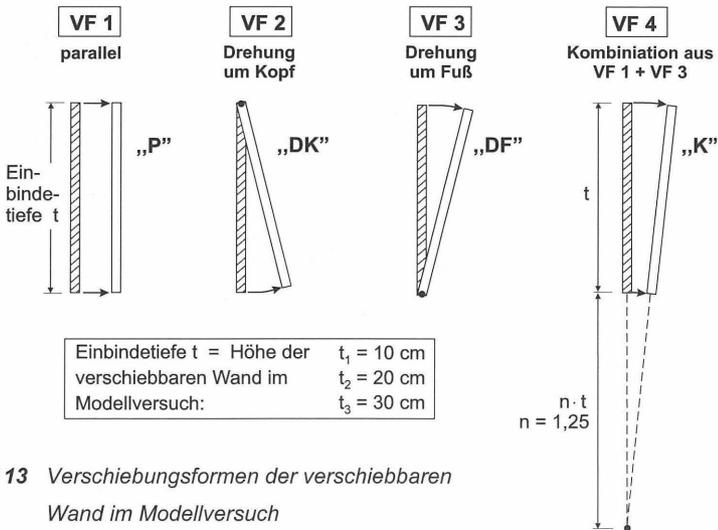


Bild 13 Verschiebungsformen der verschiebbaren Wand im Modellversuch

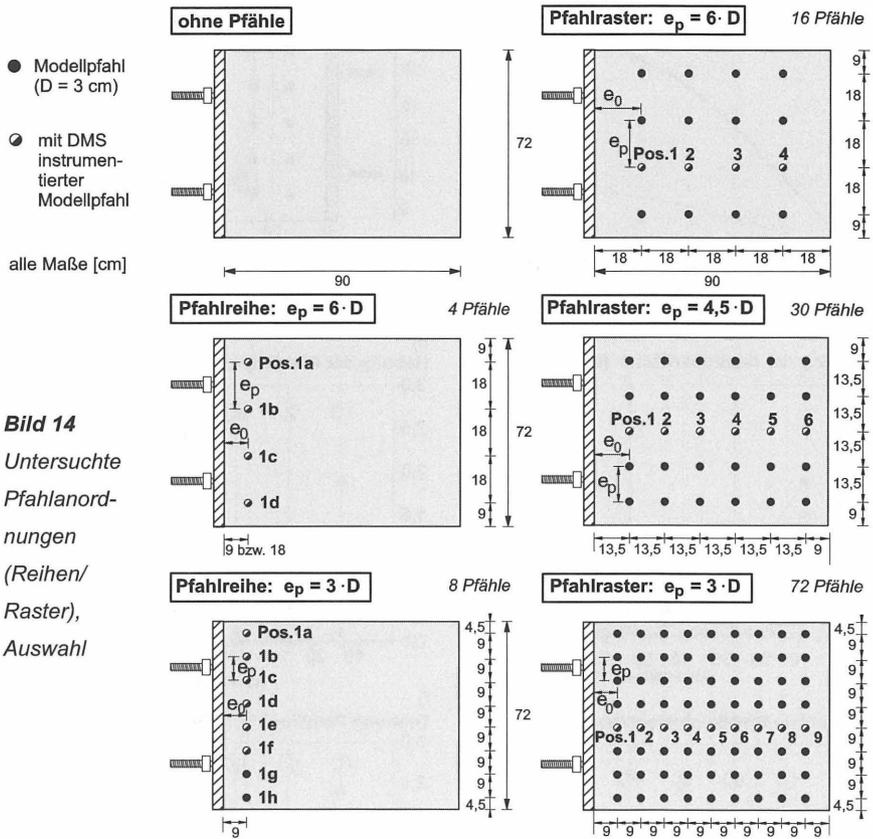
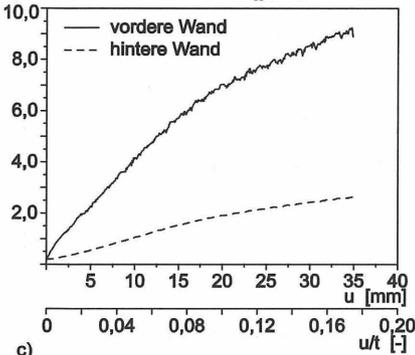


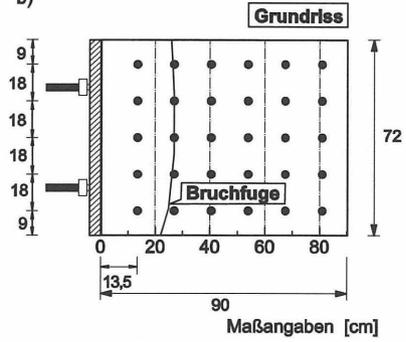
Bild 14
 Untersuchte
 Pfahlanord-
 nungen
 (Reihen/
 Raster),
 Auswahl

Als Modellpfähle werden Rohre aus Polycarbonat (PC) verwendet, deren Oberfläche durch Sandstrahlung aufgeraut wurde. Die Modellpfähle wurden umfangreich instrumentiert. Zur Messung der Normalkraft- und Biegebeanspruchung wurden 9 Pfähle entlang ihrer Einbindetiefe in 8 Messebenen mit Dehnungsmessstreifen instrumentiert. Ferner wurden die horizontale Verschiebung und der horizontale Erddruck auf die verschiebbare Wand, die Hebungen der Sandoberfläche sowie die Verschiebungen und Kopfverdrehungen der Pfähle gemessen. Insgesamt werden während der weggesteuerten Versuchsdurchführungen jeweils 201 Messgrößen mit einer automatischen Messwerterfassungsanlage kontinuierlich erfasst. Neben der Wandeinbindung t und der Verschiebungsform der Wand wird im Rahmen des umfangreichen Versuchsprogramms die Pfahlanordnung variiert. Kern des Pro-

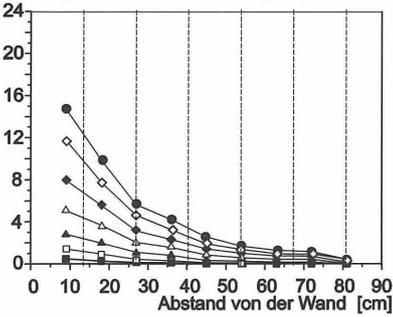
a) horizontaler Erddruck E_h [kN]



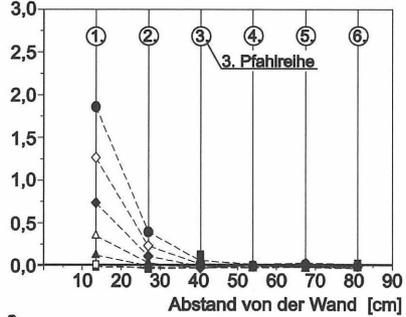
b)



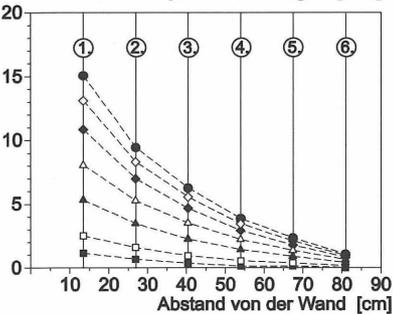
c) Hebung der Sandoberfläche [mm]



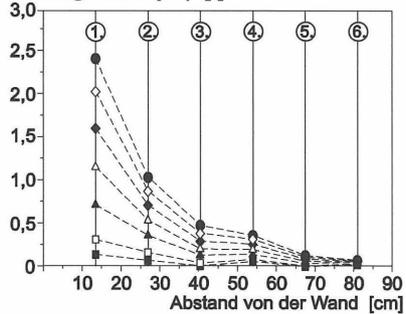
d) Hebung der Pfahlköpfe v [mm]



e) Horizontale Pfahlkopfvorschiebung w [mm]



f) Drehung Pfahlkopf ψ [°]



Verschiebungszustand der Wand:	-■-	$u/t = 0,01$	-▲-	$u/t = 0,04$	-◆-	$u/t = 0,08$	-●-	$u/t = 0,12$
	-□-	$u/t = 0,02$	-△-	$u/t = 0,06$	-◇-	$u/t = 0,10$		

Bild 15 Modellversuche zur Dübelwirkung · Versuchsergebnisse für Pfahlrastrer

$e_0 = e_p = 4,5 \cdot D$, $t_2 = 20$ cm, VF 4: Erddruck und Verschiebungen/Verdrehung

gramms sind Versuche an regelmäßig konfigurierten Pfahlrastern mit Pfahlachsabständen von $e_p = 6 \cdot D$, $4,5 \cdot D$ und $3 \cdot D$ sowie an entsprechenden Pfahlreihen (Auswahl in Bild 14). Zum Vergleich werden Versuche ohne Pfähle durchgeführt. Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse der insgesamt 42 unterschiedlichen Versuchsanordnungen analysiert.

Betrachtet werden zunächst die Ergebnisse eines Versuches mit der $t_2 = 20$ cm tief einbindenden Verbauwand ($t/l = 1/3$) und einem gleichmäßigen Pfahlraster von $e_p = e_0 = 4,5 \cdot D$ bei kombinierter Verschiebungsform der Wand (VF4). Bild 15 zeigt die verschiebungabhängige Mobilisierung des Erddruckes (a); die sich an der Sandoberfläche ausbildende Bruchfuge (b), die nur die ersten beiden Pfahlreihen erfasst, und den mit ihr korrespondierenden Verlauf der Hebungen in einem Schnitt senkrecht zur Wand (c) für ausgewählte Ver-

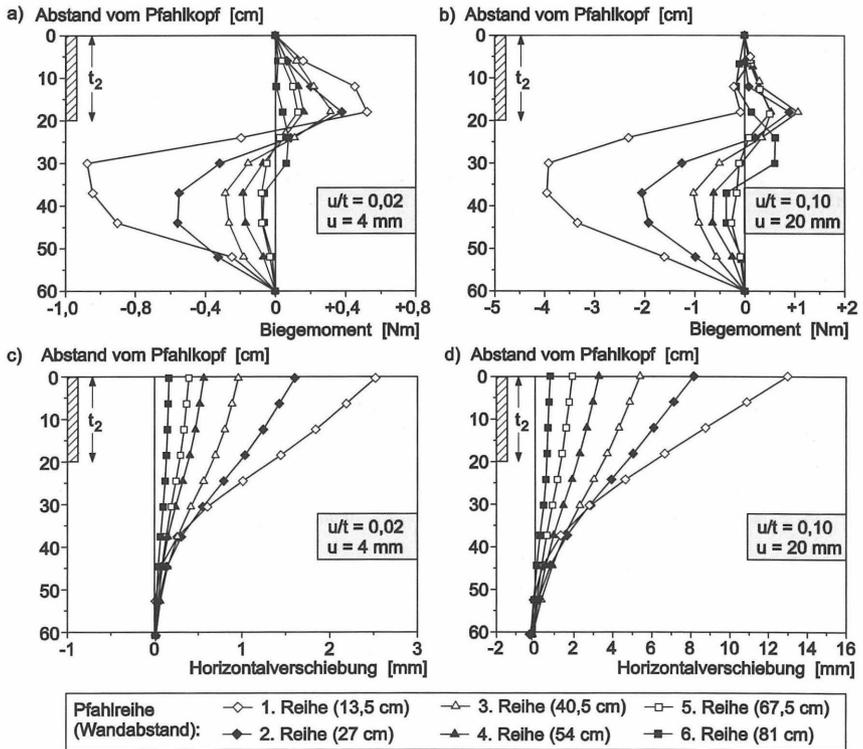
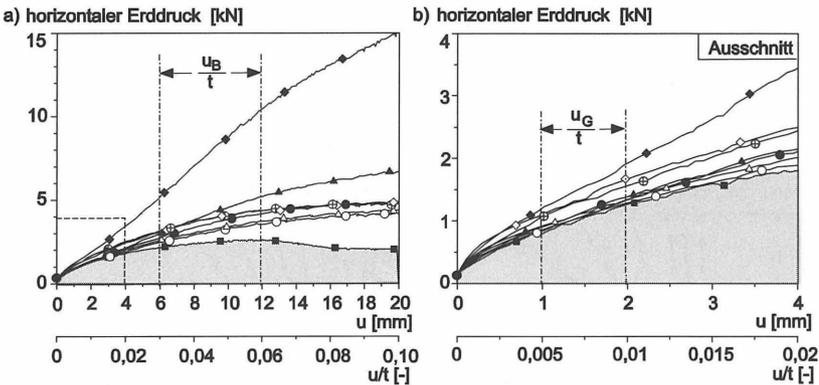


Bild 16 Modellversuche zur Dübelwirkung · Versuchsergebnisse für Pfahlraster $e_0 = e_p = 4,5 \cdot D$, $t_2 = 20$ cm, VF 4: Biegelinie und Biegebeanspruchung Pfähle

schiebungszustände u/t der Wand. Die im selben Bild aufgetragenen Hebungen (d), horizontalen Verschiebungen (e) sowie Verdrehungen der Pfahlköpfe (f) zeigen, dass die Hebungen der Pfahlköpfe deutlich geringer sind als die Hebungen der Sandoberfläche und dass die Verformungen der Pfähle mit zunehmendem Abstand zur Wand rasch abnehmen. Für den gleichen Modellversuch werden in Bild 16 die gemessene Biegemomentenbeanspruchung und die hieraus unter Berücksichtigung der gemessenen Pfahlkopf- und -fußverschiebungen sowie Pfahlkopfverdrehungen zurückgerechneten Biegelinien der Modellpfähle für ausgewählte Verschiebungszustände u/t der Wand ausgewertet. Der Verlauf der Biegemomentenbeanspruchung entlang des Pfahlschaftes entspricht dem typischen Verlauf eines in seinem oberen Bereich passiv horizontal beanspruchten Pfahles, wie dieser von Messungen bei Hangverdrübelungen (Gudehus & Schwarz 1984, Brandl 1992, Rogers et al. 2000) bekannt ist. Die Pfähle in der in einem Abstand von $e_0 = 4,5 \cdot D$ vor der Wand stehenden 1. Pfahlreihe erfahren die mit Abstand größte Biegemomentenbeanspruchung; hierauf bezogen sind die Biegemomente in der 2. Pfahlreihe bereits um 50 % kleiner.



Grenzwerschiebungen u/t nach DIN 4085-100 (Tab. 3: Parallelverschiebung, dichte Lagerung):

$u_G/t = 0,5-1,0 \%$: im Gebrauchszustand (50 % von E_p mobilisiert)

$u_B/t = 3,0-6,0 \%$: im Bruch-/Grenzzustand (E_p voll mobilisiert)

—■— ohne Pfähle	⊖ Reihe $e_p = 6 \cdot D, e_0 = 3 \cdot D$	● Raster $e_p = e_0 = 6 \cdot D$
○ Reihe $e_p = 6 \cdot D, e_0 = 6 \cdot D$	△ Reihe $e_p = e_0 = 4,5 \cdot D$	◆ Raster $e_p = e_0 = 3 \cdot D$
○ Reihe $e_p = e_0 = 4,5 \cdot D$		
◇ Reihe $e_p = e_0 = 3 \cdot D$		

Bild 17 Mobilisierter Erdwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlanordnung (Versuche mit Pfahlreihen und -rastern, $t_2 = 20$ cm, parallele Wandverschiebung · VF 1)

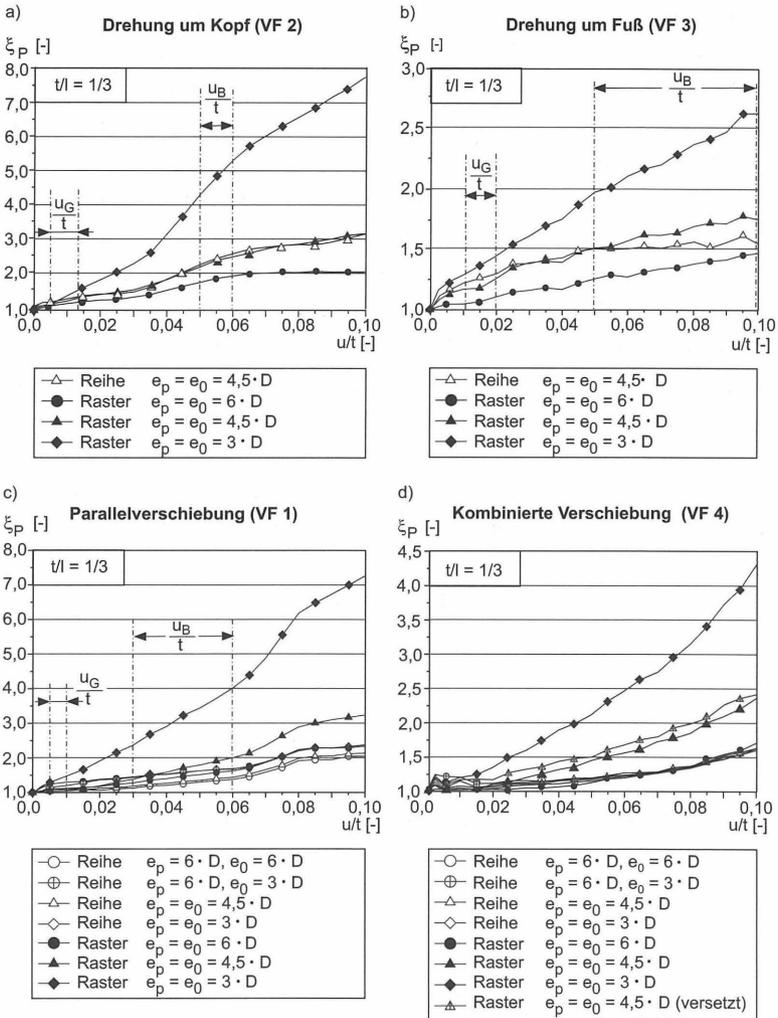
Den Einfluss der im Erdwiderstandsbereich stehenden Gründungspfähle zeigen zunächst am Beispiel der mit der $t_2 = 20$ cm hohen Verbauwand und paralleler Wandverschiebungsform (VF1) durchgeführten Modellversuche die Diagramme in Bild 17, in denen die verschiebungsabhängige Mobilisierung des Erdwiderstandes für Versuche mit verschiedenen Pfahlrastern und -reihen ausgewertet ist. Die Darstellungen zeigen, dass die Gründungspfähle bei jeder der untersuchten Pfahlanordnungen sowohl im Gebrauchszustand (u_G/t) als auch im Bruchzustand (u_B/t) zu einer Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes führen. Ein klarer Grenzzustand, wie er sich bei dem Versuch ohne Modellpfähle ausbildet, wird durch die im Erdwiderstandsbereich stehenden Pfähle verhindert. Dabei ist die aus der Tragwirkung der Gründungspfähle resultierende Erdwiderstandserhöhung primär von dem Abstand der 1. Pfahlreihe von der Verbauwand abhängig und nur sekundär davon, ob bei gleichen Pfahlabständen ein Pfahlraster oder nur eine Pfahlreihe vor der Wand steht.

Zur Beschreibung der aus der Dübelwirkung von im Erdwiderstandsbereich stehenden Gründungspfählen resultierenden Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes wird an dieser Stelle ein verschiebungsabhängiger Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktor $\xi_p(u/t)$ als dimensionsloser Kennwert eingeführt und wie folgt definiert:

$$\xi_p(u/t) := \frac{E_h^{\text{mit Pfählen}}(u/t)}{E_h^{\text{ohne Pfähle}}(u/t)} \quad [-] \quad (2)$$

- mit: $\xi_p(u/t)$: verschiebungsabhängiger Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktor [-],
 $E_h^{\text{ohne Pfähle}}(u/t)$: verschiebungsabhängiger horizontaler Erddruck bei einer Wandverschiebung gegen das Bodenkontinuum [kN/m],
 $E_h^{\text{mit Pfählen}}(u/t)$: verschiebungsabhängiger horizontaler Erddruck bei einer Wandverschiebung gegen ein unterhalb der Baugrubensohle durch Pfähle verdübeltes Bodenkontinuum [kN/m],
 u : größte Horizontalverschiebung der Verbauwand im Bereich ihrer Einbindetiefe [m],
 t : Einbindetiefe der Verbauwand [m].

Der Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktor $\xi_p(u/t)$ gibt unter sonst gleichen geometrischen und geotechnischen Randbedingungen das Verhältnis des bei einer definierten Wandverschiebung mobilisierten horizontalen Erddrucks im Fall, dass Pfähle den Boden im Ein-



Grenzverschiebungen u/t nach DIN 4085-100 (Tab. 3, dichte Lagerung):

u_G/t : im Gebrauchszustand (50 % von E_p mobilisiert)

u_B/t : im Bruch-/Grenzzustand (E_p voll mobilisiert)

Bild 18 Verschiebungsabhängige Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktoren $\xi_p(u/t)$ in Abhängigkeit von der Anordnung der Gründungspfähle und der Verschiebungsform der Wand · Versuche mit $t/l = 1/3$ ($t_2 = 20$ cm)

flussbereich der Wand verdübeln, zu dem horizontalen Erddruck an, der ohne das Vorhandensein dieser Pfähle bei gleicher Wandverschiebung mobilisiert werden kann. Der Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktor ist somit eine dimensionslose Maßzahl für die Tragfähigkeitserhöhung des Erdwiderlagers infolge der Dübelwirkung der Gründungspfähle.

Für die Modellversuche mit der 20 cm hohen Verbauwand ($t/l = 1/3$) sind in Bild 18 die aus den Modellversuchen nach Gleichung 2 ermittelten verschiebungsabhängigen Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktoren $\xi_p(u/t)$ ausgewertet. In den Diagrammen sind ferner die von der Verschiebungsform der Wand abhängigen, für den Gebrauchszustand und für den Grenzzustand nach DIN 4085-100 maßgebenden Verschiebungszustände u_G/t und u_B/t markiert. Die Auswertung lässt folgendes erkennen:

- Die Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktoren ξ_p zeigen eine nichtlineare Abhängigkeit von der Wandverschiebung u/t .
- Die Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktoren ξ_p und damit die durch Gründungspfähle verursachte Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes ist abhängig von der Verschiebungsform der Wand. Die größte Wirkung entfalten die Pfähle bei einer Drehung der Wand um den Kopf (VF 2) und bei einer Parallelverschiebung (VF 1); die geringste Erddruckerhöhung ist bei einer Drehung um den Wandfuß (VF 3) zu verzeichnen. Die sich aus der Verbindung von Parallelverschiebung und Drehung um den Fuß ergebende, kombinierte Wandverschiebung (VF 4) liegt bezüglich der experimentell bestimmten Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktoren dazwischen.
- Die durch die Gründungspfähle bewirkte Erdwiderstandserhöhung, also die ξ_p -Werte, steigen mit zunehmender Einbindetiefe der Verbauwand, bzw. mit einem steigenden Verhältnis von Einbindetiefe zu Pfahlänge t/l .
- Im Gebrauchszustand führen im Einflussbereich einer Verbauwand angeordnete Gründungspfähle nach den Ergebnissen der Modellversuche zu einer Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes um im Mittel 10 % bis 20 % ($\xi_p = 1,1$ bis 1,2), maximal um bis zu 80 %. Für Wandverschiebungen, die im Bruch-/Grenzzustand des Erdwiderlagers maßgebend sind, bewirken die Gründungspfähle eine Erhöhung des mobilisierbaren passiven Erddrucks um den Faktor $\xi_p = 1,3$ bis 5,1.
- Für die im Erdwiderstandsbereich stehenden Pfähle, die durch das Bodenkontinuum im Erdwiderstandsbereich passiv horizontal beansprucht werden, ergibt sich eine Biegemomenten- und Schubbeanspruchung, die derjenigen von pfahlartigen Tragelementen entspricht, die zur Stabilisierung von Hängen und Böschungen eingesetzt werden.

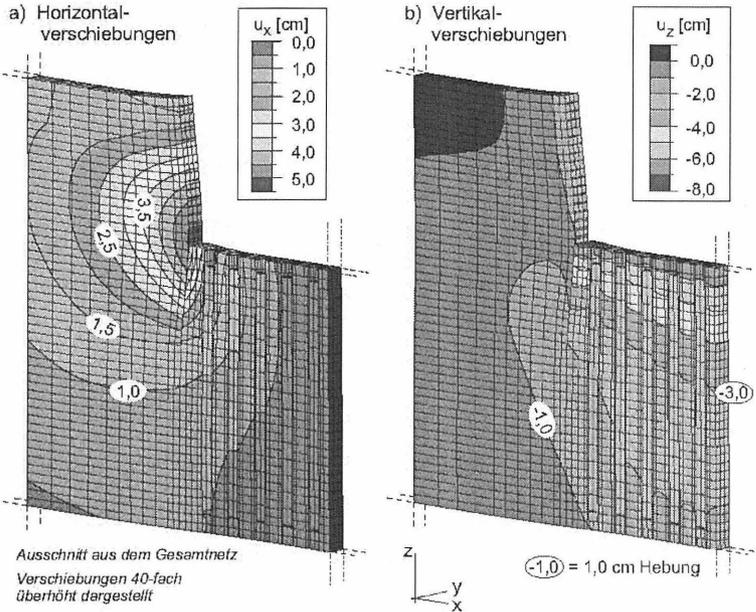


Bild 20 Berechnungsbeispiel numerisches FE-Modell: Konturplot der horizontalen und vertikalen Verschiebungen für eine $H = 20$ m tiefe Baugrube mit $t = 10$ m Einbindung und Pfahlraster $e_p = 3 \cdot D$ · räumliche Darstellung (Endaushubzustand)

zutreffend abzubilden. Details zu dem räumlichen FE-Modell und den entwickelten Ansätzen und stofflichen Modellierungen können Moormann & Katzenbach (2002) entnommen werden. Die Bodenkennwerte wurden an denen des Frankfurter Tons als eines typischen steifen bindigen Bodens orientiert. Bild 19 zeigt die Grundkonfiguration des gewählten, numerisch abgebildeten Scheibenmodells. Die geometrischen Systemkonfigurationen, wie die Baugrubentiefe, Einbindetiefe und die Abmessungen und Anordnungen der Gründungspfähle werden im Rahmen der parametrischen Studie variiert.

Im Rahmen dieses Beitrages können nur ausgewählte Berechnungsergebnisse der umfangreichen Berechnungen präsentiert werden. Als ein Beispiel zeigt Bild 20 für das Scheibenmodell einer 20 m tiefen Baugrube mit einer 10 m tief einbindenden Verbauwand Konturlinien gleicher vertikaler und horizontaler Verschiebungen im Endaushubzustand. Die aushubbedingten Verschiebungen erfassen die Gründungspfähle, wobei die vor der Wand

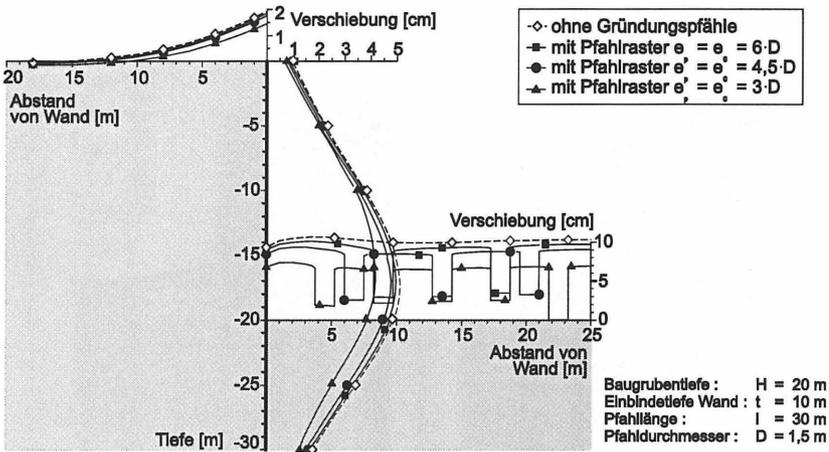


Bild 21 Exemplarisches Berechnungsergebnis: Einfluss von Gründungspfählen auf die Verschiebungen von Verbauwand und Baugrubensohle (Frankfurter Ton)

stehende Pfahlreihe, wie in den Modellversuchen, am stärksten beansprucht wird. Die Auswirkungen der Gründungspfähle auf das Verhalten der Verbaukonstruktion verdeutlicht Bild 21 für eine gewählte Systemkonfiguration an Hand der berechneten Verschiebungen von Baugrubensohle, Verbauwand und sich anschließender Geländeoberfläche. Die in einem Raster von $e_p = 6 \cdot D$ angeordneten Pfähle reduzieren die horizontalen Wandverschiebungen gegenüber der Referenzvariante ohne Pfähle um 3 %, bei einem Pfahlraster von $e_p = 3 \cdot D$ beträgt die Reduktion 22 %. Die Hebungen der Baugrubensohle und die Mitnahmehebungen an der Geländeoberfläche hinter dem Verbau werden durch ein Pfahlraster von $e_p = 3 \cdot D$ um bis zu 33 % reduziert. Die Hebereduktion ist unmittelbar abhängig von der Anordnung des Pfahlrasters und der Länge der Gründungspfähle (Tab. 1).

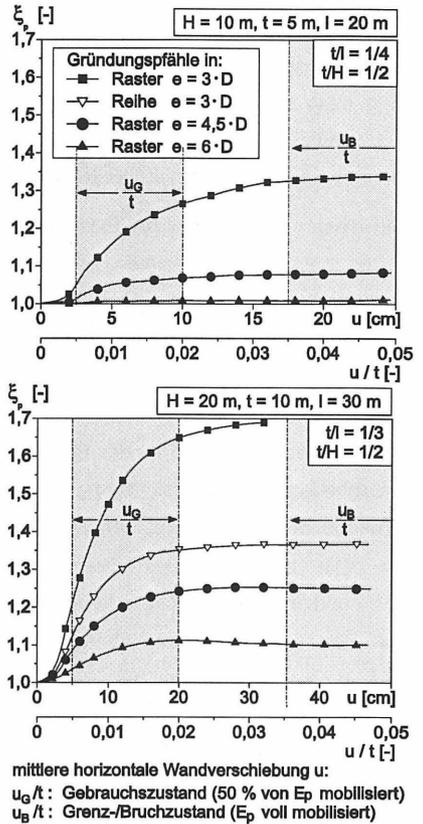
Baugrubentiefe H [m]	Einbindetiefe Wand t [m]	t/H [-]	Pfahllänge l [m]	l/l [-]	Prozentuale Reduktion der max. Hebungen durch Dübelwirkung regelmäßiges Pfahlraster im Abstand		
					$e_p = 3 \cdot D$	$e_p = 4,5 \cdot D$	$e_p = 6 \cdot D$
20 m	0 m	0	20 m	0	-15 %	-5 %	-2 %
			30 m	0	-30 %	-11 %	-5 %
	5 m	1/4	20 m	1/4	-16 %	-5 %	-2 %
			30 m	1/6	-30 %	-12 %	-5 %
	10 m	1/2	20 m	1/2	-17 %	-6 %	-3 %
			30 m	1/3	-33 %	-12 %	-6 %

Tab. 1 Prozentuale Reduktion der Hebungen der Baugrubensohle infolge der Pfähle

Bild 22 fasst die Ergebnisse einiger der numerischen Untersuchungen im Hinblick auf die Dübelwirkung der Gründungspfähle im Erdwiderstandsbereich tiefer Baugruben im Frankfurter Ton zusammen. Aufgetragen sind die nach Gleichung 2 definierten Erddruck-Erhöpfungsfaktoren ξ_p in Abhängigkeit von der mittleren Wandverschiebung u im Bereich der Wandeinbindung t für verschiedene Pfahlraster. Im Gebrauchszustand (u_G/t) führen in einem Raster $e_p = 3 \cdot D$ angeordnete Gründungspfähle zu einer Erhöhung dies mobilisierbaren Erdwiderstandes um 30 % bis 80 %.

Bild 22

Numerisch ermittelte, verschiebungsabhängige Erdwiderstands-Erhöpfungsfaktoren ξ_p für einige der untersuchten Systemkonfigurationen



5 Schlussfolgerungen

Wird ein Bauwerk auf einer Pfahlgründung oder einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) in einer Baugrube gegründet und werden, was wegen entsprechender Grundwasserhältnisse häufig notwendig ist, die Gründungspfähle vor dem Endaushub der Baugrube von einem über dem Grundwasserspiegel liegendem Niveau aus hergestellt, so ergeben sich beim nachfolgenden Endaushub zwischen den Pfählen, dem Bodenkontinuum und dem Verbausystem der Baugrube die folgenden Wechselwirkungen (Bild 1):

- I. Im Hinblick auf die mit der Aushubentlastung verbundenen Hebungen ('Aufatmen') des Bodens bewirken die Gründungspfähle als axial beanspruchte Tragglieder eine Dübelwirkung, die zu einer Hebungsreduktion bei gleichzeitiger Zugbeanspruchung der Pfähle führt.

