

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Bergholz, Katharina; Herten, Markus
Proberammungen und Probelastungen von
Spundwänden am DEK-Nord

BAWMitteilungen

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102565>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bergholz, Katharina; Herten, Markus (2012): Proberammungen und Probelastungen von Spundwänden am DEK-Nord. In: BAWMitteilungen 95. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 125-138.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Proberammungen und Probelastungen von Spundwänden am DEK-Nord

Driving Tests and Load Tests on Sheet Pile Walls on the DEK (north)

Dipl.-Ing. Katharina Bergholz, Dr.-Ing. Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau

Im Zuge von Ausbau- und Instandsetzungsmaßnahmen am Dortmund-Ems-Kanal (DEK) sollen drei Spundwand-schleusen sowie eine Vielzahl von Uferwänden und Baugrubenverbauten in Spundwandbauweise errichtet werden. Um den Erfolg bautechnischer Verfahren einschätzen und Bauteilwiderstände festlegen zu können, wurden im Jahr 2011 Proberammungen sowie Probelastungen an Verpressankern, Mikroverpress-pfählen und Spundbohlen durchgeführt. Der Umfang der Proberammungen und die Rückschlüsse auf die Rammbarkeit der quartären und tertiären Sedimente (unterschiedlich dicht gelagerte Sande, Geschiebemergel, Tonmergelstein) werden präsentiert. Außerdem kamen Zug- und Druckversuche an Doppelbohlen zur Ausführung, um die vertikale Tragfähigkeit in Form von Mantelreibung und Spitzendruck zu bestimmen. Vergleichende dynamische Probelastungen haben eine gute Übereinstimmung gezeigt. Es wurde beobachtet, dass die Mantelreibung bei Zug geringer ist als unter Druckbelastung. Unterschiedliche Erklärungsansätze für dieses Phänomen werden angeführt. Darüber hinaus wird ein Vergleich der ermittelten Tragfähigkeiten mit Ergebnissen vorhandener Bemessungsverfahren angestellt.

As part of the extension and repair work on the Dortmund-Ems canal (DEK) it is planned to construct three sheet pile locks and install numerous bank walls and construction pit walls using the sheet piling method. In order to assess the success of building methods and to define structural component resistances, sheet pile driving tests and load tests on ground anchors, tension piles and sheet piles were carried out in the year 2011. The extent of the driving test programme and the conclusions on the drivability of the quaternary and tertiary sediments (sands of different compactness, glacial till, clayey marlstone) are presented. Axial compression

and pull-out tests were performed on double sheet piles in order to determine the vertical load bearing capacity in terms of skin friction and base resistance. Comparative dynamic load tests produced similar results. The shaft capacity in tension was shown to be inferior to that under static compressive loading. Different approaches are used to explain this phenomenon. In addition, the bearing capacities achieved are compared with the results of existing design methods.

1 Einleitung *Introduction*

1.1 Veranlassung *Motivation*

Der Dortmund-Ems-Kanal (DEK) ist die rund 270 km lange Bundeswasserstraße zwischen dem Dortmunder Stadthafen (Nordrhein-Westfalen) und Papenburg/Ems (Niedersachsen) und verbindet damit das östliche Ruhrgebiet mit dem Seehafen Emden. Die zum Teil rund 100 Jahre alten Anlagen und die Anforderungen der modernen Güterschifffahrt machen die Durchführung von Instandsetzungs- bzw. Ausbaumaßnahmen am DEK erforderlich. Im Zuge dessen plant das Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Datteln im Bereich der DEK-Nordstrecke (von der Mündung des Mittellandkanals bis Papenburg/Ems) den Neubau von fünf Schleusen mit Hubhöhen von 3,4 m bis 8,1 m. Vorgesehen sind der Bau von zwei Schleusen in Massivbauweise mit Sparbecken (Gleesen, Bevergern) und drei Spundwandschleusen (Venhaus, Hesselte, Rodde) sowie die Errichtung einer Vielzahl von Uferwänden und Baugrubenverbauten in Spundwandbauweise. Um für die Entwurfsplanung erforderliche Bauteilwiderstände festlegen und den Erfolg bautechnischer Verfahren

besser einschätzen zu können, wurden im Jahr 2011 an drei der fünf Schleusenstandorte Proberammungen und Probelastungen durchgeführt.

Im Zuge der Proberammungen wurde die Rammbarkeit der in der Vorplanung ermittelten Spundwandprofile untersucht und die Eignung verschiedener Einbringhilfen geprüft. Für die Rückverankerung der späteren Baugrubenwände bzw. die Auftriebssicherung der Unterwasserbetonsohlen wurde die äußere Tragfähigkeit von Verpressankern (Litzenanker) und Mikroverpresspfählen (Gewi-Pfähle) anhand von Zugversuchen ermittelt. Ergänzt wurde das Programm durch statische und dynamische Probelastungen an Spundwandprofilen zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit.

1.2 Geologische Randbedingungen *Geological conditions*

Am südlichen Rand des norddeutschen Tieflands gelegen, bedecken Ablagerungen des Quartärs fast durchgängig die älteren geologischen Schichten und bestimmen so weitestgehend die heutige Morphologie des DEK-Nord. Die Lockergesteine des Quartärs haben ihren Ursprung vornehmlich in den Eiszeiten des Pleistozäns. Im Übergang zum Holozän wurden diese Ablagerungen flächenhaft von Flugsanden überdeckt. Folglich wird der Baugrund geprägt durch unterschiedlich dicht gelagerte Sande, Geschiebemergel als Hinterlassenschaft der glazialen Grundmoräne sowie das an der Quartärbasis anstehende sedimentäre Festgestein der Kreidezeit.

Bild 1 zeigt vereinfachte Baugrundschnitte von den drei untersuchten Standorten Bevergern, Venhaus und Gleesen. Neben den Verläufen der Baugrundsichtung sind die jeweils ausgeführten Maßnahmen in jedem Schnitt symbolhaft in ihrer Lage mit Höhenbezug angedeutet.

2 Zugversuche an Ankern und Pfählen *Pull-out tests on anchors and piles*

Um die Herausziehwiderstände von Verankerungselementen im anstehenden Baugrund zu ermitteln, sind an den drei Standorten Zugversuche an Litzenankern und Mikroverpresspfählen durchgeführt worden. In planungsrelevanten Schichten wurden mindestens drei

Verpressanker mit neun Litzen ($\varnothing 0,6''$) und 5 m bzw. 9 m Verpresskörperlänge hergestellt, nach den Vorgaben der DIN 4125 oberhalb der planmäßigen Krafteinleitungsstrecke freigespült und in diesem Bereich zusätzlich mit Bentonit verfüllt. In Anlehnung an DIN 4128 wurden auch Mikroverpresspfähle mit GEWIs ($\varnothing 75$ mm) hergestellt, allerdings sind diese wie die Anker mit begrenzter Krafteinleitungsstrecke (3 m, 6 m und 12 m) und bentonitverfüllter freier „Pfahllänge“ ausgebildet worden, um den Herausziehwiderstand in einer ausgewählten Schicht prüfen zu können. Aus diesem Grund sind die Pfähle in Bild 1 als „vertikale Anker“ dargestellt und sind auch als solche geprüft worden. Im Folgenden werden sie jedoch als Pfähle bezeichnet.

