

Stahl im Wasserbau 2009

Fachseminar: 15./16. Oktober 2009

Organisation:

Dr. M. Rosenberg

Braunschweig 2010

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum ersten Mal gemeinsam mit der ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH das Symposium 'Stahl im Wasserbau' an der TU Braunschweig.

Bei der Konzeptionierung der Veranstaltung haben wir als Einstieg ins Thema Berichte über ausgeführte Projekte gewählt. Das Thema wird weitergeführt und vertieft, indem über aktuelle Planungen aus dem Bereich der Hafen- und Wasserstraßenentwicklung und jüngste Forschungsergebnisse berichtet wird. Um eine breite Diskussionsbasis zwischen den Teilnehmern zu schaffen, haben wir für eine Podiumsdiskussion die unserer Meinung nach wichtigsten Vertreter aus dem Hafenbau im Norddeutschen Raum eingeladen, um über zukünftige Entwicklungen aus Ihrer Sicht zu berichten und gemeinsam zu diskutieren.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die Vorträge und die schriftliche Ausarbeitung sehr herzlich danken. Für die Kooperation und Unterstützung durch die ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH bedanken wir uns und hoffen auf eine Fortsetzung bei zukünftigen Veranstaltungen. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten bedanke ich mich bei meinem Mitarbeiter, Herrn AOR Dr.-Ing. Matthias Rosenberg. 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.

Die positive Resonanz der Teilnehmer und die hohe Qualität der Beiträge bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros zu wiederholen. Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung würden wir uns sehr freuen, Sie neben der Tagung Stahl im Wasserbau auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes wie der Tagung *Messen in der Geotechnik* oder dem *Pfahl-Symposium* begrüßen zu können.

Braunschweig, im Oktober 2009



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Neubau der Kaiserschleuse in Bremerhaven	
Chr. Tarras	1
JadeWeserPort – Containerterminal am Tiefwasserhafen	
B. Wienholz	9
Deicherhöhung am östlichen Jadebusen – Deichsicherung mit Spundwänden	
C. Stoewahse, P. Grubert, S. Martinoff, L. Cornelius	23
Kurzvorträge zur Podiumsdiskussion	
Entwicklungsperspektiven des Seehafens Hamburg	
W. Hurtienne	43
Projektentwicklung bremenports	
S. Woltering, I. Krämer	57
JadeWeserPort Wilhelmshaven - Hafenbau und Logistik	
A. Kluth	63
Entwicklungen in den Niedersächsischen Seehäfen	
H.-J. Uhlendorf	83
Eurocode 3 Teil 5:	
U-Bohlen profitieren von dem neuen Bemessungskonzept	
J. Steinhoff	97
Forschung zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen	
J. Stahlmann, J. Gattermann, B. Bruns, C. Missal	111
Forschungsriff Nienhagen – Ostsee, Forschungsplattform und Messpfahl	
E. Schmidt, D. Lesemann, H. Fresen	127
Erfahrungsbericht der Forschungsplattformen FINO 2 und FINO 3	
S. Pentschew, J. Unger	133
Planung neuer Gründungskonzepte für Kaimauern	
B. Mardfeldt, M. Bornhöft	137
Schleusen an Bundeswasserstraßen	
D. Biskupek, G. Schulz	153
Moderne Vibrationstechnik für Ramm- und Zieharbeiten im Wasserbau	
J. Köcher	163
Ausbau der Meyer Werft	
H. Paul	175
Neubau Schiffshebewerk Niederfinow	
Ausführungsplanung Oberer Vorhafen und Baugrube	
J. Herbort, H. Bohse	191
Schleusenneubauten des Wasserstraßen-Neubauamtes Magdeburg	
H. Täger	207
Heftübersicht des IGB-TUBS	223

Neubau der Kaiserschleuse in Bremerhaven

Dipl.-Ing. C. Tarras

Historie und Planungsrandbedingungen:

Die alte Bremerhavener Kaiserschleuse wurde 1897 als damals größte Schleuse der Welt fertig gestellt. Die Schleusenkammer wies dabei - bis zu Ihrer Außerbetriebnahme im Zuge des Neubaus am 2. Januar 2008 - eine Größe von 215 m Länge sowie 45 m Breite auf. Die Durchfahrtsbreite an den Häuptern war jedoch auf 28 m beschränkt. Die Drempeltiefe betrug NN -8,95 m. In Abhängigkeit von Tide und Windverhältnissen konnten Schiffe mit Maximalabmessungen von L = 185 m, B = 25 m und einem Tiefgang von maximal 8,50 m geschleust werden.

Das Außenhaupt wurde zur damaligen Zeit als doppeltes Stemmtorpaar konzipiert, das Binnenhaupt erstmalig im Schleusenbau als Schiebetor ausgeführt.

Neben dem, mit insgesamt 110 Jahren Betriebsdauer, sehr hohen Alter der Schleusenanlage und den damit naturgemäß auftretenden Problemen hinsichtlich Betrieb und Unterhaltung eines in die Jahre gekommenen Bauwerks sind insbesondere auch die Anforderungen der Hafenwirtschaft an leistungsfähige Anlagen des Hafenbetriebs von wesentlicher Bedeutung in Bezug auf den reibungslosen Ablauf der Umschlagstätigkeiten.

Seit Beginn der Siebziger Jahre des letzten Jahrhunderts hat sich der Fahrzeugumschlag in Bremerhaven neben dem Containerumschlag zu einem wertschöpfungsintensiven und zentralen ökonomischen Standbein der Wirtschaft und des lokalen Arbeitsmarktes entwickelt. Seit 1995 bis zum heutigen Tag hat sich das Volumen von rd. 0,8 Mio. auf über 2 Mio. Fahrzeugeinheiten per anno mehr als verdoppelt. Auch zukünftig werden Bremerhaven - unabhängig von strukturellen Veränderungen in Produktion und Nachfrage im Automobilsektor - beachtliche Zuwachsraten, vor allem im Fahrzeugexport prognostiziert. Mit einem 2006 erreichten Exportanteil von über 60 % zählt der Hafen an der Wesermündung zu den führenden Automobilumschlagsplätzen der Welt und ist europaweit der größte Hafen für den interkontinentalen Fahrzeugumschlag.

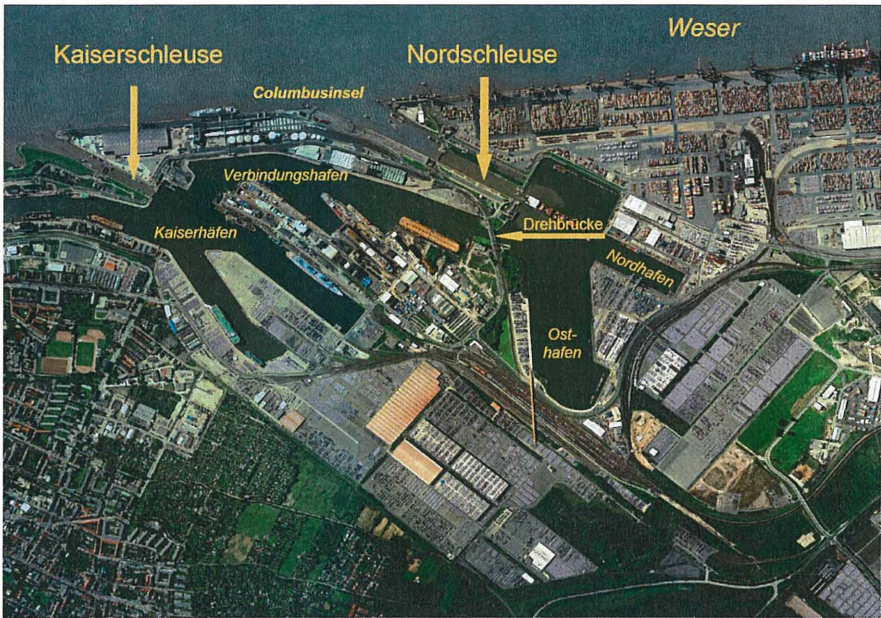


Abb. 1: Überseehafen Bremerhaven - Topografie

Aber auch unabhängig von diesen positiven Entwicklungen ist bereits seit mehreren Jahren offensichtlich, dass der Standort seine herausgehobene Stellung im wachsenden Markt des Automobilumschlags nur dann behaupten kann, wenn die dafür notwendigen infrastrukturellen Voraussetzungen geschaffen werden.

Bedingt durch den Tidehub der Weser sind die auf den Transport von Automobilen spezialisierten Ro-Ro-Schiffe auf die Nutzung der tidefreien Hafenbereiche und daher auf die Nutzung der Schleusen angewiesen. Während die 1932 in Betrieb genommene Nordschleuse als zweite Zufahrtsmöglichkeit in die Hafenareale heute noch nahezu alle betrieblichen Anforderungen erfüllt, war die alte Kaiserschleuse den Anforderungen der modernen Seeschifffahrt nicht mehr gewachsen. Die Nordschleuse fungierte somit größtenteils als alleinige Zufahrtsmöglichkeit für die Schifffahrt mit entsprechenden Risiken für den Umschlagsbetrieb bei Ausfall der Anlage.

Unter anderem aus den vorgenannten Gründen ist es daher unerlässlich, zwei hauptschiff-fahrtstaugliche Schleusen zum Autoterminal Bremerhaven vorzuhalten, d.h. den Neubau der Kaiserschleuse mit entsprechenden Abmessungen energisch voranzutreiben.

Der Senat der Freien Hansestadt Bremen hat daher im Juli 2005 entschieden, den Neubau der Kaiserschleuse mit den Abmessungen im Verhältnis Kammerlänge / Durchfahrtsbreite / Wassertiefe = 305 m / 55 m / NN -13 m durchzuführen. Im weiteren wurde dabei festgelegt, dass die Schleuse an gleicher Stelle wie die vorhandene Anlage errichtet werden soll und den nautisch zwingend erforderlichen Ausbau des Vorhafens sowie die Errichtung eines Schlepperhafens im Schutz der verlängerten Ostmole inkludiert. Über beide Schleusenhäupter wird eine zweispurige schwerlasttaugliche Straße geführt, welche gleichsam eine verbesserte Erreichbarkeit des Kreuzfahrt- und Fruchterminals auf der bisher nur eingeschränkt zugänglichen Columbusinsel (s. Abb. 1) gewährleisten soll.