II. Zugleich führen die im Erdwiderstandsbereich vor der Verbauwand stehenden Gründungspfähle als i.w. passiv horizontal beanspruchte Tragglieder infolge ihrer Dübelwirkung zu einer Ertüchtigung des Bodens bei gleichzeitiger Biege- und Schubbeanspruchung der Pfähle. Die Tragwirkung der Gründungspfähle ähnelt in diesem Beanspruchungszustand einer Hangstabilisierung mit pfahlartigen Tragelementen.

In diesem Beitrag wird die Existenz und Bedeutung dieser in der Bemessungspraxis bis dato meist vernachlässigten, aber per se vorhandenen Wechselwirkungen durch ausgewählte, messtechnisch untersuchte Fallbeispiele nachgewiesen. Die bodenmechanischen Zusammenhänge und der Einfluss einzelner Parameter werden durch kleinmaßstäbliche Modellversuche und dreidimensionale Finite-Element Berechnungen untersucht und im Hinblick auf die Beanspruchung und Tragwirkung der Gründungspfähle sowie auf das Trag- und Verformungsverhalten des Baugrubensystems analysiert. Danach ergeben sich aus der rechnerischen Berücksichtigung der Tragwirkung vorab hergestellter Gründungspfähle maßgebende sicherheitserhöhende und wirtschaftliche Vorteile beim Verbauentwurf:

- Die Gründungspfähle führen zu einer Reduktion der Hebungen von Baugrubensohle und umgebenden Gelände um bis zu 30 %.
- Die im Erdwiderstandsbereich der umschließenden Verbauwand stehenden Gründungspfähle können zu einer deutlichen Erhöhung des mobilisierbaren Erdwiderstandes führen. In Abhängigkeit von Systemkonfiguration und Baugrundsituation ergibt sich infolge der dübelartigen Tragwirkung der Gründungspfähle im Gebrauchszustand eine Erhöhung des Erdwiderstandes um im Mittel 10 % bis 30 % gegenüber dem konventionellen Fall ohne bzw. unter Vernachlässigung der Pfähle. Im Grenzzustand des passiven Erddrucks ergeben sich noch höhere Widerstandssteigerungen. Die rechnerische Inanspruchnahme vorab hergestellter Gründungspfähle ermöglicht demnach eine Reduktion der statisch erforderlichen Einbindetiefe hoch belasteter Verbauwände tiefer Baugruben.

Für den Beanspruchungszustand der Gründungspfähle infolge dieser Tragwirkung gilt:

- Die durch die Aushubentlastung induzierte Zugbeanspruchung kann eine für die Integrität des Stahlbetonquerschnittes maßgebende Größenordnung erreichen (Rissbildung). Es ist durch weitere interdisziplinäre Forschungen zu prüfen, inwieweit diese Zugdehnungen beim Nachweis der inneren Tragfähigkeit der Bohrpfähle zu berücksichtigen sind. Die Messergebnisse zeigen jedenfalls, dass die Zugdehnungen unter den nachfolgenden Einwirkungen aus der Gebäudelast wieder sukzessive kompensiert werden, der lokal gerissene Pfahlbetonquerschnitt wieder überdrückt wird. Bei

dem in Abschnitt 2 vorgestellten Fallbeispiel MAIN TOWER ließen die Ergebnisse von Ultraschallmessungen, die vor Beginn des Baugrubenaushubs sowie ein zweites Mal nach Erreichen des Endaushubniveaus durchgeführt wurden, keinen Einfluss der Zugbeanspruchung auf die geprüfte Integrität des Pfahlbetons erkennen (Moormann 2002).

- Soll die dübelartige Tragwirkung der im Erdwiderstandsbereich stehenden Gründungspfähle bei der Verbauwandbemessung rechnerisch in Anspruch genommen werden, so ist die sich ergebende Biegemomentenbeanspruchung der Pfähle nachzuweisen.

Die Klärung weiterer Einflussfaktoren und die Ableitung von Bemessungshilfen zur vereinfachten Erfassung und rechnerischen Inanspruchnahme der in diesem Beitrag untersuchten Wechselwirkungen ist gegenwärtig Gegenstand weiterer Untersuchungen, über deren Ergebnisse zur gegebenen Zeit berichtet werden wird.

Danksagung

Der Bau der Versuchseinrichtung und die Durchführung der Modellversuche zur Dübelwirkung von Gründungspfählen erfolgten an der von Herrn Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach geleiteten Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt. Die Modellversuche wurden von der Hochtief AG im Rahmen der Forschungsinitiative „Verbauwandoptimierung für tiefe Baugruben bei bindigen Böden im Grundwasser“ maßgeblich unterstützt. Allen, die zum Erfolg der aufwendigen Modellversuche beigetragen haben, sei hierfür herzlich gedankt.

Literatur

Brandl, H. (1992)

Konstruktive Hangsicherungen, Kapitel 5.4: Dübelwände, Hangverdübelungen. In: Grundbau-Taschenbuch, 4. Aufl., Teil 3, Kapitel 3.8, 533-651

Butterfield, R. (1999)

Dimensional analysis for geotechnical engineers. Géotechnique 49, 357-366

El-Mossallamy, Y. (1996)

Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, Heft 36

Fernie, R., Kingston, P., St. John, H.D., Higgins, K.G., Potts, D.M. (1996)

Case history of a deep 'stepped box' excavation in soft ground at the sea front. Proc. Int. Symp. on Geotech. Aspects of Underground Constr. in Soft Ground, Mair & Taylor (eds.), Balkema, Rotterdam, 123-129

- Gudehus, G., Schwarz, W. (1984)
Stabilisierung von Kriechhängen durch Pfahldübel. 18. Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf, DGGT, Essen, 669-681
- Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1998)
Meßtechnische Untersuchungen zur Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der Erstellung des Hochhauses MAIN TOWER in modifizierter Deckelbauweise. Messen in der Geotechnik '98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 55, 87-121
- Kempfert, H.-G. (1987)
Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche. Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 1
- Moormann, Chr. (2002)
Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, TU Darmstadt, Heft 59
- Moormann, Chr., Katzenbach, R. (2002)
Numerical analysis of deep excavations reinforced by foundation piles. Proc. 8th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VIII, 10-12 April 2002, Rome, Italy, Pande & Pietruszczak (eds.), Balkema, Swets & Zeitlinger, Lisse, 529-534
- Raithel, M. (1999)
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Schriftenreihe des Fachgebietes Geotechnik der Universität Kassel, Heft 6
- Reul, O. (2000)
In-situ Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 53
- Rogers, C.D.F., Glendinning, S., Holt, C.C. (2000)
Slope stabilization using lime piles - a case study. Ground Improvement 4, 165-176
- Walz, B. (1988)
Qualitative bodenmechanische Modellversuche. Beiträge zur Modellversuchstechnik in der Geotechnik, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 18, 17-31

Dr.-Ing. Christian Moormann

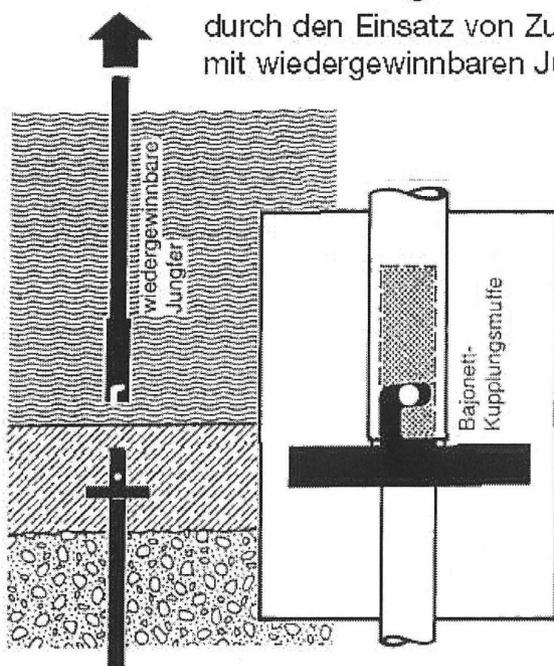
S&P • Smoltczyk & Partner GmbH
Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart
Tel.: 0711/131 64-0, Fax: 0711/131 64-64
E-Mail: christian@moormann-geotechnik.de

SCHALUNGSSYSTEME
VERBAUSYSTEME
GEOTECHNIK

ISCHEBECK[®]
TITAN

Zugpfahl **TITAN** Auftriebsicherung ohne Taucher

durch den Einsatz von Zugpfählen TITAN
mit wiedergewinnbaren Jungfer



Diese Verfahrenstechnik erlaubt ein genaues Positionieren des Pfahlkopfes vor Einbringen der Unterwasser-Betonsohle.

FRIEDR. ISCHEBECK GMBH
POSTFACH 13 41 · D-58242 ENNEPETAU · TEL. (0 23 33) 83 05-0 · FAX (0 23 33) 83 05-55
E-MAIL: info@ischebeck.de · INTERNET: <http://www.ischebeck.de>



Modellversuche und numerische Simulationen zur Untersuchung des Tragverhaltens von Bohrpfählen

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Dipl.-Ing. Alexander Schmitt

Dipl.-Ing. Jens Turek

Liudas Furmonavičius

1 Einleitung

Eine der Möglichkeiten der Modellbildung zur Untersuchung des Tragverhaltens von Gründungen ist die Durchführung kleinmaßstäblicher Modellversuche. Solche kleinmaßstäblichen Modellversuche mit verschiedenen Gründungskonstruktionen (Flachgründung, Pfahlgründung, Kombinierte Pfahl-Plattengründung und Einzelpfahl) mit unterschiedlichen Randbedingungen wurden am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt durchgeführt. Ein Teil dieser Versuche und Versuche an 3 m langen Schneckenbohrpfählen (Continuous Flight Auger Piles – CFA-Piles), die an der Vilnius Gediminas Technical University (VGTU) in Litauen durchgeführt wurden, werden nachfolgend beschrieben.

Die Modellversuche wurden mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente simuliert, ausgewählte Ergebnisse dieser Simulationen werden vorgestellt.

2 Modellversuche TU Darmstadt

Ziel einer an der TU Darmstadt durchgeführten Serie von 1g-Modellversuchen ist die Untersuchung des Tragverhaltens verschiedener Gründungsarten, insbesondere der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) (Hanisch et al. 2001, Katzenbach 1993). Der Entwurf des Modellversuchsstandes erfolgte auf der Grundlage von Ähnlichkeitstheoretischen Überlegungen. Dabei werden die für die untersuchten Gründungskonstruktionen typischen Abmessungen wie beispielsweise Pfahldurchmesser und Pfahllänge mit einem Maßstab

von 1 : 50 im Modell abgebildet. So entspricht der im Modell verwendete Pfahldurchmesser d_M von 30 mm einem realen Pfahldurchmesser d_N von 1,5 m und die Pfahllänge im Modell $l_M = 640$ mm einer realen Länge von 32 m. Eine äquivalente Steifigkeit der Pfähle im Modell wird durch die Verwendung von entsprechend dimensionierten Kunststoffpfählen erreicht. Es handelt sich dabei um Kunststoffrohre aus Polycarbonat mit einem Außendurchmesser von 30 mm und einem Innendurchmesser von 27 mm, deren Oberfläche sandgestrahlt ist. Als Modellboden wird Sand verwendet.

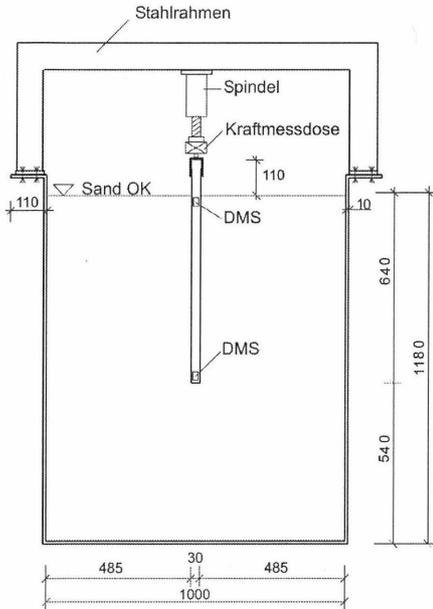


Bild 1: Skizze Versuchsstand
TU Darmstadt

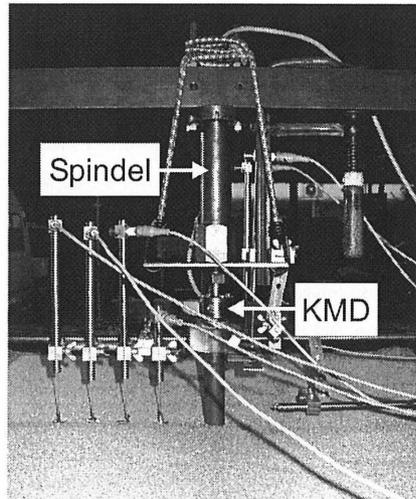


Bild 2: Photo Versuchsaufbau
TU Darmstadt

Der Versuchsbehälter aus Stahl hat eine Länge und Breite von 1000 mm. Die Gesamthöhe des Behälters beträgt 1250 mm, die Wandstärke 10 mm. Im Zuge der Versuchsdurchführung wird der Behälter bis in eine Höhe von 1180 mm mit Versuchsboden gefüllt. Im Rahmen dieses Beitrags werden die mit Einzelpfählen durchgeführten Modellversuche vorgestellt. Der Versuchsaufbau zur Belastung eines Einzelpfahls ist in Bild 1 und in Bild 2 dargestellt. Die Belastung der Einzelpfähle erfolgt weggesteuert mit einer Spindel, dabei dient ein Stahlrahmen, der am Versuchsbehälter fixiert ist, als Widerlager.

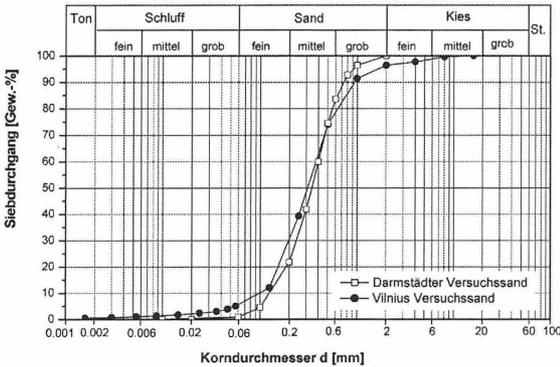


Bild 3: Korngrößenverteilung der für die Modellversuche verwendeten Sande

Als Versuchsboden wurde ein enggestufter Sand verwendet, dessen Korngrößenverteilung in Bild 3 aufgetragen ist. Einige Bodenparameter des Sandes, der im Folgenden als „Darmstädter Versuchssand“ bezeichnet wird, sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Es wurden Versuche mit locker gelagertem Versuchssand und mit dicht gelagertem Versuchssand ausgeführt. Eine wichtige Voraussetzung zur Erzielung vergleichbarer Versuchsergebnisse ist der Einbau des Versuchssandes mit definierter und weitgehend reproduzierbarer Einbaudichte. Erfüllt wird diese Forderung mit Hilfe eines Sandrieselverfahrens, das am Institut für Geotechnik bereits mehrfach erfolgreich eingesetzt wurde, z.B. Heineke (2001). Die verwendete Beschickungseinrichtung besteht aus einem Silo zur Aufnahme des Versuchssandes, das mit Hilfe einer Drosselklappe geöffnet werden kann (Bild 4). Unter der Drosselklappe befindet sich ein 1,5 m langes Fallrohr, an dessen Ende ein Streukegel mittig fixiert ist. Ein Detail des Streukegels ist im Bild 4 dargestellt. Mit Hilfe eines Lotes zur Abstandskontrolle unterhalb des Kegels wird eine gleichbleibende Fallhöhe beim Einrieseln des Sandes gewährleistet. Mit dieser Fallhöhe ist es möglich, die Einbaudichte des Sandes zu steuern.

Bei den Versuchen mit dichter Lagerung wird mit einer Fallhöhe von 30 cm gerieselt und im Mittel eine Dichte von $1,69 \text{ g/cm}^3$ erreicht. Eine lockere Lagerung mit einer mittleren Dichte von $1,55 \text{ g/cm}^3$ wird erreicht, wenn das Fallrohr ohne Streukegel direkt auf die Sandoberfläche aufgesetzt wird und der Sand aus dem Fallrohr ausfließt. Gesteuert wird

die Fallhöhe mit Hilfe eines Portalkrans, an dem die Beschickungseinrichtung aufgehängt ist. Zur Illustration ist im Bild 4 links ein Photo dargestellt, das während des Sandeinbaus aufgenommen wurde.

			Darmstädter Versuchssand	Vilnius Versuchssand
Korndichte	ρ_s	[g/cm ³]	2,642	2,653
Minimaler Porenanteil	min n	[-]	0,309	0,354
Maximaler Porenanteil	max n	[-]	0,444	0,456
Ungleichförmigkeitszahl	U	[-]	3,1	3,7
Krümmungszahl	C _c	[-]	1,11	1,08
Reibungswinkel	φ'	[°]	38,4	30 - 40

Tabelle 1: Bodenparameter der für die Modellversuche verwendeten Sande

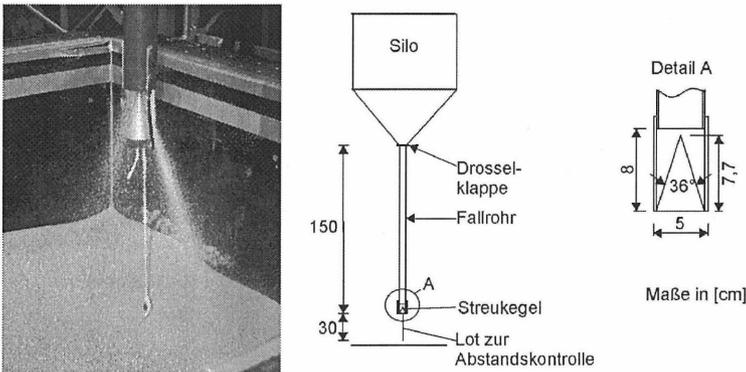


Bild 4: Vorrichtung zum Einrieseln des Darmstädter Versuchssandes

Vor Beginn des Sandeinbaus wird der Pfahl mit Hilfe einer Haltevorrichtung im leeren Versuchsbehälter fixiert. Anschließend wird der Sand eingerieselt. Der Sand in der Umgebung des Pfahles wird somit nicht durch einen nachträglichen Pfahleinbau gestört. Mit Hilfe dieser Vorgehensweise ist eine näherungsweise Abbildung der Herstellung von verrohrten Bohrpfählen möglich, da auch hier bei regelgerechter Pfahlherstellung nur eine geringfügige Störung des Bodens in der Umgebung des Pfahles stattfindet.

Während der Versuchsdurchführung werden die Setzungen am Pfahlkopf und an der Sandoberfläche in der Umgebung des Pfahls mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Messung der Pfahlkopfkraft erfolgt zum einen mit einer Kraftmessdose und

zum anderen indirekt mit auf dem Pfahlmantel applizierten Dehnmessstreifen, wobei mit beiden Messsystemen die gleichen Messergebnisse erzielt wurden. Am Pfahlfuß wird eine Kraft- bzw. Dehnungsmessung mit Dehnmessstreifen durchgeführt.

3 Modellversuche VGTU

Der Versuchsbehälter besteht aus einem Stahlbetoncontainer mit einer Länge von rd. 8 m und einer Breite sowie Tiefe von 6 m (Bild 5). In den Versuchsbehälter wurde „Vilnius Versuchssand“ lagenweise eingebracht, dessen Bodenparameter ebenfalls in Tabelle 1 wiedergegeben sind. Die Korngrößenverteilung ist in Bild 3 graphisch dargestellt.

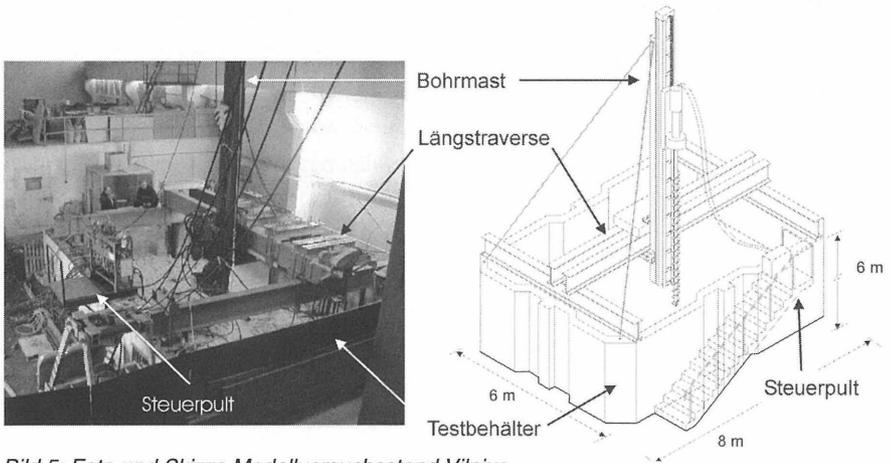


Bild 5: Foto und Skizze Modellversuchsstand Vilnius

Durch seitlich angeordnete Brunnen wurde ein künstlicher Grundwasserstand in rd. 1 m Tiefe unterhalb der Sandoberfläche erzeugt. Da die wesentlichen Eigenschaften des Sandes von der Lagerungsdichte abhängen, wurden vor den Versuchen und nach Herstellung der Pfähle bzw. nach Beendigung der Pfahltests in einem engen Raster Drucksondierungen durchgeführt. Auf diese Weise konnte die Änderung der Lagerungsdichte infolge der Pfahlherstellung erfasst werden.

Für die Pfahlherstellung wurde ein umgerüstetes Pfahlbohrgerät eingesetzt. Die gesamte Bohreinheit ist, wie in Bild 5 dargestellt, mobil auf einem Trägersystem montiert und kann den größten Teil des Versuchsbehälters erreichen. Die Versuchsreihe gliedert sich in drei

Phasen. In Phase I und II wurde eine Bohrschnecke mit rd. 4 m Gesamtlänge sowie einem Bohrschneckendurchmesser und einer Ganghöhe von $h_G = 22$ cm eingesetzt. In Phase III wurde die Ganghöhe auf $h_G = 12$ cm reduziert. Die Pfahlänge betrug bei allen Pfählen 3 m. Insgesamt wurden in drei Versuchsphasen 8 Schneckenbohrpfähle hergestellt. Der Sand in Phase I und II war im wesentlichen locker gelagert, der Sand in Versuchsphase III mitteldicht bis dicht.



Bild 6: Belastungseinrichtung Modellversuche Vilnius

Nach Erreichen der Solltiefe wurde über das Seelenrohr bei gleichzeitigem Herausziehen der Schnecke Beton eingepumpt. Der Beton wurde unter Zugabe von Verflüssiger hergestellt. Die gemessene Betondichte lag bei 22 kN/m^3 . Die Betonmischung erreichte ein gleichbleibendes Ausbreitmaß von 240-250 mm. Im Anschluss an den Betoniervorgang wurde ein mit Aussteifungsringen ausgebildeter Bewehrungskorb in das mit Beton verfüllte Bohrloch eingebracht. Die Belastung während der statischen Pfahltests wurde durch hydraulische Pressen zwischen Pfahlkopf und Widerlager (Traversen) aufgebracht (Bild 6) und erfolgte in Lastinkrementen von 10 kN/Laststufe. Als Kriterium für das Aufbringen der nächst höheren Laststufe wurde eine Setzungsrate von $0,1 \text{ mm/15 min}$ zugrunde gelegt.

Alle gängigen Betriebsparameter des Bohr- und des Betoniervorgangs werden während der Pfahlherstellung durch eine automatisierte Datenerfassungsanlage erfasst. Risiken bei der Herstellung der Schneckenbohrpfähle, z.B. durch eine erhöhte Drehzahl der Schnecke und der dadurch forcierten Förderung von stützendem Baugrund oder zu schnelles Ziehen der Schnecke beim Betoniervorgang (Gefahr von Unterdruck und Bodeneinbruch), werden durch die installierte Messtechnik kontrolliert, so dass ggf. manuell in den Bohr- und Betoniervorgang eingegriffen werden kann. Alle Versuchspfähle wurden zur Überprüfung ihrer Qualität nach Abschluss der Pfahltests freigelegt und vermessen.

Für die messtechnische Überwachung der Versuche werden, wie in Bild 7 dargestellt, nach dem Einbringen des Versuchssandes in unterschiedlichen Tiefen und Abständen zur Pfahlachse Druckmesszellen installiert. Die Druckmesszellen befinden sich am Ende eines Hohlrohres zur Kabelführung und werden bis zur gewünschten Endtiefe in den Versuchssand eingedrückt. Mit Hilfe der Druckmesszellen kann die horizontale Spannungsänderung im Boden infolge Pfahlherstellung und Belastung in allen Phasen erfasst werden.

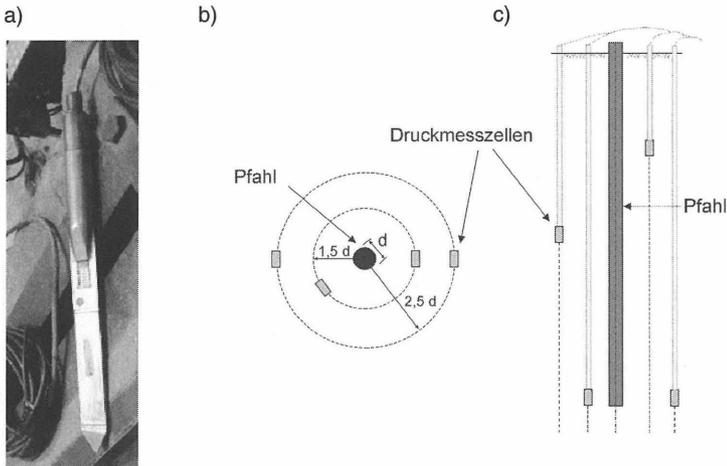
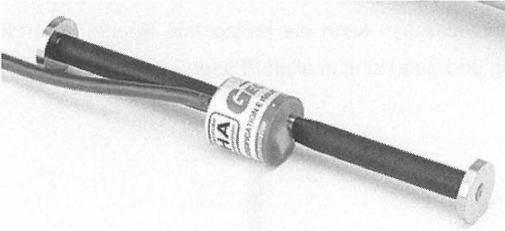


Bild 7: a) Druckmesszelle, b und c) Anordnung der Druckmesszellen um einen Testpfahl

Die Messwerterfassung erfolgt kontinuierlich während der gesamten Versuchsphase. Die Pfahlkopfkraft wird mit einer Kraftmessdose gemessen und mit rückgerechneten Ergebnissen aus Dehnungsmesselementen im Pfahlkopfbereich verglichen. Alle Pfähle sind zusätzlich mit Dehnungsmesselementen im Bereich des Pfahlfußes ausgestattet (Bild 8), um eine Berechnung des Pfahlmantelwiderstandes und des Pfahlfußwiderstandes zu ermöglichen. Zum Einsatz kommen dabei Dehnungsmesselemente mit integrierten Dehnmessstreifen, die sich zum direkten Einsatz im Beton eignen. Sie werden mit Plastiklaschen am Bewehrungsstahl befestigt.

a)



b)

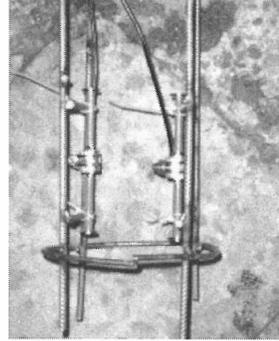
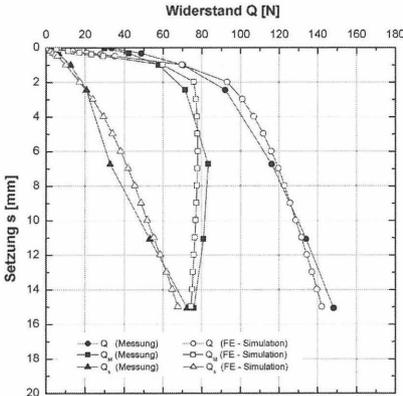


Bild 8: a) Dehnungsmesselement, b) Befestigung am Bewehrungskorb im Pfahlfußbereich

4 Ergebnis des Modellversuchs der TU Darmstadt für den Einzelpfahl

In Bild 9 sind exemplarisch die Ergebnisse eines an der TU Darmstadt durchgeführten Versuches am Einzelpfahl bei lockerer Lagerung des Versuchssandes ($\rho_D = 1,550 \text{ g/cm}^3$) und eines Versuches bei dichter Lagerung ($\rho_D = 1,697 \text{ g/cm}^3$) graphisch dargestellt. Neben den Versuchsergebnissen sind in Bild 9 links die Ergebnisse einer numerischen Simulation des Versuches mit locker gelagertem Sand wiedergegeben, auf die in Abschnitt 6 näher eingegangen wird. Bei lockerer Lagerung wird die Grenzlast des Einzelpfahls bereits bei sehr geringen Werten, und zwar bei 120 N erreicht. Die bei Erreichen der Grenzlast ermittelte Mantelreibung liegt bei 2 kN/m^2 . Bei dichter Lagerung liegt die Grenzlast bei 1100 N und die Mantelreibung bei 10 kN/m^2 .

a) Lockere Lagerung ($\rho_D = 1,550 \text{ g/cm}^3$)



Q = Pfahlwiderstand, Q_m = Pfahlmantelwiderstand, Q_s = Pfahlfußwiderstand

b) Dichte Lagerung ($\rho_D = 1,697 \text{ g/cm}^3$)

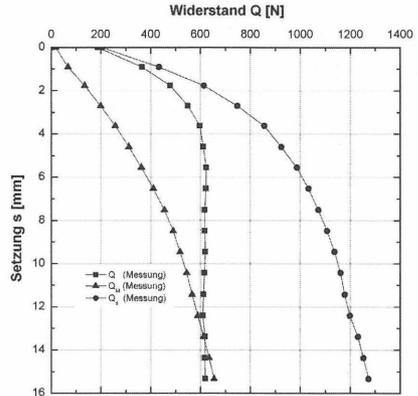


Bild 9: Ergebnis von in Darmstadt durchgeführten Modellversuchen für den Einzelpfahl bei a) lockerer Lagerung, b) dichter Lagerung und Ergebnisse einer FE-Simulation

5 Ergebnisse der Modellversuche VGTU

Alle Schneckenbohrpfähle (CFA-Pfähle) hatten, wie in Bild 10 dargestellt, unabhängig von der Lagerungsdichte des umgebenden Sandes, eine weitgehend ebene Pfahlmanteloberfläche ohne ausgeprägte Unregelmäßigkeiten. Der mittlere Durchmesser der freigelegten Pfähle betrug zwischen 22 cm in mitteldicht bis dicht gelagertem Sand und bis zu 28 cm in locker gelagertem Sand.

Beispielhaft sind in Bild 11 die Ergebnisse von Drucksondierungen (CPT) für einen ausgewählten Pfahl aus Phase II (CFA-1 (2)) und einen zweiten Pfahl aus Phase III (CFA-2 (3)) dargestellt. Die CPT-Diagramme repräsentieren z.T. den gemittelten Verlauf aus mehreren einzelnen CPT-Diagrammen. Im Gegensatz zu den in Darmstadt durchgeführten Versuchen, bei denen durch die Sandeinrieselung eine gleichbleibende und weitgehend homogene Lagerungsdichte erzielt wurde, weisen die Versuche aus Vilnius erhebliche Schwankungen der Lagerungsdichte auf. In den Diagrammen werden sowohl die unterschiedliche Lagerungsdichte zwischen den Versuchsphasen deutlich als auch deren starke Tiefenabhängigkeit in Phase III. Im Gegensatz zu der charakteristischen, starken Zu-

nahme der Spitzendruckwerte (q_c) bei der Herstellung von Verdrängungspfählen in locker gelagerten Sanden, konnte bei der Herstellung der CFA-Pfähle nur eine vergleichsweise geringfügige Erhöhung der Spitzendruckwerte bzw. der Lagerungsdichte in direkter Pfahlumgebung festgestellt werden. Bereichsweise liegen die nach der Pfahlherstellung gemessenen Spitzendruckwerte für mitteldicht bis dicht gelagerten Sand auch unterhalb der vor der Pfahlherstellung gemessenen Werte.