Im Anschluss an die Herstellung wurden die Anker und Pfähle bis zum Bruch belastet. Um den Einfluss von sich häufig wiederholenden nicht dynamischen Lasten auf das Tragverhalten, insbesondere die Gebrauchstauglichkeit, zu untersuchen, wurden an zwei von jeweils drei baugleichen Ankern bzw. Pfählen Schwelllastversuche nach DIN 4125 (20 Zyklen zwischen dem 0,5-fachen und 1,0-fachen der Gebrauchslast) durchgeführt, bevor auch diese Verankerungselemente schrittweise bis zum Versagen gezogen wurden.

Die im Rahmen der Vorgutachten abgeschätzten Tragfähigkeiten wurden durch die Zugversuche meistens übertroffen oder zumindest bestätigt. Die Bruchlast für einen Pfahl im Tonmergelstein von Venhaus beispielsweise konnte bei einer Mindestverankerungslänge im Fels von 4 m von 800 kN auf 1800 kN angehoben werden. Die Schwelllastversuche haben gezeigt, dass der Effekt der Be- und Entlastungszyklen im Hinblick auf die eingetretenen Verformungen bei den Ankern deutlich stärker ist als bei den Pfählen.

3 Proberammungen *Sheet pile driving tests*

3.1 Zielstellung *Objective*

Die Proberammungen hatten unter anderem zum Ziel, die Rammbarkeit der anstehenden Böden im Vorfeld der weiteren Schleusenplanung zu untersuchen. Im Fokus der Untersuchungen standen die sehr dicht gelagerten

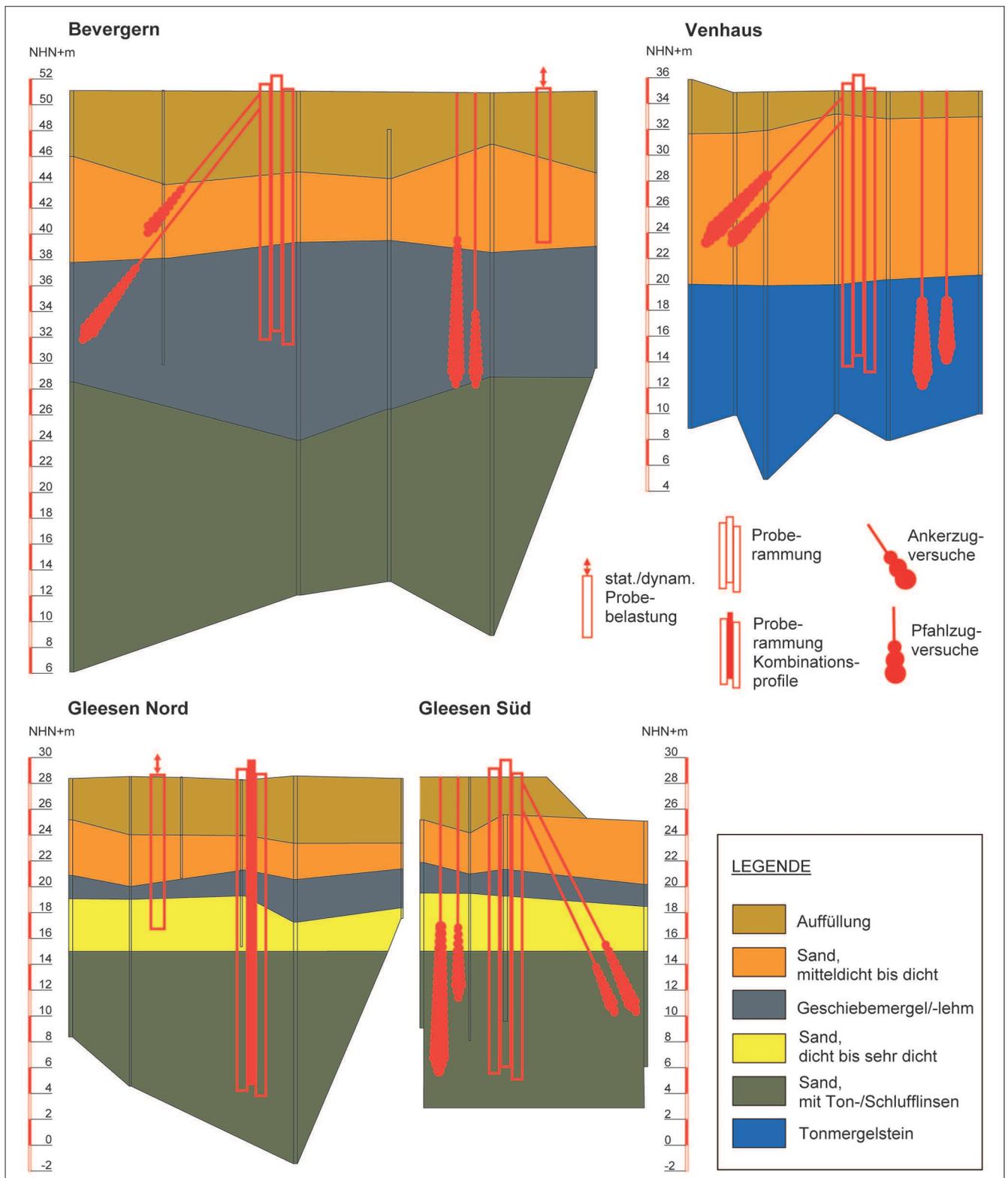


Bild 1: Baugrundschnitte von Bevergern, Venhaus und Gleesen
 Figure 1: Ground cross sections of Bevergern, Venhaus and Gleesen

Sande in Gleesen, der in Bevergern und Gleesen vorhandene, erfahrungsgemäß mit Steinen und Blöcken durchsetzte Geschiebemergel sowie der in Venhaus in relativ geringer Tiefe anstehende Tonmergelstein. Auf

Grund der Ähnlichkeit der Baugrundverhältnisse an den Standorten Hesselte und Rodde wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der drei untersuchten Schleusenstandorte übertragen werden können.