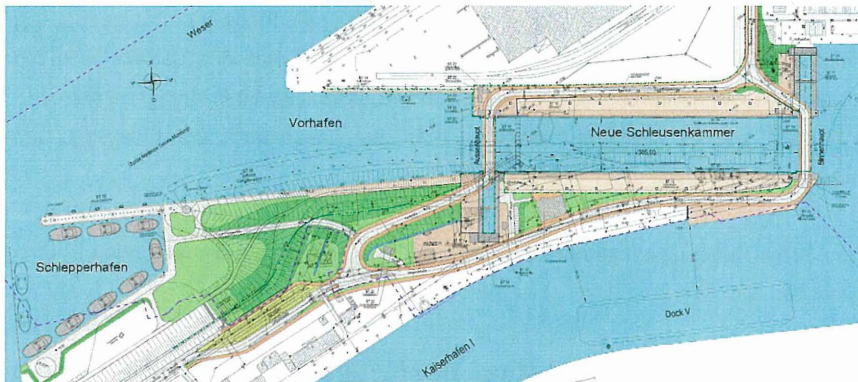


Abb. 2: Übersicht der neuen Schleusanlage (Altbestand grau hinterlegt)

Planungsgrundlagen:

Für den Schleusenneubau sind im Wesentlichen die folgenden Grundlagen und Randbedingungen zu berücksichtigen.

Der Bemessungshochwasserstand für den Bereich der Kaiserschleuse liegt auf NN 6,95 m und wurde für die Planung der senkrechten Bauteile mit einem Zuschlag von 0,65 m infolge Wind und Wellen auf insgesamt NN 7,60 m festgelegt. Da die Kaiserschleuse eine Öffnung in der öffentlichen Deichlinie darstellt, ist entsprechend den Anforderungen an den Hochwasserschutz eine doppelte Verschlussicherheit durch die Schleusentore zu gewährleisten. Ausgehend von den Wasserständen der Weser und den möglichen Wasserständen im Binnenhafen wurden die Betriebswasserstände für die neue Schleuse auf HSW NN 2,80 m sowie NSW NN -3,00 m festgelegt. Unter nautischer Beteiligung von Fachbehörden, zuständigen Lotsen und Schlepperreedereien sowie wissenschaftlicher Begleitung wurden die Hauptabmessungen und generellen Anforderungen des Gesamtbauwerks diskutiert. Aus den Ergebnissen - u.a. der Simulation von Schiffsbewegungen im Schleusenbereich - ergaben sich die Vorhafengeometrie sowie Form- und Länge der Mole.

Während der Vergabephase im Rahmen des - erstmalig in Deutschland zur Anwendung gebrachten - Wettbewerblichen Dialogs wurde das Schleusenbauwerk u.a. geringfügig gegenüber der Entwurfsplanung gedreht. Hierdurch konnten erhebliche Vorteile in Bezug auf eine deutliche Verringerung beim Abbruch und Rückbau der alten Anlage erzielt werden. Weiterhin konnte hierdurch denkmalgeschützte Altsubstanz am ursprünglichen Standort erhalten bleiben.

Das neue Schleusenbauwerk gliedert sich dabei im Wesentlichen in die folgenden Bauteile (s. auch Abb. 2):

- Außenhaupt mit Drempel und Düker, Toranschlag und Torkammer zur Aufnahme des wesenstigen Schiebtors
- Binnenhaupt mit Drempel, Toranschlag und Torkammer zur Aufnahme des hafenstigen Schiebetors
- Schleusenammer
- Stahlwasserbau, Antrieb- und Steuerungstechnik
- Vorhafen mit den erforderlichen Hochwasserschutzbauwerken
- Schlepperhafen
- Verkehrsanlagen und Betriebsgebäude

Drempel und Toranschlagpfeiler des Außenhaupts werden monolithisch als fugenloses Stahlbetonbauwerk ausgeführt. Die Torkammer selbst besteht aus kombinierten Spundwänden mit einem Stahlbetonholm und einer auftriebsgesicherten Stahlbetonsohle. Die Torkammer wird dabei so ausgebildet, dass Sie als fertige Bauwerksauskleidung fungieren kann. Das Binnenhaupt am nördlichen Ende der Schleusenkammer wird als ein Bauteil monolithisch und fugenlos als Stahlbetonbauwerk vollständig im Wasser hergestellt. Die Wände haben Dicken von 2,0 m – 2,5 m, die Stahlbetonsohle oberhalb der Unterwasserbetonsohle ist 3,0 m mächtig. Die Verankerung der Bauwerkssohle erfolgt dabei analog zur Verankerung des Außenhaupts mit Hilfe von Kleinbohrpfählen. Da das Binnenhaupt außerhalb der Altbauung liegt, wird dieses komplett im Schutz einer ausgesteiften Spundwandbaugrube erstellt. Beide Torkammern sind dabei so dimensioniert, dass sie im Rahmen kleinerer Unterhaltungsarbeiten gelenzt werden können. Des Weiteren können jeweils zwei Schleusentore „von außen“ so an Drempel und Toranschlag gelegt werden, dass ein Lenzen des Drempels für Revisionsfälle ermöglicht wird. Die Kammerwände der Schleusenkammer werden aus einfach verankerten Stahlspundwänden mit stahlbaumäßigem Anschluss und aufgesetztem Stahlbetonholm errichtet. Die Schleusenkammersohle wird mit einer 1,0 m starken losen Steinschüttung auf geotextilem Filter gesichert. Die nautische Ausrüstung der Schleusenkammer besteht neben Nischenpollern und Steigleitern aus zwei jeweils 1 m breiten hölzernen Schwimmstegen sowie landseitig angeordneten 1 MN Sturmpollern mit separater Gründung.

Der östliche Vorhafen dient der sicheren Ein- und Ausfahrt der Schiffe in die Schleuse. Die Vorhafenwände werden als einfach verankerte, kombinierte Spundwände mit stahlbaumäßigem Anschluss hergestellt. Um die doppelte Verschlussicherheit für den Hochwasserschutz sicherzustellen, werden Haupterverbindende Hochwasserschutzwände errichtet. Der Anschluss an die vorhandene HWS-Linie nördlich der Schleuse erfolgt mittels einer Wellenspundwand. Der südliche angrenzende Lohmanndeich wird an die Lage der neuen Schleuse angepasst und bis an das Außenhaupt geführt.

Im Schutz der verlängerten Ostmole des Vorhafens entsteht ein neuer Schlepperhafen mit insgesamt 10 Liegeplätzen (davon 2 Reserveplätze). Die Geometrie des Schlepperhafens

wurde im Verlauf des Wettbewerblichen Dialogs so verändert, dass die neuen Uferwände den Altbestand nicht mehr kreuzen.

Tortechnik:

An der Kaiserschleuse Bremerhaven wird die Anbindung des Hafens an die Weser zukünftig durch eine innovative Tortechnik sichergestellt. Die drei Tore der Anlage (je 2 in Betrieb + 1 Reservetor) werden als Hubschiebetore ausgeführt (s. Abb. 3). Hierdurch können die Vorteile eines Hubtores - der Torkörper bildet gleichzeitig den Verschluss für das Befüllen und Entleeren der Schleusenkammer - mit denen eines Schiebetores kombiniert werden. Bei diesem Torsystem wird das Schiebetor auf Kote NN -7,80 m horizontal geteilt, wodurch der Torkörper in Ober- und Unterteil definiert werden kann. Das Toroberteil kann dabei um bis zu 700 mm angehoben werden, wodurch der Wasserspiegelausgleich in der Schleusenkammer hergestellt wird. Bei diesem Vorgang kann das Wasser beinahe über die ganze Torbreite zwischen den beiden Torteilen hindurch in die Schleusenkammer ein- bzw. ausströmen. Ist der Ausgleich erfolgt, senkt sich das Oberteil wieder auf das Unterteil ab und das Tor fährt seitlich in die Torkammer. Die Gestaltung des Einlaufs und Auslaufs wurde in Anlehnung an strömungstechnische Berechnungen vorgenommen und durch