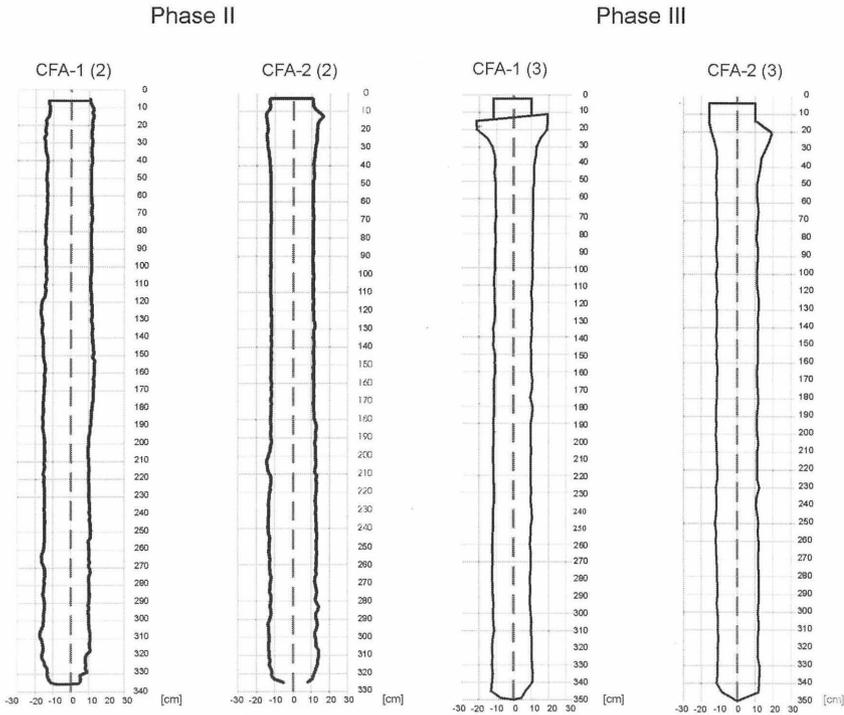


Bild 10: Pfahlformen nach Freilegung der Pfähle (Phase II & III)

Messungen der Horizontalspannungen durch die Druckmesszellen während der Bohr- und Betonierphase ergaben keine wesentlichen horizontalen Spannungsänderungen im Boden. Laststeigerungen während des Pfahltests führten auch zu einer Erhöhung der gemessenen Horizontalspannungen in der Pfahlumgebung.

Für die Pfähle CFA-1 (2) und CFA-2 (3) sind die Ergebnisse aus den Pfahlversuchen in Bild 12 dargestellt. Innerhalb der einzelnen Versuchsphasen sind die Abweichungen unter den Widerstands-Setzungslinien gering. Die Last-Setzungskurven wurden getrennt für den Anteil aus Pfahlmantelreibung und Pfahlfußwiderstand aufgetragen. Alle Versuche wurden mindestens bis zu einer Pfahlkopfsetzung von 10% des Pfahldurchmessers durchgeführt.

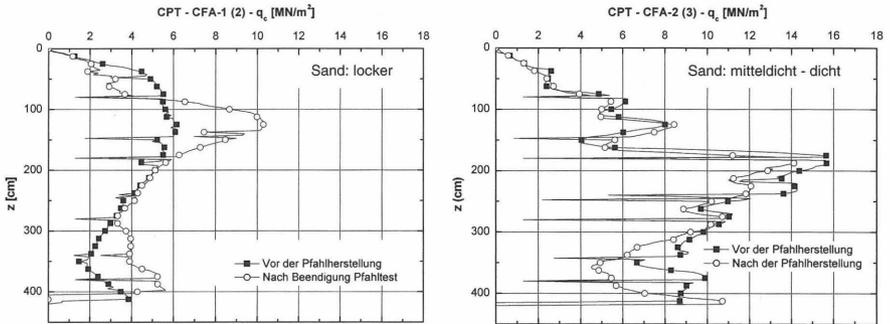
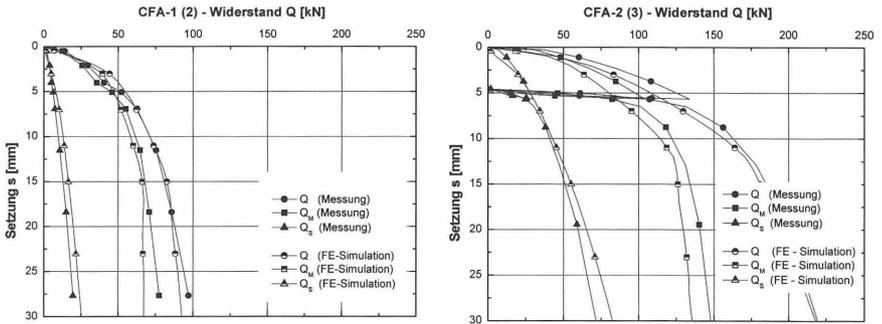


Bild 11: Ergebnisse der Drucksondierungen für zwei ausgewählte Pfähle



Q = Pfahlwiderstand, Q_u = Pfahlmantelwiderstand, Q_s = Pfahlfußwiderstand

Bild 12: Ergebnis von in Vilnius durchgeführten Modellversuchen für den Einzelpfahl und Ergebnisse der FE-Simulationen

Die Pfahlversuche an CFA-Pfählen zeigen, dass die Herstellungsqualität der Pfähle durchgehend als gut bewertet werden kann. Der Einfluss der Lagerungsdichte ist erheblich, die Pfahltragfähigkeiten nehmen von Phase II (Schneckenganghöhe $h_G = 22$ cm) zu Phase III ($h_G = 12$ cm) um mehr als 100 % zu. Zum Vergleich sind jeweils die Ergebnisse einer numerischen Simulation in die entsprechenden Widerstands-Setzungs-Diagramme aufgenommen worden. Bei den durchgeführten Versuchen und den numerischen Berech-

nungen zeigt sich eine starke Abhängigkeit der Pfahltragfähigkeit von unterschiedlichen Einflussfaktoren (siehe auch Hartung 1995). Dazu gehören u.a. die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von jeglicher Vorbelastung und Auflockerung im Pfahlfußbereich, die Veränderung der Lagerungsdichte des Versuchssandes während der Herstellung und Belastung des Pfahles und der Einfluss des Betondrucks am Austrittspunkt des Seelenrohrs. Hierzu sind weitergehende experimentelle Forschungen notwendig.

6 Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten der Einzelpfähle

Die numerische Simulation und Prognose des Tragverhaltens der VGTU-Schneckenbohrpfähle und der Darmstädter Modellpfähle erfordert die Erfassung der wesentlichen Randbedingungen der Modellversuche in einem geometrisch und mathematisch zutreffenden Modell. Als Werkzeug zur Simulation der Modellversuche wurde die Methode der Finiten Elemente gewählt.

Ziel der numerischen Untersuchungen ist es, basierend auf den vorhandenen Messwerten, einerseits durch „back-analysis“ ein umfassendes Verständnis zum Tragverhalten der Einzelpfähle zu erlangen und andererseits durch ein realitätsnahes Strukturmodell die Prognose der Pfahltragfähigkeit für verschiedene Pfahltypen zu ermöglichen.

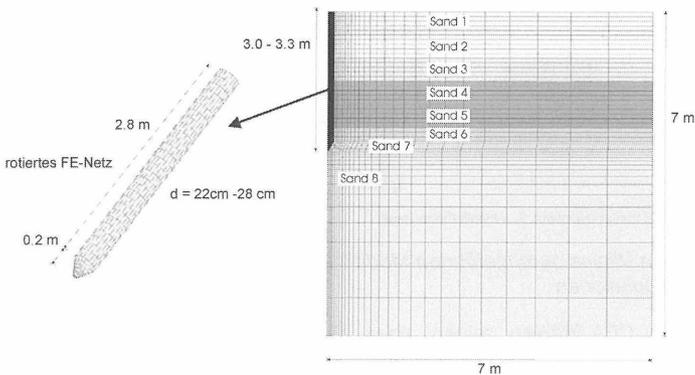


Bild 13: Rotationssymmetrisches FE-Netz (Mehrschichtmodell) zur Simulation der in Vilnius durchgeführten Modellversuche (Beispiel)

Die geometrische Modellierung des Baugrundes und der Pfähle erfolgt axialsymmetrisch (Bild 13). Die Ränder des Strukturmodells liegen außerhalb des Einflussbereiches des Pfahles und haben keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Das zur Simulation der in Vilnius durchgeführten Modellversuche verwendete FE-Netz ist beispielhaft in Bild 13 dargestellt. Für die Prognose der Tragfähigkeit von Schneckenbohrpfählen im Vilnius Sand musste aufgrund der unterschiedlichen Lagerungsdichten ein kompliziertes, mehrschichtiges Modell eingesetzt werden. Für die Versuche mit Darmstädter Sand wurde ein einschichtiges Modell eingesetzt.

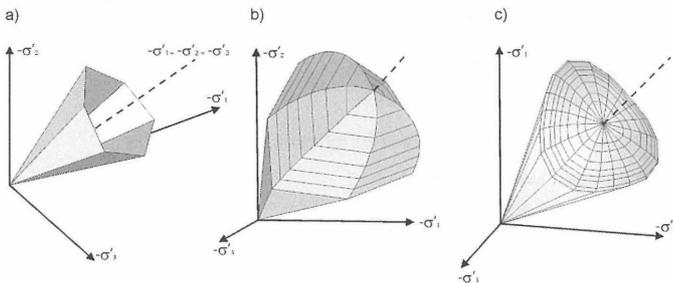


Bild 14 a) klassisches Mohr-Coulomb Modell, b) Hardening-Soil model, c) Modifiziertes Drucker-Prager Cap Modell

Die stoffliche Modellierung des Bodens erfolgt mit elasto-plastischen Stoffmodellen. Sandschichten, die neben dem Pfahl liegen, werden Grundlage des klassischen Mohr-Coulomb Modells simuliert. Zusätzlich wird zur Abgrenzung des elastischen Bereiches bei Zunahme der hydrostatischen Spannungen unterhalb des Pfahlfußes ein modifiziertes Drucker-Prager Modell mit Kappenfließfläche eingesetzt. Es wurden auch Berechnungen für locker gelagerten Sand erfolgreich mit dem Hardening-Soil Model durchgeführt. Die Modellierung der Ortbetonpfähle bzw. der Kunststoffpfähle erfolgt linear-elastisch. Die Abbildung der Stoffmodelle im dreidimensionalen Spannungsraum ist in Bild 14 dargestellt. Bezüglich der Stoffmodelle sei u.a. auf Arbeiten von Schanz (1998), Schanz et al. (1999), Katzenbach et al. (2001 und 2002) und Reul (2000) verwiesen.

Im Strukturmodell zur Nachrechnung der in Vilnius durchgeführten Modellversuche werden alle Schervorgänge im Boden in den Nachbarelementen des Pfahles abgebildet. Zusätzlich wird in den Nachbarelementen der Dilanzwinkel im Mohr-Coulomb Modell über die plastische Vergleichsdehnung gesteuert. Zur Simulation der in Darmstadt durchgeführten Versuche wird eine Kontaktfläche am Pfahlmantel angeordnet.

Eine realitätsnahe Simulation des Tragverhaltens von Bohrpfählen muss den Ausgangszustand und die durch den Herstellungsprozess bedingten Spannungs- und Laständerungen berücksichtigen. Vor allem bei der Herstellung der CFA-Ortbetonpfähle sind daher Spannungsänderungen durch Vorbelastung oder Entlastung im Pfahlfußbereich oder durch den hydrostatischen Betondruck zu erfassen. Die numerische Berechnungen gliedern sich daher in verschiedene Berechnungsabschnitte, die im folgenden beispielhaft für den Ortbetonpfahl dargestellt sind und den allgemeinen Bauablauf wiedergeben:

- Herstellung des primären Spannungszustandes
- Simulation des Bodenaushubs im Pfahlbereich
- Hydrostatische Betondruckverteilung auf der Innenseite des Bohrlochs
- Aktivierung der entgültigen Betonelemente
- Pfahltest

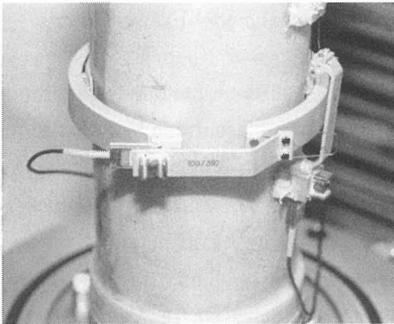


Bild 15: Messung der Volumenänderung im Triaxialversuch durch Hall-Effekt Sensoren

Für den Kunststoffpfahl im Darmstädter Sand entfällt eine zusätzliche Simulation der hydrostatischen Betondruckverteilung. Sowohl für den Darmstädter Versuchssand als auch für den Versuchssand aus Vilnius wurden am Institut für Geotechnik zahlreiche Scherversuche, triaxiale Kompressionsversuche und Oedometerversuche durchgeführt, um die Eingangsparameter für das numerische Modell zu bestimmen. Die erforderlichen Parameter für die Verfestigungsregel des modifizierten Drucker-Prager Cap Modells wurden für unterschiedliche Lagerungsdichten aus hydrostatischen Triaxialversuchen mit Entlastungsschleifen ermittelt. Die Volumenmessung erfolgte mittels Hall Effekt Sensoren (Bild 15).

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen sind in Bild 9 und Bild 12 zusammen mit den Versuchsergebnissen dargestellt. Zwischen Versuch und Berechnung wurde eine gute Übereinstimmung erzielt.

7 Ausblick und Anwendung der Distinct Element Method (DEM)

Nicht alle Details können bei der Simulation einer Pfahlherstellung mit Hilfe der Finite Elemente Methode berücksichtigt werden. Dies gilt u.a. für die Modellierung der Geometrie der Bohrschnecke und des Schneidschuhs sowie für den Bohrvorgang. Zusätzliche Einschränkungen und Probleme ergeben sich bei der Simulation großer Verformungen und bei der Berücksichtigung der Dichteabhängigkeit der stofflichen Parameter. Ein weiterer Nachteil ist die oft langwierige und komplizierte Bestimmung aller erforderlichen Parameter bei unterschiedlichen Bodenarten und Lagerungsdichten. Nicht zuletzt aus diesen Gründen hat die Idee, das mechanische Verhalten von granularen Materialien, z.B. die räumliche Verschiebung und Rotation der einzelnen Teilchen bei äußeren Einwirkungen und die Größe sowie Richtung der resultierenden Kräfte an den jeweiligen Kontaktpunkten, durch Betrachtung der granularen Bodenpartikel zu beschreiben, in den letzten Jahren zu einer bemerkenswerten Weiterentwicklung der Distinct Element Method (DEM) geführt. Mit der Modellierung verschiedenster granularer Medien in Form von dreidimensionalen Einzelteilchen und der Berücksichtigung unterschiedlicher Kontaktbeziehungen wird ein interessantes Hilfsmittel zur Klärung unterschiedlichster Fragestellungen auch für den Bereich der Geotechnik bereitgestellt. Die Modellierung der mikromechanischen Aspekte granularer Materialien wie z.B. Sand erfolgt dabei in der Regel mit simplifiziert dargestellten Teilchen in Form von einzelnen Kugeln oder auch Ellipsoiden. Einzelne Kugeln können wiederum zu komplizierten, zerbrechlichen oder unzerbrechlichen Formen zusammengesetzt werden (Cluster) und sich gegenseitig überlappen. Zwischen den einzelnen als starr angenommenen Partikeln existieren nur Punktkontakte, die Kräfte übertragen können. Simulationen, basierend auf der DEM, sollen es ermöglichen, die Veränderungen der charakteristische Bodenkennwerte während des Herstellungsprozesses verschiedener Pfahltypen zu erfassen und zu prognostizieren. Da diese wesentlich von den geometrischen und leistungsbezogenen Eigenschaften der eingesetzten Bohrgeräte und Schneidköpfe abhängen, kann deren Optimierung ein geeignetes Anwendungsgebiet der DEM werden.

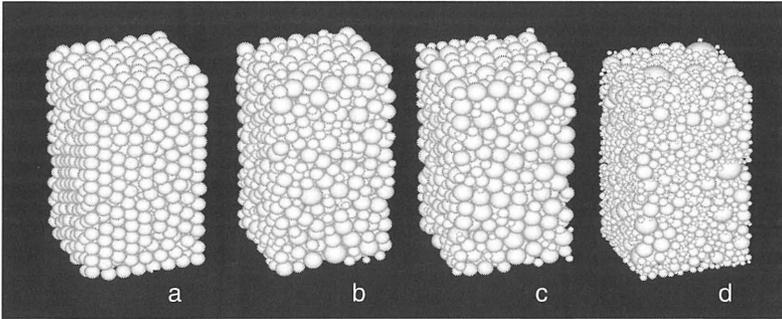


Bild 16: Kugelpackungen für Triaxialversuche mit a) konstantem Radius b) gleichverteiltem Radius c) Gausscher Normalverteilung d) faktorisierter Sieblinie eines Versuchssandes, Probenhöhe 40 cm, Breite 20 cm

Am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt wird ein DEM-Code eingesetzt, der als Sonderfall der Distinct Element Method granulare Materialien in Form von Kugeln simuliert (Cundall et al. 1996). Kontakte zwischen den Partikeln und Kontakte zwischen Partikeln und geometrischen Begrenzungen werden durch Normal- und Scherfestigkeiten und einen Reibungskoeffizienten beschrieben. Durch die numerische Simulation von geotechnischen Laborversuchen wird derzeit u.a. das Verhalten unterschiedlicher Kugelpackungen (Bild 16) im Triaxial-, im Oedometer- und im Scherversuch untersucht. Die Erkenntnisse werden in einem zweitem Schritt der numerische Simulation von komplizierten Herstellungsprozessen wie z.B. einem Schneckenbohrpfahl oder einem Verdrängungspfehl dienen.

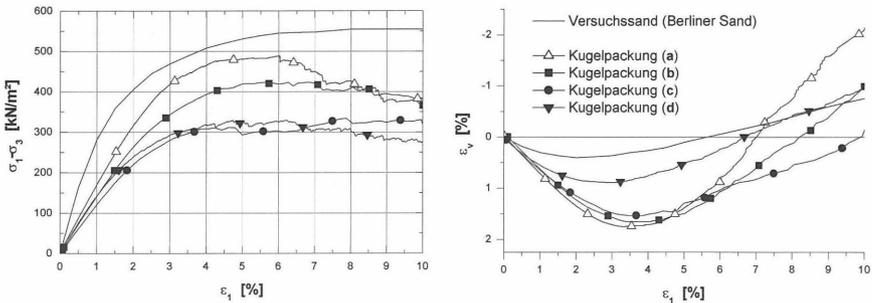


Bild 17: Ergebnisse aus Triaxialen Kompressionsversuchen an Kugelpackungen im Vergleich zu einem Versuch an Berliner Sand, $\sigma_2 = \sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$

Die in Bild 17 dargestellten Ergebnisse veranschaulichen die deutliche Abhängigkeit des Spannungs-Dehnungsverhaltens sowie der Kontraktanz und Dilatanz von der gewählten Korngrößenverteilung. Keine der dargestellten Versuchskurven an Kugelpackungen erreicht das maximale Spannungsniveau der Sandprobe im Triaxialversuch. Eine wesentliche Ursache dafür ist neben der Korngrößenverteilung die Form der Partikel. Für kugelförmige Partikel kann bis zu einem gewissen Grad durch einen erhöhten Reibungskoeffizienten die oft kantige und ellipsoide Form des Sandkorns kompensiert werden. Alternativ lassen sich durch überlagernde Einzelkugeln Cluster generieren, die die natürliche Kornform des Sandes besser approximieren und durch Vermeidung exzessiven Rollens der runden Partikel zu höheren Versagensspannungen im Triaxialversuch führen. Zum Vergleich sind in Bild 18 Ergebnisse von zwei Serien triaxialer Kompressionsversuche an Proben mit rd. 9800 Kugeln und rd. 9800 Clustern (überlappende Kugeln) mit gleichem Partikelvolumen dargestellt (Gaussche Normalverteilung). Beide Versuchsserien wurden mit den gleichen Steifigkeitsparametern und Reibungskoeffizienten simuliert, die Dichte der Cluster wurden entsprechend angepasst.

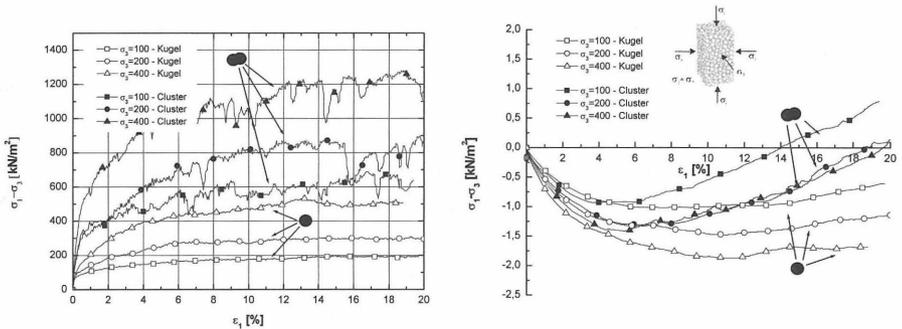


Bild 18: Ergebnisse der numerischen Simulationen von triaxialen Kompressionsversuchen an Kugeln und Clustern

Die Ergebnisse der Versuchsserien mit Clustern liefern für gleiche Reibungskoeffizienten qualitativ zutreffendere Ergebnisse im Vergleich zu Versuchen mit reinen Kugelpackungen.

Basierend auf den bislang gesammelten Erfahrungen werden derzeit Modelle entwickelt, die verschiedene Aspekte der Pfahlerstellung für Schneckenborhpfähle und Verdrängungspfähle simulieren.

8 Literatur

- Cundall, P.A., Konietzky, H., Potyondy, D.O. (1996)
PFC – ein neues Werkzeug für numerische Modellierungen. Bautechnik 73, Heft 8, 492-498
- Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G. (2002)
Kombinierte Pfahl-Plattengründungen, Ernst & Sohn, Berlin
- Hartung, M. (1995)
Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand. Pfahl-Symposium 1995, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 48, 137-153
- Heineke, S. (2001)
Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 57
- Katzenbach, R. (1993)
Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Bautechnik 70, 1993, Heft 3, 161-170
- Katzenbach, R., Schmitt, A., Turek, J., Norweg, Th. (2002)
Numerical simulations of a piled-raft foundation for a new high rise building in Frankfurt. 2nd International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zürich, 7+8 March 2002, 191-196
- Katzenbach, R., Schmitt, A., Turek, J. (2001)
Setzungsarme Hochausgründungen neben einem Tunnel. Beratende Ingenieure. Juli/August 2001, Springer-VDI-Verlag, 32-35

Reul, O. (2000)

In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 53

Schanz, T. (1998)

Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitationsschrift, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999)

The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of PLAXIS, ISBN 90 5809 040 X

AUTOREN

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Direktor des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Petersenstraße 13, 64287 Darmstadt

Dipl.-Ing. Alexander Schmitt, , Dipl.-Ing. Jens Turek, wissenschaftliche Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Technische Universität Darmstadt, Petersenstraße 13, 64287 Darmstadt

Liudas Furmonavičius, Head of the Geotechnical Laboratory, Vilnius Gediminas Technical University, Saulėtekio al. 11, 2040 Vilnius, Litauen

Numerische Untersuchungen zum Zugfahltragverhalten

Frank Rackwitz, Stavros A. Savidis

1 Einleitung

Seit einigen Jahren werden bei Bauprojekten in Berlin tiefe offene Baugruben mit Aushub-tiefen von bis zu ca. 20 m hauptsächlich in Sandböden hergestellt. Insbesondere bei den beiden größten Projekten, den Baumaßnahmen am Potsdamer Platz und dem Bau der Tunnel- und Bahnhofsbauwerke der Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlin (VZB-Projekt), wurden hauptsächlich Trogbaugruben mit Unterwasserbetonsohlen und Pfahlrückverankerung zur Auftriebssicherung eingesetzt. Aufgrund der speziellen hydrogeologischen Situation in Berlin, d.h. vorwiegend sandige Böden und ein freier Grundwasserspiegel bei ca. 2–3 m unter Geländeoberkante, werden die Verankerungspfähle bei vollständig gelenzter Baugrube durch einen hohen Auftriebsdruck belastet. In Bild 1 ist eine tiefe Baugrube mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle nach dem Lenzen zu sehen.

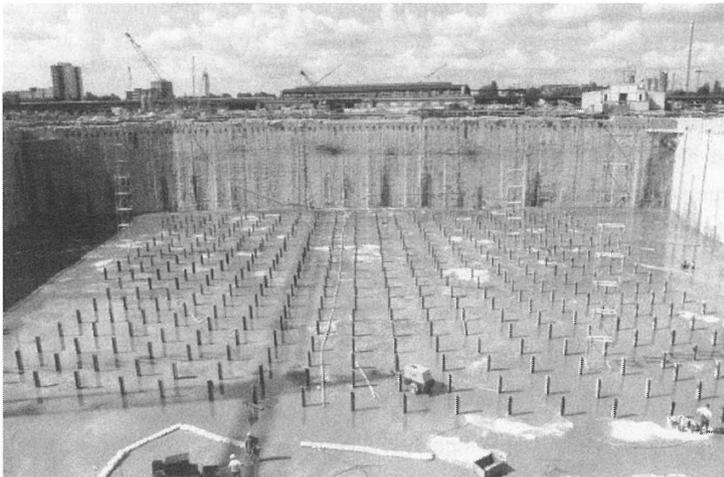


Bild 1: Tiefe Baugrube mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle (GUD, 1997)

Als Besonderheit bei dieser Baugrube sind die aus der Betonsohle herausragenden Pfahlköpfe für die Verankerung der späteren Bauwerkssohle deutlich erkennbar. Beim VZB-Projekt in Berlin kamen als Sohlverankerungen der Trogbaugruben mit Unterwasserbetonsohlen sowohl Rüttelinjektionspfähle (RI-Pfähle) als auch Kleinbohrverpreßpfähle (GEWI-Pfähle) zum Einsatz. Zur Dimensionierung dieser Verankerungspfähle und für den Ansatz einer reduzierten Auftriebssicherheit in den Standsicherheitsnachweisen waren im Vorfeld Probelastungen an insgesamt 61 RI- und GEWI-Pfählen (Einzelzugpfählen und Zugpfahlgruppen) in den verschiedenen Baufeldern durchzuführen (BORCHERT et al., 1998). Die Ergebnisse der Zugpfahlprobelastungen wurden als Grundlage für umfangreiche numerische Berechnungen mit dem FEM-Programmsystem ANSYS zur Analyse des Tragverhaltens von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen verwendet.

2 Probelastungen an Zugpfählen

2.1 Allgemeines

Die Beschreibung der Planung und Durchführung der Zugpfahlprobelastungen sowie die wesentlichen Ergebnisse sind in zusammengefasster Darstellung in der Literatur zu finden (BORCHERT et al., 1998, SAVIDIS et al., 1999). Im Folgenden werden einige der für die numerischen Nachrechnungen wichtigen Ergebnisse detaillierter analysiert. Sofern nachstehend nichts anderes angegeben ist wurden die Daten aus unveröffentlichten Probelastungsberichten bzw. der oben genannten Literatur entnommen (RACKWITZ, 2002).

2.2 Ergebnisse der Probelastungen

In Bild 2 sind die normierten Zugkraft-Hebungskurven der Pfähle mit mehr als 15 m Länge aus allen fünf Projektlosen zusammengefasst. Hierdurch wird der Einfluss der locker bis mitteldicht gelagerten oberen Bodenschichten, welcher insbesondere das Last-Verformungsverhalten der kürzeren Pfähle prägt, aus der Darstellung entfernt. Das erwartete insgesamt weichere Verhalten der GEWI-Pfähle gegenüber den RI-Pfählen ist deutlich ablesbar.

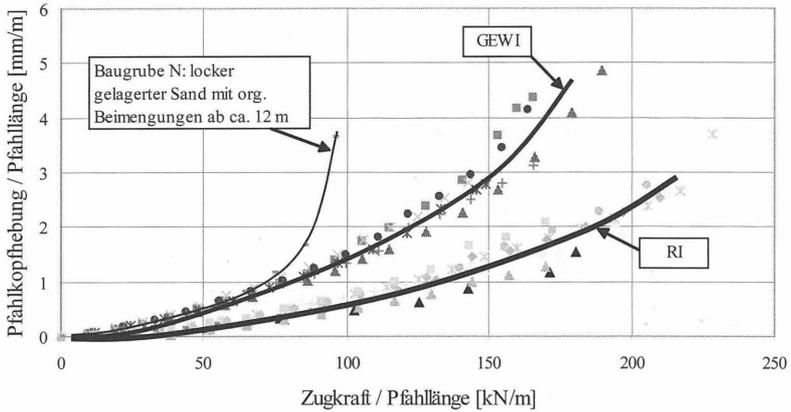


Bild 2: Normierte Last-Hebungskurve aus der Erstbelastung aller Einzelzugversuche (GEWI + RI) mit einer Pfahllänge $L > 15$ m (RACKWITZ, 2002)

Die gemittelten Last-Hebungsverläufe sind jeweils getrennt für alle GEWI- und RI-Pfähle als durchgezogene Linien dargestellt. Die stärkste Abweichung von der Mittelwertkurve der RI-Pfähle weist ein Pfahl aus Los 1.4, Baugrube N auf. Dieser im Bild 2 separat dargestellte Pfahl konnte trotz einer Länge von fast 19 m bis zum Bruch belastet werden. Das Last-Hebungsverhalten dieses Pfahls entspricht nicht dem Verhalten der übrigen RI-Pfähle, was wiederum auf die besondere Baugrundsituation, die durch eine locker gelagerte Sandschicht mit organischen Anteilen ab einer Einbindetiefe von ca. 12 m charakterisiert wird, zurückzuführen ist.

Die Auftragung der übrigen kürzeren Pfähle, mit einer Pfahllänge $L < 15$ m, lässt kein einheitliches Tragverhalten erkennen (Bild 3). Die Inhomogenitäten des Baugrunds beeinflussen offensichtlich in starkem Maße das Last-Hebungsverhalten der kürzeren Zuggpfähle. Eine Ursache hierfür könnten auch die in den oberen Pfahlbereichen möglicherweise ungleichmäßigeren Mantelverpressungen liefern.

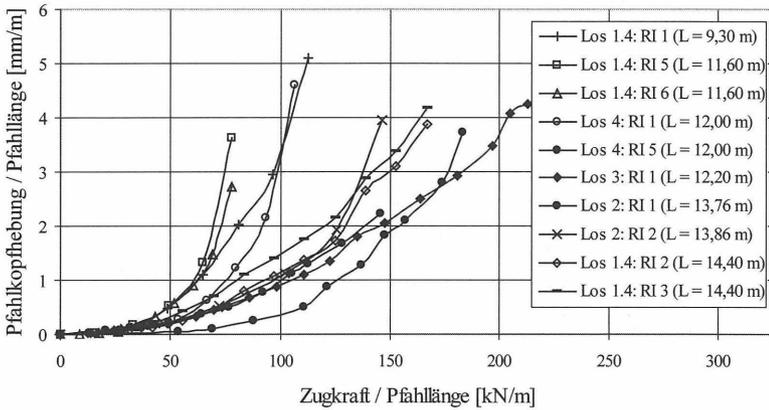


Bild 3: Normierte Last-Hebungskurve aus der Erstbelastung aller Einzelzugversuche (RI-Pfähle) mit einer Pfahlänge $L < 15$ m (RACKWITZ, 2002)

2.3 Ermittlung effektiver Pfahldurchmesser

Mit der Annahme, dass die bei der Pfahlmantelverpressung eingebrachte Zementsuspension über die gesamte Pfahlänge eine gleichmäßige Querschnittsverbreiterung erzeugt, lassen sich rechnerische Pfahldurchmesser für die FE-Berechnungen ermitteln. Eine Bestätigung für diese Annahme liefern die nach den Zugpfahlprobelastungen herausgezogenen bzw. ausgegrabenen Pfähle.