3.2 Durchführung

Realisation

Unter Einsatz verschiedener Rammhilfen (Lockerungsbohrungen, Niederdruckspülung, Hochdruckvorschneidetechnik) wurden die im Zuge der Entwurfsplanung ermittelten Profilklassen schlagend mit einem Hydraulikrammbär (IHC S70) bzw. vibrierend mit einem Hochfrequenzrüttler (MS 32 HFV) eingebracht. So wurden zum einen leichte bis mittelschwere Profile (PU 12, PU 18, PU 22) für spätere Uferspundwände und Sparbeckenbaugrubenwände gerammt und zum anderen die Rammbarkeit des schweren Profils AZ 46 für den Einsatz als Baugrubenspundwand für die Schleusenhäupter bzw. als Kammerspundwand für die Spundwand-schleusen getestet. Zusätzlich wurden Kombina-

tionsprofile (HZ 1080M-A-12 + AZ 18) gerammt, deren Verwendung als Baugrubenspundwand im Falle der Schleusen mit den größten Hubhöhen (Gleesen und Bevergern) in Betracht gezogen wird. Die Längen der einzubringenden Bohlen variierten zwischen 12 m und 25 m.

Tabelle 1 liefert eine Übersicht über die an den drei Standorten geramten Spundwandprofile, die angewendeten Rammverfahren und Einbringhilfen sowie die erzielten Rammerfolge. Letztere werden in Venhaus quantifiziert als Eindringtiefe in den Tonmergelstein, in Bevergern und Gleesen in Form der erzielten Einbringtiefe im Verhältnis zur Profillänge.

	Rammverfahren	Einbringhilfe				Einbringtiefe	Bemerkung
		ohne	LB	NDS	HVT		
Gleesen						[% der Profillänge]	
PU 12	schlagend	x	x	x	x	70..100 %	Tragbohlen tlw. aus der Achse, daher keine Schlosstreue, z. T. Schlosssprengung
PU 12	vibrierend	x	x	x	x	85..100 %	
AZ 46	schlagend		x	x	x	100 %	
HZ 1080M-A-12	schlagend	x		x	x	100 %	
HZ 1080M-A-12	vibrierend	x		x	x	100 %	
AZ 18	schlagend	x		x	x	40...80 %	
AZ 18	vibrierend	x		x	x	50...80 %	
Bevergern						[% der Profillänge]	
PU 22	schlagend	x	x	x	x	95..100 %	zum Großteil verfahrensbedingte Abweichungen
PU 22	vibrierend	x	x	x	x	95..100 %	
AZ 46	schlagend	x				100 %	
AZ 46	vibrierend	x				95..100 %	
Venhaus						[m im TMeSt]	
PU 18	schlagend	x	x	x	x	1,5...2,9 m	
PU 18	vibrierend	x	x	x	x	0,6...5,7 m	
AZ 46	schlagend	x		x	x	1,9...3,5 m	
AZ 46	vibrierend	x		x	x	0,5...3,75 m	

LB ... Lockerungsbohrung NDS ... Niederdruckspülung HVT ... Hochdruckvorschneidetechnik

Tabelle 1: Ergebnisse der Proberammungen am DEK-Nord
 Table 1: Results of the sheet pile driving tests on DEK (north)

3.3 Auswertung

Evaluation

Die an allen Standorten unter der Auffüllung anstehenden mitteldicht bis dicht gelagerten Fein- bis Mittelsande stellten hinsichtlich der Rammbarkeit keine Probleme dar. Der Einsatz der Einbringhilfen hatte in den oberen Sanden keinen nennenswerten Einfluss auf den Rammvorgang und liefert damit keinen zusätzlichen Nutzen. Auch die beiden Rammverfahren unterschieden sich lediglich im Hinblick auf die Zeit – mit einem Faktor von im Mittel 3 bis 6 ist die Vibrationsrammung der schlagenden Rammung in den oberen Sanden zeitmäßig überlegen. Die darunter folgenden Baugrundsichten müssen stärker differenziert werden.

Trotz des in Bevergern vorhandenen Geschiebemergels verlief die Proberammung ohne Komplikationen – unabhängig vom Einbringverfahren und ohne spürbaren Einfluss der Einbringhilfen.

Im Tonmergelstein von Venhaus schlagen sich die Unterschiede der beiden Verfahren neben dem Zeitaufwand in den Eindringtiefen nieder. Während mit der

schlagenden Rammung eine Mindesteindringtiefe von 1,5 m zuverlässig eingehalten werden konnte, wurden die größten Eindringtiefen (bis zu 5,7 m mit HVT) mit Hilfe des Rüttlers erzielt. Die Schwankungsbreite des Rammerfolgs im Falle der Vibrationsrammung ist jedoch deutlich größer, sodass eine Mindesteindringung nicht gesichert ist. In Bezug auf die Einbringhilfen konnte im Tonmergelstein lediglich bei der HVT eine Verbesserung der Rammbarkeit verzeichnet werden.

Der in Gleesen anstehende Geschiebemergel und die darunter folgenden dicht bis sehr dicht gelagerten feinsandigen Mittelsande sind als schwer rammbar einzustufen. Der Rammvorgang musste in mehreren Fällen wegen Kopfverformungen und/oder ausbleibendem Rammfortschritt vorzeitig abgebrochen werden, sodass der Rammerfolg der leichteren Profile teilweise nur auf 70% bzw. 85% beziffert werden konnte. Hierbei wurden mit dem Rüttler tendenziell bessere Ergebnisse erzielt als mit dem Rammhären. Bei der Rammung der schwereren AZ-Profile hingegen konnten alle Spundbohlen (schlagend) auf volle Tiefe gebracht werden. Die Einbringhilfen zeigten, wie an den anderen beiden Standorten, nur begrenzt Wirkung. Dabei lieferte die



Bild 2: Proberammungen in Venhaus; gezogene Zwischenbohle der kombinierten Spundwand in Gleesen (Quelle: WNA Datteln)

Figure 2: Sheet pile driving tests in Venhaus; pulled-out intermediate pile of the combined sheet pile wall in Gleesen (photo courtesy of WNA Datteln)

Niederdruckspülung geringfügig bessere Ergebnisse als die HVT.

Schwierigkeiten traten insbesondere bei der in Gleesen herzustellenden Spundwand aus Kombinationsprofilen auf. Die Tragbohlen (HZ 1080M-A-12) konnten unabhängig von Einbringverfahren und -hilfen eingerammt werden. Allerdings war auf Grund von Schiefstellungen einiger Tragbohlen ein einwandfreies Einstellen der Zwischenbohlen (AZ 18) zum Teil nicht mehr möglich. Ähnlich wie im Falle der leichten Profile ist das Einbringen der Füllbohlen zusätzlich durch den dicht gelagerten Baugrund bzw. im Geschiebemergel eingelagerte Rammhindernisse stark beeinträchtigt worden (siehe Bild 2 rechts), sodass die mittlere Einbringtiefe nur knapp 60% der Profillänge betrug. Auch in diesem Fall spielten Einbringverfahren und -hilfen keine Rolle. Von der Planung einer kombinierten Spundwand ohne das Vorbohren der Spundwandtrasse wurde unter den gegebenen Voraussetzungen abgeraten.