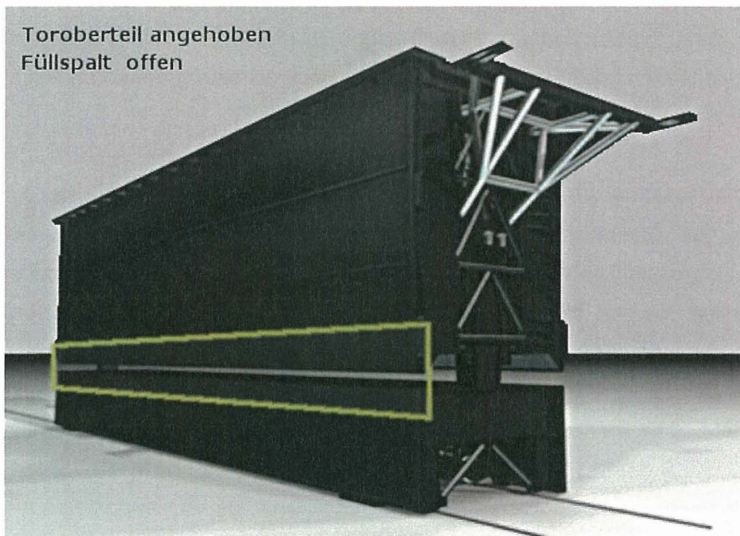


Abb. 3: Hubschiebetor in angehobenem Zustand

Modellversuche überprüft. Zur Verbindung zwischen Ober- und Unterteil wird auf dem Unterteil ein geschweißter Hohlquerschnitt (Torhebevorrichtung) angeschlossen an den sowohl die Führungseinrichtungen in horizontaler Richtung als auch die Hydraulikzylinder der Hubanlage angeschlossen werden. Im abgesenkten Zustand wird die vertikale Last zwischen Ober und Unterteil durch Stempel an vier Punkten je Seite über die Torlänge verteilt eingeleitet. Jeweils ein Stempel befindet sich je Seite in der Unterwagenachse. Die beiden weiteren sind weiter zur Tormitte hin an Stellen, die sich aus einer Verformungsbeurteilung des Tores als günstig erwiesen haben, angeordnet. Im Normalbetrieb lagert das Tor auf zwei Unterwagen. Bei einem Notbetrieb ohne Unterwagen gleitet das Tor auf Vertikalkufen auf einer Granitgleitbahn. Alle drei Tore werden baugleich, mit beidseitigen Stauwänden die bis zur Fahrbahn reichen, ausgeführt. Somit können die Tore an jedem Haupt eingesetzt werden. Das Torunterteil erstreckt sich von NN -13,40 m bis NN -7,80 m, hat eine Baubreite von 9,5 m und weist eine Länge von ca. 56,5 m auf. Das Toroberteil erstreckt sich in seiner Höhe von NN -7,80 m bis NN 7,80 m und weist in Länge und Breite die gleichen Dimensionen wie das Torunterteil auf wobei der Fahrbahn und Gehwegbereich auf 11,60 m auskragt. Der Straßenverkehr an Außen- und Binnenhaupt wird über Hubdecken von der Straße auf das Hubschiebetor geführt. Die Schleusentorantriebe sind als Seilantriebe mit Umlenkrollen und Seilspannvorrichtung vorgesehen. Für den Betrieb sind je Hubschiebetor 2 E-Motore mit je 110kW sowie 2 Getriebemotore mit einer Leistung von je 7,5 kW für den Notbetrieb vorgesehen. Die Anbindung der Seile an das Tor erfolgt dabei über eine Antriebstraverse.



Abb. 4: Überblick über die Baustelle im August 2008

bremenports GmbH & Co. KG

Dipl.-Ing. C. Tarras

Am Strom 2

27568 Bremerhaven

Tel.: 0471 / 309 01 138

christoph.tarras@bremenports.de

www.bremenports.de

JadeWeserPort Containerterminal am Tiefwasserhafen

Dr. Bernd Wienholz

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung

2. JadeWeserPort

2.1 Hauptkaje und nördliche Verlängerung

2.2 Nördliche Flügelwand

2.3 Südliche Flügelwand

2.4 Niedersachsenbrücke

2.5 Stahlmengen

3 Probelastungen / Geotechnisches Messkonzept

3.1 Allgemein

3.2 statische und dynamische Probelastungen

3.2.1 Tragbohle

3.2.2 Fenderrohre / Gründungsrohre

3.2.3 Verankerungspfähle

4. Stand der Gründungsarbeiten



Bild 1: Übersicht JadeWeserPort; (JWPR)

Im Folgenden werden die einzelnen Bauwerke bzw. Bauteile erläutert.

2.1 Hauptkaje und nördliche Verlängerung

Die Konstruktion der Hauptkaje entspricht im Wesentlichen dem Ausschreibungsentwurf. Das beauftragte Nebenangebot beinhaltet eine Änderung des Spundwandprofils bzw. des Spundwandlieferanten und damit eine Änderung des Systemmaßes von 2,16m auf 2,33m bzw. 2,35m in Abhängigkeit der verwendeten Tragbohlen.

In den Bildern 2 und 3 sind 2 Querschnitte der Kaje dargestellt. Die Kaje ist in die 8 Berechnungsschnitte K I bis K VIII aufgeteilt. Der Unterschied besteht im Wesentlichen in der Höhenlage des Lauenburger Tons, der von Nord (K I) nach Süd (K VIII) ansteigt

Regelquerschnitt

Dargestellt Bemessungsprofil K-I

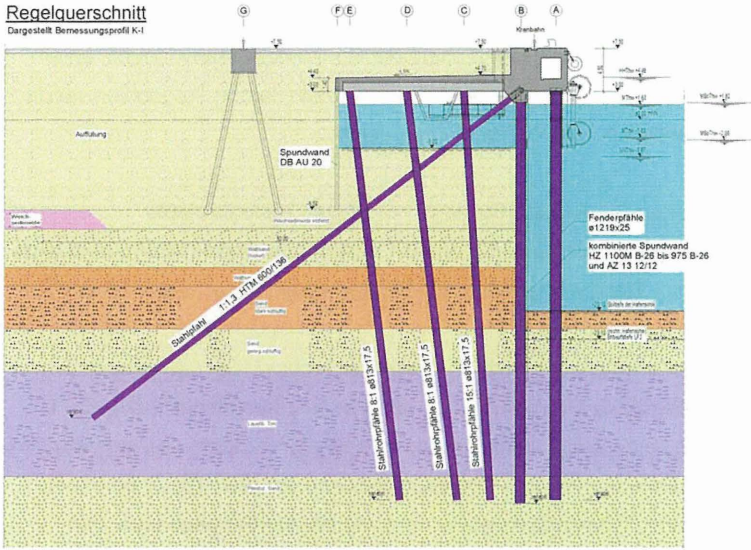


Bild 2: Regelquerschnitt Kaje Bereich Bemessungsprofil K I

Regelquerschnitt

Dargestellt Bemessungsprofil K-VIII

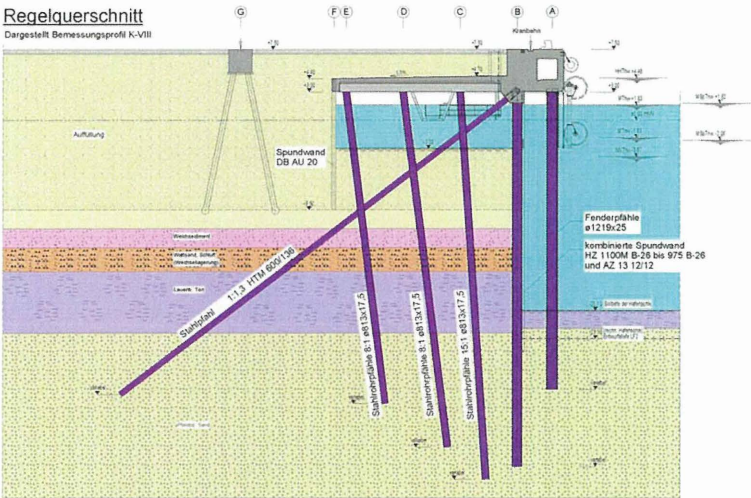


Bild 3: Regelquerschnitt Kaje Bereich Bemessungsprofil K VIII

Das statische System besteht aus einer einfach rückverankerten kombinierten Spundwand (Achse B). Für die Tragbohlen der kombinierten Spundwand kamen die Profile DB HZ

975, sowie die neu entwickelten Profile DB HZ 1080M zur Anwendung. Als Zwischenbohle wurde eine AZ 13/12/12 verwendet. Zur Aufnahme der Horizontalkräfte wurde ein unter 1:1,3 geneigter Stahlpfahl HTM 600/136 verwendet. Zusätzlich zu den Tragbohlen wurde seeseitig eine Reihe Fenderrohre ($\varnothing 1219 \times 25 \text{ mm}$) geplant.

Landseitig der kombinierten Spundwand wurden in 3 Achsen Stahlrohrpfähle ($\varnothing 813 \times 17,5 \text{ mm}$) mit einer Neigung von 15:1 und 8:1 eingebracht. Den hinteren Abschluss des Hohlraumes unter der Stahlbetonplatte bildet die Spundwandschürze aus DB AU 20.

Bei diesem Bauvorhaben wurden zum ersten Mal die von ArcelorMittal neu entwickelten Profile HZ 1080M eingesetzt. Der Unterschied zu den Vorgängerprofilen ist, dass für den Anschluss der Füllbohle keine Keule an die Tragbohle gewalzt werden muss, sondern eine Nut in den Flansch gefräst wird. Dadurch sind Flanschdicken von jetzt 19 mm bis 37 mm möglich. Dies führt zu einer Tragfähigkeitssteigerung von bis zu 40% gegenüber den bisherigen Trägerprofilen.

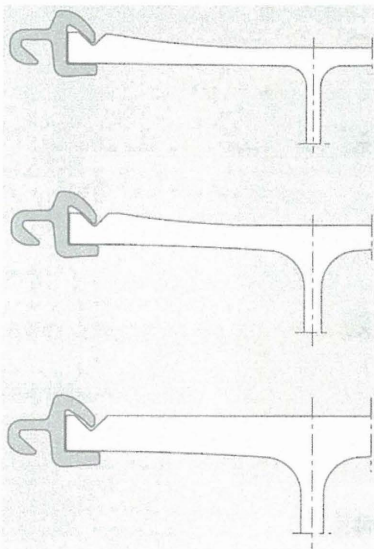


Bild 4: eingefräste Nut; ArcelorMittal

2.2 Nördliche Flügelwand

Die nördliche Flügelwand besteht aus einer einfach rückverankerten kombinierten Spundwand (Bild 5). Für die kombinierte Spundwand wurden Tragbohlen DB HZ 975B und Füllbohlen AZ 13/12/12 verwendet. Die Verankerung erfolgte auf einer Länge von 140m mit einem 1:1,3 geneigten Stahlpfehl HTM 600/136. Im Bereich des Kajenüberbaus wird die Horizontalkraft durch eine mit Rundstahlankern ($\varnothing 4 \frac{1}{4}$ Zoll) angeschlossene Ankerwand (PU 18-1) aufgenommen. Den oberen Abschluss der kombinierten Spundwand bildet ein Stahlholm.