Bild 4 zeigt ein Baustellenfoto eines herausgezogenen RI-Pfahls. Der vollständige Verpresskörper mit rauer Oberfläche ist gut sichtbar. Eine genauere Begutachtung ergab eine vollständige Ummantelung des Stahlprofils aus reinem Zementstein in einer Stärke von 5-6 cm und einen daran anschließenden zementgebundenen Bodenverpresskörper.

Für den Berliner Mittelsand beträgt der rückgerechnete mittlere effektive Pfahldurchmesser der RI-Pfähle und der GEWI-Pfähle ca. 59 cm bzw. ca. 33 cm (RACKWITZ, 2002).



Bild 4: Freigelegter RI-Pfahl nach dem Zugversuch (GUD, 1997)

3 Numerische Berechnungen

3.1 Allgemeines

Für die numerischen Berechnungen wurde das auf der Finite-Elemente-Methode (FEM) basierende Programmsystem ANSYS verwendet. Wesentliche Gesichtspunkte für die Wahl dieses Programmsystems sind die in ANSYS integrierte Makroprogrammiersprache (APDL), welche ein nützliches Hilfsmittel bei der Durchführung von Parameterstudien darstellt, sowie die Materialgesetzschnittstelle.

Die Ergebnisse der Zugpfahlprobebelastungen wurden als Grundlage für die numerische Analyse des Tragverhaltens der Zugpfähle und Zugpfahlgruppen verwendet. Aus der

Auswertung der Unterlagen zur Pfahlherstellung sowie aus den indirekten Baugrunduntersuchungen ergaben sich die Ausgangsparameter für die numerischen Berechnungen. Für diese Analysen wurden axialsymmetrische und dreidimensionale FE-Modelle verwendet.

3.2 Nichtlineare Modellierung des Bodens

Zur Beschreibung der nichtlinearen Baugrundeigenschaften im numerischen Modell wurde ein hypoplastisches Stoffgesetz in das Programmsystem ANSYS implementiert (RACKWITZ, 2002). Die Wahl fiel auf das in den letzten Jahren am häufigsten in der Literatur zitierte Materialmodell aus der hypoplastischen Stoffgesetzfamilie in der Version nach VON WOLFFERSDORFF (1996). Wie bei allen Versionen dieser Stoffgesetzklasse werden Spannungs- und Deformationsraten durch eine Kombination von linearen und nichtlinearen Tensorfunktionen verknüpft. Die Einflüsse der Barotropie und Pyknotropie sind in der Stoffgleichung in separaten Termen erfasst. Eine vollständige Darstellung der Materialgesetzgleichungen ist in der angegebenen Literatur zu finden.

Die Bestimmung der Materialparameter für Berliner Sand erfolgte basierend auf den Ergebnissen bodenmechanischer Laborversuche sowie mittels numerischer Simulation von Triaxial- und Ödometerversuchen. Die hieraus ermittelten hypoplastischen Stoffgesetzparameter sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

ϕ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	e_{i0}	α	β
[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
31,5	10.000	0,35	0,40	0,59	0,71	0,13	1,00

Tabelle 1: Hypoplastische Stoffgesetzparameter für Berliner Sand (RACKWITZ, 2002)

In Bild 5 sind die experimentell ermittelten Kurvenverläufe dräniertes Triaxialversuche mit einer isotropen Konsolidierungsspannung $p_0 = 500$ kPa sowie undrännierter Versuche mit den isotropen Konsolidierungsspannungen $p_0 = 500$ und 100 kPa den Ergebnissen aus

der numerischen Simulation mit hypoplastischem Stoffgesetz gegenübergestellt. Die Ausgangslagerungsdichte wurde in den einzelnen Versuchen variiert (Tabelle 2).

Die Nachrechnung der dränierten Versuche ergibt insgesamt gute Ergebnisse. Für den Versuch TX572 mit der locker gelagerten Probe (Bild 5 links oben) erreicht die berechnete Volumendehnung allerdings nur ca. 1/3 des gemessenen Wertes.

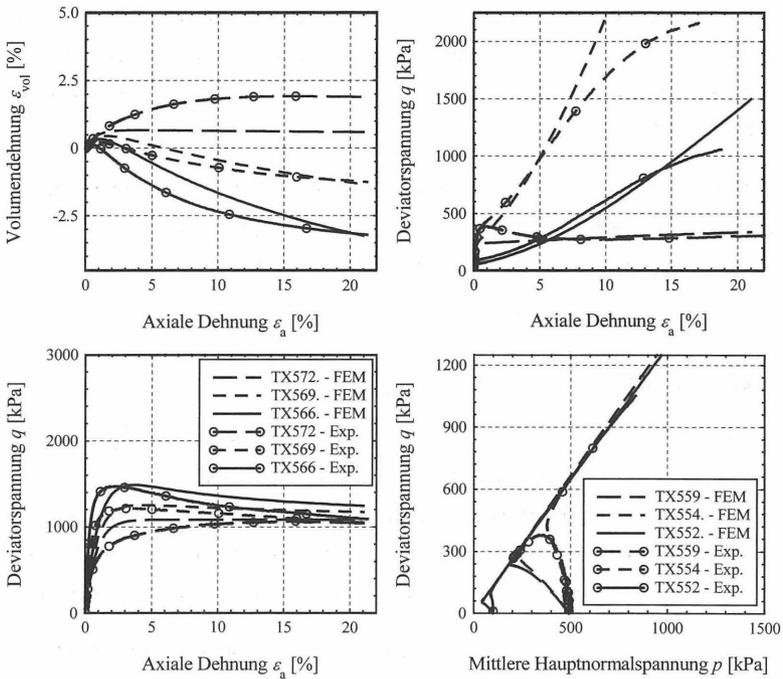


Bild 5: FE-Nachrechnung der Triaxialversuche mit Berliner Sand

links: Dränierte triaxiale Kompressionsversuche

rechts: Undränierte triaxiale Kompressionsversuche

(RACKWITZ, 2002)

Versuch	TX552	TX554	TX559	TX566	TX569	TX572
Bezogene Lagerungsdichte	28 %	42 %	12 %	64 %	41 %	13 %

Tabelle 2: Dränierete und undrännierte Triaxialversuche mit Berliner Sand nach RACKWITZ (2002)

Für die undrännierten Triaxialversuche ergeben sich aus den numerischen Berechnungen weniger gute Näherungen der experimentellen Kurvenverläufe. In der p - q -Spannungsebene ist für alle Versuche eine stärkere Abnahme der mittleren Hauptnormalspannung p als im Experiment erkennbar. Der kritische Zustand wird jedoch in allen Versuchen gut wiedergegeben.

Für die numerische Analyse der Zugpfähle ist die Qualität der Berechnungsergebnisse der nachgerechneten dränierten Triaxialversuche ausschlaggebend, weil in den Zugpfahlberechnungen generell dränierete Verhältnisse angenommen werden.

3.3 FE-Modellierung

Ausgangspunkt und Grundlage jeder numerischen Berechnung ist die Idealisierung des zu lösenden Problems. Bei der vorliegenden Aufgabenstellung sind insbesondere die Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität des Baugrunds, die im vorangegangenen Abschnitt dargestellt wurde, und die Idealisierung der Pfahl-Boden Wechselwirkung, d.h. die Wahl der Geometrie und der Elementierung, von Bedeutung.

Die Modellierung der Kontaktfläche zwischen Boden und Pfahlmantel erfolgte mit üblichen Kontinuums-elementen, also je nach Modelldimension Flächen- oder Volumenelemente, mit geringer Breite, d.h. schmale Pfahl-Boden-Übergangselemente. Kontinuums-elemente wurden auch von MEISSNER (1983) zur numerischen Untersuchung des Tragverhaltens axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden verwendet. Bei Verwendung dieser Elemente hängt die Qualität der erzielbaren Ergebnisse vom Stoffgesetz des Bodens ab. Ebenso hat die Variation der Elementbreite einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Die hier verwendete Breite der Übergangselemente beträgt 10% vom Pfahlradius.

Um die zeitaufwendige Modellerzeugung zu beschleunigen wurde ein Analysetool für die Zugpfahlsimulation, dessen Hauptbestandteil ein Netzgenerator ist, für das Programmsystem ANSYS entwickelt und programmiert. Der Netzgenerator erzeugt ausgehend von der Eingabe der Geometrie (Pfahl und Boden), der Bodenkennwerte und der gewählten Netzverfeinerung ein entsprechendes 2D-FE-Netz für die Berechnung eines Einzelpfahls im rotationssymmetrischen System bzw. ein 3D-FE-Netz für die Berechnung einer Pfahlgruppe (RACKWITZ et al., 2000). Bei der 3D-Modellierung werden Systemsymmetrien ausgenutzt, um die Elementanzahl und damit die erforderliche Rechenzeit zu minimieren.

Bild 6 zeigt das für die 3D-Berechnungen verwendete FE-Modell mit den wesentlichen Modellabmessungen im Grundriss am Beispiel einer symmetrischen Pfahlgruppe mit 9 Pfählen.

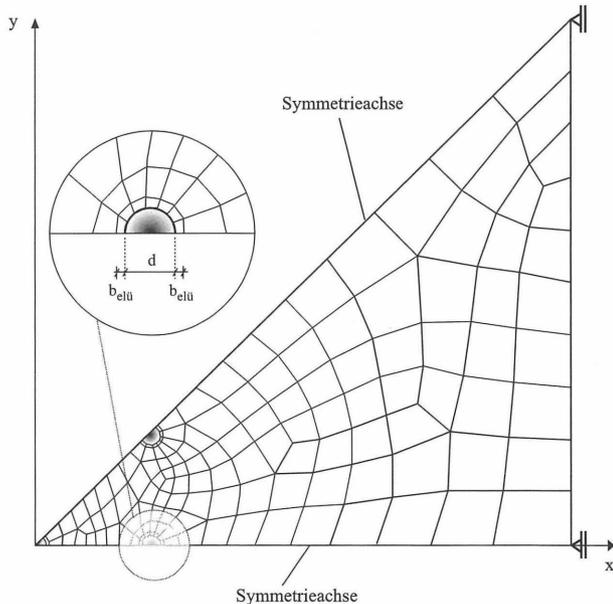


Bild 6: Geometrie, FE-Diskretisierung und Randbedingungen für die Berechnungen mit 3D-Modellen im Grundriss (RACKWITZ, 2002)

FE-Modell. Hierbei wird nur der Stahl mit seiner Zugfestigkeit angesetzt. Für die Querkontraktionszahl wird $\nu = 0,3$ angenommen.

Der Versagensmechanismus wird im unzementierten Bodenbereich angenommen. Diese Annahme findet sich bei einer Betrachtung der herausgezogenen Pfähle bestätigt (Bild 4). Das hypoplastische Bodenmodell gilt ebenfalls nur für unzementierte Korngerüste.

3.4 Nachrechnung der Zugpfahlprobelastungen

Bei Verwendung des hypoplastischen Materialgesetzes ist zur Festlegung des Ausgangszustands im Boden vor der Pfahlzugbelastung die Kenntnis der Porenzahl e_0 und des Erdruhedruckkoeffizienten k_0 für die Berechnung der Horizontalspannungen erforderlich. Die Porenzahl wurde aus den jeweils nach Pfahlherstellung durchgeführten Sondierungen erhalten und mit ihr errechnet sich die Wichte des Bodens. Zunächst wurde in den Berechnungen mit einer über die Tiefe konstant angesetzten Porenzahl gerechnet, indem sie schichtweise gewichtet und auf die jeweilige Pfahllänge bezogen wurde.

Es bleibt noch k_0 festzulegen. Erkenntnisse aus der Literatur lassen eine Erhöhung des Erdruhedruckkoeffizienten infolge des Pfahlherstellungsprozesses erwarten. CUDMANI (2001) schlägt aufgrund seiner Untersuchung von Druck-, Ramm- und Vibrosondierungen in nichtbindigen Böden bei einer Vibropenetration in locker bzw. mitteldicht gelagerten Böden den Ansatz von k_0 bis $2 k_0$ vor. Diese Größenordnung könnte auch bei der RI-Pfahlherstellung erwartet werden, allerdings ist dabei der Einfluss der Zementmörtelverpressung noch nicht berücksichtigt. Daher wurde für den einzigen unbekannt Parameter k_0 eine Variation für jeden nachgerechneten Pfahlzugversuch durchgeführt. Wenn alle übrigen Berechnungsparameter und auch das finite Berechnungsmodell zutreffend angesetzt wurden, dann darf erwartet werden, dass sich aus allen Nachrechnungen ein sinnvoller Bereich für den Parameter k_0 ergibt.

In den Bildern 9 und 10 sind die Berechnungsergebnisse den Last-Hebungsverläufen aus den Probelastungen für zwei Einzelzugpfähle gegenübergestellt. Eine sehr gute Übereinstimmung ist im Bild 8 für $k_0 = 1,0$ sowie im Bild 9 für $k_0 = 0,75$ gegeben. Beim Ergebnisvergleich ist darauf hinzuweisen, dass es sich bei den dargestellten in situ gewonnenen Last-Hebungskurven jeweils um die vollständigen Erstbelastungspfade handelt. Die in nahezu allen Bildern festzustellenden Unstetigkeitsstellen im Verlauf der

Probelastungskurven sind somit größtenteils auf zwischenzeitliche Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge zurückzuführen. Diese Kurven enthalten daher auch Kriecheffekte, die mit dem verwendeten Stoffgesetz nicht zu erfassen sind.

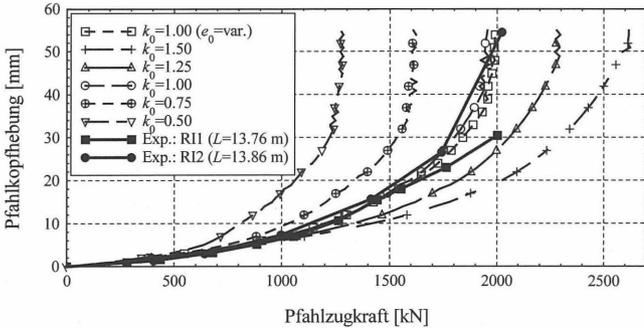


Bild 8: Nachrechnung der Einzelpfahzugversuche und Vergleich mit der Probelastung für einen RI-Pfahl aus Los 2 (RACKWITZ, 2002)

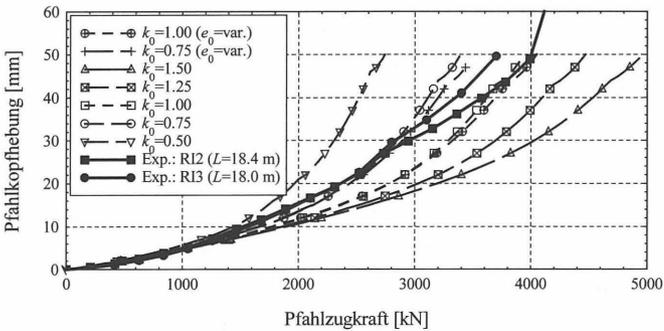


Bild 9: Nachrechnung der Einzelpfahzugversuche und Vergleich mit der Probelastung für einen RI-Pfahl aus Los 3 (RACKWITZ, 2002)

Beim Vergleich der Ergebnisse ist festzustellen, dass offensichtlich der Ansatz eines konstanten Wertes für e_0 im gesamten Modell, also die Annahme vollständig homogener Verhältnisse, weil auch k_0 im Anfangszustand überall konstant ist, eine zulässige Vereinfachung darstellt, da mit einer genaueren Abbildung der Baugrundlagerungsverhältnisse mit tiefenabhängigem e_0 kaum Unterschiede im Kurvenverlauf erkennbar sind.

Die Nachrechnung weiterer RI-Einzelzugpfähle lieferte vergleichbare Ergebnisse. Insgesamt wurde eine Bandbreite von $k_0 = 0,5$ bis $1,0$ für die RI-Pfähle erhalten.

Für den RI-Pfahl aus Bild 8 erfolgte mit dem dort als passend erhaltenen $k_0 = 1,0$ und bei gleicher Ausgangslagerungsdichte die Simulation eines vollständigen Probelastungsprogramms bestehend aus 3 Be- und Entlastungen (Bild 10). Die ersten beiden Lastzyklen ergeben sich aus der Berechnung fast deckungsgleich mit der Probelastung.

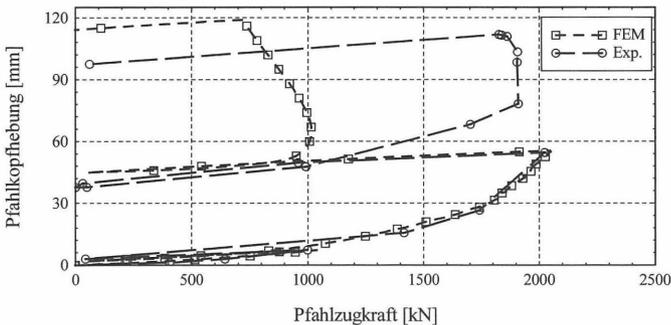


Bild 10: Nachrechnung der Einzelpfahzugversuche und Vergleich mit der Probelastung – Zyklische Be- und Entlastung für den RI-Pfahl aus Bild 8 (RACKWITZ, 2002)

Erst bei der nochmaligen Wiederbelastung des Pfahls, nachdem am Ende der Zweitbelastung die Grenztragfähigkeit offensichtlich schon erreicht war, versagt das Rechenmodell bereits frühzeitig, während in situ die Zugbelastung weiter gesteigert werden kann. Allerdings wird der Maximalwert aus der Zweitbelastung nicht mehr erreicht.

Die Nachrechnung der Zugpfahlgruppenversuche erfolgte mit der Kenntnis des für das jeweilige Versuchsfeld passenden Erddruckkoeffizienten aus der Simulation der Einzelzugversuche. Für diese Berechnungen war das 3D-Modell zu verwenden. Als effektive Pfahldurchmesser wurden die Mittelwerte der Einzelpfähle aus den jeweiligen Projektlosen angesetzt (RACKWITZ, 2002).

Im Bild 11 sind die Berechnungsergebnisse den Last-Hebungsverläufen aus der Probelastung einer Gruppe aus 5 RI-Pfählen (Profil jeweils HE-M 180) gegenübergestellt. Die Pfahllänge beträgt 24 m, der Pfahlabstand ist 3 m. Beim Ergebnisvergleich fällt zunächst auf, dass im numerischen Modell stets der Innenpfahl die stärkere Hebung bei gleicher Zugkraft wie die Randpfähle bzw. stets die geringere Zugkraft bei gleicher Hebung wie die Randpfähle aufweist. Dieses Ergebnis infolge weggesteuerter Lastaufbringung überrascht nicht, weil die Modellzustände im Gegensatz zur Natur wohl definiert und gleichmäßig sind.

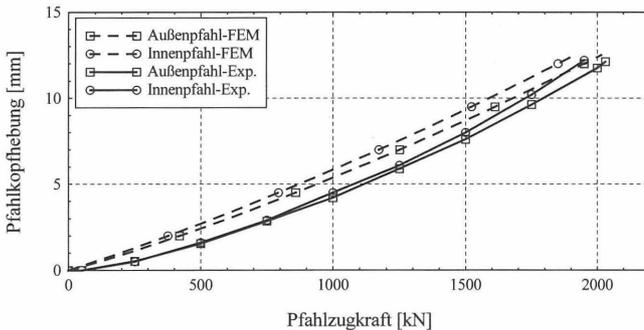


Bild 11: Nachrechnung des Pfahlgruppenzugversuchs und Vergleich mit der Probelastung für eine Gruppe aus 5 RI-Pfählen im Los 3 ($k_0 = 0,75$) (RACKWITZ, 2002)

Bei den in situ Versuchen an 5er-Pfahlgruppen konnte dieses Verhalten nicht immer beobachtet werden (BORCHERT et al., 1998).

Ein Vergleich der Bilder 9 und 11 belegt, dass sowohl das Einzelzugpfahlverhalten (Bild 9)

als auch das mit dem identischen Parametersatz berechnete Zugpfahlgruppenverhalten (Bild 11) sehr gut wiedergegeben und somit das Pfahl-Boden-Interaktionsverhalten realistisch erfasst wurde. Auf weitere Ergebnisse nachgerechneter Zugpfahlprobelastungen sowie aus numerischen Parameterstudien wird an dieser Stelle hingewiesen (RACKWITZ, 2002).

4 Zusammenfassung und Ausblick

Für die Bemessung der Sohlverankerung von Trogbaugruben beim VZB-Projekt in Berlin wurden aufwendige Probelastungen an Einzelzugpfählen und Zugpfahlgruppen hauptsächlich in Sandböden durchgeführt. Es werden einige neue Ergebnisse dieser Probelastungen an Rüttelinjektions- bzw. Kleinbohrverpresspfählen (RI- bzw. GEWI-Pfähle) präsentiert. Die Probelastungsergebnisse dienen als Grundlage für numerische Berechnungen zur Analyse des Tragverhaltens von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen. Diese Berechnungen wurden mit dem FEM-Programmsystem ANSYS unter Verwendung axialsymmetrischer und dreidimensionaler FE-Modelle durchgeführt. Zur Beschreibung des nichtlinearen Bodenverhaltens kam ein hypoplastisches Stoffgesetz mit den für Berliner Sand ermittelten Stoffgesetzparametern zum Einsatz.

Anhand der hier vorgestellten Ergebnisse von nachgerechneten Einzelzugversuchen und Zugpfahlgruppenversuchen konnte gezeigt werden, dass mit der Auswertung der indirekten Baugrunduntersuchungen sowie der Unterlagen der Pfahlherstellung ausreichend Daten zur Verfügung stehen, um mit einer einfachen Parametervariation bei der Nachrechnung von Einzelzugversuchen den Wert des einzigen unbekanntenen Parameters k_0 zufrieden stellend abschätzen zu können. Dabei wird k_0 aus der Nachrechnung von Zugversuchen mit RI-Pfählen in Berliner Sand in einer Größenordnung von $k_0 = 0,5$ bis $1,0$ erhalten.

Die Berechnungsergebnisse zeigen den erheblichen Einfluss des angenommenen Ausgangszustands im Baugrund auf das prognostizierte Tragverhalten der Zugpfähle und liefern überwiegend eine recht gute bis sehr gute Näherung der Probelastungsergebnisse. Die Größenordnung der in der Literatur angegebenen Erddruckbeiwerte für einvibrierte Pfähle wird durch die Berechnungsergebnisse bestätigt. Die Ergebnisse der Berechnungen mit dem hypoplastischen Stoffgesetz bestätigen auch die Qualität des ermittelten Parametersatzes für Berliner Sand. Weiterer

Forschungsbedarf wird insbesondere in der genaueren Untersuchung der Pfahlherstellungseinflüsse auf den Ausgangszustand im Baugrund gesehen. Bisherige Arbeiten auf diesem Gebiet liefern nur grobe Abschätzungen für die FE-Berechnungen mit leistungsfähigen nichtlinearen Stoffgesetzen.

5 Literaturhinweise

- BORCHERT, K.-M., MÖNNICH, K.D., SAVIDIS, S. & WALZ, B. (1998): Tragverhalten von Zugpfahlgruppen für Unterwasserbetonsohlen. Vorträge der Baugrundtagung, DGGT, Stuttgart 1998, S.529-557
- CUDMANI, R.O. (2001): Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana Karlsruhe, H. 152, 2001.
- GUD (1997): Unveröffentlichte Baustellen-Fotodokumentation. GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin, 1997
- MEISSNER, H. (1983): Tragverhalten axial oder horizontal belasteter Bohrpfähle in körnigen Böden. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Fridericiana Karlsruhe, H. 93, 1983.
- RACKWITZ, F. (2002): Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Zugpfählen und Zugpfahlgruppen in Sand auf der Grundlage von Probebelastungen. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, H. 32, 2002.
- RACKWITZ, F., LAUSCH, R. & SAVIDIS, S.A. (2000): Numerische Simulation zugbeanspruchter Pfahlsysteme unter Verwendung anwenderorientierter Modellgeneratoren. 18. CAD-FEM Users Meeting. Friedrichshafen. 2000.
- SAVIDIS, S.A., BORCHERT, K.-M., MITTAG, J. & RACKWITZ, F. (1999): Tragverhalten von Zugpfahlgruppen zur Auftriebssicherung tiefer Baugruben in Berlin – Meßergebnisse und numerische Analysen. Pfahlsymposium Braunschweig, Februar 1999. S. 145-157

VON WOLFFERSDORFF, P.-A. (1996): A Hypoplastic Relation for Granular Materials with a Predefined Limit State. Mechanics of Cohesive Frictional Materials, 1996, Vol. 1, pp. 251-271

Rackwitz, Frank, Dr.-Ing.

Savidis, Stavros A., Univ.-Prof. Dr.-Ing.

TU Berlin

Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik

Sekr. TIB1-B7

Gustav-Meyer-Allee 25

13355 Berlin

Thema: Das Tragverhalten von Pfählen aus Probelastungen

Dipl.-Ing. Rudolf Dürrwang, Dipl.-Ing. Gerhard Schulz; ARCADIS Consult Darmstadt

Die Verfasser haben in den vergangenen Jahren ca. 20 Pfahlprobelastungen an Großbohrpfählen fachlich betreut. Hierbei wurden in der Regel Pfähle mit 90 cm und 120 cm Durchmesser geprüft. Die Pfahllasten lagen in der Größenordnung von rd. 20 MN wobei als Maximallast 25 MN erreicht wurde. Alle Pfähle wurden mit Rückverankerungen über eine Pfahlkrone geprüft. Die Versuche dienten überwiegend dazu das Abtragen von Lasten bei Großbrücken für die Bahn und Straße zu ermitteln. Der Untergrund war Lockerboden und weit überwiegend verwitterter Fels.

Fast alle Felsarten in Deutschland haben eine mehr oder weniger stark ausgeprägte Verwitterungsrinde, diese zu durchfahren mit einer Gründung im unverwitterten Fels wäre unwirtschaftlich. Ziel war es, mit diesen Versuchen die Wirtschaftlichkeitsgrenze auszuloten und insbesondere den Mangel der DIN 4014 zu beheben, der für verwitterte Felsarten keinerlei Tragfähigkeiten angibt (Tabelle 1).

Zunächst ist aus diesen Tests zu ersehen, Bild 1 zeigt drei typische Beispiele dass das Lastverformungserhalten bei Lockerboden abhängig ist, von der Korngröße und der Lagerungsdichte und bei Fels von dessen Gefügefestigkeit d. h. Trennflächenabstände, Klüftigkeit, Gesteinsfestigkeit und ggf. auch Kluffüllungen. Gleichzeitig ist ersichtlich, dass man das Tragverhalten in die Klasse gefährlich, d. h. sehr rasches Versagen und ungefährlich oder gutmütig einstufen kann.

Gefährliches Tragverhalten tritt bei Tonen auf, insbesondere bei Überkonsolidierung. Die Lastverformungskurven in Bild 1 gelten für die Gesamttragfähigkeit der Pfähle, d.h. der Spitzendruck ist hier integriert. Bei einer Herausnahme des Spitzendruckes und Betrachtung nur der Mantelreibung wären die Verhältnisse noch deutlicher. Die Lastanteile aus Spitzendruck bei allen Versuchen waren immer weit kleiner als die Summe der Lastanteile aus Mantelreibung. Für alle Böden ist die Mantelreibung daher eine verlässliche Größe. Weit verlässlicher als der Spitzendruck, der nicht zuverlässig genug eingeschätzt werden kann und zudem von der Art des Lösens des Felses bei der Herstellung und auch stark von der Sohlreinigung abhängt.

Tests		Untergrund	Pfahl Nr.	Pfahllänge m	Pfahl Ø m	Max. V-Lasten MN	zusätzl. Tests
A	Rombach-TB 1982	Detfurther Wechselfolge (Bst)	1	15,2	11,2	23	H
			2	9,3	1,2	10	H
			3	11	0,9	11	
B	Kehrenbach-TB 1983	Salmünster Wechselfolge (Bst)	1	15,5	1,2	18	D, H
			2	20,5	1,2	18	D, H
			3	26,5	1,2	20	D
C	Leininger Berg 1987	tertiärer Sand tertiärer Ton	1	11,4	1,2	17	
			2	21,4	1,2	9	
D	Gänsebach-TB 1994	Keuper	1	14,5	1,2	20	
			2	10,5	1,2	20	
			3	18	1,2	20	H
			4	11,5	1,2	→	H
E	Unstrut-TB 1994	Salinaröt m. Gipslagen Myophorien- Dolomit	1	21,5	1,2	20	H
			4	13	1,2	→	H
			2	21,5	1,2	20	
			3	26,5	1,2	20	
			3a	26,5	1,2	20	
F	Reichenbach-TB 1999	Oberer Buntsandstein Pelitröt	1	12	0,9	10	D
			2	20	0,9	10	D
G	Lieser-TB 2001	Tonschiefer verwittert	1	17	1,2	25	
			2	19	1,2	19	
H	Fliede-TB 2002	Tertiär mit Braunkohle	1	in der Auswertung			H
			2				H

H = Horizontaltest D = Dynamischer Test

Tabelle 1

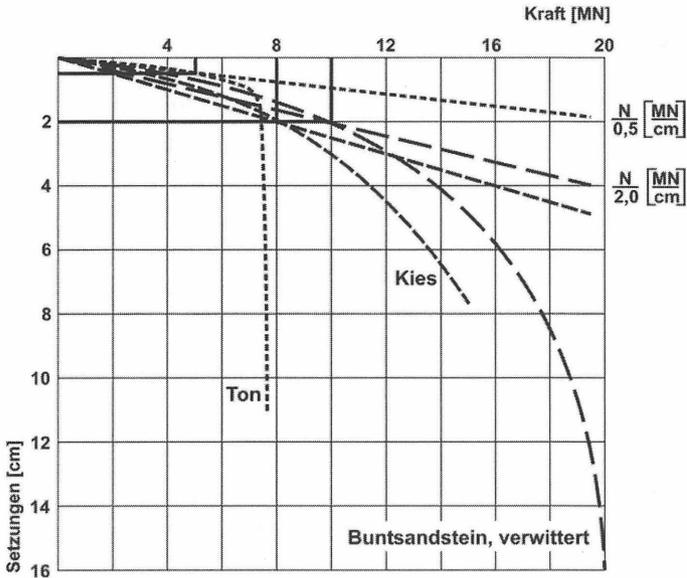
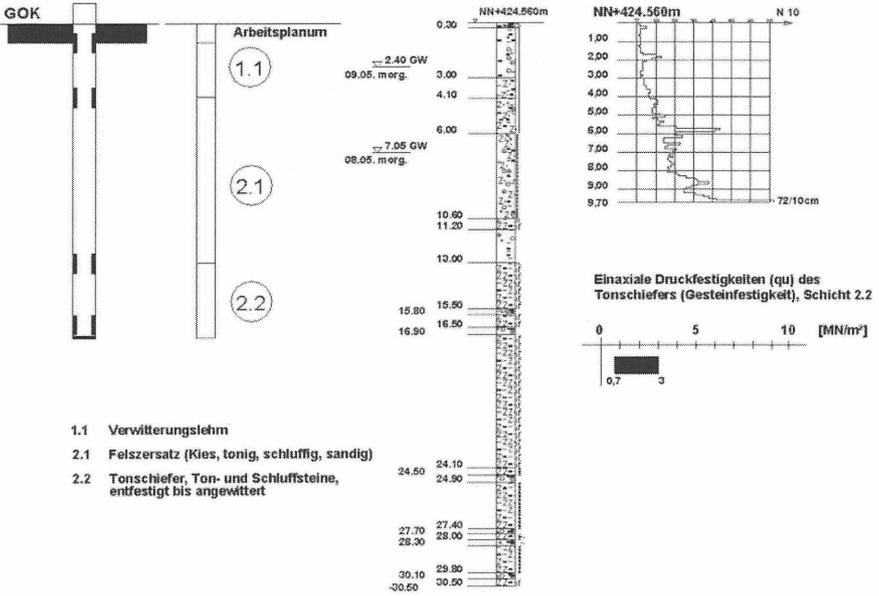


Bild 1

Bild 2 und 3 zeigt das typische Verhalten eines gutmütigen Pfahles. Die Mantelreibung wird rasch und stetig aufgebaut. Ein Grenzwert ergibt sich erst bei Setzungen im Bereich mehrer Zentimeter. Die Werte der DIN für die maximale Mantelreibung $s_{gr} = 0,02 \times D$ werden immer überschritten. Gleichzeitig wird die Fußkraft mit zunehmender Setzung immer stärker aktiviert. Die Aktivierung dauert mit Zunahme der Setzung an. Eine Abnahme des Spitzendruckes am Pfahlfuß wurde in keiner der Probebelastungen beobachtet, aber es sind mehrere Zentimeter Verformungen erforderlich um eine nennenswerte Fußkraft überhaupt zu aktivieren. D. h. die Gutmütigkeit im Setzungsverhalten kommt zustande über die langsame Zunahme der Fußkraft und die Art der Abtragung über der Mantelreibung ohne rasches Versagen.