4 Probelastungen von Doppelbohlen

Load tests on double sheet piles

4.1 Durchführung und Ergebnisse

Realisation and results

Neben der Rammpbarkeit der Böden sollte auch die Frage nach der Sicherheit gegen Versagen durch Versinken der Spundwand im Baugrund (DIN 1054, Versinken von Bauteilen) beantwortet werden. Zu diesem Zweck sind an den Standorten Gleesen und Bevergern jeweils drei 12 m lange Doppelbohlen des Typs PU 12 schlagend, ohne Einbringhilfen eingebracht und geprüft worden. Zur Bestimmung der vertikalen Tragfähigkeit als Summe von Mantelreibung und Spitzendruck sind die Spundwandprofile sowohl statisch als auch dynamisch auf Druck belastet worden. Um ohne aufwendige Instrumentierung der Spundbohlen den Mantelwiderstand isoliert ermitteln zu können, wurden außerdem Zugversuche ausgeführt. Die Versuchsaufbauten zur Durchführung der Probelastungen sind auf Bild 3 dargestellt.

Zur unbeeinflussten Ermittlung der Tragfähigkeiten wurden an je einer der drei Doppelbohlen eines Standorts zuerst ein statischer Druckversuch, ein statischer Zug-

versuch bzw. eine dynamische Probelastung durchgeführt. Dies erfolgte an beiden Standorten etwa drei bis fünf Wochen nach Rammung der Spundprofile. Im Anschluss (einige Tage bis mehrere Wochen später) wurden weitere Versuche eines jeweils anderen Typs ausgeführt. Die Versuchsabfolgen der entsprechenden Doppelbohlen sowie die gemessenen Widerstände sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Es sei angemerkt, dass die Probelastungen an einer Doppelbohle immer in der Reihenfolge statisch Druck – statisch Zug – dynamisch ausgeführt worden sind, soweit die jeweiligen Versuche Teil des Belastungs-



Bild 3: Aufbauten für die statischen Zugversuche (oben) und die dynamischen Probelastungen (unten, Quelle: WNA Datteln)

Figure 3: Abutments for the static pull-out tests (above) and the dynamic load tests (bottom, photo courtesy of WNA Datteln)

Doppelbohlen-Nr.	statisch		dynamisch		
	Druck [kN]	Zug [kN]	Spitzenwiderstand [kN]	Mantelreibung [kN]	Gesamtragfähigkeit [kN]
Bevergern					
BEV 701	—	800 ^{02.08.}	100	1100	1200 ^{13.10.}
BEV 702	1950 ^{04.08.}	500 ^{12.10.}	150	1250	1400 ^{13.10.}
BEV 703	—	—	200	1700	1900 ^{25.07.}
	—	—	200	2100	2300 ^{13.10.}
Gleesen					
GLE 501	3300 ^{05.10.}	1200 ^{10.10.}	150	1350	1500 ^{01.10.}
GLE 502	—	1400 ^{06.10.}	300	1800	2100 ^{11.10.}
GLE 503	—	—	350	2850	3200 ^{11.10.}

Fettdruck ... jeweils erster Versuch an einer Doppelbohle
^{25.07.} ... Datum der Versuchsdurchführung

Tabelle 2: Ergebnisse der Probelastungen an Doppelbohlen
Table 2: Results of the load tests on the double sheet piles

programms waren. An der Doppelbohle BEV 703 in Bevergern sind zwei dynamische Probelastungen mit einem zeitlichen Abstand von knapp 12 Wochen durchgeführt worden. Der erste Versuch erfolgte noch vor Ausführung des ersten statischen Druckversuchs an der Nachbarbohle BEV 702, sodass eine Kalibrierung der Messergebnisse der dynamischen Probelastung am statischen Druckversuch ausgeschlossen werden konnte. Auf Grund organisatorischer Zwänge konnte diese Reihenfolge bei den Probelastungen in Gleesen nicht realisiert werden.

Die Ergebnisse der jeweils ersten dynamischen und statischen Druckversuche zeigen mit nur etwa 3% Abweichung an beiden Standorten eine sehr gute Übereinstimmung.

Die Auswertung der dynamischen Probelastungen mit Hilfe der CAPWAP-Methode teilt die vertikale Tragfähigkeit an beiden Standorten in einem durchschnittlichen Verhältnis von 9:1 auf in Mantelreibung und Spitzendruck. Es sei angemerkt, dass es sich bei den angegebenen Tragfähigkeiten um das Ergebnis einer Simulations- bzw. Modellanalyse (CAPWAP) handelt, bei der die Lastverteilung entlang der Bohle in 2-Meter-Abschnitten errechnet wurde. Eine präzise Trennung zwischen Spitzendruck und dem letzten Mantelreibungselement ist dabei nicht möglich. Den Ergebnissen der Analysen nach zu urteilen entfallen etwa 70% bis 80%

der Kraft des letzten 2-Meter-Intervalls auf die Mantelreibung, womit sich in den meisten Fällen eine mit der Tiefe kontinuierlich zunehmende Mantelreibungsverteilung ergibt; der Rest entspricht dem Spitzendruck.

An den Ergebnissen der beiden zeitlich versetzt ausgeführten dynamischen Probelastungen an der Doppelbohle BEV 703 lässt sich der Effekt des „Anwachsens“ der Spundwand beobachten: Während der erste Versuch bereits eine Woche nach Einbringen der Doppelbohle durchgeführt wurde, stieg die Tragfähigkeit beim zweiten Versuch nach einer Ruhezeit von ca. drei Monaten von 1900 kN auf 2300 kN an, sodass ein Zuwachs von rund 20% verzeichnet werden konnte.

Der Vergleich aufeinanderfolgender Probelastungen zeigt, dass die Tragfähigkeiten der Spundbohlen durch Umkehr der Belastungsrichtung herabgesetzt wurden. Diese Tatsache liegt darin begründet, dass die Mantelreibung nach einer Richtungsumkehr der einwirkenden Kraft stark absinken kann. Dies betrifft sowohl statisch auf Zug belastete Doppelbohlen mit vorangegangenen Druckversuch sowie statisch auf Zug geprüfte Doppelbohlen mit anschließender dynamischer Probelastung.