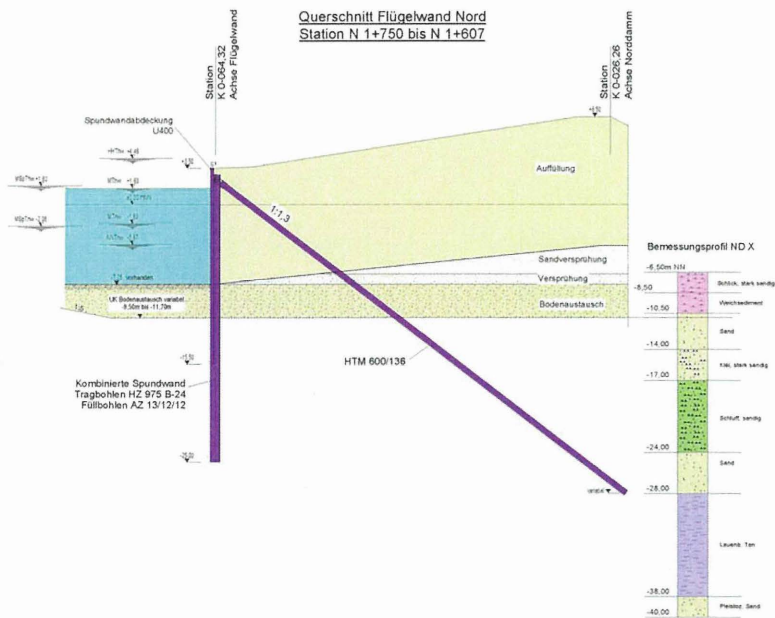


Bild 5: Querschnitt Nördliche Flügelwand

2.3 Südliche Flügelwand

Den südlichen Abschluss des JadeWeserPorts bildet die Südliche Flügelwand. Analog zur nördlichen Flügelwand, wurde auch hier eine einfach rückverankerte kombinierte Spundwand aus DB HZ 975A und Füllbohlen AZ 13/12/12 geplant. Der unter 1:1 geneigte Stahlpfehl (HTM 600/136) wird über einen Rohrgurt an die kombinierte Spundwand angeschlossen. Im Endzustand ist der Rohrgurt in einen Stahlbetonholm einbetoniert.

Querschnitt Flügelwand Süd
Station S 1+171 bis S 1+030

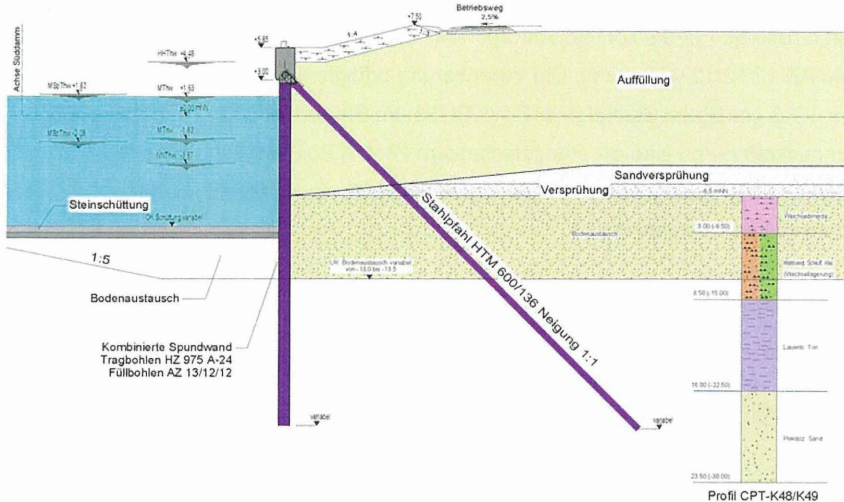


Bild 6: Querschnitt Südliche Flügelwand

2.4 Niedersachsenbrücke

Die Niedersachsenbrücke grenzt unmittelbar an den JadeWeserPort an. Die Konstruktion der Niedersachsenbrücke besteht aus einer auf Stahlrohren gegründeten Pierplatte aus Stahlbeton. Aufgrund der durch den Bau des JadeWeserPorts sich ändernden Strömungsverhältnisse, ist der Bau eines abschirmenden Verbau erforderlich. Gleichzeitig ist die bauliche Ertüchtigung der Niedersachsenbrücke erforderlich, da der zunehmende Kohleumschlag die Installation eines größeren Uferentladers notwendig macht.

Geplant wird die seeseitige Ertüchtigung wasserseitig vor die bestehende Konstruktion. Den oberen Abschluss der neuen Konstruktion bildet ein Stahlbetonholm, der durch eine Fuge von der vorhandenen Konstruktion getrennt ist. Die Ausführung der Arbeiten erfolgt in mehreren Teilabschnitten, da der Umschlagbetrieb während der Bauarbeiten weitestgehend aufrechterhalten werden muss.

1. Einleitung

Der JadeWeserPort wird nach seiner Fertigstellung der einzige Tiefwasserhafen in Deutschland sein. Nach einer nur 23 Seemeilen langen Revierfahrt, können die Großcontainerschiffe tideunabhängig den JadeWeserPort anlaufen. In der derzeitigen Ausbaustufe wird eine nutzbare Kaje von 1.725m hergestellt, die 4 Liegeplätze für Großcontainerschiffe mit einer Länge von bis zu 430m, 58m Breite und einem Tiefgang bis zu 16,5m bietet.

Bauherr dieses Großprojektes ist die JadeWeserPort Realisierungsgesellschaft GmbH & Co. KG, an der das Land Niedersachsen und die Freie Hansestadt Bremen beteiligt sind.

Die Bauausführung wurde an die Arbeitsgemeinschaft aus den mittelständischen Bauunternehmen

- Johann Bunte GmbH & Co. KG, Papenburg
- Josef Möbius Bau AG, Hamburg
- Heinrich Hecker GmbH & Co. KG, Oldenburg
- Ludwig Voss GmbH & Co. KG, Cuxhaven

vergeben.

2. JadeWeserPort

Das Bauvorhaben JadeWeserPort beinhaltet neben der 1.750 m langen Kaje noch weitere Bauwerke bzw. Bauteile:

- Kaje und nördliche Verlängerung (Länge 1.892 m)
- Nördliche Flügelwand (Länge 286 m)
- Südliche Flügelwand (Länge 197 m)
- Niedersachsenbrücke (Länge 381 m)

Die Gründung des Stahlbetonholms der seeseitigen Ertüchtigung erfolgt mit einer einfach rückverankerten Spundwand aus EB HZ 1080M D und Füllbohlen AZ 13/12/12. Als Ankerpfahl ist ein unter 1:1 geneigter Kombipfahl ($\varnothing 660 \times 16 \text{ mm}$ und HTM 600/136) geplant. Der Kombipfahl wurde aufgrund der großen Knicklänge gewählt, da die Ankerpfähle sowohl auf Zug und Druck belastet werden.

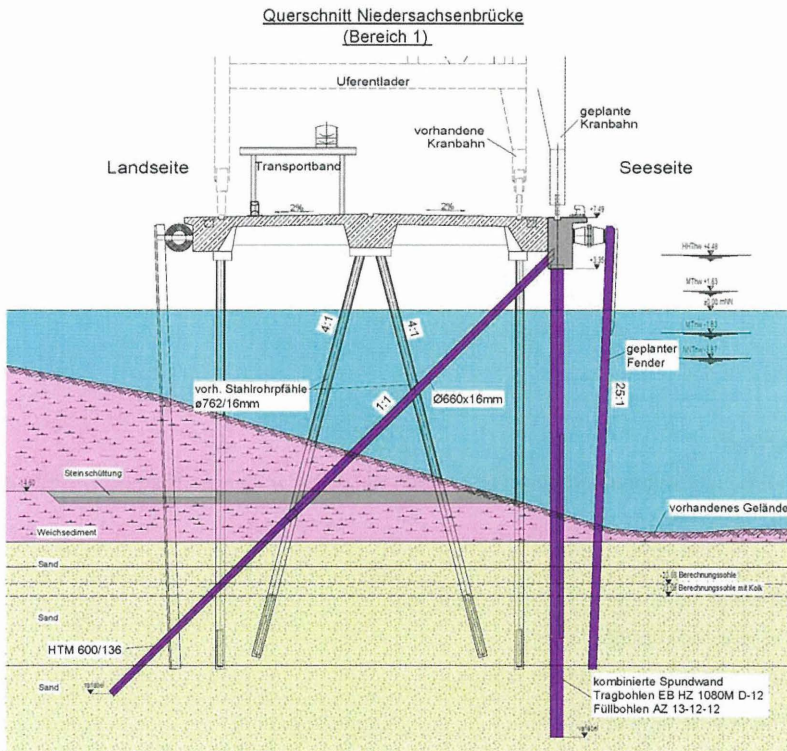


Bild 7: Querschnitt Niedersachsenbrücke

2.5 Stahlmengen

Für das gesamte Bauvorhaben JadeWeserPort werden ca. 70.720 to Stahl verbaut. Die Aufteilung auf die einzelnen Bauwerke und Gründungselemente ist in nachstehender Tabelle aufgeführt und zusammengefasst.

	Fender- rohre [to]	Tragbohlen [to]	Anker- pfähle [to]	Füllbohlen [to]	Gründungs- rohre [to]	Wellen- wand [to]
Kaje+NV	10.531	21.856	6.028	4.102	15.134	3.245
NF		1.368	401	272		20
SF		1.581	427	322	320	272
Nds- Brücke		3.037	938	867		
Summe	10.531	27.842	7.794	5.563	15.454	3.537
Gesamt						70.721

Tabelle 1: Zusammenfassung der eingebauten Stahltonnage

3. Probebelastungen / Geotechnisches Messkonzept

3.1 Allgemein

Im Zuge der Qualitätskontrolle und Beobachtungsmethode beim JadeWeserPort sind umfangreiche Messungen an den Gründungselementen vorgesehen. Zur Bestimmung der äußeren Tragfähigkeit sind statische und dynamische Probebelastungen durchgeführt worden.