Diese Beobachtungen sind konform mit DIN 4014/1054E. Dort werden abhängig von der Lagerungsdichte vollständige Lastsetzungskurven rechnerisch ermittelt, aus denen dann die Grenztragfähigkeiten und die Bemessungswerte mit zugehörigen Setzungen abgeleitet



- 1.1 Verwitterstehm
- 2.1 Feiszersatz (Kies, tonig, schluffig, sandig)
- 2.2 Tonschiefer, Ton- und Schluffsteine, entfestigt bis angewittert

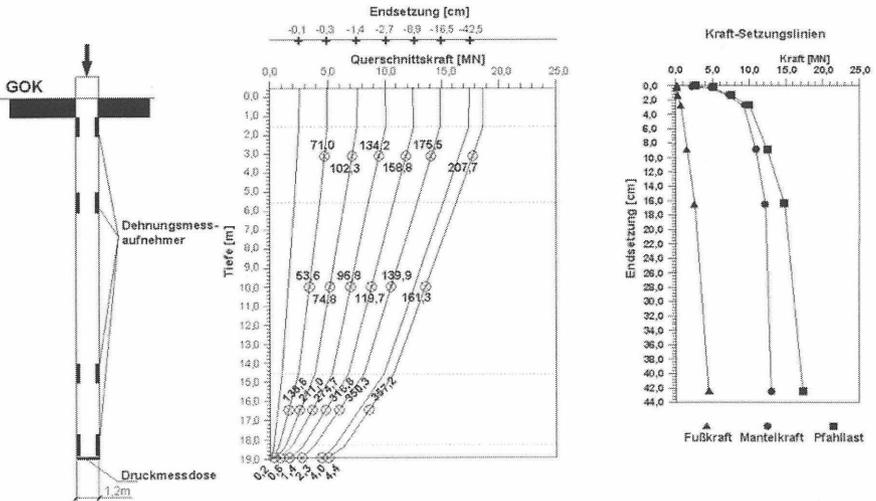


Bild 2 / Bild 3

werden. Dies gilt in der DIN allerdings nur für Lockerboden. Bei Fels wird die Ermittlung des Bruchwiderstandes für τ_m und σ_s allein über die einaxiale Druckfestigkeit, allerdings mit Einschränkungen und Abweichungen vom Regelfall, bestimmt. Dies ist zu wenig, um bei den üblichen Verhältnissen wie sie, in der Verwitterungsrinde und den Felsarten in Deutschland vorherrschen, eine sichere und gleichzeitig wirtschaftliche Gründung zu ermöglichen

Hier ist für die Forschung und für die Normung ein weites Bestätigungsfeld gegeben, um Ansätze zu finden, die gerade den Zwischenbereich zwischen Lockerboden und Fels abdecken.

In Bild 4 fällt weiter auf, dass bei der Ausnutzung der Pfahltragfähigkeit und unter Einsatz einer zweifachen Sicherheit zum Gebrauchslastfall, jeder dieser Pfähle nur wenige Zentimeter Setzungen aufweist, genau genommen rd. 2 cm oder geringer. Demnach ist die Bemessung auf Grenztragfähigkeit und Division durch die Sicherheit eine mehr oder weniger wahllose Größe, denn die Grenztragfähigkeit für Pfähle ist nicht exakt sondern nur formal exakt definiert. DIN 1054 (alt): „die Grenzlast ist erreicht, wenn ein Druckpfahl

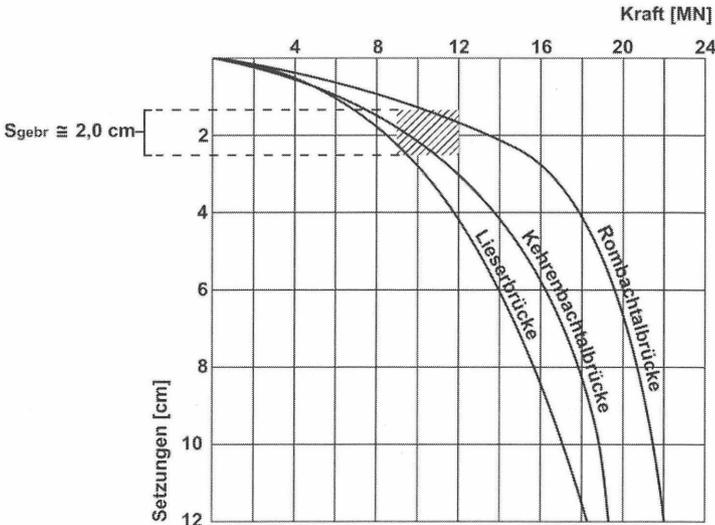


Bild 4

merkbar versinkt“ oder DIN 1054-E: „wenn der Grenzwert aus der Widerstandslinie erkennbar ist“ oder DIN 4014 $s_{\text{grenz}} = 0,1 \times D$, d. h. die Grenze ist also mehr oder weniger beliebig festgelegt. Wenn man davon ausgeht, dass die meisten Pfahlprobelastungen eine Grenztragfähigkeit nicht erreichen, sondern die Grenztragfähigkeit extrapoliert wird, so ist das Ergebnis wie in Bild 5 gezeigt, abhängig vom angewandten Verfahren, d. h. die Grenztragfähigkeit ist als Bemessungsgröße im Grunde denkbar ungeeignet. Sie ist auch nicht notwendig. Mit Pfählen möchte man ein setzungsarmes Gründungselement einkaufen und anwenden, so dass man richtig bemessen, sich um Setzungen und Setzungsdifferenzen, ganz gleich bei welchem Bauwerk, in aller Regel keine Gedanken machen muss.

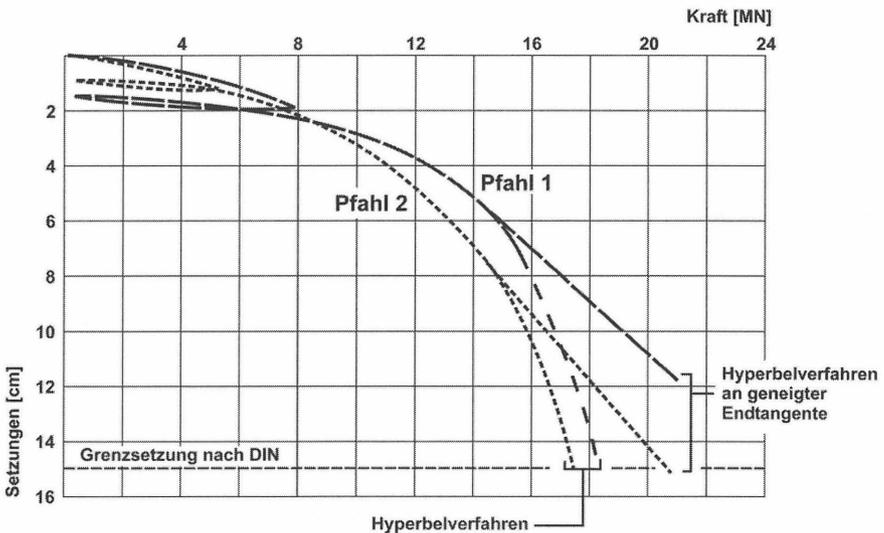


Bild 5

D. h. es würde genügen, die Pfahltragfähigkeit nur für den Gebrauchslastfall zu definieren und dieser bedeutet die mögliche Mantelreibung für 1,0, 2,0 oder maximal 2,5 cm zu definieren. Je nach Untergrund spielt der Spitzendruck hier oft noch gar keine Rolle. Dies ist ausreichend.

Diese Art der Festlegung hätte einen weiteren Vorteil. Sehr viele Pfahlprobebelastungen die keine nennenswerte Setzungen zeigen und die damit für die Diskussion der Gesamttragfähigkeit auch keinen Beitrag leisten, (gutachterlich ausgedrückt: „Die Ergebnisse der Pfahlprobebelastungen zeigen, dass die angesetzten Werte weit auf der sicheren Seite liegen“) können ausgewertet werden und die bei einem bestimmten Setzungsbetrag erreichte Mantelreibung könnte erheblich unser Wissen über die Tragfähigkeit von Böden erhöhen. D. h. die Versuchsichte für die DIN-Normen wäre ungleich größer und die DIN könnte entsprechend differenzierter und vor allem ausgeweitet werden.

DIN 4014 beschreibt das Verhalten eines Einzelpfahles. Sie beschreibt nur unzureichend die Gruppe und damit die Gründung die häufig eine Gruppe oder eine Kombinierte Gründung ist. Grenztragfähigkeiten sind in aller Regel unbedeutend. DIN 1054E schließt erstmalig das Versagen einer Pfahlgruppe über Grundbruch aus, bzw. ein Nachweis kann entfallen. In der Gruppe sind im Gebrauchslastfall ggf. höhere Setzungen zu berücksichtigen; die Gruppe ist weicher als der Einzelpfahl. Jedoch müssen zusätzlich die Einwirkungen/Lasten beachtet werden, die in der Regel Reserven aufweisen. So wird z. B. bei kleinen Gruppen, wie bei Pfeilergründungen von Brücken, der Randpfahl maßgebend und dieser wieder als Einzelpfahl behandelt.

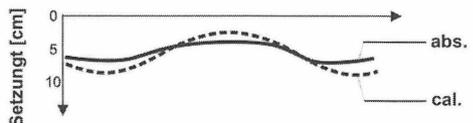
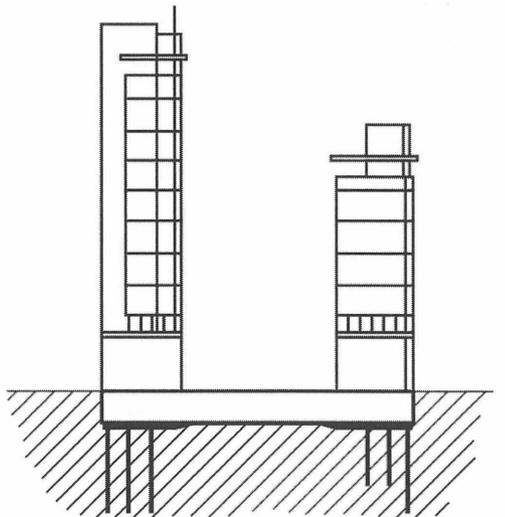


Bild 6

D. h. entscheidend ist der Gebrauchsbereich. Hier muss man beurteilen, ob bei einer Gründung auf einer Pfahlgruppe oder einer Kombinierten Pfahl- Plattengründung der Kellerkasten rissfrei bleibt so wie dies in Bild 6 der Fall ist und ob Nacharbeiten und wenn ja in welchem Umfange notwendig sind oder bei einem hohen Brückenpfeiler Schiefstellungen in der Gründung eintreten oder nicht. D. h. die Angabe einer zulässigen Mantelreibung gebunden an einen Setzungsbetrag würde den Blick auf das Wesentliche schärfen.

Mit der Betrachtungsweise, rein aus der Sicht der Gebrauchstauglichkeit, ist dann auch der Bogen zur Kombinierten Pfahl-Plattengründung gespannt. Bild 7 zeigt die Setzungen der Frankfurter Hochhäuser, die sowohl flach als auch mit einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung gegründet sind. Angegeben ist das Verhältnis der Lastanteile, die die Pfähle, zur Gesamtlast übernehmen α_{KPP} . Am linken Bildrand gilt für die Flachgründungen DIN 4017 und DIN 4019. Am rechten Bildrand gilt für die Pfahlgründung DIN 4014. Dazwischen befindet man sich im freien Raum, d. h. die Setzungen sind beliebig einstellbar. Als Grenze gelten die Setzungsverträglichkeiten zu unmittelbar angrenzenden Nachbarn, zu Schnittkräften oder zum Wunsch des Bauherrn, dass sich sein Bauvorhaben nicht stärker als z. B. 10 cm setzen soll. Rechts wie wir gesehen oben, befindet man sich ganz automatisch im Bereich kleiner Setzungen, wie berichtet zwischen 1 bis 2,5 cm.

Zur Wirtschaftlichkeit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird argumentiert, dass man entgegen DIN 4014 die zweifache Grundbruchsicherheit zum Einzelpfahl nicht einhalten muss und sich daher erhebliche Einsparungen ergeben. Diese Einsparungen haben aber höhere Setzungen zur Folge oder anders formuliert, Setzungsarmut hat seinen Preis. Bei der Gebrauchstauglichkeit wird also keine Differenz gesehen. Hier wie dort ist es entscheidend zu den Tragfähigkeitsbeiwerten τ und σ das richtige Setzungsmaß zu ermitteln. D. h. der rechte Bildrand ist kein Bruch in den Vorschriften.

Der rechte Rand gilt für den Einzelpfahl, der Rest ist "Gruppe" ob mit oder ohne mittragender Platte.

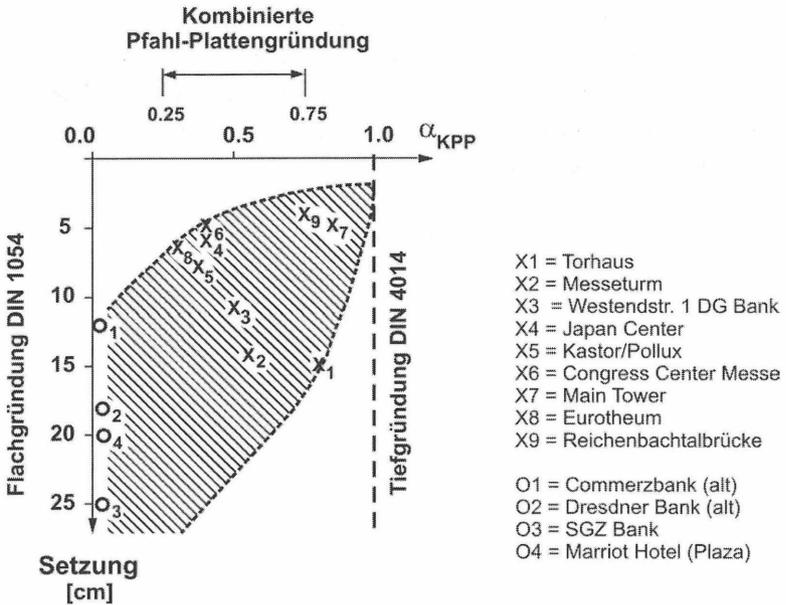


Bild 7

Wenn nun am rechten Bildrand die Grenztragfähigkeit des Einzelpfahls quasi keine Rolle spielt, so ist sie jedoch für die Kombinierte Pfahl-Plattengründung von ganz entscheidender Bedeutung, denn die Pfähle dienen im System als Setzungsbremse und sind bei einem Setzungsmaß von mehreren Zentimetern, in aller Regel bis zu ihrer Grenztragfähigkeit beansprucht. Zur richtigen Bemessung einer Kombinierten Pfahlplattengründung ist daher das Setzungsverhalten gerade im Bereich der Grenztragfähigkeit von entscheidender Bedeutung. Wenn nicht, wie in Frankfurt, aus der Historie der Entwicklung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung heraus die Grenztragfähigkeiten für Pfähle ausreichend bekannt ist und sie gleichzeitig ein gefährliches Lastsetzungsverhalten anzeigen, d. h. rasch die Grenzmantelreibung erreichen. Daher sind sie gerade deshalb ein leichter zu handhabendes Detail der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.

In allen anderen Fällen unbekannteren Lastsetzungsverhalten von Pfählen, sind Pfahlprobelastungen auch in Zukunft unausweichlich. Wie sie am Lastsetzungsverhalten der unterschiedlichsten Pfähle gesehen haben, kann die richtige Dimensionierung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung in anderen Fällen als bei Ton weitaus schwieriger sein als eben dort.

Literaturverzeichnis

- [U1] DÜRRWANG, R. (1997): Pfahltragfähigkeiten im Grenzbereich Lockerboden-Fels Geotechnik, Heft 3/97
- [U2] DÜRRWANG, R., RIDDER, K.-H. (1986): "Zur Gründung von Talbrücken der Deutschen Bundesbahn auf Großbohrpfählen", Bautechnik, Heft 4/86
- [U3] SOMMER, H, WITTMANN, P. & RIPPER, P (1984): "Zum Tragverhalten von Pfählen im steifplastischen Tertiärton", Grundbautagung 1984, Düsseldorf
- [U4] DÜRRWANG, R. (1984): "Brückengründungen mit Großbohrpfählen in verwittertem Fels auf der Grundlage von Pfahlversuchen, Felsbau 2 (1984) Nr. 4
- [U5] KEMPFERT, H.-G. (1982): "Vergleichende Auswertung von Probelastungen der DB an Großbohrpfählen in nichtbindigem Untergrund", Geotechnik 1982, Heft 1
- [U6] SCHMIDT, H. G. (1990): "Großbohrpfähle im Übergangsbereich Boden - Fels", Bautechnik 67 (1990) Heft 11
- [U7] SOMMER, H., WITTMANN, P.: "Setzungsverhalten von Pfahl und Pfahlgruppe bei Talbrücken auf Großbohrpfählen im Ton", Bauingenieur 51 (1976)
- [U8] DIN 4014 (1990)
- [U9] DIN E1054 (12/2000)
- [U10] KRINGS-LUTZ, M., SCHULZ, G. & DÜRRWANG, R. (1997): "Ein neuer Weg zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls aus Pfahlprobelastungen an Großbohrpfählen", Pfahlsymposium 1997, Braunschweig
- [U11] Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP), Geotechnik, Heft 3/2000

ARCADIS Consult GmbH
Rudolf Dürrwang
Berliner Allee 6
64295 Darmstadt

Postfach 10 03 31
64203 Darmstadt

Tel. 06151 / 388-220
Fax 06151 / 388-994
email: r.duerrwang@arcadis.de

Infrastruktur
Bauwerke
Umwelt
Telekommunikation



- Bauplanung, Baubetreuung, Bauwerksanierung
- Geo- und umwelttechnische Baugrunduntersuchung
- Gründungskonzepte und Tragwerksplanung
- Gebäuderückbau und Flächenrecycling
- Altlasten- und Asbestsanierung
- Boden- und Grundwasserschadensfälle
- Umweltinformationssysteme und Datenmanagement
- Umweltverfahrenstechnik, präventiver Umweltschutz
- Infrastrukturplanung
- Fachbauleitung



ARCADIS

Info-Telefon: 0 800 / 1 12 38 80

E-Mail: info@arcadis.de

Internet: www.arcadis.de

GRÜNDUNGEN VON OFFSHORE-WINDMÜHLEN ERFAHRUNGEN MIT GERAMMTEN PFÄHLEN

Dr. Bernhard Bruggaier
Pieter van Luipen

1 EINLEITUNG

Die MENCK GmbH in Kaltenkirchen (Schleswig-Holstein) baut und betreibt große hydraulisch betriebene Rammgeräte mit Schlagenergien von 200 kNm bis 3000 kNm. Diese Hämmer werden seit über 20 Jahren weltweit für die Gründung von Öl- und Gasplattformen eingesetzt [VAN LUIPEN, 1987]. In den letzten Jahren kommen sie zunehmend auch bei Rammarbeiten für Hafens-, Brücken- und Windmühlen-Projekte zum Einsatz.

Die Funktionsweise und die Einsatzmöglichkeiten der MENCK- Rammgeräte wurde bereits in einem Artikel zum Pfahl-Symposium 2001 ausführlich beschrieben [BRUGGAIER, VAN LUIPEN, 2001]. Daher werden sie hier nur kurz zusammengefasst.

Für die Gründung von Offshore- Windmühlen können verschiedene Gründungstechniken eingesetzt werden. Zum einen werden wie bei den meisten Windmühlen an Land Schwerkraftgründungen verwendet; zum anderen werden verschiedene auf gerammt Pfählen basierende Alternativen eingesetzt. Mit gerammt Lösungen gibt es weltweit Erfahrungen aus der Installation von Öl- und Gas-Plattformen. Dort kommen sowohl Dreibeinstrukturen, sogenannte Tripods, mit 3 Hauptbeinen und 1 Gründungspfahl pro Bein als auch Mehrbeinstrukturen mit 4 oder mehr Hauptbeinen und entsprechend mehr Gründungspfählen zur Anwendung. Für Windmühlengründung hat sich die Alternative der „Monopile“ entwickelt. Ein freistehender Gründungspfahl wird über ein Übergangsstück direkt mit dem Turm der Windmühle verbunden. Eine aufwendige zusätzliche Balkenstruktur entfällt. Bei der Auswahl des besten Gründungskonzepts sind viele Faktoren zu berücksichtigen. Hier spielen die Wassertiefe, das Schwingungsverhalten der Gesamtanlage und die auf die Gründungsstruktur ausgeübten Umgebungskräfte eine wesentliche Rolle.

Der Vortrag beschäftigt sich mit bereits realisierten, im Bau befindlichen und geplanten Windmühlen-Projekten und berichtet über Erfahrungen mit verschiedenen Pfahlgründungskonzepten aus der Sicht des Rammgerätebetreibers. Daneben wird von speziellen Anwendungen von großen Rammpfählen aus dem Bereich der Brückenkonstruktionen be-

richtet. Es wird der Einsatz moderner Rammgeräte gezeigt, die an die speziellen Bedingungen des Einsatzes angepasst und vorbereitet werden um die Rammarbeiten optimal durchzuführen.

2 ANWENDUNG DES MENCK MHU-HAMMERS

Der MENCK MHU- Hammer (MENCK Hydraulik Unterwasser) wird bei freireitender Anwendung (ohne Mäklerführung frei auf dem zu installierenden Pfahl stehend) mit einer Pfahlführung und einer Flachboden-Schlaghaube für verschiedene Pfahldurchmesser ausgerüstet (Bild 1). Die Bedienung des MENCK Hammers erfolgt von einem Steuerstand aus. Von hier aus können unter anderem Ölmenge, Energie und Schlagfolge gesteuert werden.

Die Hauptanwendungsgebiete des MENCK MHU- Hammers liegen historisch in der Gründung von Öl- und Gasplattformen (vgl. Kapitel 3 [BRUGGAIER, VAN LUIPEN, 2001]). Für große Wassertiefen bis 2000 m entwickelte MENCK ein tauchfähiges elektrisch angetriebenes hydraulisches Powerpack dass zusammen mit dem Hammer auf den Pfahl abgesenkt wird. Mit diesem System hält MENCK den Installationsrekord für Tiefwasser mit derzeit 1200 m Wassertiefe. Zum Ende des Jahres 2003 wird diese Marke auf 1400m verbessert werden.

Der MENCK MHU Hammer kann in den Versionen freireitend, am Mäkler geführt und schlank angewendet werden. Er ist in allen Versionen sowohl über als auch unter Wasser einsetzbar. Die Grundausrüstung eines Paketes besteht aus dem Hammer mit Aufrichtrahmen (oder einfachen Böcken), einer Kraftstation (Powerpack), den Hydraulikschläuchen und elektrischen Umbilicals (multifunktionelle elektrische Verbindungsleitungen) sowie eventuell einem Adapter für große Pfähle. Unter-

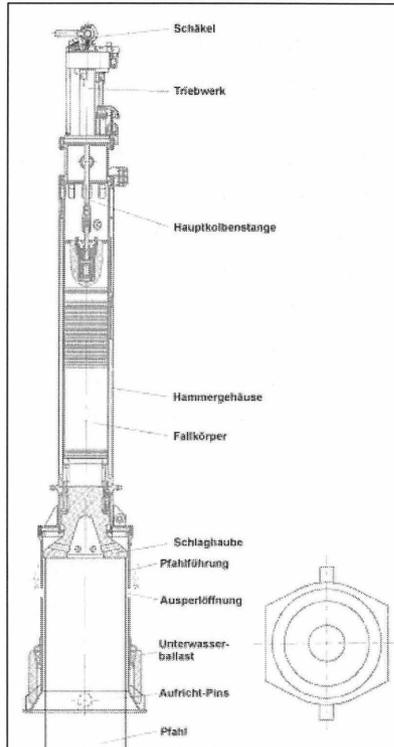


Bild 1: MENCK MHU-Hammer Bauweise

wasser muss der Hammer außerdem über Luftschläuche mit ausreichend Luft versorgt werden. Zusätzlich wird ein 20-Fuß Container mit Werkzeug und Ersatzteilen mitgeliefert. Bild 2 zeigt die Zusammenstellung der Ausrüstung am Beispiel eines MHU 500T mit 500 kNm Energie.

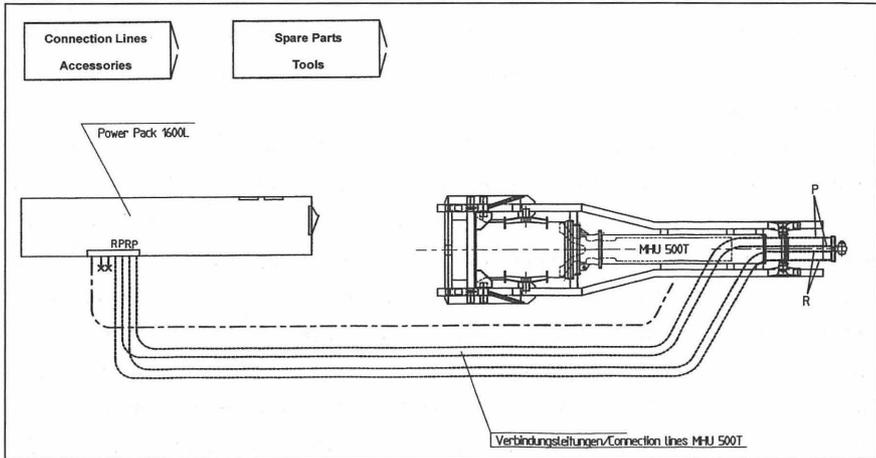


Bild 2: Grundausrüstung für Rammeinsatz

3 RAMMHÄMMER FÜR GROSSE PFÄHLE

Große Rammgeräte mit ihrer großen verfügbaren Schlagenergie erlauben den Planern und Ingenieuren den Einsatz von Pfählen mit großem Durchmesser oder großer Länge auch bei schwierigsten Bodenverhältnissen. Die Vorteile großer Gründungspfähle wurden bereits früher beschrieben (vgl. Kapitel 5.1 [BRUGGAIER, VAN LUIPEN, 2001]). Es ist festzustellen, dass sich die Geräte und ihre Einsatzmöglichkeiten weltweit bei Planern und Ingenieuren als die kostengünstigste Lösung für eine zuverlässige Gründung durchsetzen. MENCK führt weltweit Aufträge mit der eigenen, ständig wachsenden Hammerflotte durch. Zum Auftragsumfang gehören neben der Gestellung der Geräte weitere beratende Dienstleistungen. Die geeignete Rammausstattung wird im frühen Projektstadium diskutiert. Die Einsatzplanung und logistische Organisation der Mobilisierung der Geräte wird durch das MENCK Projektmanagement gewährleistet. Die Betreuung der Geräte vor Ort und die Durchführung der Rammarbeiten wird von einem weltweit operierenden Serviceteam durchgeführt.

4 GRÜNDUNGSTYPEN FÜR OFFSHORE WINDMÜHLEN

Schwimmende Plattformen (Bild 3 und 4) tragen den Turm und werden durch Anker gesichert. Als Anker kommen horizontal belastete konventionelle Anker oder horizontal und/oder vertikal belastete Pfähle in Frage. Schwerkraftgründungen (Bild 5) übertragen die Lasten direkt auf den Boden. Pfahlgründung (Bild 6 bis 8) tragen die Lasten mittels Pfählen in den tieferen Untergrund ab. Schließlich sind Kombinationen aus den verschiedenen Verfahren möglich.

Die für Pfahlgründungen verwendeten Pfähle können weiter durch die Installationsmethode unterschieden werden. Gedrückte Pfähle werden mit einer Kraft beaufschlagt, die groß genug ist den Bodenwiderstand zu überwinden. Mit Bohrgeräten werden häufig Vollpfähle erzeugt. Unterwasser kommen Saugpfähle, sogenannte Suction Piles, zum Einsatz. Diese oben geschlossenen Pfähle werden eingedrückt, wobei die Druckkraft durch einen Differenzdruck zwischen dem Pfahlinneren und dem umgebenden Wasser erzeugt wird. Vibratoren überwinden durch eine oszillierende Bewegung des Pfahls die Mantelreibung. Der Pfahl penetriert gedrückt durch sein Eigengewicht, eine Gewichtskraft der Maschine und eine resultierende Excenterkraft der Schwungmassen. Die sicherste Methode stellt das Einschlagen der Pfähle, das Rammen, dar. Kombinationen von verschiedenen Techniken sind immer wieder versucht worden haben jedoch heute keine kommerzielle Bedeutung. Eine umfassende Behandlung aller Gründungstypen und Variationen ist hier nicht möglich. Es werden hier nur einige wesentliche diskutiert.

4.1 Schwerkraftgründung

Schwerkraftgründungen werden aus Stahl oder häufiger aus Stahlbeton hergestellt. Häufig besteht der Gründungskörper aus einer relativ leichten Schale, die erst nach der endgültigen Positionierung mit einem Ballastmaterial (Beton oder schweres Schüttgut) gefüllt wird. Die Installationskosten auf See sind häufig geringer, wenn die Schale schwimmfähig ist. Die Gründungskörper können dann an Land in einem Trockendock gebaut und anschließend selbstschwimmend zum Einsatzort geschleppt werden. Auf Position wird der Körper geflutet und damit abgesenkt. Anschließend kann eine eventuell notwendige Verfüllung erfolgen. Jedoch sind auch Verfahren gebräuchlich, die den Gründungskörper auf einem Transportponton oder einer Hubinsel zur Installation bringen. Die Installation des Gründungskörpers erfolgt dann mit Hilfe des Bordkrans oder eines anderen Hebemittels.

Da der Schwerkraftkörper auf dem Meeresboden nur abgestellt wird, sind unter Umständen kostspielige Baugrundvorbereitungen notwendig. Ferner sind Schwerkraftgründungen von Auskolkungen betroffen und müssen gegen unerwünschte Schiefstellung geschützt werden. Dabei werden verschiedene zum Teil sehr kostspielige Verfahren eingesetzt.

4.2 Schwimmende Systeme

Schwimmende Systeme sind bisher nur in der Vorevaluierung. Es ist jedoch zu erwarten, dass sie für größere Wassertiefen intensiver betrachtet werden. Ein oder mehrere Windmühlentürme werden direkt auf einem schwimmenden Ponton verflanscht. Dieser Ponton kann in Position geschleppt und dort verankert werden. Für Wartungsarbeiten könnte der Ponton von der Verankerung gelöst werden und zurück an Land gebracht werden. Bei Wiederinstallation können die gleichen Ankerpunkte Verwendung finden.

4.3 Gründungen mit gerammten Pfählen

Die bisher am häufigsten eingesetzte Gründungsmethode ist der Monopile. Ein einzelner Pfahl großen Durchmessers (derzeit bis 4,5m, zukünftig deutlich darüber hinaus) wird mit Hilfe eines großen hydraulischen Hammers in den Untergrund gerammt. Über eine Übergangsstück, das eventuell vorhandene Abweichungen der von der Vertikalität ausgleicht, wird der Turm aufgesetzt. Damit ist dieses Konzept das einfachste und preiswerteste Konzept. Der Monopile ist jedoch nicht in großen Wassertiefen einsetzbar. Der Monopile ist sensitiv gegenüber großen Findlingen, sodass eine genaue Bodenvorsondierung notwendig ist.