Die im Hinblick auf die statischen Zugversuche von diesem Effekt nicht betroffenen Doppelbohlen BEV 701 und GLE 502 weisen jedoch darauf hin, dass sich die Mantelreibung bei Zugbeanspruchung auf weniger als die

Hälfte des anhand der dynamischen Probelastungen prognostizierten Wertes beläuft (47% bzw. 49%). Folglich führt die Bestimmung des Mantelreibungsanteils der vertikalen Tragfähigkeit mit Hilfe des Zugversuches nicht zum Ziel. Es wird angenommen, dass für den Unterschied der Mantelreibung bei Zugbelastung gegenüber der bei Druckbelastung andere Mechanismen verantwortlich sind. Auf diese Fragestellung wird in Kapitel 4.3 noch näher eingegangen.

Um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten, werden im Folgenden nur die jeweils ersten statischen und dynamischen Probelastungen betrachtet, bei denen eine Beeinflussung der Ergebnisse durch vorangegangene Versuche nicht zu befürchten ist. Die zugehörigen Messwerte sind in Tabelle 2 fettgedruckt.

4.2 Vergleich mit vorhandenen Verfahren zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit

Comparison with existing methods of determining the vertical bearing capacity

Um die vertikale Tragfähigkeit von Spundwänden zu prognostizieren, stellen statische und dynamische Probelastungen zweifelsohne die zuverlässigste Methode dar. Zur Abschätzung des Grenzwiderstands ist in der Literatur eine Vielzahl von Verfahren zu finden, die sich in den meisten Fällen auf Ramppfähle beziehen, oft aber dennoch mit Hilfe von Anpassungsfaktoren auf Spundwände angewendet werden. Die für Handrechnungen geeigneten und daher am weitesten verbreiteten Methoden können differenziert werden in empirische, erdstatische und dynamische Tragfähigkeitsformeln, denen in unterschiedlichem Maße bodenmechanische und physikalische Theorien zu Grunde liegen.

Um die Aussagekraft solcher Methoden in Bezug auf die gegebenen Randbedingungen einschätzen zu können, wurden die aus den Probelastungen hervorgegangenen Ergebnisse mit einigen ausgewählten Prognoseverfahren verglichen. Das Resultat dieser Nachrechnung ist in Tabelle 3 dargestellt.

Es sei erwähnt, dass zur Ermittlung des Spitzendrucks die umrissene Spundbohlenfläche angesetzt worden ist, soweit das Verfahren nicht explizit den Stahlquerschnitt oder eine anderweitig definierte Aufstandsfläche

forderte. Somit wird analog zu den Ramppfählen eine gewisse Pfropfenbildung unterhalb der Spundbohlenspitze vorausgesetzt. Zudem beziehen sich alle Tragfähigkeiten auf die Geometrie der geprüften Doppelbohle des Typs PU 12. Die angegebenen Grenzlaster beziehen sich daher nicht auf einen Meter Spundwand, sondern auf die Doppelbohle mit einer Breite von 1,2 m.

Zur größten Gruppe, den **empirischen Methoden**, zählen insbesondere all diejenigen Verfahren, die die Tragfähigkeit mit Hilfe von Korrelationen aus einfachen Feld- und Laborversuchen ableiten. Hier lassen sich beispielsweise die von EAB, EAU (einschließlich des Jahresberichts von 2009) und EAP vorgeschlagenen Ansätze zur Abschätzung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand von Spundwänden bzw. Verdrängungspfählen einordnen. Auch die aus der niederländischen Norm NEN 6743-1:2006 sowie der französischen Bemessungsvorschrift Fascicule 62-V in den Anhang des EC 7-2 integrierten Methoden zur Ermittlung des Widerstands von axial belasteten Pfählen gehören zu den empirischen Verfahren. Alle genannten sowie die weiteren drei in Tabelle 3 aufgeführten empirischen Methoden basieren auf den mittels Drucksondierungen gemessenen Spitzendrücken der Bodenschichten, in die die Spundbohle einbindet bzw. die unter der Bohlenspitze anstehen. Durch die Definition von empirischen Korrekturbeiwerten werden die CPT-Werte entsprechend der Bodenart, der Lagerungsdichte, des Pfahltyps bzw. der Pfahlbeschaffenheit und dem Einbringverfahren abgemindert und auf die betreffenden Flächen angesetzt. Auf Grund dieser verschiedenen Einflussmöglichkeiten variieren die Ergebnisse relativ stark. Verglichen mit den Ergebnissen der Probelastungen unterschätzen jedoch alle empirischen Verfahren die vertikale Tragfähigkeit der geprüften Doppelbohlen. Die Schwankungsbreite bewegt sich zwischen etwa 25% und 75% der gemessenen Grenzlaster.

Nach Aussage aller empirischen Methoden ist der Spitzendruck, wie auch bei der Probelastung, kleiner als der Anteil der Mantelreibung. Die Aufteilung der vertikalen Tragfähigkeit in Mantelreibung und Spitzendruck schwankt jedoch zwischen 9:1 und ungefähr 1:1. Wie in Kapitel 4.1 erläutert, resultierte aus der Auswertung der dynamischen Probelastungen eine annähernd lineare Zunahme der Mantelreibung mit der Tiefe. In einigen Untersuchungen (z. B. Vesic (1975)) wurde beobachtet, dass die Mantelreibung nur bis zu einer gewis-

	Gleesen				Bevergern			
	Q _b [kN]	Q _s [kN]	Q _{ges} [kN]	Q _{ges} /Q _{ges,PB} [-]	Q _b [kN]	Q _s [kN]	Q _{ges} [kN]	Q _{ges} /Q _{ges,PB} [-]
Dyn. Probelastung	350	2850	3200		200	1700	1900	
Erdstatische Verfahren								
Bénabou, Krey (Q _b) bzw. Stas/Kulhawy, Fleming et al. (Q _s)	386	1061	1447	0,45	248	1251	1499	0,79
Dynamische Verfahren*								
RF nach Redtenbacher	—	—	4618	1,44	—	—	2633	1,39
RF nach Stern	—	—	4794	1,50	—	—	2742	1,44
RF nach Weisbach	—	—	5298	1,66	—	—	3058	1,61
Empirische Verfahren								
EAB (Radomski)	207	1395	1603	0,50	166	983	1149	0,60
EAU Jahresbericht 2009	547	—	—	—	135	—	—	—
EAP	533	1835	2368	0,74	195	731	925	0,49
Witzel	693	762	1455	0,45	280	473	753	0,40
Becker & Kempfert	252	1032	1284	0,40	92	411	503	0,26
Bustamante	811	1530	2341	0,73	185	784	969	0,51
Fascicule 62-V	811	839	1650	0,52	185	302	487	0,26
NEN 6743-1	179	1794	1972	0,62	68	1088	1155	0,61