Ergänzt wird das Geotechnische Messkonzept durch folgende Messungen:

- Inklinometermessungen an Tragbohlen
- Inklinometermessungen an Schrägpfählen
- Ankerkraftmessungen an den Schrägpfählen mithilfe von Dehnungsmessstreifen

Es wurden 10 Messquerschnitte in den einzelnen Berechnungsschnitten definiert, an denen sowohl die Tragbohlen als auch die Verankerungspfählen mit den Messgebern (DMS und Inklinometerrohren) instrumentiert wurden. Gleichzeitig wurden die

instrumentierten Tragbohlen und Verankerungspfähle auch statisch und/oder dynamisch probebelastet.

Im Rahmen dieser Veröffentlichung wird nur auf die Ergebnisse der statischen und dynamischen Probelastungen eingegangen.

3.2 statische und dynamische Probelastungen

Im Jahr 2005 fanden Proberammungen mit den unterschiedlichen Gründungselementen (Tragbohlen, Ankerpfahl und Fenderrohr) statt. An diesen Gründungselementen wurden rambbegleitende, und nach einer 14-tägigen Standzeit dynamische Probelastungen durchgeführt. Die Auswertung der Messungen lag der Ausschreibung zugrunde.

Im Zuge der Ausführung wurden weitere statische und dynamische Probelastungen durchgeführt, und mit den Ergebnissen der Proberammungen verglichen.

3.2.1 Tragbohle

Zu Beginn der Rammarbeiten an der Hauptkaje wurde die Tragbohle T 132 statisch und dynamisch probebelastet. Der Aufbau der statischen Probelastung ist in Bild 8 dargestellt. Die Probelastungseinrichtung (statisch) wurde für eine Last von 14.500 kN ausgelegt. Die Ergebnisse der statischen und dynamischen Probelastung sind in den Bildern 9 dargestellt. Die durch die Probelastungen nachzuweisende Prüflast beträgt 11.850 kN.



Bild 8: Aufbau statische Probelastung; IPM

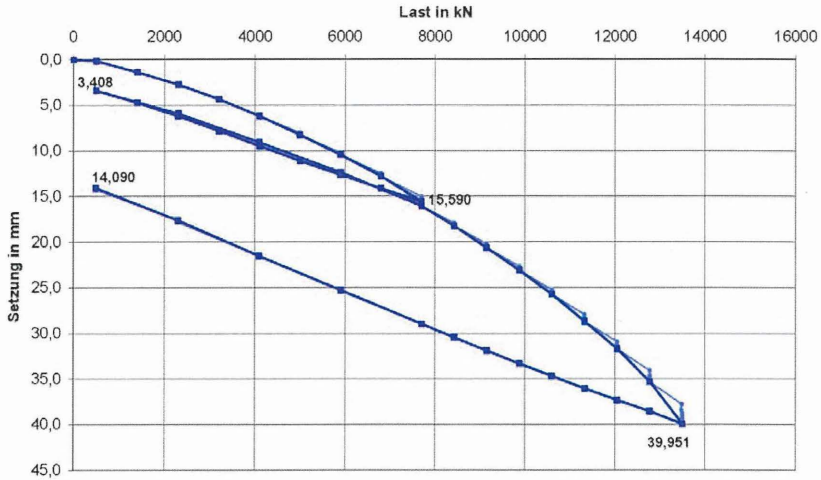


Bild 9: Ergebnis der statischen Probelastung T 132, IPM

Tragbohle T132 HZ 975D-26	Prüf- / Grenzlast [kN]	Anteil Mantelreibung [kN]	Anteil Spitzendruck [kN]
statisch, Januar 2009 (Grenzlast nicht erreicht)	13.500		
Rambbegleitend (nur CASE), Oktober 2008	ca. 14.000		
Nachrammung Febr. 2009	16.266	10.066	6.200

Tabelle 2: Ergebnis der statischen und dynamischen Probelastung

Die Ergebnisse entsprechen denen der Proberammungen aus dem Jahre 2005. Dort wurden Tragfähigkeiten von ca. 14.500 kN im südlichen Probefeld und 16.000 kN im nördlichen Probefeld im Zuge einer Nachrammung nachgewiesen. Auch die Verteilung zwischen Mantelreibung und Spitzendruck entspricht den Ergebnissen der der damaligen Proberammungen.

	Grenzlast [kN]	Anteil Mantelreibung [kN]	Anteil Spitzendruck [kN]
T 132	16.266	10.066	6.200
T 96	15.966	9.893	6.073
T 348	15.832	10.031	5.801
T216	15.306	9.343	5.963
T 264	14.826	8.993	5.833
T 648	14.953	9.199	5.754
T 384	15.746	10.698	5.047

Tabelle 3: Ergebnisse der dyn. Probelastungen an den Tragbohlen

Die Ergebnisse der bisher durchgeführten dynamischen Probelastungen sind in der vorstehenden Tabelle aufgeführt. Sie zeigen ein sehr einheitliches Bild und korrelieren gut zu den aufgezeichneten Rammenergien. Aufgrund der Ergebnisse der bisher durchgeführten dynamischen Probelastungen und der Auswertung der Rammenergien wurde seitens des Bauherrn auf weitere statische Probelastungen verzichtet.

3.2.2 Fenderrohre / Gründungsrohre

Aufgrund der guten Übereinstimmung der Ergebnisse der statischen und dynamischen Probelastungen an der Tragbohle wurde festgelegt, an den Fenderrohren und an den Gründungsrohren keine statischen Probelastungen durchzuführen.

Die Ergebnisse der dynamischen Probelastungen und die Auswertung der Rammprotokolle weisen eine ausreichende äußere Tragfähigkeit für die Fender- und die Gründungsrohre aus.

Profil Ø 1219x25mm	nachzuweisende Tragfähigkeit [kN]	nachgewiesene Tragfähigkeit [kN]	Anteil Mantelreibung [kN]	Anteil Spitzendruck [kN]
R 17	6.720	12.423	7.261	5.162
R 67	6.720	11.023	5.966	5.057

Tabelle 4: Ergebnisse der dyn. Probelastungen an den Fenderrohren

Profil Ø 813x17,5mm	nachzuweisende Tragfähigkeit [kN]	nachgewiesene Tragfähigkeit [kN]	Anteil Mantelreibung [kN]	Anteil Spitzendruck [kN]
C 15	5.680	8.064	6.906	1.158
C 64	5.680	8.478	6.587	1.891
D 64	5.980	8.249	6.134	2.115
E 41	4.650	8.147	6.266	1.881

Tabelle 5: Ergebnisse der dyn. Probelastungen an den Gründungsrohren

3.2.3 Verankerungspfähle

Im Gegensatz zu den vertikalen Gründungselementen, kommen zum Nachweis der äußeren Tragfähigkeit an den Verankerungspfählen nur statische Probelastungen zum Einsatz. Die Ergebnisse sind in der nachstehenden Tabelle zusammengefasst.

Profil HTM 600/136	nachzuweisende Tragfähigkeit [kN]	nachgewiesene Tragfähigkeit [kN]
S 127	3.302	3.750
S 212	3.302	3.500
S 260	3.179	3.750
S 344	3.149	3.750
S 380	3.438	3.750
S 428	3.661	3.905

Tabelle 6: Ergebnisse der statischen Probelastung an den Verankerungspfählen

4. Stand der Gründungsarbeiten

Die Rammarbeiten für die Tragbohlen werden Mitte Oktober 2009 und die für die Verankerungspfähle und die Füllbohlen bis Ende 2009 abgeschlossen sein. Das Einbringen der Fender- und der Gründungsrohre erfolgt von Land aus, so dass diese Arbeiten im Zuge der weiteren Kajenhinterfüllung ausgeführt werden.

Autor:

Dr. Bernd Wienholz

Heinrich Hecker GmbH & Co. KG

Johann-Justus-Weg 147

26127 Oldenburg

Deicherhöhung am östlichen Jadebusen

Deichsicherung mit Spundwänden

Dr.-Ing. C. Stoewahse (GGU)

Dr.-Ing. P. Grubert (GGU)

Dipl.-Ing. S. Martinoff (GGU)

L. Cornelius (Il. Oldenburgischer Deichband)

1. Einleitung

Der Il. Oldenburgische Deichband plant, die Deiche am östlichen Jadebusen zwischen Diekmannshausen im Süden und dem Ende der Deichstrecke bei Hobenbrake im Norden zu verstärken und zu erhöhen.

Für diesen Bereich ist eine neue Bestickhöhe von 9,50 mNN festgelegt. Mit Höhen zwischen 8,3 und 9,1 mNN weisen die Deiche damit Fehlhöhen auf. Wegen der zu erwartenden Setzungen ist eine Ausbauhöhe von 10,5 mNN erforderlich.

Im Untergrund stehen bis zu 20 m mächtige holozäne Weichschichten aus Klei und Torf an. Für ausreichende Standsicherheit sind daher konstruktive Maßnahmen erforderlich.

2. Baumaßnahme

Der etwa 7,4 km lange Deichabschnitt liegt am östlichen Jadebusen zwischen Hobenbrake im Norden und Diekmannshausen im Süden (Abbildung 1 und Abbildung 2). Der Deich ist aus einem Sandkern mit Kleiabdeckung aufgebaut und derzeit etwa 9 m hoch. Das Gelände liegt bei etwa 0 mNN, teilweise darunter. Am binnenseitigen Deichfuß verläuft eine Kreisstraße. Die Böschungsneigungen betragen 1:6 seeseitig und 1:4 binnenseitig.

Zwischen Deich-km rd. 19+000 und 20+000 liegt das „Schwimmende Moor“ unmittelbar im Deichvorland. In diesem Abschnitt sind Sonderlösungen zur Deicherhöhung erforderlich.