Unterhalb von 30 bis 40 m Wassertiefe werden Strukturen, z.B. Tripods, bevorzugt. Eine drei- oder mehreckige Rohrstruktur wird dabei mit kleineren Pfählen am Meeresboden verankert. Die Pfahlrammung kann in Abhängigkeit von der Wassertiefe über oder unter Wasser erfolgen. Die Pfähle können vertikal oder in Neigung eingesetzt werden. Vertikale Pfähle sind einfacher zu setzen. Die Neigung eines Schrägpfahls hängt primär von der Führung des Pfahls ab. Der Hammer kann durch dasselbe Führungssystem geführt werden oder mit einer Pfahlführung freireitend auf dem Pfahl stehen. Führungssysteme erlauben nahezu alle Neigungen, typischerweise bis zu 1:1 (45°). Freireitend sind Neigungen bis 1:6 (10°), unter speziellen Bedingungen bis zu 1:3 (18°), gebräuchlich.

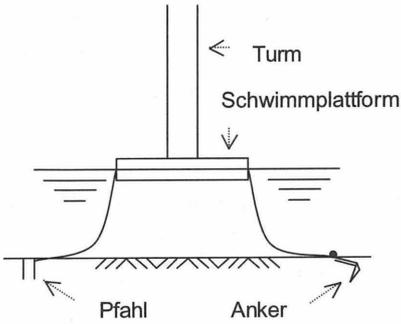


Bild 3: Schwimmende Plattform / verankert

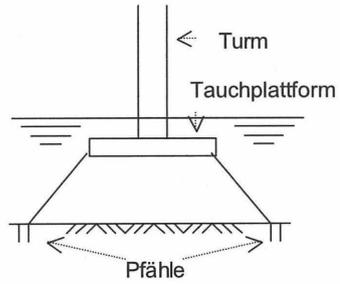


Bild 4: Halbtaucher / abgesspannt

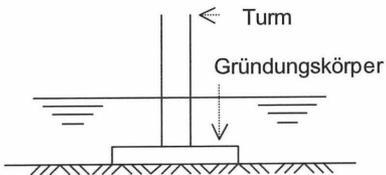


Bild 5: Schwerkraftgründung

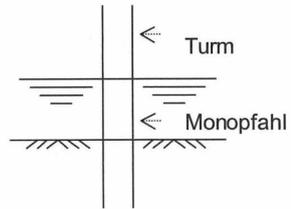


Bild 6: Monopfahl

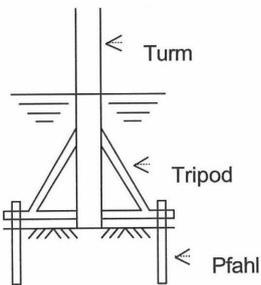


Bild 7: Tripod Unterwasser

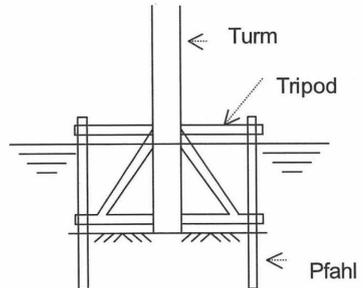


Bild 8: Tripod Überwasser

Aus Stahlrohren aufgebaute Gründungsstrukturen sind eine flexibel Gründungskonzeption. Selbst wenn die Grundkonzeption der Struktur bereits festliegt, kann die Anzahl der Pfähle, deren Durchmesser, Wandstärke und Länge sowie die Eindringung noch variiert werden.

5 KOSTENSTRUKTUR VON GRÜNDUNGEN

Die Kosten einer Gründung sind von dem verwendeten Gründungskonzept abhängig, setzen sich jedoch typischerweise aus folgenden Komponenten zusammen:

- Voruntersuchungen, einschließlich Bodenuntersuchung
- Gründungsstudien
- Design der Gründungsstruktur (Plattform, Pfähle, usw.)
- Vorbereitungen des Installationsorts (Baugrundverbesserung)
- Herstellung der Gründungsstruktur
- Herstellung der Gründungs-/Verankerungs-Pfähle (sofern verwendet)
- Lieferung spezieller Installationsmittel (z.B.: Auftriebshilfen, Traversen, Seilen)
- Transporte vom Herstellungsort zum Installationsort, einschl. Aufladen/Abladen
- Installation der Gründung auf See
- Genehmigungen, Zertifizierung, Abnahmen
- Wartung und/oder Unterhaltungskosten nach der Installation
- Entsorgungskosten am Ende der geplanten Einsatzdauer

Die Installation der Gründung benötigt folgende Ausrüstung:

- Positionierungsausrüstung
- Hubinsel und/oder Kranschiff(e)
- Schlepper und Transportmittel
- Rammausrüstung
- Taucher oder ROV (Remote Operated Vehicle)
- Zementierung oder sonstige Verbindungsmittel (Verbindung Tripod- Pfahl, Aufsetzen Windmühlen-Turm)

Die Installation der Gründung auf See wird maßgeblich durch die folgenden Kostenfaktoren beeinflusst:

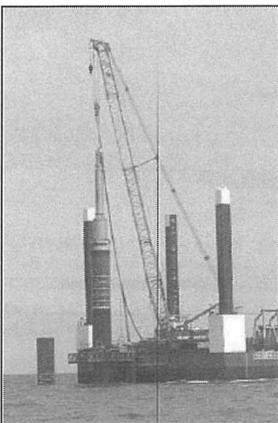
- Mobilisierungen
- Transporte
- Tagesraten Ausrüstungen
- Tagesraten Personal
- Versorgung
- Demobilisierung

6 PROJEKTÜBERSICHT NEUER PROJEKTE

Pfahlrammungen für Brücken und Windenergieanlagen werden überwiegend vom Wasser aus durchgeführt. Dabei kommen Kranschiffe mit fest montierten drehbaren Kränen genauso zum Einsatz wie Raupenkräne auf einer Hubinsel oder einem schwimmenden Ponton. Die Verwendung von Hubinseln hat sich im Bereich der Windmühleninstallation durchgesetzt. Hubinseln bieten eine größere Wetterunabhängigkeit und sind auch für Flachwasser geeignet.

Die im folgenden Kapitel dargestellten Projektbeschreibungen zeigen die Vielseitigkeit der Einsatzbedingungen und die Umsetzung verschiedenster Anforderungen in entsprechende Rammausrüstung.

Anhang II stellt die wichtigsten Projektdaten der besprochenen Projekte zusammen, Anhang I erläutert die technischen Daten der verwendeten MENCK MHU- Hämmer.



6.1 Monopile- Projekte

6.1.1 Radar-Türme vor der Küste Belgiens

Vor der belgischen Küste wurden zwei Monopile- Stahlrohre mit einem Außendurchmesser von je 3m gerammt. Auf den Pfählen wurden Aufbauten für eine Radar- und Funkstation gesetzt sowie ein Landeplatz für einen Helikopter installiert. Der verwendete Hammer entstammt der Typenreihe MHU 500T und war mit Schlaghaube, Pfahlführung und Adapter ausgerüstet (Bild 9).

Bild 9: MHU 500T mit Adapter auf dem Pfahl eines Radarturms

Ein Antriebsaggregat PP1100 (mit max. Öldurchfluss von 1100 l/min.), 80 m Schläuche je zu zweit parallel (2" Innendurchmesser) für Vor- und Rücklauf und ein Aufrichtrafamen für den Hammer komplettierten das Equipment. Bei der Installation kam eine Schlaghaube und Pfahlführung 72" (für max. Pfahldurchmesser 72") zum Einsatz.

Der MHU 500T wurde bereits für die Installation der Windfarm Utgrunden, Schweden (vgl. Kapitel 5.9 [BRUGGAIER, VAN LUIPEN, 2001]) verwendet. Auch der dort eingesetzte Adapter von 72" auf 3,0m wurde erneut verwendet. Er hängt mit zwei Stahlseilen an der Pfahlführung. Während sich die gesamte MENCK Ausrüstung auf der Hubinsel „De Zeebouwer“ befand, wurden die Pfähle auf einem Ponton gelagert.

6.1.2 Windpark auf der Insel Samsøe, Dänemark

Direkt im Anschluss an die Installation der Radartürme in Belgien wurde die gesamte Rammausrüstung direkt zum neuen Einsatzort bei der Insel Samsøe in Dänemark gebracht. Das Projekt bestand aus der Installation von 10 Monopiles mit einem Außendurchmesser von 4,5 m. Die Pfähle haben den bisher größten für Windmühlengründungen benutzten Pfahldurchmesser. Auch hier wurde die Ausrüstung auf einer Hubinsel, der „Vagant“, eingesetzt. Die Pfähle wurden einzeln an Land aufgenommen und mit einem Schwimmkran – wegen der Länge bereits beim Abholen an der Fertigungswerft in vertikaler Position gebracht – jeweils zu der Rammposition verbracht.

Für diesen Einsatz wurde ein neuer Adapter konstruiert und gebaut,



der dem Pfahldurchmesser von 4,5 m entsprach (Bild 10).

Bild 10: MHU mit Adapter auf dem Samsøe Pfahl

6.1.3 Offshore-Windpark North-Hoyle

In der Liverpool Bay, etwa 6 km vor der walisischen Küste bei Rhyl, ist für den Zeitraum von Februar bis August 2003 die Gründung von 30 Vestas- Windmühlen vorgesehen. Das Gründungskonzept basiert auf Monopiles mit einem Außendurchmesser von 4 m.

Das britische Unternehmen Seacore führt die Installationsarbeiten durch. Die Pfahlrammung erfolgt mit einem MENCK MHU 500T ausgerüstet für 4,0m-Pfähle. MENCK begleitet das Projekt durch alle Phasen vom Pfahl-Design über den Entwurf eines speziellen Pfahlfußes bis hin zur Betreuung des Rammgerätes auf der Offshore-Baustelle.

Um die Arbeitshöhe der Hubinsel „Wijslift 6“ zu minimieren, wird der MHU 500T mit einem besonders kurzen Follower- Adapter geliefert. Später im Projekt wird erstmals eine große Pfahlführung eingesetzt, die für 5,2 m Pfahlaußendurchmesser konstruiert wurde (Bild 11). Während des gesamten Einsatzes werden der Hammer mit dem Follower- Adapter (ähnliche Ausführung wie für Samsoe verwendet) oder später mit der großen Pfahlführung nicht wie sonst üblich horizontal sondern vertikal gelagert. Aufgrund der vorliegenden Bodenbeschaffenheit (Sand/Ton, Felsen, Sand/Ton) muss für die Installation der Pfähle die „Rammen- Bohren- Rammen“- Methode eingesetzt werden.

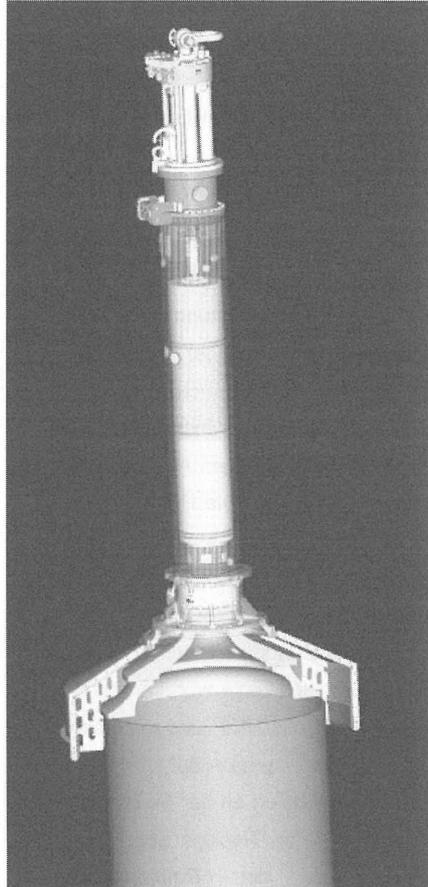


Bild 11: Equipment North Hoyle

Dies bedeutet, dass die Pfähle zunächst durch die etwa 15m mächtige obere Schicht eingerammt werden. Beim Auftreffen auf das Felsgestein wird ein Bohrer auf dem Boden abgesenkt um die durchschnittlich 10m dicke Felsschicht zu durchbohren. Schließlich wird der den Pfahl wieder mit dem Rammhammer auf die entsprechende Eindringung von etwa 35m eingerammt.

6.2 Einsatz von großen Pfählen bei Brückenprojekten

Wie bereits in einem Artikel zum Pfahlsymposium 2001 (vgl. Kapitel 5.11 [BRUGGAIER, VAN LUIPEN]) beschrieben, wird in den USA zur Zeit ein Programm zur Erdbebensicherung existierender Brücken durchgeführt. Brücken die keine Sicherung erlauben, werden durch neue Brücken ersetzt.

6.2.1 Benicia- Martinez- Brücke

Zwischen Benicia und Martinez wird eine Brücke nach den neuesten Erkenntnissen der Erdbebensicherheit gebaut (vgl. Bild 12). Bei dieser Brücke handelt es sich um eine sogenannte Lifeline- Bridge. In Katastrophenfall dient diese Brücke sowohl der Evakuierung der Bevölkerung als auch als Zufahrt für Rettungskräfte. Für die Brücke werden 11 Fundamente mit je einer Gruppe von 9 Pfählen installiert. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 2,582 m und eine Länge von bis zu 58 m und werden von einem MHU 500T mit 3,2 m Pfahlführung und Schlaghaube installiert. Wie bei dem oben beschriebenen North Hoyle Projekt, wird auf Grund der Bodenbeschaffenheit die „Rammen- Bohren- Rammen- Methode“ eingesetzt.

Die Brücke kreuzt eine wesentliche Lachs- Wanderoute, sodass besonderes Augenmerk auf den Schutz der im Wasser lebenden Tiere gelegt wird. Während der Rammung kommt eine von zwei möglichen Schalldämpfungsrichtungen zum Einsatz.

Als primäre Lösung wird ein Luftperlenteppech verwendet. Dabei entweicht Luft aus einem kreisrunden mit Ausperlöfnungen versehenen Stahlrohr, das auf den Meeresboden abgesenkt wird und von Deck mit Druckluft versorgt wird. Die entweichende Luft erzeugt einen Teppich aus Luftblasen um Hammer und Pfahl. Der Luftteppich dämpft die Ausbreitung des Wasserschalls.

Eine weitere Maßnahme zur Eindämmung des Wasserschalls basiert auf einem wenige Meter in den Meeresboden einvibrierten Schutzrohr, das den Pfahl und den Hammer im Wasser umschließt. Das Schutzrohr dämpft die Wasserschallausbreitung. Der geringe

Durchmesser des Schutzrohrs macht eine Modifikation der Standard-Pfahlführung notwendig. Der Pfahlführungsfuß mit der Ablege- Vorrichtung für den Hammer ist abgetrennt und lose durch Bolzen mit der restliche Pfahlführung verbunden. Der Hammer wird mit dem verbolzten Fuß abgelegt. Nach dem Aufrichten des Hammers wird der Fuß vertikal an Deck abgestellt. Nach der Rammung wird der Hammer mit Hilfe von Bolzen wieder mit dem Pfahlführungsfuß verbunden, um das Ablegen des Hammers im Standard-Aufrichtebock zu ermöglichen.

Die gesamte Hammerausrüstung befindet sich auf einem Ponton. Die Bedienung des Hammers wird von einem Kran-Arbeitsschiff aus durchgeführt.



Bild 12: Im Bau befindliche Benicia- Martinez- Brücke

6.2.2 Nachrammungsprojekt an der Skyway- Brücke in Oakland

Ende des Jahres 2000 wurden 3 Testpfähle für die neue Skyway- Brücke gerammt (vgl. Kapitel 5.7 [BRUGGAIER, VAN LUIPEN, 2001]). Nach zwei Jahren, im Dezember 2002, fand dieser Test seinen erfolgreichen Abschluss mit dem Nachrammen dieser 3 Testpfähle. Die Nachrammung hat das Ziel die Zunahme des Bodenwiderstandes über der Zeit zu verifizieren. Die Ergebnisse der Testrammung bestätigten die Vorausberechnungen. Die Nachrammung wurde im Rahmen der Vorbereitungen für das Skyway- Projekt (vgl. unten) durchgeführt. Für die Nachrammung wurde ein MHU 1700 mit maximal 1700 kNm Schlagenergie verwendet (Bild 13). Dieses Gerät wird auch im Skyway- Projekt eingesetzt.



Bild 13: Nachrammung MHU 1700

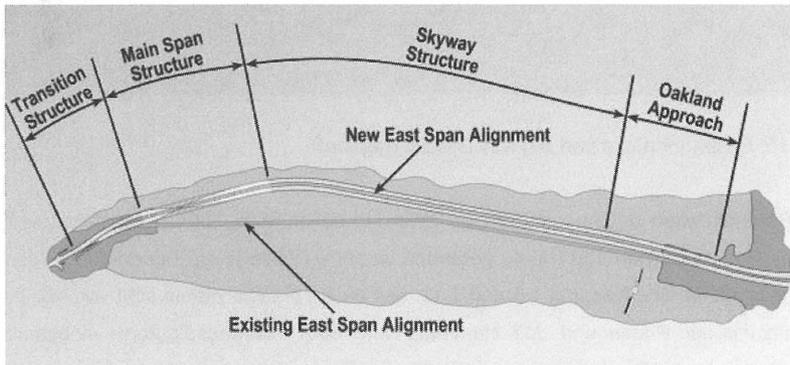


Bild 14: Planung der Brücke Yerba Buena nach Oakland

6.2.3 Die neue Skyway- Brücke in der Oakland Bay

San Francisco und Oakland werden durch eine Brücke mit zwei Abschnitten verbunden. Der erste Abschnitt verbindet Oakland mit der Insel Yerba Buena, der zweite die Insel mit San Francisco. Im jetzigen Projektstadium soll ein Teil der existierenden Brücke von Yerba Buena nach Oakland durch die Skyway- Brücke ersetzt werden. Die Brücke erhält 5 Fahrstreifen für jede Richtung und 1 Fahrrad/Fußweg. Die Brücke passieren durchschnittlich 280.000 Fahrzeuge pro Tag.



Bild 15: Abspannbrücke und Skyway Brücke (geplant)

Die Rammarbeiten beginnen in Januar 2003 und sollen Mitte 2004 fertiggestellt sein. Für dieses Projekt werden 160 Pfähle gerammt, wobei 6 Pfähle je ein Fundament bilden. Die Pfähle besitzen eine Neigung 1:8 und 1:12. Nur einige wenige Pfähle sind vertikal. Zur Unterstützung der Pfähle und des Hammers wird eine Führungsplattform eingesetzt. Es kommt die gleiche Rammausrüstung wie für das Testprojekt vor zwei Jahren zum Einsatz. Sie besteht aus einem MHU 1700, einem MHU 500T und 2 hydraulisch verbundenen Kraftstationen PP1600 in je einem 40' Container. Der Gesamtölmenge der gekoppelten Stationen beträgt 3200 l/min.. Der Kontrollstand ist in einer der beiden Kraftstationen un-

tergebracht. Der MHU 1700 wird hydraulisch mit vier parallelen Schläuchen von je 2 Zoll (50 mm) Innendurchmesser für den Vorlauf und fünf parallelen Schläuchen von je 2 Zoll für den Rücklauf versorgt. Der MHU 500T benötigt weniger Ölmenge und kommt mit den üblichen Schläuchen von je zweimal 2 Zoll für Vor- und Rücklauf aus.

Um ein schnelles und sicheres Umschalten von einem auf den anderen Hammer zu ermöglichen, bleiben alle Schläuche, die die Kraftstationen mit beiden Hämmern verbindet immer angeschlossen. Die Schläuche können je nach Bedarf zum jeweiligen Hammer MHU 500T oder MHU 1700 hin geöffnet oder geschlossen werden. Die Umschaltung erfolgt mit einfachen Kugelhähnen, wobei die richtige Ventilstellung durch Sensoren überwacht wird (Bild 17). Die Sensoren stellen sicher, dass nicht irrtümlicherweise der falsche Hammer mit Öl versorgt wird.

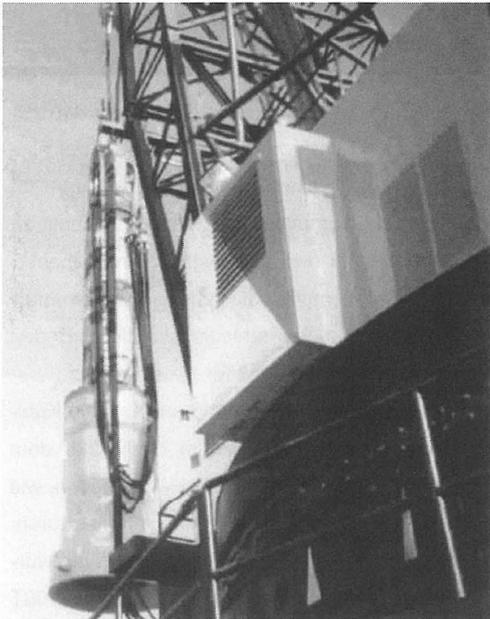


Bild 16: MHU 1700

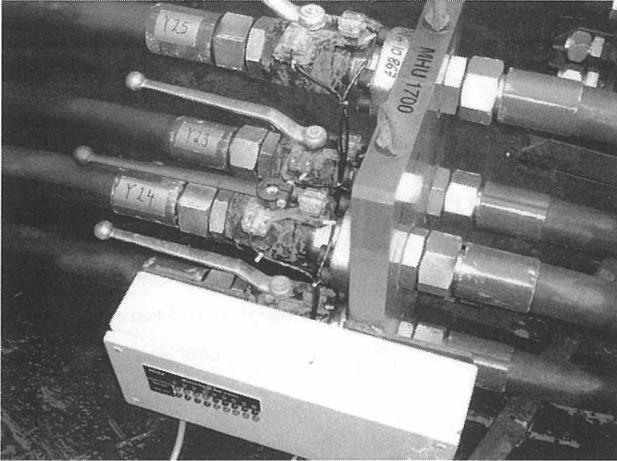


Bild 17: Umschaltstation

6.2.4 Woodrow - Wilson - Brücke

Die Woodrow- Wilson- Brücke liegt südlich der Stadt Washington und verbindet die US-Bundesstaaten Virginia und Maryland. Die Brücke führt über den Fluss Potomac, der eine Breite von etwa 1 km hat und eine wichtige Ost-West Verbindung darstellt. Die Kapazität der Brücke soll vergrößert werden. Der Auftrag für die Rammausrüstung ging zunächst an zwei Mitbewerber. Nach dem kurzfristigen Ausfall eines der ursprünglich vorgesehenen Hämmer, stellte MENCK innerhalb von zwei Wochen komplett die notwendige Hammerausrüstung zur Verfügung und übernahm den Auftrag. Da die Pfähle vollständig im Boden versenkt werden mussten, wurde ein Follower ohne Durchmesserdifferenz eingesetzt.

Die Arbeiten wurden von Land aus durchgeführt. Die Kraftstation stand am Kai. Die Kühlwasserversorgung wurde über ein spezielles Schlauchleitungssystem direkt aus dem Fluss sichergestellt. Ein Manitowoc Ringerkran führte die erforderlichen Hebearbeiten, wie Abladen und Positionieren der Pfähle, vorvibrieren und Rammung mit dem Hammer durch. Es wurde 60 Pfähle mit einem Außendurchmesser von 54 Zoll gerammt. Die Pfähle wurden von der Wasserseite auf einem Transportponton angeliefert. Der Hammer MHU 500T war mit einer 60 Zoll Schlaghaube und 60 Zoll Pfahlführung ausgerüstet.



Bild 18: Im Bau befindliche Woodrow- Wilson- Brücke

7 ZUSAMMENFASSUNG

Offshore- Windenergieanlagen und größere Brückenvorhaben verwenden zunehmend auf gerammten Pfählen basierende Gründungskonzepte. Gerammte Pfähle sind kostengünstig und zuverlässig installierbar. Sie stellen häufig die beste Gründungskonzeption dar. Der Tripod kann in größere Wassertiefen zur Anwendung kommen. Der Monopile ist das führende Gründungskonzept für Windenergieanlagen und wird aufgrund der vorteilhaften Kostenstruktur weiter an Verbreitung zunehmen.

Große Rammhämmer sind weltweit in ausreichender Anzahl verfügbar. Sie stellen ein flexibles auf alle Projektanforderungen einstellbares Installationsmittel dar. Rammhämmer sind über und unter Wasser einsetzbar.

Die Projektplanung sollte frühzeitig die Auswahl des geeigneten Rammgerätes berücksichtigen. Dabei sollte auf die langjährige Erfahrung führender Anbieter zurückgegriffen werden.

8 LITERATUR

van LUIPEN, P.: The Application of the Hydraulic Underwater Hammer in Slender and Free Riding Mode With Optional Underwater Powerpack, published by Offshore Technology Conference, OTC 5423, 561-568, 1987.

DR. BRUGGAIER, B., Einsatz von großen Rammhämmer für Gründungen von
van LUIPEN, P.: Brücken und Windenergieanlagen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Pfahlsymposium 2001.

STRANDGAARD, T., Driving Monopiles into Glacial Till; IBC's Wind Power Europe,
VANDENBULCKE, L.: December 9-10, 2002.

ROS, M. Presentation on Foundation Concepts, Foundation Technologies for Offshore Wind Energy Plants, MENCK Workshop, November 28, 2002.

MENCK GmbH
Industriegebiet Moorkaten
Am Springmoor 5a
24568 Kaltenkirchen
Tel. +49-4191-911-0
Fax. +49-4191-911-100
www.menck.com, info@menck.com

Anhang I: Technische Daten der verwendeten MENCK- Hammertypen

		Wood- row	Radar Towers	Sky- way	Benicia	North Hoyle	Sam- soe	Sky- way
MHU ...		500T	500T	500T	500T	500T	600B	1700
Ausführung		Freirei- tend	Freirei- tend	Freirei- tend	Freirei- tend	Freirei- tend	Freirei- tend	Freirei- tend
Max. Schlagenergie	kNm	550	550	550	550	550	620	1700
Gewicht Fallkörper	t	30	30	30	30	30	30	94
Gewicht Schlaghaube	t	8	11	12	22	38	11	35
Gesamt Gewicht	t	68	80	85	120	115	80	277
Max. Pfahl Durchmesser	m	60"	72"	2,5	3,2	4,0	72"	102"
Länge inkl. Pfahlführung	m	15,3	15,5	15,9	17,3	13,5	15,5	17,4
Bemerkung: Daten für Standard Überwasserversion einschl. Schlaghaube und Pfahlführung.								

Projekt Name	Radar Towers	Windfarm Samsø	Skyway Bridge Projekt	Benicia Martinez Bridge Projekt	Redrive Skyway Bridge Projekt	North Hoyle Wind Park	neue Woodrow Wilson Brücke
Lokation	Oostdijkbank, Belgien	Südl. Samsø, Dänemark	Kalifornien, USA	Kalifornien, USA	Kalifornien, USA	Liverpool Bay, Großbritannien	Südlich Washington über Potomac River, USA
Bauherr/ Auftraggeber	Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap	Samsø Haveverbund	Caltrans	Caltrans	Caltrans	National Windpower	States of Maryland and Virginia
Ramm-Kontraktor	Hydro Soil Services	Hydro Soil Services	Kiewit / FCI / Manson	Kiewit Pacific	Kiewit / FCI / Manson	Seacore Ltd.	Tidewater/Kiewit/Clark JV
Rammmanfang	Anf. September 2002	4. Oktober 2002	20. Januar 2003	Dezember 2001	9. Dezember 2002	Februar 2003	November 2001
Rammende	Mitte September 2002	5. November 2002	Mitte 2004	Ende 2003	10. Dezember 2002	August 2003	Februar 2002
Wassertiefe	7 m	ca. 17 m	13 m	20 m	9 m	10 m	auf Land
Max. Hammertiefe	über Wasser	über Wasser	über Wasser	über Wasser	über Wasser	über Wasser	über Wasser
Rammhammer							
Typ MHU ...	500T	600B	500T/1700	500T	1700	500T	500T
Anwendungsart	Freireitend	Freireitend	Freireitend	Freireitend	Freireitend	Freireitend	Freireitend
Für Pfähle (AD)	72"	72"	1,5 m – 2,5 m / 54" – 102"	80" – 3,2 m	54" – 102"	3,2 – 4,0 m	36" - 60"
Pfähle							
Type	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre	Stahlrohre
Anzahl	2	10	160	99	3	30	60
Neigung	Vertikal	Vertikal	vertikal / 1:8 / 1:12	Vertikal	Vertikal, 1:6	Vertikal	Vertikal
Außendurchmesser	3,0 m	4,5 m	2,5 m	2,582 m	2,44 m	4,0 m	54"
Länge	34 m – 36 m	42 m – 48 m	bis 100 m	bis 51,8 m	120 m	50 m	60 m
Eindringung	17 m	ca. 25 m	80 m	30 m	93 m	26 m	60 m
Gewicht	80 t - 76 t	225 t – 291 t	420 t	135 t	410 t	275 t	50 t
Bemerkungen	Follower 3.0 m, 17,5 t	Follower 4,5 m 30 t	2 Sektionen zu 60 m und 40 m	Rammung im Unterwasser Schallschutzrohr	Redrive	Bohren im Gestein	vorvibriert
Boden	Sand, dicht	Ton	Ton, weich-hart	Ton, Sand, Kies, Sandstein	Ton, weich – hart	Sand und verwittertes Gestein	Ton, hart
Projektbeschreibung	Gründungspfähle für Radar u. Funkstation	Gründungspfähle für Windmühlenpark	Gründungspfähle Brückenpfeiler	Gründungspfähle Brückenpfeiler	Test Zunahme Bodenwiderstand	Monopfähle	Gründungspfähle Brückenpfeiler
www	www.geoline.dk www.hss.be	www.geoline.dk www.hss.be	www.dot.ca.gov www.newbaybridge.org	www.dot.ca.gov	www.dot.ca.gov	www.offshorewind-farms.co.uk	www.wilsonbridge.com



Bodenhaftung für Wolkenstürmer.

MENCK ist der weltweit führende Spezialist für Gründungen mit gerammten Pfählen. Seit 1967 arbeiten wir offshore, heute sogar in Wassertiefen bis 2000 m.

Für Gründungen von Offshore-Windanlagen bieten wir sichere und wirtschaftliche Lösungen an. Unsere Spezialität ist der Monopile. Unsere Hämmer rammen dazu Pfähle bis zu 4,5 m, in naher Zukunft bis 6,0 m Durchmesser. Auch konventionelle Jackets und Tripods sowie schwimmende Systeme lassen sich mit Hilfe gerammter Pfähle sicher verankern.

Wenn Sie eine sichere Grundlage für Ihre Offshore-Projekte suchen, sprechen Sie mit uns.



MENCK GmbH
Tel.+49 (0) 4191-911-0 oder
+49 (0) 1805-GET MENCK
info@menck.com
www.menck.com

YOUR SUCCESS – BASED ON MENCK

GEOTECHNISCHE ASPEKTE BEI DER GRÜNDUNG VON OFFSHORE WINDENERGIEANLAGEN

Joachim Stahlmann

Matthias Schallert

1 EINLEITUNG

In den Anrainerstaaten von Ost- und Nordsee soll das Ziel der Vergrößerung der Energiegewinnung aus regenerativen Quellen unter anderem durch die Errichtung von Windenergieanlagen an Offshore-Standorten (Offshore-WEA) innerhalb der nächsten Jahrzehnte erreicht werden. Erfahrungen liegen aus dem Bereich der bisher realisierten so genannten Onshore-Anlagen an Land, Nearshore-Anlagen nahe der Küste in geringen Wassertiefen sowie Plattformen der Erdgas- und Erdölindustrie vor, auf die zurückgegriffen werden kann [z.B. 6]. Die Übertragbarkeit dieser Erfahrungen auf Offshore-Standorte ist jedoch aufgrund der anderen Umgebungsbedingungen nur bedingt möglich. In weiterer Entfernung von der Küste und bei der damit verbundenen größeren Wassertiefe fehlen derzeit noch fundierte Erkenntnisse.

Die erforderlichen rechtlichen Rahmenbedingungen in Deutschland sind mit dem Erneuerbare-Energien-Gesetz (EEG) geschaffen. Weitere gesetzliche Bestimmungen sind in der Seeanlagenverordnung (SeeAnV) und dem Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG) enthalten. Die Genehmigung von Windparks in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) wird vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) vorgenommen. Die Zertifizierung der Anlagen erfolgt vom Germanischen Lloyd (GL).