* angegebener Wert entspricht dem dynamischen Eindringwiderstand, nicht der statischen Tragfähigkeit

Tabelle 3: Vergleich verschiedener Verfahren zur Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeit

Table 3: Comparison of different methods for determining the vertical bearing capacity

sen Tiefe ansteigt und zum Pfahlfuß hin wieder abfällt. Auf die Ergebnisse der CAPWAP-Analyse übertragen, würde dies bei gleichbleibendem Gesamtwiderstand eine Umverteilung der Kraft am Bohlenfuß zu Gunsten des Spitzendrucks bedeuten. Vor diesem Hintergrund würden die zum Vergleich herangezogenen Angaben des Versuchsberichtes die Mantelreibung leicht über- und den Spitzendruck unterschätzen. Auf Grund der komplexen Wechselwirkung zwischen Spitzendruck und Mantelreibung ist eine klare Bewertung der mit empirischen Methoden ermittelten Spitzendrücke schwierig.

Einschränkend muss hinzugefügt werden, dass bei den von EAP und NEN 6743-1 empfohlenen Methoden die Anwendung auf Spundwände nicht vorgesehen ist, sodass ersatzweise die Anpassungsfaktoren für Stahl(träger)profile genutzt worden sind. Becker und Kempfert (2008) haben mit der Auswertung von Probelastungen an Spundbohlen empirische Anpassungsfaktoren ermittelt, um die Tragfähigkeiten nach EAP

auch auf Spundwände anwenden zu können. Übertragen auf die vorliegenden Randbedingungen ergeben sich allerdings noch geringere Tragfähigkeiten als für Stahlträgerprofile.

Die **dynamischen Methoden** beinhalten vor allem Rammformeln, mit denen auf der Basis der Rammdaten ein dynamischer Eindringwiderstand errechnet werden kann. Allerdings ergibt sich erst durch eine Kalibrierung an Probelastungen daraus die statische Grenzlast. Die in Tabelle 3 gelisteten Rammformeln unterscheiden sich hinsichtlich der Annahme zur Elastizität des Rammkörpers, wobei die Rammformel nach Stern mit der Voraussetzung eines unvollkommen elastischen Stoßes der Realität am nächsten kommt. Bei Ansatz dieser Rammformel beträgt der Eichfaktor n zur Ermittlung der statischen Grenzlast $Q_{stat} = n \cdot Q_{dyn}$ etwa 0,67 (Gleesen) bzw. 0,69 (Bevergern). Im Hinblick auf den ähnlich beschaffenen Baugrund stellen die nahezu identischen Faktoren ein sehr gutes Ergebnis dar.

Bei den **erdstatischen Verfahren** werden die Tragfähigkeiten auf der Grundlage der Erddrucktheorie (Mantelreibung) und einer modifizierten Grundbruchtheorie (Spitzenwiderstand) unter Annahme von Bodenkennwerten ermittelt. Nach DIN 4026 sind solche Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit (von Ramppfählen) nicht zulässig, die britische Norm (BS 8004) aber erlaubt die Ermittlung der Grenzlaster mit erdstatischen Methoden, sodass sie zum Vergleich mit aufgeführt sind. Im Falle der gewählten Verfahren nach Bénabenq bzw. Krey ergibt sich aus der effektiven vertikalen Spannung σ'_v und einem Tragfähigkeitsbeiwert N_q als Funktion des inneren Reibungswinkels der betreffenden Bodenschicht ein Spitzendruck $q_b = N_q \cdot \sigma'_v$, der dem gemessenen sehr nahe kommt. Die erdstatischen Ergebnisse für die Mantelreibung liegen jedoch deutlich unter den im Rahmen der Probelastungen ermittelten Werten. Grund für diese Abweichung ist, dass Spannungszustand und Bodenkennwerte in der Umgebung der Bohle infolge des Einrammvorgangs maßgeblich verändert werden. Es ist daher schwer, das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung K und den Wandreibungswinkel δ für die Ermittlung der Mantelreibung $q_s = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$ korrekt zu erfassen und die Schwankungsbreite von Schätzwerten ist demnach entsprechend groß. Die in Tabelle 3 angegebenen Mantelreibungskräfte wurden mit $K = 1,25 \cdot K_0$ (nach Stas/Kulhawy (1984)) für Ramppfähle mit mittlerem Verdrängungseffekt) und $\delta = 0,9 \cdot \varphi'$ (nach Fleming et al. (1992): $0,75 \dots 1,0 \cdot \varphi'$) berechnet, unterschätzen den gemessenen Mantelwiderstand aber beträchtlich.

Bemerkenswert ist, dass dieses Verfahren durch die Berücksichtigung des Grundwassers bei der Ermittlung des Spannungszustandes für die Mantelreibung der Spundbohle in Gleesen auf Grund des höheren Grundwasserstandes einen geringeren Widerstand als für Bevergern liefert. Dies steht zum einen im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen und bezieht zum anderen, im Gegensatz zu den empirischen Korrelationen, den Einfluss des Grundwassers mit ein. Bei den empirischen Methoden wird dieser Faktor – sicherlich auch wegen fehlender Erfahrungswerte – gänzlich vernachlässigt.

4.3 Mantelreibung bei Zugbelastung *Shaft friction under tensile loading*

Der Vergleich der Zugversuche mit den Ergebnissen der dynamischen Probelastungen hat gezeigt, dass die oft getroffene vereinfachende Annahme der Gleichheit der Mantelreibung unter Zug- und Druckbelastung nicht zutrifft. Für dieses Phänomen existieren in der Literatur verschiedene Erklärungsansätze. O'Neill und Raines (1991) haben experimentell gezeigt, dass zum einen durch den Einbringvorgang und zum anderen sowohl durch Druck- als auch Zugbelastung des Pfahls der effektive Spannungszustand des umgebenden Bodens verändert wird. Aus den Messdaten ging hervor, dass die Zugbelastung eine Verringerung der effektiven vertikalen Spannungen um den Pfahl bewirkt, welche die Scherfestigkeit des Bodens herabsetzt.