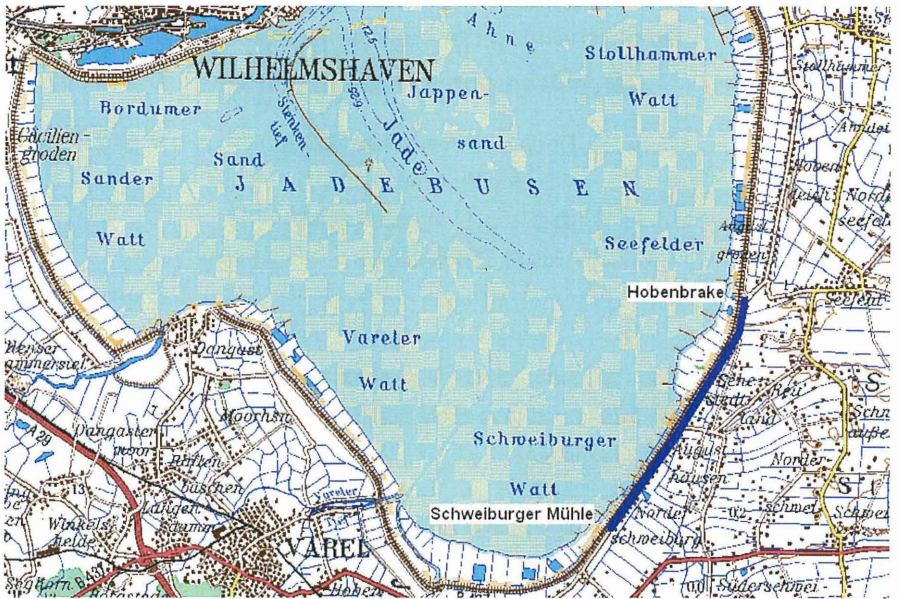


Abbildung 1: Übersichtslegeplan



Abbildung 2: Luftbild nördliche Deichstrecke

Der **Deichuntergrund** besteht aus unterschiedlich mächtigen, bis zu rd. 20 m dicken Wechsellagen von weichem, wassergesättigtem und teilkonsolidiertem Klei und Torf. Es wird teilweise zwischen einer oberen Kleilage und einer unteren Kleilage unterschieden. Die untere Kleilage weist tendenziell geringere Scherfestigkeiten auf. Im Liegenden stehen dicht gelagerte, pleistozäne Sande an. Lokal, wie z. B. bei Deich-km 20+150 folgen unter den Weichschichten noch holozäne, schluffig humose Sande mit geringerer Lagerungsdichte.

Nachfolgend sind zwei Querprofile aus dem Bereich nördlich des Schwimmenden Moors dargestellt. Relativ kleinräumig variieren die Dicken der Weichschichten in Deichlängs- und Deichquerrichtung (Abbildungen 3 und 4).

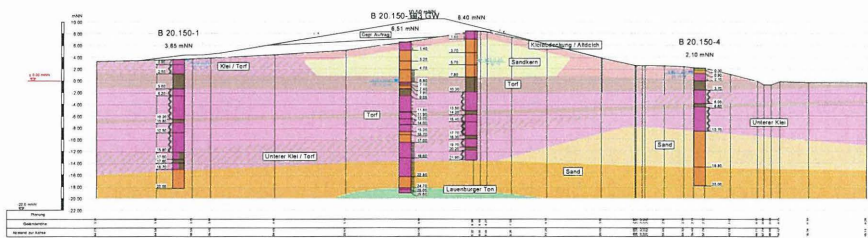


Abbildung 3: Querprofil Deich-km 20+150 (GTU Ingenieurgesellschaft, Geotechnischer Bericht)

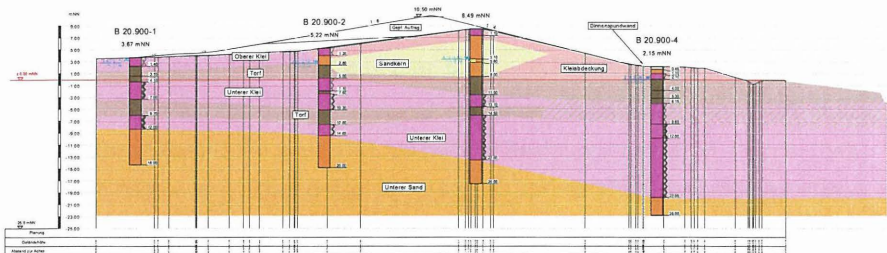


Abbildung 4: Querprofil Deich-km 20+900 (GTU Ingenieurgesellschaft, Geotechnischer Bericht)

3. Sicherheitsanalyse

Der Klei weist ein nur sehr langsam abklingendes Konsolidationsverhalten auf. Aus früheren Deicherhöhungen sind immer noch Porenwasserdrücke zu erwarten. Bei Baugrunderkundungen wurden Restporenwasserüberdrücke von bis zu 15 kN/m^2 gemessen.

Aufsteigendes Porenwasser aus dem Konsolidationsvorgang sowie durch die Kleiabdeckung versickerndes Niederschlagswasser stauen sich im Sandkern des Deiches auf. Bei fehlender Entwässerung des Deichkerns wirkt damit ein Wasserdruck auf die Böschungsabdeckungen, deren Standsicherheit gefährdet ist. Als erste Maßnahme wurde daher die Standsicherheit der binnenseitigen Böschungsabdeckung durch die Entwässerung des Sandkerns mit Horizontaldränagen sichergestellt.

Durch diese Maßnahme ist jedoch die Gesamtstandsicherheit der binnenseitigen Deichböschung immer noch nicht ausreichend. Nachfolgend dargestellt sind die Berechnungsergebnisse für den Querschnitt bei Deich-km 20+900, mit den größten Weichschichtdicken auf der Binnenseite. Die hier dargestellten Berechnungen wurden der Anschaulichkeit halber nach dem Globalsicherheitskonzept durchgeführt.

Für den Ist-Zustand ergibt sich für die binnenseitige Böschung bei Ansatz des Restporenwasserüberdrucks im Klei eine Sicherheit von lediglich $\eta = 1,13$ (Abbildung 5). Nicht berücksichtigt sind ungünstige Wasserstände und Verkehrslasten.

Mit der vorgesehenen Deicherhöhung auf 10,5 m NN und den damit entstehenden höheren Porenwasserüberdrücken sinkt die Gesamtsicherheit auf nur noch $\eta = 1,01$ ab (Abbildung 6). Es waren somit Maßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit der binnenseitigen Böschung erforderlich. Die wasserseitige Böschung ist wegen der geringeren Böschungsneigung ohne weitere Maßnahmen ausreichend standsicher.

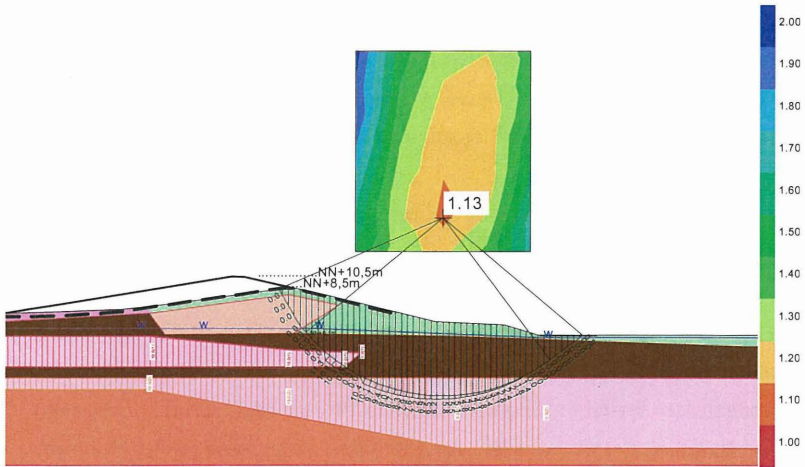


Abbildung 5: Deich-km 20+900 Standsicherheit Ist-Zustand ohne Binnenspundwand

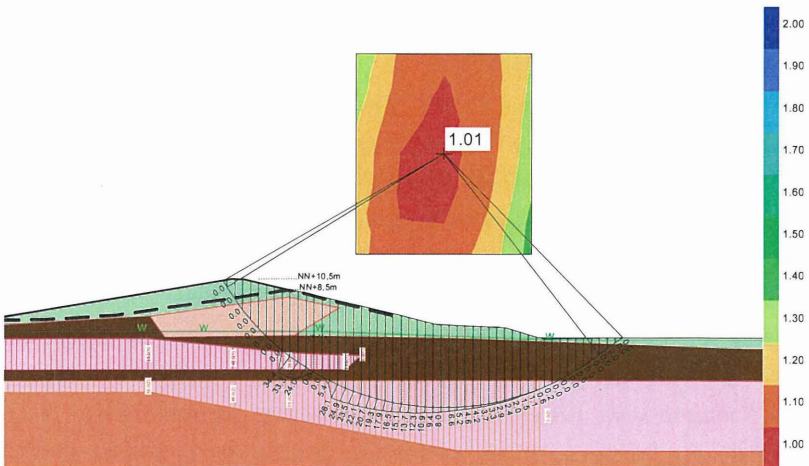


Abbildung 6: Deich-km 20+900, Standsicherheit nach Erhöhung ohne Binnenspundwand

4. Variantenvergleich

Angesichts der Untersuchungsergebnisse und der bestehenden Anforderungen waren mehrere Maßnahmen erforderlich. Diese wurden in einer Variantenstudie und einer Kosten-Nutzen-Analyse bewertet und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Die zunächst nicht ausreichende lokale Standsicherheit der binnenseitigen Abdeckung der Deichböschung wurde durch die Dränagemaßnahmen behoben.
2. Die binnenseitige Gesamtböschung war nicht ausreichend standsicher und musste verstärkt werden.