2 DERZEITIGE SITUATION UND VERANLASSUNG

Derzeit sind eine Reihe von Windparks in der Nord- und Ostsee mit insgesamt ca. 12.000 Anlagen mit einer Gesamtleistung von ca. 60.000 MW (3-5 MW pro Anlage) geplant [11]. In den so genannten Pilotphasen der geplanten Windparks sollen durch die Errichtung von ca. 2.000 Anlagen die erforderlichen Erkenntnisse über die jeweiligen Standortbedingungen sowie die Durchführbarkeit zur Kontrolle getroffener Annahmen gewonnen werden. Das erste genehmigte Pilotprojekt in der Nordsee entsteht vor Borkum in ca. 30 m Wassertiefe.

Die Gebiete der geplanten Offshore-WEA in der Ost- und Nordsee sind in den Abbildungen 1 und 2 schematisch dargestellt [1]. Aus den Darstellungen des BSH ist zu erkennen, dass im Bereich der Ostsee nur wenige Gebiete vor Rügen ausgewiesen wurden, im Bereich der Nordsee jedoch umfangreiche Flächen in der AWZ.

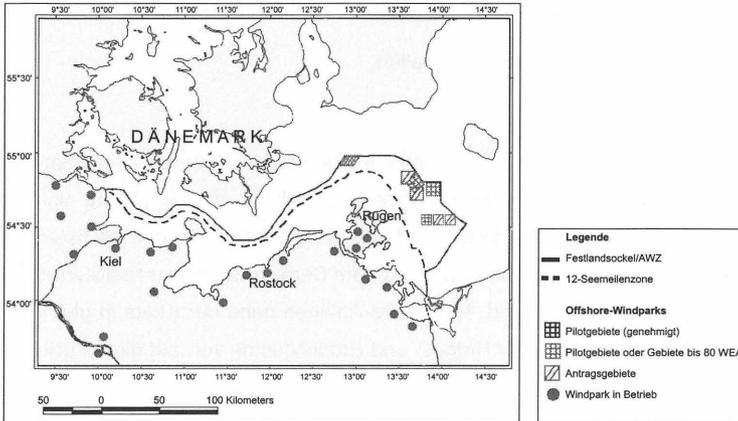


Abbildung 1: Geplante Standorte für OFFSHORE - WEA in der Ostsee, nach [1]

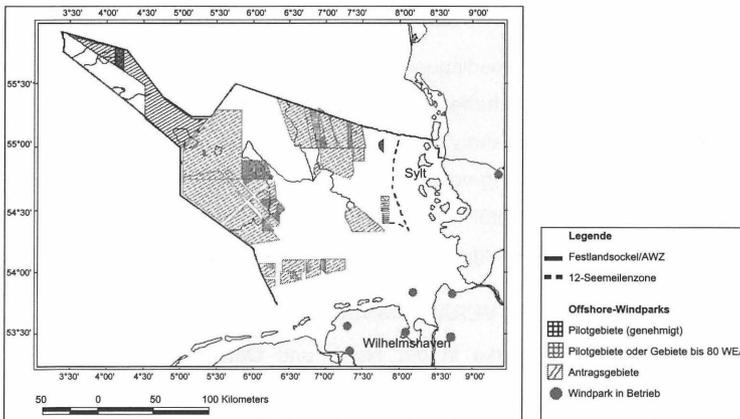


Abbildung 2: Geplante Standorte für OFFSHORE - WEA in der Nordsee, nach [1]

Wertet man die zukünftigen Standorte hinsichtlich der Wassertiefe aus, so sind vor Rügen Wassertiefen in der Größe von 20 - 40 m und in der Nordsee von 30 - 50 m zu erwarten (vgl. Abbildungen 3 und 4).

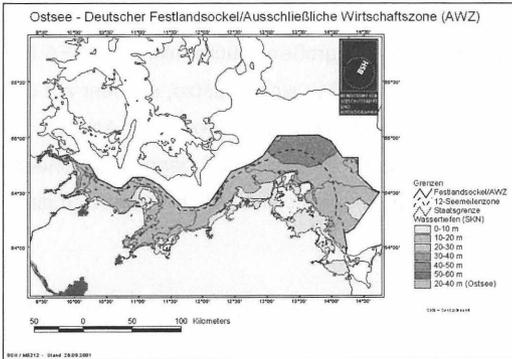


Abbildung 3: Wassertiefen an den geplanten Standorten in der Ostsee [1]

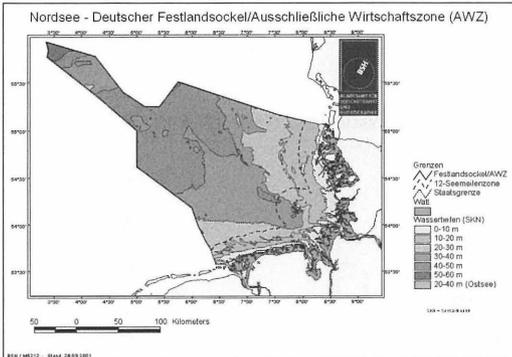


Abbildung 4: Wassertiefen an den geplanten Standorten in der Nordsee [1]

Im Hinblick auf die Dimensionierung der Offshore-WEA stellt sich die Frage, ob eine Übertragbarkeit der Dimensionierungsansätze für Nearshore-WEA auf die neuen Standorte möglich ist. Die Abbildung 5 zeigt schematisch die beiden Arten der WEA, die hinsichtlich ihres Aufbaus aus Konverter, Überwasserkonstruktion, Unterwasserkonstruktion und Gründungskonstruktion durchaus vergleichbar sind. Generell ist jedoch festzustellen, dass die Nearshore-WEA geringere Bauhöhen und damit auch geringere Gewichte aufweisen. Es ist daher auch davon auszugehen, dass die dynamische Erregung durch Rotorunwuchten andere Dimensionen aufweist. Weitere Unterschiede ergeben sich für Offshore-WEA aus einer größeren Belastung aus Wind, einer größeren Strömung und höheren Wellen. Mit diesen insgesamt größeren Einwirkungen tritt

zwangsläufig auch eine größere Beanspruchung des Baugrundes auf. Setzt man voraus, dass infolge der Finanzierungsmodelle und der großen Stückzahlen der WEA kostengünstige Gründungen erforderlich sind, so schließen sich Ansätze, die sehr auf der sicheren Seite liegen, aus. Die Aufgabe kann somit nicht darin liegen, die Ansätze für Nearshore-WEA mit höheren Sicherheitswerten zu versehen und dann anzuwenden, ohne sie technisch bewertet zu haben. Die Gründungen sollten auf der Grundlage einer ausreichenden Datenbasis optimiert werden.

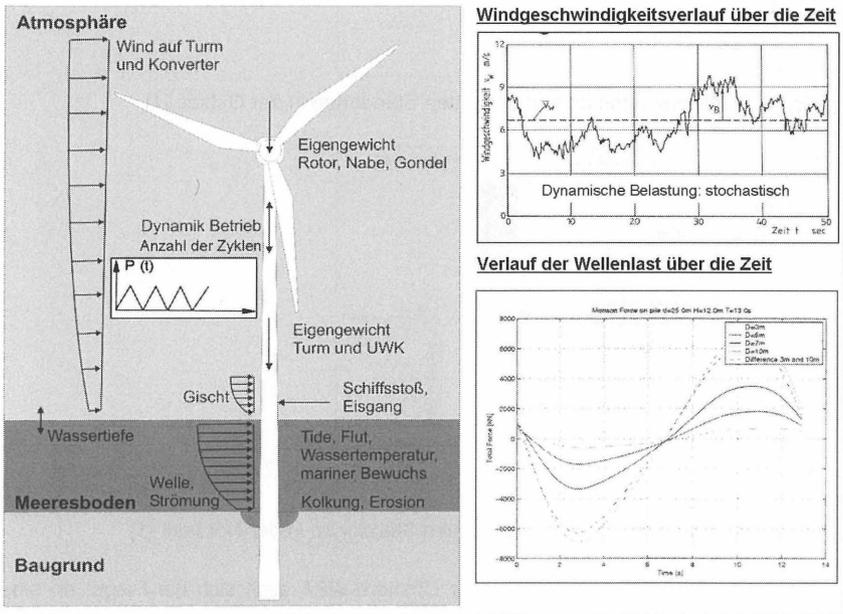


Abbildung 5: Konstruktionsmerkmale einer Offshore-WEA

3 BAUGRUNDVERHÄLTNISSE

Die möglichst genaue Kenntnis der anstehenden Baugrundverhältnisse ist für die Auswahl der für den jeweiligen Standort optimalen Gründungsvariante von entscheidender Bedeutung. Die Erkundungsdichte in Nord- und Ostsee ist jedoch mit der im Binnenland in keiner Weise vergleichbar. Darüber hinaus ist die öffentliche Verfügbarkeit von Baugrunddaten offensichtlich stark eingeschränkt. Einige Literaturstellen liefern zwar Anga-

ben, diese sind jedoch nicht ausreichend, um Extrapolationen belastbar vornehmen zu können. Hinsichtlich der erforderlichen Gründungsmaßnahmen an den geplanten Offshore-Standorten ist die Erkundung des geologischen Aufbaus in seiner Gesamtheit damit zurzeit als nicht ausreichend anzusehen.

Generell besteht der Baugrund in Nord- und Ostsee aus quartären Ablagerungen des Pleistozäns und Holozäns. In diesen Zeiträumen traten wiederholte Wechsel von Kalt- und Warmzeiten auf, die sich stark auf die Ablagerungsprozesse, d.h. auf die Bildung der Schichtenfolge und die Bodenarten der Nord- und Ostsee ausgewirkt haben. Holozäne Böden bestehen überwiegend aus locker bis mitteldicht gelagerten Sanden mit Schluff- und Torfeinlagen und werden als wenig tragfähig bewertet. Demgegenüber sind die tiefer liegenden pleistozänen Böden (dicht bis sehr dicht gelagerte Sande, stark überkonsolidierte Geschiebemergel, Geschiebelehm sowie „Lauenburger Ton“) zum Lastabtrag geeignet.

Unter Berücksichtigung der Entstehungsgeschichte der Böden in Ost- und Nordsee und nach Auswertung der zur Verfügung stehenden Angaben in der Literatur [z.B. 2, 12-17], wurden die in Abb. 6 und 7 dargestellten schematischen Bodenprofile abgeleitet. In den Tabellen 1 und 2 sind die entsprechenden charakteristischen Bodenkennwerte angegeben. Diese sind jedoch nur als mittlere Werte zu verstehen.

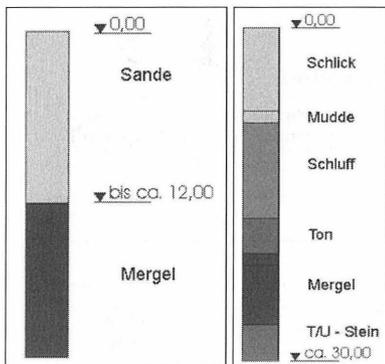


Abbildung 6: Mögliche Bodenprofile in der Ostsee

Tabelle 1: Mittlere charakteristische Bodenkennwerte, Ostsee

Bodenart	Konsistenz / Lagerungsdichte	Wichte γ / γ' [kN/m ³]	Steifemodul E_s [MN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' / c_u [kN/m ²]
Sand	keine Angaben				
Schluff	keine Angaben	16 / 6	1,2	10	5 / < 10
Ton	halbfest - fest	16,5 / 6,5	1,5	15	5 / < 15
Tonstein	steif - halbfest	19 / 9	30	17,5	30 / > 65
Mergel	keine Angaben	22 / 12	30	17,5	25 / bis 50
Mudde	keine Angaben	14 / 4	< 1,5	15	5 / < 15
Schlick	keine Angaben	15 / 5	< 1	10	5 / < 5

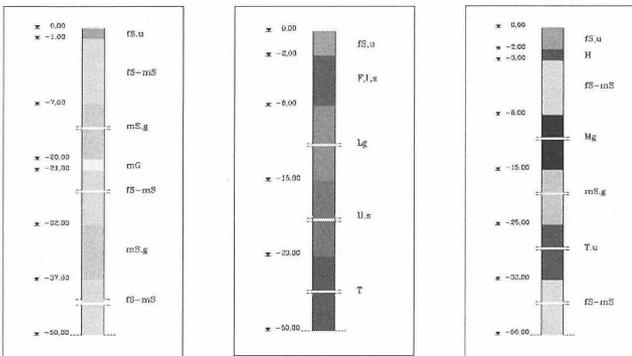


Abbildung 7: Mögliche Bodenprofile in der Nordsee

Tabelle 2: Mittlere charakteristische Bodenkennwerte, Nordsee

Bodenart	Konsistenz / Lagerungsdichte	Wichte γ / γ' [kN/m ³]	Steifemodul E_s [MN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' / c_u [kN/m ²]
Feinsand, schluffig	locker - mitteldicht	19 / 10	40	30	- / -
Fein- bis Mittelsand	mitteldicht - dicht	20 / 11	90	32,5	- / -
Mittelsand, kiesig	dicht	20 / 11	150	37,5	- / -
Mittelkies	dicht	20 / 11	130	35	- / -
Torf	weich	11 / 2	2	15	5 / 20
Mudde	weich	15 / 5	2	15	5 / 10
Geschiebelehm	steif - halbfest	21 / 11	30	30	15 / 50
Geschiebemergel	fest	22 / 12	70	30	25 / 200
Ton	steif - halbfest	19 / 9	10	25	20 / 10
Schluff, sandig	steif - halbfest	18 / 10	8	27,5	- / 30

Aus den jeweils für die Nord- und Ostsee dargestellten sehr unterschiedlichen Bodenprofilen wird deutlich, dass dieser heterogene Untergrund auf der Grundlage von Literaturangaben für einzelne Standorte nicht ausreichend beschrieben werden kann. So ist es natürlich von ausschlaggebender Bedeutung für die Gründungsdimensionierung, ob in der Ostsee bis in Tiefen von 12 m Sande anstehen, die durch Mergel unterlagert werden oder ob die obere Schicht aus Schluff, Mudde und Ton aufgebaut ist (vgl. Abbildung 6). Gleiches lässt sich auch aus der Abbildung 7 für die Nordsee erkennen. Damit sind selbstverständlich auch die in den Tabellen angegebenen charakteristischen Kennwerte kaum für eine belastbare Nachweisführung nutzbar. Allerdings liefern sie Hinweise auf im Rahmen der Baugrunduntersuchungen durchzuführende Versuche. Insbesondere auf die Engstufigkeit der in der Nordsee anstehenden Sande wird im Folgenden noch einzugehen sein (Abbildung 8).

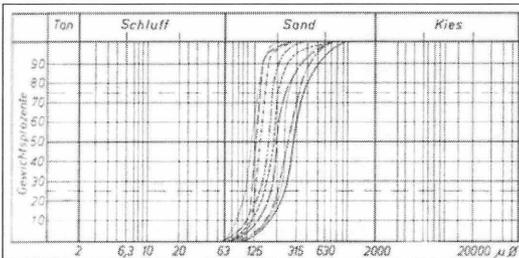


Abbildung 8: Korngrößenverteilung typischer holozäner Sande: Nordsee [13]

Darüber hinaus weist der Untergrund der Nordsee weitere Besonderheiten auf. Von großer Bedeutung für die Rammung von Gründungspfählen ist beispielsweise die mögliche Existenz von Findlingen. Weiterhin haben die während der pleistozänen Eiszeiten entstandenen Rinnensysteme erhebliche Auswirkungen auf den Umfang der Baugrunderkundung und die Gründungssysteme. Die Rinnen können nach den ausgewerteten Unterlagen bis zu 4 km breit und über 400 m tief sein. Bei einer Flankenneigung von 70° stellen sie jedoch im Wesentlichen abrupte Wechsel im Baugrund dar, so dass mit einem sehr differenzierten Baugrundaufbau auf wenige Dekameter zu rechnen ist.

Abbildung 9 zeigt drei mit A, B und C bezeichnete Bereiche in der Deutschen Bucht, in denen die Ausbildung der pleistozänen Rinnen besonders ausgeprägt ist. Wird das Gebiet eines geplanten Windparks von derartigen Rinnen durchquert, so ist eine belastba-

re und umfangreiche Baugrunderkundung erforderlich, die die Grundlage für die Auswahl des jeweils standortspezifischen Gründungssystems der einzelnen Anlage schafft.

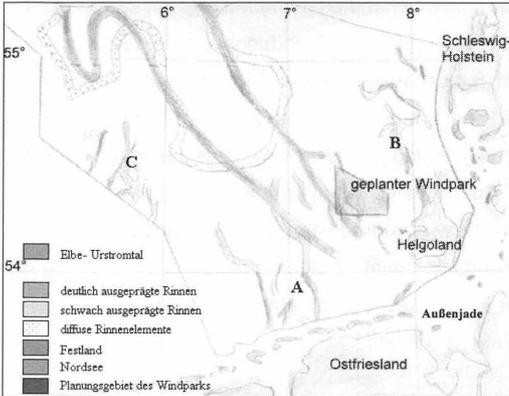


Abbildung 9: Besonderheiten des Baugrundes - Pleistozäne Rinnen

3 EINWIRKUNGEN UND TRAGMECHANISMEN

3.1 Einwirkungen

Generell setzen sich die Einwirkungen auf Windenergieanlagen und deren Gründungen an Land aus dem Eigengewicht der Konstruktion und Konverter sowie dem Wind zusammen. Außer den statischen Lastanteilen ergeben sich infolge der zeitlich veränderlichen Windgeschwindigkeiten, der möglichen Unwuchten des Rotors und der Effekte beim Durchgang der Rotorblätter vor dem Turm dynamische Beanspruchungen. Auf See kommen zusätzlich die Einwirkungen aus Welle, Gischt und Strömung hinzu, die ebenfalls dynamische Beanspruchungen darstellen (vgl. Abbildung 10). Sowohl die statischen als auch die dynamischen Beanspruchungen haben dabei horizontale und vertikale Anteile. Die Einwirkungen können dabei aus verschiedenen Richtungen angreifen.

Auf die Einwirkungen infolge Eis, Schiffsstoß, Kolkung, Transport etc. soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

Bisher wurde nur von wenigen Standsicherheitsproblemen von WEA an Land berichtet. Auch aus dem Nearshore-Bereich liegen keine Hinweise auf Versagensfälle von WEA hinsichtlich der Standsicherheit vor, zumindest konnten in der durchgeführten Literaturrecherche keine gefunden werden. Auf dieser Grundlage stellt sich damit die Frage, ob

Offshore-WEA nicht auf der Grundlage der Erfahrungen an anderen WEA dimensioniert werden können. Betrachtet man sich die bisherigen Ansätze, die der Dimensionierung zugrunde liegen, so ist jedoch festzustellen, dass die Interaktion zwischen der Konstruktion und dem Untergrund nur stark vereinfachend berücksichtigt wurde. Insbesondere aufgrund der sehr viel größeren Bedeutung der dynamischen Beanspruchungen im Offshore-Bereich, der auf hoher See sehr schwierigen und zeitlich begrenzten Installations- und Wartungsarbeiten und des nicht ausreichend geklärten Verhaltens des Baugrundes, ist eine genauere Betrachtung der Interaktionen wünschenswert. Hierbei ist die auf das Erregerspektrum erfolgende Antwort des Gesamtsystems aus Konverter, Überwasserkonstruktion, Unterwasserkonstruktion, Gründungskonstruktion und Baugrund eine zurzeit nur schwierig zu bestimmende Größe. Insbesondere die Interaktion zwischen der Gründungskonstruktion und dem Lastzeitverhalten des Baugrundes ist unzureichend bekannt. Im Folgenden soll daher auf der Grundlage der zurzeit diskutierten Hauptgründungsarten versucht werden, die maßgebenden Fragen der Interaktionen zu formulieren.

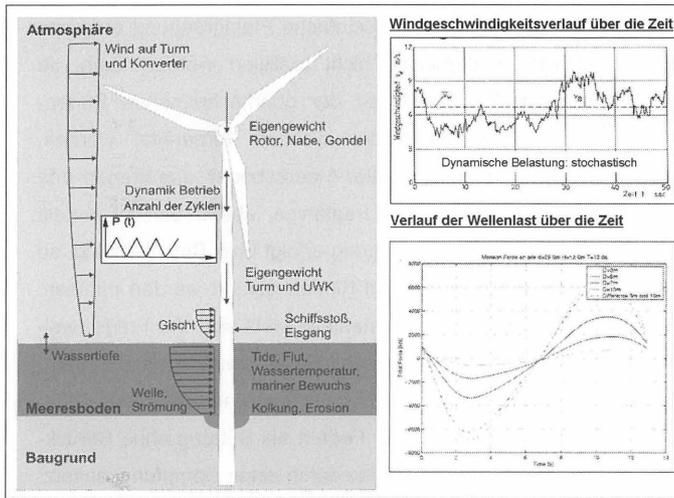


Abbildung 10: Einwirkungen auf eine Offshore-WEA

In Abbildung 10 ist beispielhaft der Verlauf der Windgeschwindigkeit [aus 8] sowie die Wellenlast [aus 10] über die Zeit abgebildet.

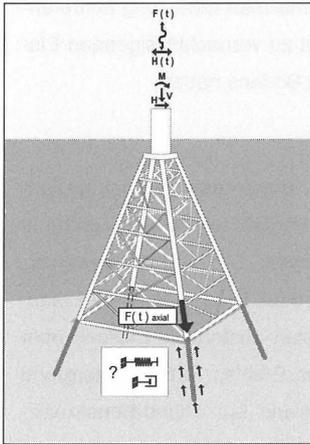


Abbildung 12: Jacket – Konstruktion

Hohe und steife Konstruktionen können aus aufgelösten räumlichen Fachwerkstrukturen, den so genannten Jackets, hergestellt werden. Die Gründungspfähle unter den vier Fußpunkten der Fachwerkstruktur können entsprechend den Belastungsrichtungen geneigt ausgeführt werden. Der Lastabtrag erfolgt hauptsächlich über Mantelreibung und Spitzendruck, die Horizontalanteile dürften aufgrund der Neigung der Pfähle von untergeordneter Bedeutung sein. Unterstellt man den axialen Lastabtrag, so sind jedoch trotzdem die dynamischen Anteile der

Belastung hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Es ist allgemein bekannt, dass durch Rammen und Rütteln von Pfählen die Scherfestigkeiten am Pfahlschaft herabgesetzt werden, so dass ein Einbringen der Pfähle in den Untergrund überhaupt erst ermöglicht wird. Darüber hinaus ist aus den theoretischen Ansätzen der Pfahldynamik und deren praktischer Überprüfung auch bekannt, dass das Verhalten des Bodens mit Federn und Dämpfern beschrieben werden muss. Die Übertragbarkeit derartiger Ansätze auf die Beurteilung der Tragfähigkeiten ist zu überprüfen.

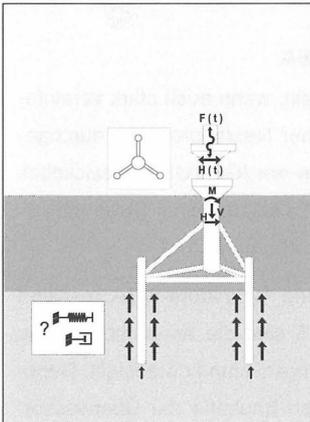


Abbildung 13: Tripod (Dreibein)

Die Konstruktion eines Tripods ist zunächst mit der Konstruktion eines Jackets vergleichbar. Durch die vertikale Anordnung der Pfähle müssen die horizontalen Anteile der Belastungen jedoch durch die seitliche Bettung der Pfähle aufgenommen werden. Generell gelten für die axiale Lastabtragung über die Pfähle die gleichen Anmerkungen wie für die Jackets. Allerdings wird die mögliche mobilisierbare Mantelreibung von den horizontalen Verschiebungsanteilen der Pfähle beeinflusst. Dies ist in den Ansätzen zu be-

rend die Wellenperioden keine größeren Unterschiede aufweisen, ist im Offshore-Bereich mit wesentlich größeren Wellenhöhen zu rechnen. Darüber hinaus ist die anzusetzende Strömung größer. Aufgrund der größeren Wassertiefe weist eine Offshore-WEA eine wesentlich größere freie Standhöhe auf.

Als Grundlage für die Dimensionierung wurde für die Nearshore-WEA ein Pfahldurchmesser von 4 m und für die Offshore-WEA von 6 m zugrunde gelegt. Das oben genannte Dimensionierungsverfahren lässt für die Lagerungsbedingungen im Untergrund lediglich eine starre Einspannung zu. Diese starke Vereinfachung ist hier nur deshalb akzeptabel, weil die Unterschiede in den an der Unterkante der Unterwasserkonstruktion wirkenden Schnittgrößen aufgezeigt werden sollen, die Betrachtungen damit nur vergleichend und nicht absolut sind.

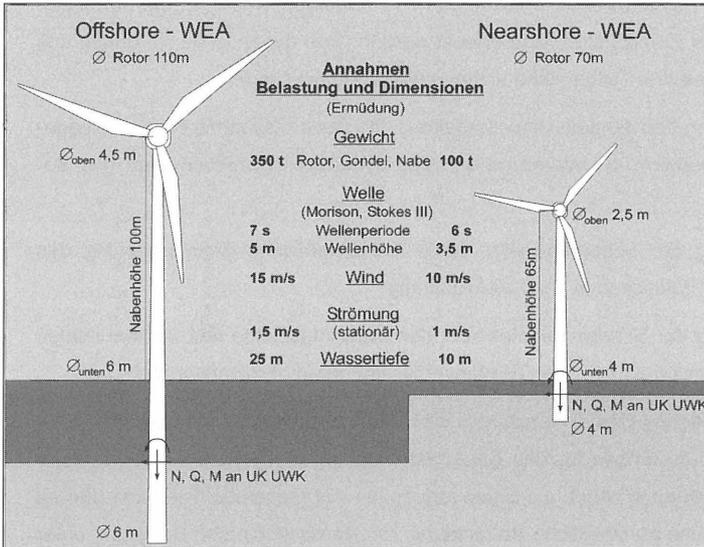


Abbildung 15: Vergleich Offshore-WEA und Nearshore-WEA

In der Tabelle 3 sind die ermittelten Schnittgrößen und Wandstärken zusammengefasst und gegenübergestellt. Ausgehend von dem Nearshore-Bauwerk nehmen die Normalkräfte um den Faktor 3,8, die Querkräfte um den Faktor 3,3 und die Momente um den Faktor 5,9 zu. Ursächlich für die große Zunahme der Momente ist die Belastung durch die Welle. Es bestätigt sich die Erwartung, dass sich die Schnittgrößen überproportional

zur Zunahme der Wassertiefe erhöhen. Eine direkte Übertragbarkeit der Ansätze für Nearshore-WEA erscheint vor diesem Hintergrund zumindest fragwürdig zu sein.

Tabelle 3: Abschätzung von Schnittgrößen und Wandstärken

	N [kN]	Q [kN]	M [kNm]	t [mm] (Spannungsnachweis)	t [mm] (Beulen)
Nearshore WEA	2.940	630	18.470	< 20	47
Offshore WEA	11.280	2.080	108.750	40	67

4 PHÄNOMENE IM BAUGRUND

Wie oben bereits erwähnt, können im Wesentlichen die in horizontaler und vertikaler Richtung wirkenden dynamischen Belastungen zu Phänomenen führen, die durch Ansätze mit statischen Ersatzlasten nicht erfasst werden. Das dynamische Verhalten des Untergrundes hat auf drei Teilbereiche entsprechende Auswirkungen:

- Beeinflussung des dynamischen Verhaltens des Gesamtsystems durch die Lagerungsbedingungen im Untergrund und das dynamische Stoffverhalten des Bodens.
- Veränderung der Scherparameter durch die dynamische Beanspruchung des Bodens am Pfahlschaft in vertikaler Richtung.
- Veränderung der Scherparameter bzw. der Lagerungsdichte des Bodens infolge von Porenwasserüberdrücken (Bodenverflüssigung) in horizontaler Richtung.

Mit der Berücksichtigung des dynamischen Verhaltens des Bodens werden sich in jedem Fall andere Belastungen für den Baugrund ergeben, als mit der Annahme einer (elastischen) Einspannung. Auch die Eigenfrequenzen der Gesamtkonstruktion dürften sich verschieben. Eine ganzheitliche Betrachtung von Konstruktion und Baugrund unter Berücksichtigung realitätsnaher Stoffgesetze für den Boden wäre hier wünschenswert.

Hinsichtlich der axialen Tragfähigkeit der Pfähle ist auf der Grundlage der Beobachtungen aus der Ramm- und Rütteltechnik zunächst davon auszugehen, dass die Tragfähigkeit dynamisch belasteter Pfähle im Vergleich zu einer statischen Belastung reduziert ist. Inwieweit sich die Pfähle im Laufe der Lebenszeit weiter in den Boden einrüteln können, ist zumindest in die Überlegungen einzubeziehen. Ein Vergleich zwischen

den Lastzeitgesetzen aus den Einwirkungen und den Daten von Rüttel- oder Vibrationsbären wäre ein erster Schritt.

Zur Auswirkung von Porenwasserüberdrücken auf die Scherparameter eines Bodens liegen aus den Untersuchungen zur Bodenverflüssigung Erkenntnisse vor. Insbesondere bei feinsandigen und schluffigen Böden können bei dynamischen Beanspruchungen Porenwasserüberdrücke auftreten, die zu einer Bodenverflüssigung und damit zum Verlust der Tragfähigkeit des Bodens führen. In der Abbildung 16 ist ein Kornverteilungsdiagramm mit verflüssigungsgefährdeten Böden dargestellt. Legt man in dieses Diagramm die Kornverteilungen von typischen Sanden der Nordsee hinein (vgl. Abbildung 8), so ist festzustellen, dass diese Sande der Zone 2 zuzuordnen sind. Zur endgültigen Beurteilung fehlen hier jedoch die Maximalbeschleunigungen des Bodens infolge der Belastung. Außerdem ist zu überprüfen, ob eine durch den Pfahl aufgebrachte Beschleunigung einer Beschleunigung infolge beispielsweise Erdbeben gleichzusetzen ist.

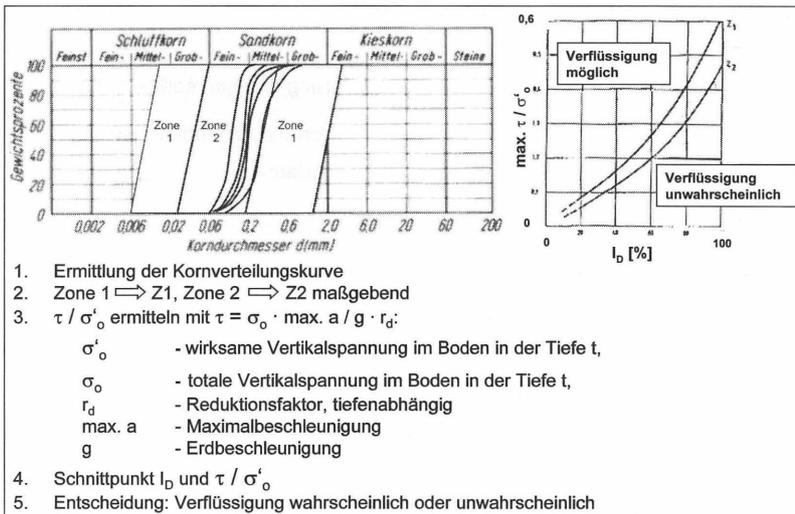


Abbildung 16: Verflüssigungsgefährdete Kornverteilungsbereiche (in Anlehnung an [5, 9])

5 VORAUSSETZUNGEN FÜR EINE WIRTSCHAFTLICHE GRÜNDUNG

5.1 Anforderungen an die Baugrunderkundung

Die zur Berechnung der Gründungskonstruktionen erforderlichen Baugrundkennwerte müssen im Rahmen der Erstellung des standortspezifischen Gründungsgutachtens ermittelt werden. Aufgrund der dynamischen Lastanteile sollten zusätzlich zu den üblichen Erkundungsmaßnahmen (Bohrungen, Sondierungen) insbesondere Maßnahmen zur Ermittlung dynamischer Baugrundkennwerte durchgeführt werden. Im Rahmen der Vor- und Hauptuntersuchungen müssen die entsprechenden Feld- und Laborversuche festgelegt und durchgeführt werden. Für Sonderbauwerke werden nach DIN 4020 [3] 2 bis 4 direkte Aufschlüsse je Fundament gefordert. Die Aufschlusstiefe beträgt für Pfahlgründungen mindestens $3 \cdot$ Pfahldurchmesser unter Pfahlfuß.