De Nicola und Randolph (1993) machen für den Unterschied zwischen der Mantelreibung auf Zug bzw. Druck insbesondere die Querdehnung des Pfahls verantwortlich. Infolge der einwirkenden Zugkraft kommt es zur Verengung des Pfahldurchmessers und damit zu einer Reduzierung der Radialspannungen im Nahbereich des Pfahls. Bei einem angenommenen konstanten Reibungsbeiwert für den Kontaktbereich Stahl/Boden ($\mu = \tan \delta$) führt dies zu einer Abnahme der Reibungswiderstände. Zur Quantifizierung der Mantelreibungsreduktion bei Zugbelastung haben de Nicola und Randolph (1993) eine Formel aufgestellt, die die Querkontraktion des Pfahls, den Reibungswinkel zwischen Pfahl und Boden, die Schlankheit des Pfahls und das Verhältnis von Schubmodul des Bodens zu Elastizitätsmodul des Pfahls berücksichtigt. Unter den herrschenden Randbedingungen ergäbe sich für die Mantelreibung ein theoretisches Zug/Druck-Verhältnis von 0,8. Wie in Kapitel 4.1 bereits erwähnt, beläuft sich dieses den Probelastungen nach zu urteilen jedoch nur auf knapp 0,5.

Eine andere Modellvorstellung geht davon aus, dass nicht die Grenzfläche Spundbohle-Boden Ort des Versagens ist, sondern die Ausbildung eines Bruchkörpers im Boden um die Spundbohle herum für das Versagen verantwortlich ist. Diese von Quarg-Vonscheidt (2000) verfolgte Vorstellung basiert auf der Annahme, dass der Boden um einen Pfahl herum durch die Zugbelastung sein Eigengewicht auf den Pfahl umlenkt und sich so an den Pfahl anhängt (siehe Bild 4). Infolge Dilatanz entsteht ein Verspannungsbereich mit erhöhten Radi-

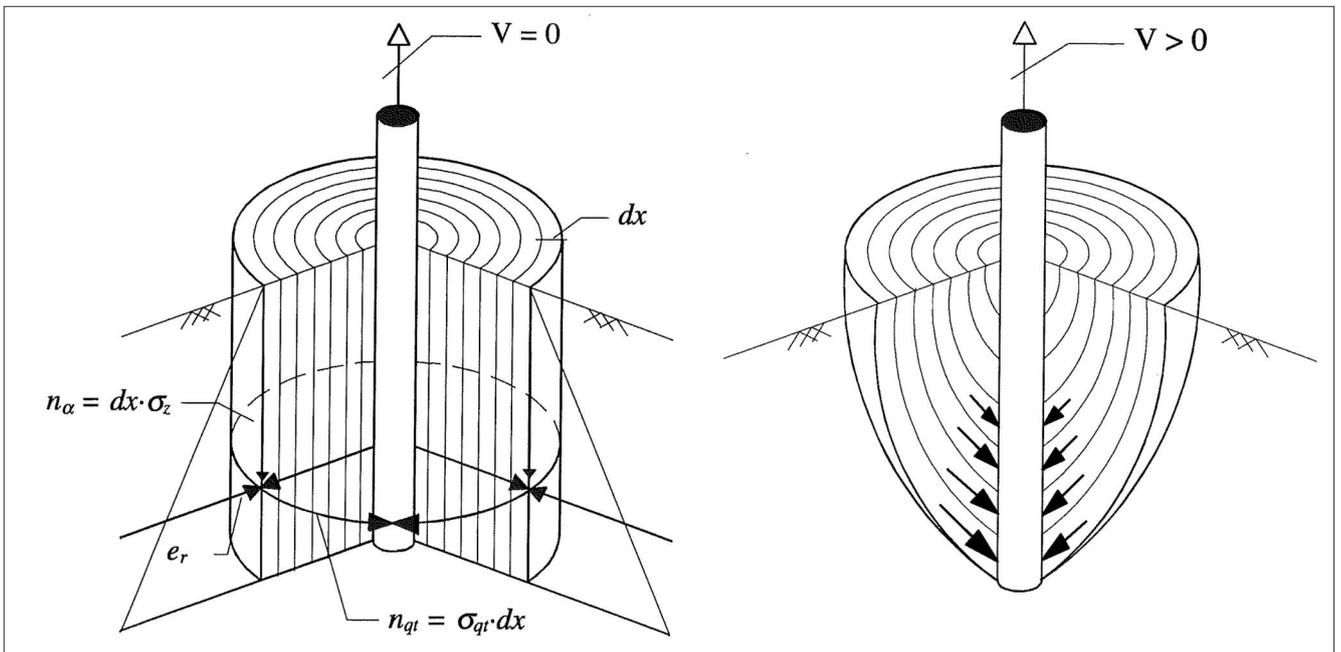


Bild 4: Schalenmodell nach Quarg-Vonscheidt (2000): Ausgangs- und Belastungszustand des Bodens in Pfahlhöhe
 Figure 4: Shell model according to Quarg-Vonscheidt (2000): initial state and loading state of the soil close to the pile

alspannungen. Mit Hilfe des Schalenmodells begrenzt Quarg-Vonscheidt (2000) diesen Verspannungsbereich auf eine maximale Schalenöffnungsweite, die den an den Pfahl angehängten Bodenkörper begrenzt. Die entsprechende Tragfähigkeit ergibt sich unter Berücksichtigung des mittleren Korndurchmessers d_{50} des (kohäsionslosen) Bodens als die Gewichtskraft des mobilisierten Bodenvolumens.

Die während der Zugversuche in Gleesen und Bevergern mittels geodätischer Messungen beobachteten

Hebungen des Bodens unmittelbar neben der Doppelbohle sprechen für einen derartigen Bruchmechanismus. In den vier in Bild 5 (links) dargestellten Punkten mit 15 cm bis 90 cm Abstand von der Spundbohle wurden die Bewegungen der Geländeoberkante in regelmäßigen Zeitintervallen eingemessen. Die Ergebnisse deuten in Gleesen auf einen Verlauf der Bruchfuge in 30 cm bis 60 cm Entfernung von der Bohlenachse hin (siehe Bild 5, rechts); in Bevergern sind die Verformungen deutlich geringer und reichen weniger weit. Für die dem Rechenmodell von Quarg-Vonscheidt (2000)