Grundsätzlich bestehen mehrere technische Alternativen zur Erhöhung der Standsicherheit der Binnenseite, die allerdings maßgeblich vom Untergrund und dessen bodenmechanischen Eigenschaften sowie von äußeren Rahmenbedingungen (verfügbare Flächen, angrenzende Bebauung, allgemeine bautechnische Belange) abhängen. Diese können sein:

- a. Verminderung der Porenwasserüberdrücke durch Dräns (z.B. flächige Vertikaldräns, Schottersäulen)
- b. Erhöhung der Festigkeit des Torfs bzw. Kleis durch Verbesserungsmaßnahmen (flächige Tiefenverfestigungen, Injektionen, Vermörtelungen)
- c. Verdübelung der maßgebenden Scherfugen durch wandartige Bauteile (Spundwände, Bohrfahlwände, Schlitzwände)

Lösungen nach a) über Dräns im Klei-Untergrund (z.B. Vertikaldräns) mit dem Ziel der beschleunigten Konsolidation haben hier keine ausreichende Wirkung, da selbst nach Abschluss der Konsolidation wegen der niedrigen Scherfestigkeit der Torflagen keine ausreichenden Standsicherheiten erreicht werden. Zudem ergäben sich Probleme mit gespanntem Grundwasser in den Sanden unter den bindigen Deckschichten. Es ist also eine lokale Erhöhung der Festigkeit des Torfs erforderlich. Dazu wären grundsätzlich mehrere Verfahren nach b) geeignet (z.B. flächige Tiefen-Verfestigungen, Tiefen-Injektionen, flächige Vermörtelungen), die bis in den Bereich der Torfschicht wirken müssten.

Wegen der gegebenen Randbedingungen (organischer Untergrund möglicherweise für Vermörtelungen nicht geeignet, sehr begrenzter Arbeitsraum, nahe

Strasse und nahe Wohnbebauung lässt keine flächigen Verfahren zu) kommt grundsätzlich lediglich eine linienartige Bauweise zur Verdübelung der Torflage im binnenseitigen Fußbereich nach c) in Frage. Diese Verdübelung kann über wandartige Bauweisen im Bereich der binnenseitigen Deichfußes oder der ggf. hier vorgesehenen Berme angeordnet werden und muss bis in die pleistozäne Sandschicht unter dem Torf einbinden.

Angesichts der Rahmenbedingungen war nur eine Binnenspundwand sinnvoll.

3. Aus Gründen der nicht ausreichenden Deichhöhe sind Maßnahmen zur Anpassung auf die neue Bestickhöhe erforderlich. Diese sind nur an der seeseitigen Böschung sinnvoll. Grundsätzlich ergeben sich unterschiedliche Möglichkeiten. Untersucht wurden Varianten mit Anschüttungen aus verschiedenen Baustoffen (Klei, Sand und Leichtbaustoff) und drei Varianten in Kombination mit einer Mittelspundwand als Hochwasserschutzwand.
4. Die Möglichkeit zukünftiger Erhöhungen zur Anpassung an zukünftig steigende Bemessungswasserstände muss in der Konstruktion berücksichtigt sein

Die Maßnahmen zu 1. und 2. sind allen Varianten gemeinsam. Das bedeutet, dass die Sandkerndränage und die Binnenspundwand als vorausseilende Baumaßnahme im gesamten Abschnitt zur Ausführung kommt.

Die nach 3. und 4. identifizierten verschiedenen Varianten zur Deicherhöhung weisen ausreichende erdstatische Standsicherheit auf und sind hinsichtlich der Kriterien

- Bestickhöhe (Überhöhung)
 - Setzung und Konsolidation, Porenwasserüberdrücke
 - Nachhaltigkeit (Abhängigkeit von Setzungen, Möglichkeiten weiterer Erhöhungen)
- grundsätzlich gleichwertig. Sie entsprechen dem allgemein anerkannten Stand der Technik.

Zur seeseitigen Deicherhöhung wird derzeit eine reine erdbautechnische Variante mit Kleianschüttung erprobt und entsprechend der Beobachtungsmethode der DIN 1054 geotechnisch begleitet.

5. Binnenspundwand

Die Achse der Binnenspundwand ist am Deichfuß in einer Entfernung von rd. 3,5 m vom Hochbord der deichparallel verlaufenden Bäderstraße (K 197) festgelegt. Die Oberkante der Spundwand wird so weit eingebracht, dass am Ende eine Überdeckung des Spundwandkopfes von ca. 30 cm gegeben ist.

Die Binnenspundwand bindet mindestens 2 m tief in die dicht gelagerten, pleistozänen Sande ein, um eine ausreichende Dübelwirkung zu erzeugen. Damit werden nun ausreichende Standsicherheiten erreicht. Für den kritischen Zustand, den Bauzustand unmittelbar nach Aufhöhung auf der Seeseite, ergibt sich eine Sicherheit von $\eta = 1,53$ (Abbildung 7).

Die Bemessung erfolgte nach der Erddrucktheorie für eine eingespannte Wand mit dem Ansatz effektiver Spannungen. Die Porenwasserüberdrücke aus der Aufhöhung auf der Seeseite wurden als Zusatzdruck angesetzt (Abbildung 8).

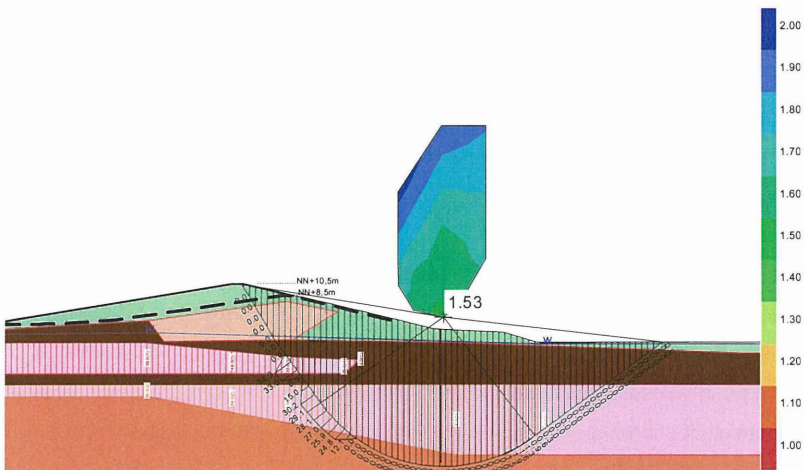


Abbildung 7: Deich-km 20+900, Standsicherheit, Erhöhung mit Binnenspundwand

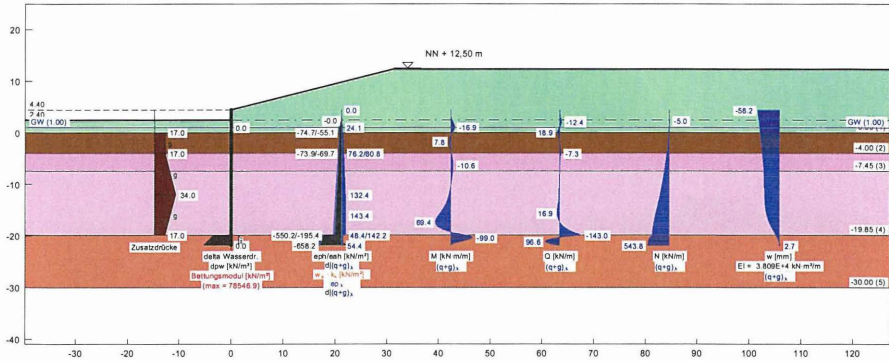


Abbildung 8: Deich-km 20+900, Bemessung der Binnenspundwand

Die beidseitige Dickenabnahme von in natürlich gewachsenen Boden eingebetteten Spundwänden wurde nach EAU mit 0,01 mm/a angesetzt. Zur Berücksichtigung salzhaltigen Grundwassers und aggressiver, humoser Böden wurde ein weiterer Korrosionszuschlag von 0,01 mm/a angenommen. Bei einer Gesamtlebensdauer der in den Untergrund einbindenden Spundwand von 100 Jahren ergibt sich somit eine Querschnittsschwächung von insgesamt 4 mm.

Aus der statischen Bemessung, der korrosionsbedingten Querschnittsschwächung und einbautechnischen Belangen ergab sich ein erforderliches Widerstandsmoment von 1800 cm³/m. Ausgeschrieben wurden werkseitig verschweißte Doppel-Z-Bohlen.

6. Bauausführung

Die Spundwandarbeiten in den 6,7 km langen Baulosen zwischen Schweiburger Mühle und Hobenbrake wurden federführend von der Tiesler Hoch- und Tiefbau GmbH & Co. KG, Elsflath, in Arge mit der Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Westerstede, in den Jahren 2008 und 2009 ausgeführt.

Um Schäden an nahe gelegenen Gebäuden auszuschließen und einbaubedingte Porenwasserüberdrücke im Klei zu minimieren, war vorgesehen, die Spundwände einzupressen. Eingesetzt wurde das ABI Hydro-Press-System HPZ mit einer Presskraft von 800 kN pro Zylinder. Als Trägergeräte wurde zwei Sennebogen SR 35 mit Teleskopmälern TM 14/17 und TM 18/22 (Abbildungen 9 bis 11).



Abbildung 9: Spundwandarbeiten bei Deich-km 21+400



Abbildung 10: Spundwandarbeiten bei Deich-km 21+400



Abbildung 11: Verformter Spundwandkopf bei Deich-km 21+400

7. Proberammungen

Allgemeines

In den dicht gelagerten Sanden waren die Einbringwiderstände erwartungsgemäß so groß, dass die Spundbohlen mit Pressverfahren nicht auf die ausreichende Tiefe gebracht werden konnten. In einer Proberammung wurden alternative Einbringverfahren untersucht.

Mit der messtechnischen Überwachung der Proberammungen wurden folgende Auswirkungen der Einbringverfahren untersucht:

- Schwingungsinduzierte Porenwasserüberdrücke im Klei und im Torf und deren Auswirkungen auf die Standsicherheit des Deiches.
- Schwinggeschwindigkeiten an der Geländeoberfläche

Die Spundwände wurden bis auf den Sand vorgepresst. Zum weiteren Einbringen der Spundwände in die tief liegenden Sande wurden ein mäklergeführter Rüttler ABI MRZV 1000 V und ein Dieselmär Delmag 19-52erprobt.