Weiterhin sind nach [3] Probelastungen durchzuführen, wenn kein hinreichend abgesichertes Modell für das System Gründung – Baugrund gegeben ist. Erforderlichenfalls sind Probepfähle auszuführen. Im Gründungsgutachten sollte enthalten sein, ob und in welchem Umfang zusätzliche baubegleitende Bodenuntersuchungen sowie baubegleitende Messungen und die Überwachung der Bauausführung erfolgen sollen.

Gemäß der Richtlinie des Germanischen Lloyds [7] sollten die folgenden Untersuchungen an geplanten Offshore – Standorten durchgeführt werden:

- Geologische Erkundungen, Geophysikalische Untersuchungen
- Bohraufschlüsse, Drucksondierungen
- Meeresbodentopografie mit Aufschlüssen über mögliche Hindernisse (Steine)

Dabei sollen mindestens die folgenden Parameter bestimmt werden:

- Reibungswinkel φ' , Wichte unter Auftrieb γ' , Steifemodul E_s ,
- undrainierte Scherfestigkeit c_u , Schubmodul G , Poissonzahl ν

In Tabelle 4 sind die in [9] empfohlenen Untersuchungsverfahren zur Bestimmung von Baugrundkennwerten aufgeführt.

Tabelle 4: Untersuchungsverfahren zur Bestimmung von Baugrundkenndaten

(in Anlehnung an [9])

Verfahren	Ort der Durchführung	Messgrößen, Parameter
Standarduntersuchungen		
Kernbohrung	In situ	Probenahme
Standard Penetration Test		Lagerungsdichte
Spitzendrucksondierung		Lagerungsdichte, Reibungswinkel, Mantelreibung
Seitendrucksondierung / Pressiometer		Steifemodul
Standard - Laborversuche		
Untersuchungen zur Bestimmung baugrunddynamischer Kenndaten		
Auf-, Abzeit- und Durchschallungsverfahren	In situ	Wellengeschwindigkeiten (P- und S-Welle)
Vibroseis-Verfahren		Wellengeschwindigkeit (R-Welle)
Resonanz - Versuch	Labor	Frequenz, Wellenlänge, Wellengeschwindigkeiten (P- und S-Welle), Schubmodul, Poissonzahl, Materialdämpfung
Dynamischer Triaxialversuch		Bewegungen, Spannungen (Spannungs-Schubverformungs-Kennlinie), Wellengeschwindigkeiten (P- und S-Welle)
Dynamischer einfacher Scherversuch		
Dynamischer Torsionsversuch		

Die aufgeführten Anforderungen umfassen die wesentlichen Baugrunduntersuchungen sowie Laborversuche und In situ Versuche. Es darf dabei jedoch nicht außer Acht bleiben, dass belastbare Aussagen nur dann gemacht werden können, wenn diese Untersuchungen für jede einzelne WEA durchgeführt werden. Außerdem sind dynamische Versuche nur in wenigen Baugrundlaboren möglich. Darüber hinaus ist zurzeit noch nicht abzusehen, welche Bodenkennwerte für realitätsnähere Stoffgesetze erforderlich werden. So ist die Untersuchung von Ansätzen zur Beschreibung der Dämpfung im Boden heute noch im Bereich der Forschung angesiedelt.

5.2 Anforderungen an die Dimensionierung / Bemessungsverfahren

Wie oben bereits erwähnt, ist eine ganzheitliche Betrachtung des Systems aus Einwirkung, Konstruktion und Baugrund erforderlich, um die Interaktionen berücksichtigen zu können und optimale Konstruktionen zu entwerfen. Hierzu ist zunächst eine möglichst exakte Beschreibung der Beanspruchungen durchzuführen, die den Berechnungsansätzen zugrunde gelegt werden kann und die erforderlichenfalls durch Messungen zu

bestätigen ist. Weiterhin ist eine möglichst exakte Beschreibung der Konstruktion hinsichtlich der Geometrie und des Stoffverhaltens, einschließlich der Dämpfung im System, erforderlich. Darüber hinaus ist der Baugrund möglichst exakt zu beschreiben und hinsichtlich seines dynamischen Verhaltens in die Berechnungen einzuführen. Um diesen Anforderungen zu genügen, dürften zurzeit nur numerische Modelle für die Dimensionierung geeignet sein. Dabei darf aber nicht unberücksichtigt bleiben, dass komplexe dynamische Stoffgesetze für den Boden nach wie vor nicht Stand der Technik sind und sowohl bindige wie nichtbindige Böden als Baugrund anstehen.

Generell sollte die Gründung der Geotechnischen Kategorie 3 zugeordnet werden und die Nachweise mit der Beobachtungsmethode, d.h. anhand von Prognosen und dem Vergleich mit Messergebnissen, geführt werden.

5.3 Messungen

Die theoretische Beschreibung der Einwirkungen, der Konstruktion und des Baugrundes beinhaltet im Allgemeinen Unsicherheiten, die vor allem bei nur geringen Erfahrungen mit dem Bauwerk einen großen Einfluss haben können. Aus diesem Grund erscheint es erforderlich, für die Gründung von Offshore-WEA die zurzeit in der Planung und im Bau befindlichen Versuchsplattformen und Pfähle auch im Hinblick auf die Gründung und den Baugrund zu nutzen. Dabei dürften außer der genauen Kenntnis des anstehenden Baugrundes vor allem die Verschiebungen, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen und Spannungen der Gründungskonstruktion an mehreren, über die Tiefe angeordneten Messquerschnitten hilfreich für die Erstellung von Stoffgesetzen und die phänomenologische Beschreibung des Baugrundverhaltens sein.

Um die in diesem Beitrag angesprochenen Problematiken näher zu untersuchen, bieten sich also In situ Messungen an realen Gründungskörpern an. Hierfür sollten geeignete Konzepte entwickelt werden.

6 ZUSAMMENFASSUNG / OFFENE FRAGEN / FORSCHUNGSBEDARF

Als Auswahlkriterien für die Gründungen von Offshore-WEA dürften die Wassertiefe, die Untergrundverhältnisse, die See- und Wettereinflüsse (Welle, Strömung, Eis, Wind, begrenzte Bauzeit), der Transport (Installation, Rückbau) sowie die verfügbaren schwimmenden Großgeräte von ausschlaggebender Bedeutung sein. Nach den bisherigen Erkenntnissen sind Pfahlgründungen jedoch geeignet, die Belastungen in den Untergrund

einzuleiten. Die Übertragbarkeit der Bemessungsansätze von Onshore- und Nearshore-WEA auf Offshore-WEA ist ohne eine genaue Überprüfung aufgrund der sehr viel größeren Dimensionen eher fragwürdig. Die Interaktionen zwischen der Konstruktion und dem Baugrund sind gerade infolge der hohen dynamischen Lastanteile von ausschlaggebender Bedeutung für eine optimierte wirtschaftliche Lösung. Die dynamische Beanspruchung von Gründungspfählen für Jacket- und Tripod-Konstruktionen, vor allem aber für Monopiles führt zur Beeinflussung der horizontalen und vertikalen Tragfähigkeit, die nach ersten Überlegungen nicht auf der sicheren Seite liegen, d.h. die Tragfähigkeit im Vergleich zu einer statischen Belastung reduzieren. Insbesondere den Porenwasserüberdrücken und den dadurch beeinflussten Scherparametern scheint dabei eine besondere Bedeutung zuzukommen.

Aufgrund der Finanzierungsmodelle und der großen Stückzahlen der WEA muss das Ziel eine kostengünstige Gründung sein. Das Erreichen dieses Zieles steht zurzeit jedoch noch im Widerspruch zu den vorhandenen belastbaren Kenntnissen zum Verhalten derartiger Konstruktionen im Offshore-Bereich. Neben der Entwicklung realitätsnaher Stoffgesetze für den Baugrund und der Ermittlung der Beanspruchungszustände, sollten daher alle Möglichkeiten genutzt werden, über Messungen das Verhalten der Konstruktion und des Baugrundes zu erfassen.

LITERATURAUSWAHL

- [1] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), www.bsh.de
- [2] DIN 1054, Entwurf 2000, Baugrund; Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- [3] DIN 4020, 1990, Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- [4] Esbeck-Platen, H. H. v.; Ruppert, F. R.
Baugrund- und Gründungsverhältnisse der Umschlaganlagen des Tiefwasserhafens Wilhelmshaven, Vorträge der Baugrundtagung in Braunschweig 1982, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen
- [5] GBT, Teil 1 – Geotechnische Grundlagen, Klein, G.
Bodendynamik und Erdbeben, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [6] GBT, Teil 2 – Geotechnische Verfahren, de Gijt, j. G.
Gründungen im offenen Wasser, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [7] Germanischer Lloyd (GL)
Rules and Regulations, IV Non Marine Technology, Part 2 - Offshore Wind Energy Converters, Hamburg, 1998

- [8] Hau, E.
Windkraftanlagen: Grundlagen, Technik, Einsatz und Wirtschaftlichkeit, Springer Verlag, 1996
- [9] Kerntechnischer Ausschuss (KTA), KTA 2201.2, Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 2: Baugrund, 1990
- [10] Mittendorf, K.; Nguyen, B.; Zielke, W.
Seegang und Seegangbelastung, in Tagungsunterlagen 2. Symposium Offshore-Windenergie, Bau- und Umwelttechnische Aspekte, Forschungsgruppe Gigawind, Hannover, 2002
- [11] Mitzlaff, A.; Uecker, J.
Gründungsstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen, Hansa 11/2002, Schifffahrts-Verlag Hansa C. Schroedter & Co., Hamburg
- [12] Sindowski, K.-H.
Das ostfriesische Küstengebiet: Inseln, Watten und Marschen, Sammlung geologischer Führer, Berlin-Stuttgart, 1973
- [13] Streif, H.
Das ostfriesische Küstengebiet: Nordsee, Inseln, Watten und Marschen, Sammlung geologischer Führer, Gebr. Borntraeger, Berlin-Stuttgart, 1990
- [14] Streif, H.
Deutsche Beiträge zur Quartärforschung in der südlichen Nordsee, Geologisches Jahrbuch, Heft 146, 1996
- [15] Streif, H.
Kurzbericht zur oberflächennahen Schichtenfolge im Bereich eines geplanten Windparks in der Deutschen Bucht, Hannover, 2000
- [16] Streif, H.; Köster, R.
Zur Geologie der deutschen Nordseeküste, Die Küste, Heft 32, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Hamburg, 1978
- [17] Wiemann, J.; Lesny, K.; Richwien, W.
Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, Heft 29, Verlag Glückauf GmbH, 2002

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Dipl.-Ing. Matthias Schallert

IGB-TUBS

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Vergleich von Hochhausgründungen in Wien

Dipl.-Ing. Dr. techn. Robert Hofmann

1. EINLEITUNG

In den letzten Jahren wurden in Wien (nahe der Donau) einige Hochhäuser (Bild 1) errichtet. Die Fundierung erfolgte mit Pfählen, kombinierten Pfahlplattengründungen, Pfahlkästen und Schlitzwandkästen. Es sind dies u.a. der Millennium Tower, Ares Tower, Andromeda Tower, Mischeck – Hochhaus, Twin Tower, Hochhaus Neue Donau und das IZD - Hochhaus (Tabelle 1). Zusätzlich werden zum Vergleich die geotechnischen Messdaten der Kastenfundierungen von zwei Donaubrücken in Niederösterreich (Tulln und Pöchlarn) vorgestellt. Im Zuge einer Forschungsarbeit wurde eine Vielzahl von 1g- Modellversuchen und FE – Berechnungen mit Pfahlkästen, Pfahlgruppen, kombinierten Pfahlplattengründungen und Einzelpfählen in Sand durchgeführt. Der Schwerpunkt der Versuche bestand darin, Zusammenhänge zwischen dem Trag- und Setzungsverhalten der Kästen und der Interaktion Pfahl-Rostplatte-Boden zu finden. Dabei wurden drei unterschiedlich große Modellkästen verwendet, wobei einer eine vereinfachte Abbildung der Fundierung einer Donaubrücke darstellte.

2. UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE

Alle diese Hochhäuser mit Ausnahme des Twin Tower befinden sich im Nahbereich der Donau und sind relativ nahe nebeneinander situiert.

Die Untergrundverhältnisse sind bei den Wiener Projekten sowie bei den Brücken in Niederösterreich jeweils miteinander vergleichbar. Bei den Bauvorhaben an der Donau in Wien liegen im wesentlichen folgende Untergrundverhältnisse vor:

Es liegen unter einer Anschüttung Auböden (Aulehm und Ausand). Darunter folgen die quartären sandigen Kiese ("Donauschotter") in vorwiegend mitteldichter bis dichter Lagerung. Dieses Schichtpaket wird von tertiären Sedimenten (sog. "Wiener Tegel") unterlagert. Es überwiegen sandige bis tonige Schluffe mittlerer Bildsamkeit. Nur die Fundierung des Mischek – Hochhauses erfolgte in den Kiesen. Alle anderen Hochhäuser sind in den tertiären Sedimenten gegründet.



Bild 1: Hochhäuser an der Donau

Bei der Donaubrücke Tulln besteht der Untergrund aus quartären Donauschottern (primär sandige Kiese mit Steinen). Darunter folgt der tertiäre Schlier, welcher unverwittert grau gefärbt ist. Dieser besteht im wesentlichen aus tonigen Schluffen mit relativ geringem Tonanteil. Die geologisch überkonsolidierten Sedimente sind in den obersten Dezimetern etwas angewittert (Braunfärbung) bzw. aufgelockert und weisen mit zunehmender Tiefe örtlich felsartigen Charakter auf.

Aus bodenmechanischer Sicht befinden sich näherungsweise ähnliche Untergrund-

Bauvorhaben	Höhe (m)	Setzung (mm)	Fundierung
Millennium Tower	202	18	KPP
Andromeda Tower	102	28	KPP
Ares Tower	88	40	KPP
Twin Tower	137	30	SW - Kästen
Mischek Hochhaus	120	55	SW - Kästen
IZD - Hochhaus	127	20	SW - Kästen
UNO – City	59 - 116	18 - 42	SW - Kästen
Neue Donau	110	41	Kästen und Pfähle
Donaubrücke Pöchlarn	Last (MN) 45	9	Pfahlkästen
Donaubrücke Tulln	Last (MN) 37 – 177	9 - 25	Pfahlkästen

Tabelle 1: Bauvorhaben, Höhe, Setzung, Fundierung (SW – Kästen = Schlitzwandkästen)

verhältnisse im Bereich des Strompfeilers der Donaubrücke Pöchlarn . Unter diesem stehen unterhalb der quartären sandigen Kiese die ²Melker Sande² an. Dabei handelt es sich um überkonsolidierte tertiäre Sedimente, in denen schwach schluffige Sande überwiegen, jedoch auch sandige Schluffe vorkommen.

3. VERGLEICH DES TRAG- UND SETZUNGSVERHALTENS

Das Bild 2 zeigt den Vergleich der Kastenfundierungen (Pfahl- und Schlitzwandkästen) der Wiener UNO - City und der Donaubrücken in Niederösterreich mit der kombinierten Pfahl-Plattengründung des 202 m hohen Millennium Towers in Wien.

Die Last - Setzungen sind in dimensionsloser Darstellung aufgetragen. Die Parameter Last und Setzung der Kästen wurden auf die gewählten Größen A (= Gründungsfläche), d (= Pfahldurchmesser) sowie g (= Mittlere Dichte des Baugrundes) bezogen, so dass dimensionslose Parameter entstehen. Es handelt sich hierbei um einen relativ vereinfachten Vergleich, bei dem die Eigenschaften des Untergrundes nur mit einem Parameter vertreten sind.

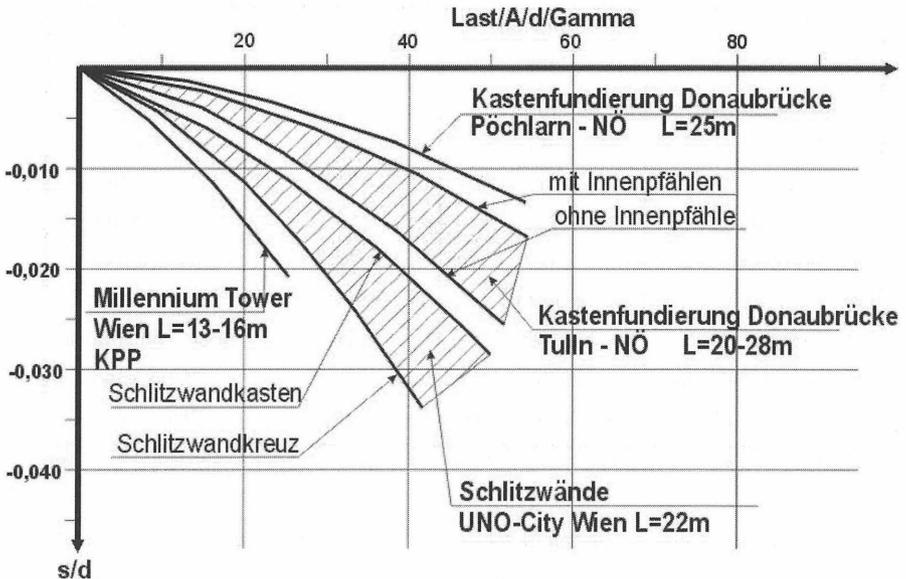


Bild 2: Vergleich von Kastenfundierungen mit der KPP des Millennium Tower

Bild 3 zeigt einen Vergleich des Last – Setzungsverhaltens der Hochhäuser welche mit einer kombinierten Pfahl – Plattengründung gegründet wurden. Lediglich das Bauwerk Business Park wurde mittels einer Pfahlgründung fundiert. Eine Gegenüberstellung des Last – Setzungsverhaltens der mit Schlitzwandkästen gegründeten Hochhäuser zeigt das Bild 4.

Beim IZD – Hochhaus erfolgte das Abteufen der Schlitzwände (Bild 5) mit einer Leerstrecke etwa vom Straßenniveau aus. Dadurch dürfte ein Verdübelungseffekt des Untergrundes beim Baugrubenaushub entstanden sein. Und somit die Entlastung der Baugrubensohle durch den Aushub minimiert worden sein. Beim Millennium Tower wurde eine Hebung der Baugrube registriert die ungefähr der Setzung des Bauwerkes nach Rohbauende entsprach. Die geologische Vorbelastung im Bereich der Donau (in Wien) ist größer als beim Twin Tower . Dieser ist am Laaerberg (südlich der Donau) situiert. Ansonsten sind die Lasten und die Gründungen (SW - Kästen) miteinander vergleichbar. Erkennbar ist, dass mit Erreichen der geologischen Vorbelastung auch ein Abfall in der Last – Setzungskurve (Bild 6) erkennbar ist. Die geologische Vorbelastung

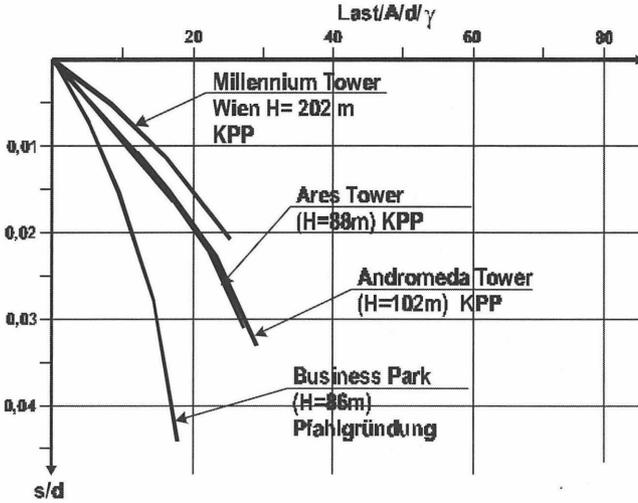


Bild 3: Vergleich der kombinierten Pfahl - Plattengründungen

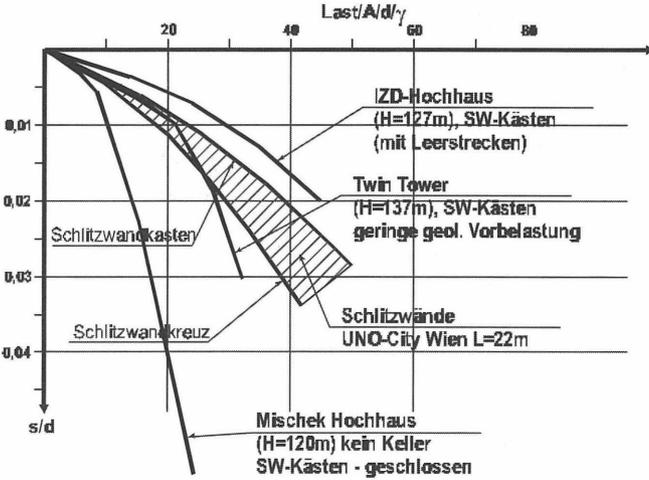


Bild 4: Hochhausgründungen mit Kastenfundierungen

für den Bereich bei der Donau kann größenordnungsmäßig mit etwa 500 –600 kN/m² angenommen werden.

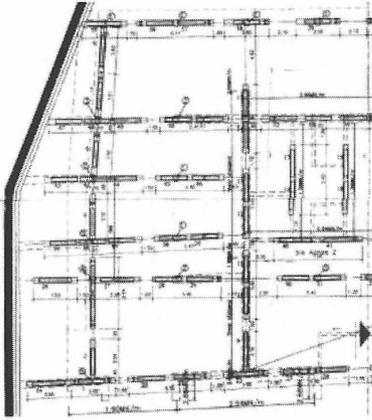


Bild 5: Schlitzwandkästen IZD - Hochhaus

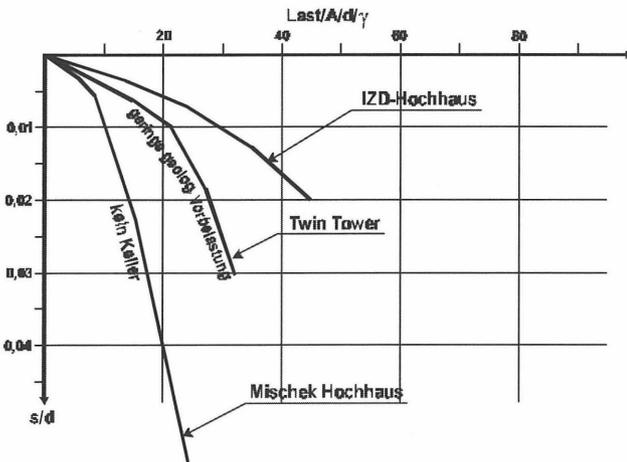


Bild 6: Vergleich von Kastenfundierungen mit verschiedener geologischer Vorbelastung des Untergrundes und Fundierungstiefe

Das Mischek – Hochhaus zeigt das ungünstigste Trag-Setzungsverhalten, im Vergleich zu den anderen Bauwerken, da dieses Bauwerk über keinen Keller verfügt. Dadurch sind die zusätzlichen Spannungen im Untergrund deutlich größer als bei den anderen Bauvorhaben. Die höhere Lage der Gründung dürfte u.a. auch die Ursache für die relativ großen

Mitnahmesetzungen (Bild 7) sein. Bei den anderen Hochhäusern, welche im tertiären Untergrund gegründet wurden, konnten Mitnahmesetzungen dieser Größenordnung nicht festgestellt werden.

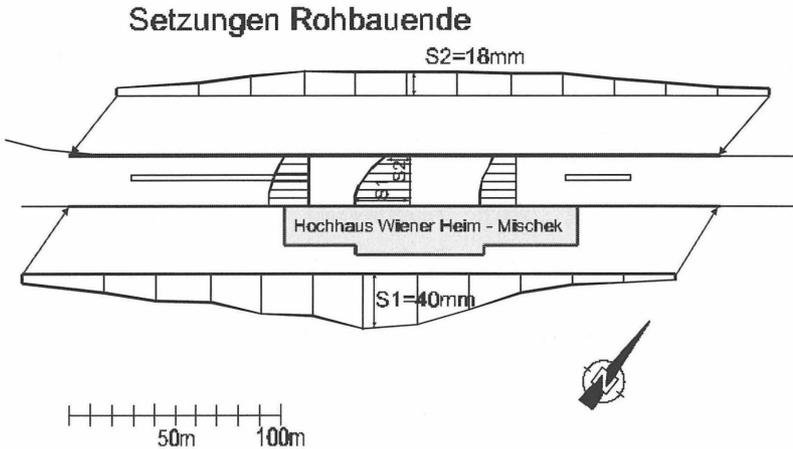


Bild 7: Die Setzungen im Bereich des Mischek Hochhauses bei Rohbauende

In den Tabellen 2 und 3 sind die Lasten und die Setzungen der Kastenfundierungen der UNO – City und der Donaubrücke Tulln zusammengefasst.

Pfeiler	Last	Gründungsfläche	Setzung
A2 ZK2	249 MN	422 m ²	19 mm
A ST 3	180 MN	227m ²	24 mm
U1 ST 5	121 MN	181 m ²	26 mm
U2 ST 2	87 MN	145 m ²	18 mm

Tabelle 2: Setzungen der Schlitzwandkästen UNO - City

Pfeiler	Last	Pfähle	Setzung
10	37 MN	16 (1 Zelle)	9 mm
20	57 MN	20 (1 Zelle)	25 mm
30	177 MN	56 (3 Zellen)	21 mm

Tabelle 3: Setzungen der Pfahlkästen der Donaubrücke Tulln

LITERATUR

- Borowicka, H.(1979): Gründung und Setzung der Wiener UNO-City, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien, Heft 16.
- Brandl, H. (1990) Geotechnisches Gutachten über die Fundierung der Donaubrücke Tulln – West. Unveröffentlicht.
- Brandl, H. & Hofmann, R (1999): Die Fundierung des 202 m hohen Millennium Tower in Wien. 2. Österreichische Geotechnik Tagung in Wien.
- Brandl, H. & Hofmann, R. (2002): Tragfähigkeits- und Setzungsverhalten von Kastenfundierungen. Forschungsbericht. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie. Wien.
- Hofmann, R. (2001): Trag- und Setzungsverhalten von Pfahlkästen. Dissertation, Technische Universität Wien.
- Hofmann, R. & Brandl, H. 2002: Das Trag- Setzungsverhalten von Pfahlkästen. 12. Donaueuropäische Konferenz. Passau.
- Hofmann, R. & Fischer, C. (2002): Geotechnische Messungen an der neuen Donaubrücke Pöchlarn. 12. Donaueuropäische Konferenz. Passau.
- Hofmann, R. & Fischer, C. (2002): Innovative Messungen an einer Hochhauspfahlgründung in Wien. Messen in der Geotechnik. Braunschweig 2002.
- Hofmann, R. (2002): Vergleich von Kasten-, Pfahlgruppen- und kombinierten Pfahlplattengründungen. Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz.
- Würger, E. (1992 – 2002): Geotechnische Gutachten und Setzungsmessungen der Hochhäuser Ares Tower, Andromeda Tower, Mischek – Hochhaus, Twin Tower, Hochhaus Neue Donau und IZD Hochhaus. Unveröffentlicht.

Dipl.- Ing. Dr. techn. Robert Hofmann

Ingenieurbüro Dr. Hofmann

R. Hochmayergasse 28/40

A-2380 Perchtoldsdorf

Tel: +43 1 8658943

RUFUS - Re-Use of Foundations on Urban Sites

Ein EU-Projekt zur Wiedernutzung von Fundamenten

Dipl.-Geophys. Ernst Niederleithinger, Dipl.-Ing. Alexander Taffe

& Dipl.-Ing. Matthias Behrens

Die mittlere Lebensdauer von Gebäuden in größeren Stadtzentren wird immer geringer. Sie liegt inzwischen in vielen europäischen Großstädten bei unter 30 Jahren. Der Abriss insbesondere auch der Fundamente ist sehr schwierig, da die Konstruktion oft nicht vollständig dokumentiert ist und andere Objekte (benachbarte Fundamente, Leitungen etc.) beschädigt werden können. Zudem entsteht durch Verkehr, Lärm, Staub und Energieaufwand eine Belastung für Bevölkerung und Umwelt.

Es ist daher wünschenswert, Fundamente soweit wie möglich für neue Bauwerke zu nutzen. Hierfür werden aber neue Methoden zur Bestandsaufnahme, Untersuchung, Tragfähigkeitsberechnung und Dokumentation benötigt.

Die sich hieraus ergebenden Fragestellungen sollen in dem EU-geförderten internationalen Forschungsvorhaben RUFUS (Re-Use of Old Foundations on Urban Sites) untersucht werden. Koordinator ist das Building Research Establishment (BRE, Watford, UK). Beteiligt sind sowohl Forschungseinrichtungen als auch Ingenieurbüros und Bauunternehmen aus Großbritannien, Frankreich, Schweden, Griechenland und Deutschland. Zielrichtung ist sowohl die Untersuchung existierender Gründungen als auch die möglichst optimale Ausrichtung neu zu bauender Fundamente im Hinblick auf eine spätere Umnutzung.

Neben bau- und gründungstechnologischer Forschung sowie der Entwicklung von Messverfahren werden auch Betrachtungen zu versicherungsrelevanten Aspekten durchgeführt.

Die BAM leitet das Arbeitspaket „Materials“, das sich zum großen Teil mit zerstörungsfreien Prüfverfahren für Fundamente und dabei insbesondere Gründungspfählen beschäftigen wird. Da Möglichkeiten zur internen Prüfung (Crosshole Sonic Logging etc.) bei existierenden Fundamenten kaum gegeben sind, liegt der Schwerpunkt auf externen Prüfverfahren wie der Integritätsprüfung, der Parallel-Seismic-Methode oder dem Bohrlochradar.

Ein weiteres Thema ist die Untersuchung von Fundamentplatten mit Ultraschall, Radar, Impakt-Echo und dem Impulse-Response-Verfahren.

Kontakt:

Dipl.-Geophys. Ernst Niederleithinger

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)

Fachgruppe IV.4 „Zerstörungsfreie Schadensdiagnose und Umweltmessverfahren“

Unter den Eichen 87, D 12205 Berlin, Tel. +49 (0)30 8104-4228, Fax -1447

Ernst.Niederleithinger@bam.de

Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

- | | | |
|----------|------------------------------|--|
| 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 Pfahlprüfmethoden**, 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. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. u.a. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen** - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfner, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**, Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W. Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**, Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiedükers**, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W. Hemker, O. Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W. Meier, K. **Dynamische Pfahltests**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Dissertation, 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993



IGB-TUBS

- 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
- 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**, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.
 Gattermann, J.
 Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**, Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.
 Bachmann, M.
 Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998
- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen** -, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.
 Ernst, U.
 Huch, T.
 Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.
 Gattermann, J.
 Plaßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
 Rosenberg, M.
 Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.
 Huch, T.
 Kirsch, F.
 Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000



IGB-TUBS

- Nr. 67 Plaißmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Phahlintegritätsprüfungen**, 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 2001
- Nr. 71 Stahlmann, J.
 Fritsch, M.
 Kirsch, F.
 Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2003**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003

DGGT

Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

Das IGB-TUBS im Internet

Willkommen im WWW-Service des

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. JOACHIM STAHLMANN

IGB TUBS · Gaußstraße 2 · 38106 Braunschweig · E-Mail igb@tu-bs.de · Telefon (0531) 391-2730 · Fax -4574

Aktuelles zu den Lehrveranstaltungen

Der nächste Vortrag im Seminar für Grund- und Tunnelbau:
23.01.2003, 13.15 Uhr im Hörsaal SN 19.3:

Dipl.-Ing. P. Middendorp
profund, Waddinxveen, Niederlande
Praktische Anwendungen und Entwicklungen bei Statnischen Probebelastungen

[Gesamtübersicht des Seminars](#)

Tagungsankündigungen

Pfahl-Symposium 2003
(20. - 21. Februar 2003 in Braunschweig)
[Flyer - Programm/Anmeldeformular \[ps2003.pdf / 135 kB\]](#)

Workshop Dynamische Pfahlprüfungen
(19. Februar 2003 in Braunschweig)
Leider ist die max. Teilnehmerzahl erreicht.
Anmeldungen können nicht mehr entgegen genommen werden.

Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu allen Technischen Universitäten, Fachhochschulen und geotechnischen Nachbarinstituten im deutschsprachigen Raum) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

<http://www.tu-bs.de/institute/igb>