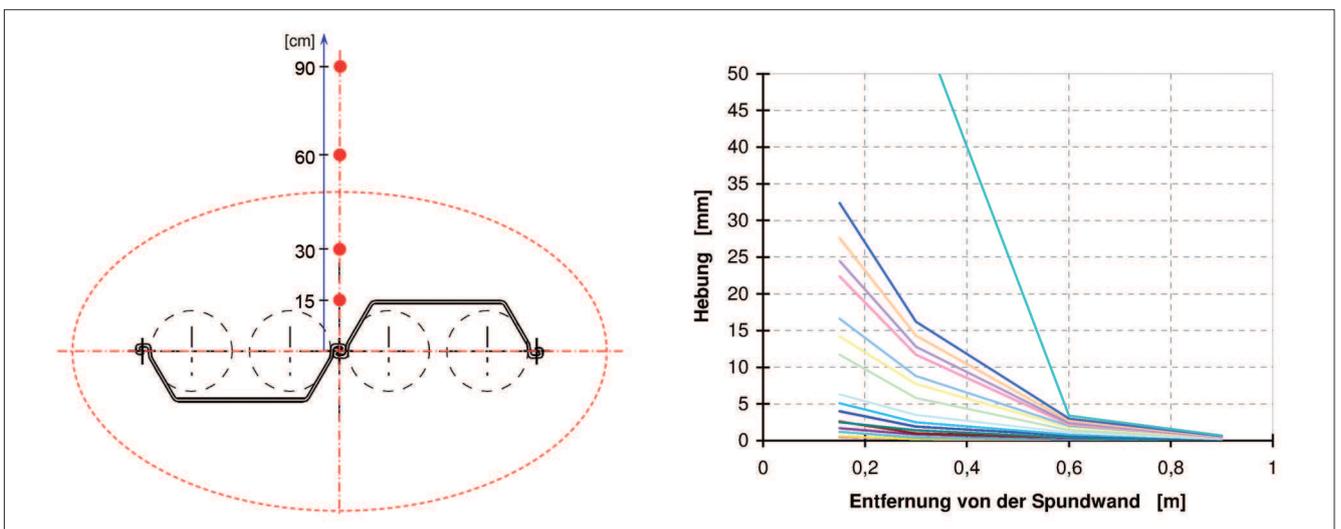


Bild 5: Messpunkte der Hebungen beim Zugversuch; Auswertung der Messungen an der Bohle GLE 502 (Hebungen mit fortschreitender Zeit)

Figure 5: Survey marks for the uplift under tensile loading; evaluation of the measurements for double sheet pile GLE 502 (uplift with advancing time)

zu Grunde liegende Vorstellung einer berandenden äußeren Bodenschale ergibt sich allerdings ein wesentlich größerer theoretischer Öffnungsradius von 1,5 m (Bevergern) bzw. 1,9 m (Gleesen). Dies kann begründet sein in der defizitären Analogie von Modellpfahl und Doppelbohle. Mit der rechnerischen Schalenöffnungsweite ergibt sich aus dem Gewicht des angehängten Bodenkörpers für die in Gleesen gezogene Doppelbohle ein Herauszieh Widerstand von ca. 1420 kN, der sehr gut mit dem Wert der Probelastung übereinstimmt. Mit einer rechnerischen Grenzzugkraft von 1160 kN für die Doppelbohle in Bevergern liegt die Tragfähigkeit zwar wie auch im Falle der Probelastungen unter dem Wert von Gleesen, allerdings ist die Abweichung zwischen Versuchsergebnis und theoretischem Zugwiderstand in Bevergern bedeutend größer.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Summary and outlook

Das umfangreiche Versuchsprogramm am DEK-Nord, bestehend aus Proberammungen und Probelastungen, diente dazu, das Trag- und Rammverhalten des Baugrunds besser einschätzen und vorhersagen zu können. Auf der Grundlage der an drei Standorten durchgeführten Proberammungen ist es möglich, eine Aussage zur Rammbarkeit der anstehenden Böden zu machen, um auf diese bei der Wahl der Bauverfahren sowie der Bauteildimensionierung entsprechend Rücksicht nehmen zu können. Die ebenfalls ausgeführten Anker- und Pfahlzugversuche ermöglichen die schichtbezogene Festlegung der Bruchlasten und eine Einschätzung des Tragverhaltens bei zyklischer Belastung.

Die außerdem durchgeführten Probelastungen an Spunddoppelbohlen stellten die Basis für die im Rahmen der Planung anzunehmenden vertikalen Tragfähigkeiten von Spundwänden dar. Die Ergebnisse der statischen und dynamischen Versuche stimmten (bei gleichen Randbedingungen) sehr gut überein. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit existierenden Verfahren zur Prognose der vertikalen Tragfähigkeit hat gezeigt, dass keine der genutzten Methoden die in situ bestimmte Grenzlast zuverlässig vorhersagen kann. Die vor allem im deutschen und europäischen Normenkontext angewendeten Verfahren, die teilweise allerdings nur zur Abschätzung von Pfahltragfähigkeiten vorgesehen sind, unterschätzen die tatsächlich über Mantelrei-

bung und Spitzendruck aufnehmbaren Kräfte. Auch die Aufteilung der Widerstände variiert stark. Alle präsentierten Verfahren liefern aber Grenzlasten, die in den vorliegenden Fällen auf der sicheren Seite liegen.

Bekannte Phänomene wie der Tragfähigkeitszuwachs mit der Zeit sowie die Reduktion der Mantelreibung bei Zugbelastung konnten mit den ausgeführten Versuchen bestätigt werden. Für letzteres wurden Erklärungsansätze angeführt und zum Teil näher beleuchtet. Zur Konkretisierung der beobachteten Tendenzen bedarf es jedoch weiterführender Untersuchungen.

Die Belastungsversuche an Ankern, Pfählen und Spundwänden haben gezeigt, dass Probelastungen ein wertvolles Hilfsmittel für eine sichere und wirtschaftliche Bestimmung von Tragfähigkeiten sind.

6 Literatur

References

Becker, P., Kempfert, H.-G. (2008): Zum Stand der vertikalen Tragfähigkeit von Spundwandprofilen aus Erfahrungswerten. *Geotechnik*, Vol. 31, No. 1, S. 35-40.

Bustamante, M.G., Gianceselli, L. (1991): Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load. *Proceedings of the 4th International conference on piling and deep foundations*, Stresa.

De Nicola, A., Randolph, M.F. (1993): Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 12, S. 1952-1973.

O'Neill, M.W., Raines, R.D. (1991): Load transfer for pipe piles in highly pressured dense sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 8, S. 1208-1226.

Quarg-Vonscheidt, J. (2000): Berechnungsmodell für die Tragfähigkeit und das Gruppenverhalten von Zugpfählen. Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Shaker Verlag Aachen.

Radomski, H. (1968): Untersuchungen über den Einfluss der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften. *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der Universität Stuttgart*, Heft 10.

Vesic, A. S. (1975): Principles of pile foundation design. Soil Mechanics Series No. 38, Duke University, School of Engineering, Durham, NC.

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

Normen und Regelwerke

Standards and technical regulations

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2006): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. 1. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG (2004): Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der HTG (2009): Technischer Jahresbericht 2009, Teil I.

Deutsches Institut für Normung (2010): DIN EN 1997-2, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Beuth Verlag, Berlin.

Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports (1993): Cahier des clauses techniques générales, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Fascicule N° 62 – Titre V. Paris.

Nederlands Normalisatie-instituut (2006): NEN 6743-1, Geotechniek – Berekeningsmethode voor funderingen op palen – Drukpalen. Delft.