Der Messquerschnitt befand sich etwa bei Deich-km 21+400. **Porenwasserdrücke** wurden in drei Messprofilen in je drei Tiefenlagen im Klei und im Torf gemessen. Zum Einsatz kamen Porenwasserdruckgeber der Fa. Glötlz mit einer Messfrequenz von bis 1 kHz. Die Tiefenlagen der Geber wurden auf Grundlage der Bohrungen festgelegt. Sie sind in die Bodenprofile Abbildung 12 eingetragen.

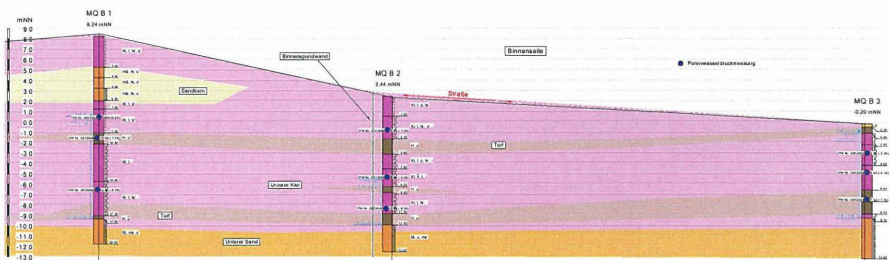


Abbildung 12: Messquerschnitt Proberammung bei Deich-km 21+400

Messprofil ① befindet sich unter der Deichkrone. Messprofil ② liegt am binnenseitigen Deichfuß unmittelbar neben der Spundwandtrasse. Und Messprofil ③ wurde in 25 m Abstand von der Spundwand östlich der Kreisstraße angeordnet.

Die Geber wurden in verrohrten Trockenbohrungen installiert. Um die Geber herum wurden die Bohrlöcher mit Sand verfüllt und nach oben und unten mit Ton abgedichtet.

Die Erschütterungsmessungen erfolgten an 5 Messpunkten östlich der Straße. Mit Geophonen wurden die Schwinggeschwindigkeiten in x-, y- und z-Richtung aufgenommen. Die Abstände der Messpunkte von der Achse der Spundwandtrasse betrugen etwa 12 m, 16 m, 30,5 m, 51 m und 108 m.

Erdstatische Randbedingungen

Durch das dynamische Einbringen der Spundbohlen bilden sich im Klei und im Torf Porenwasserüberdrücke aus, durch die die Standsicherheit des Deiches nicht gefährdet sein darf. Die Größe des zulässigen Porenwasserüberdrucks von $\Delta u = 25 \text{ kN/m}^2$ wurde

durch Gleitkreisberechnungen derart festgelegt, dass die für den Lastfall LF 3 erforderliche Sicherheit von $\eta = 1,20$ eingehalten wird. Das bedeutet, dass ein Porenwasserüberdruck in dieser Größe kurzzeitig während der Proberammungen bzw. Bauphase akzeptiert werden kann.

Messungen am 12.02.02008: Rüttler MRZ V 1000 V

Am 12.02.2008 wurden die Proberammungen mit dem Rüttler MRZV 1000 V zwischen Deich-km 21+350 und dem Messquerschnitt bei 21+400 durchgeführt. Die Bohlen waren bereits bis auf den Sand vorgepresst und mussten nur noch auf den letzten 2 m in den Sand eingerüttelt werden.

Das Gerät wurde sukzessive in 10 m-Schritten versetzt und je Standort wurden 2 Bohlen eingebracht. Zum Schluss wurde unmittelbar neben dem Messquerschnitt eine Spundbohle über die volle Länge eingerüttelt und anschließend wieder gezogen.

Durch das Einrütteln in den Sand konnten im Abstand von mehr als 10 m vom Messquerschnitt keine erhöhten Porenwasserdrücke festgestellt werden. Bei 10 m Abstand wurde in der Messstelle am Deichfuß in dem oberen (-0,56 mNN) und im mittleren Porenwasserdruckgeber (-5,06 mNN) ein Anstieg des Porenwasserdrucks um rd. 5 kN/m² verzeichnet. Der untere Porenwasserdruckgeber und die Messstellen in den anderen Bohrungen reagierten nicht. In Abbildung 13 sind die Messdaten der Porenwasserdruckgeber im Messquerschnitt am Deichfuß für die Szenarien „Einrütteln der letzten 2 m in 10 m Abstand“ und „Einrütteln über die gesamte Länge in 1 m Abstand“ dargestellt.

Erst beim Einrütteln der Spundbohle direkt neben dem Messquerschnitt über die gesamte Länge konnte in allen Messstellen eine Veränderung der Porenwasserdrücke beobachtet werden (Abbildung 14). Unter der Deichkrone und im Hinterland sind diese Veränderungen allerdings sehr gering und vernachlässigbar.

Am Deichfuß nimmt der Porenwasserdruck in allen Tiefenlagen beim Einrütteln sprunghaft in unterschiedlichem Maß zu. An der Geländeoberfläche (-0,56 mNN) verbleibt der Porenwasserdruck anschließend auf einem leicht erhöhten Niveau. Der mittlere Porenwasserdruckgeber liefert den größten Ausschlag von etwa 30 kN/m². Die Spitzen beim

Einrütteln und Ziehen sind deutlich zu erkennen. Nach dem Ende der Erregung klingt der Porenwasserdruck zeitverzögert ab.

Der Spitzenwert übersteigt den zulässigen Porenwasserüberdruck von $\Delta u = 25 \text{ kN/m}^2$. Für die Standsicherheit des Deiches kritische Zustände ergaben sich jedoch nicht, da dieser Porenwasserüberdruck nicht über die gesamte Schichtdicke wirkt. Der in der Standsicherheitsberechnung gewählte Ansatz, nach dem sich der Porenwasserüberdruck auf einer Länge von 25 m abgebaut hat, wird durch die Messungen bestätigt. Im Profil MQ 1 an der Deichkrone wurden keine signifikanten Porenwasserüberdrücke gemessen.

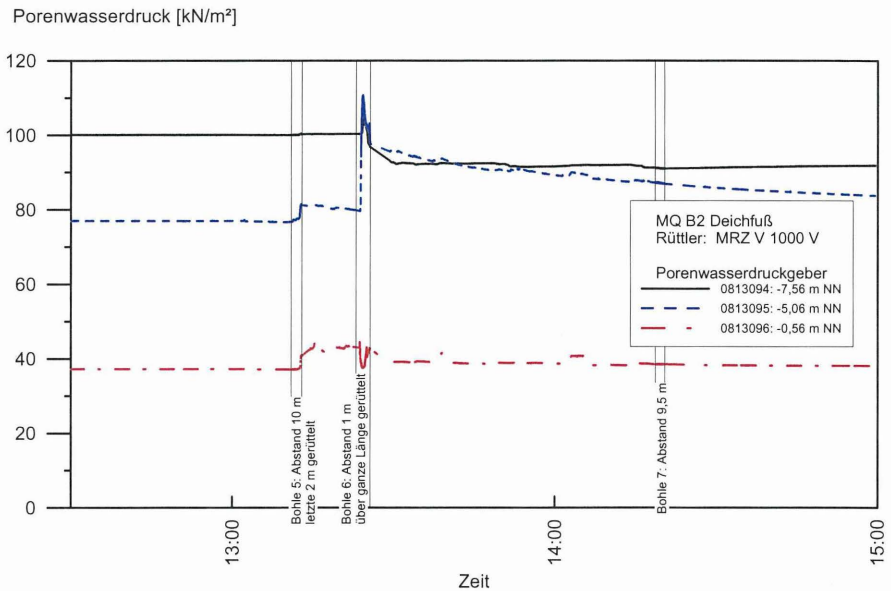


Abbildung 13: Porenwasserdruckverlauf Deichfuß
Proberammung mit Rüttler MRZV 1000 V

In der untersten Messstelle am Deichfuß (-7,56 mNN) ist beim Einrütteln zunächst ein Anstieg des Porenwasserdrucks um etwa 5 kN/m^2 zu erkennen. Mit dem Ziehen der Spundbohle fällt der Porenwasserdruck dann unter den Ausgangswert ab. Dieses wird verursacht durch eine Entspannung des Porenwassers in der Bohrlochverfüllung um

den Geber herum nachdem die Torfschicht unter dem Geber von der Spundwand durchstoßen wurde.

Aus den Erschütterungsmessungen ergaben sich keine kritischen Zustände.

Porenwasserdruck [kN/m²]

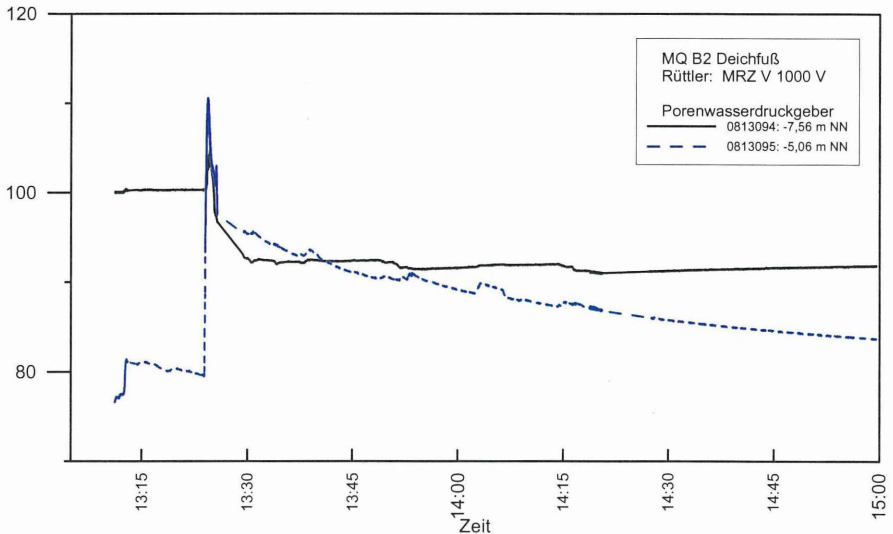


Abbildung 14: Porenwasserdruckverlauf Deichfuß

Einrütteln über gesamte Länge neben dem Messquerschnitt

Proberammung mit Rüttler MRZV 1000 V

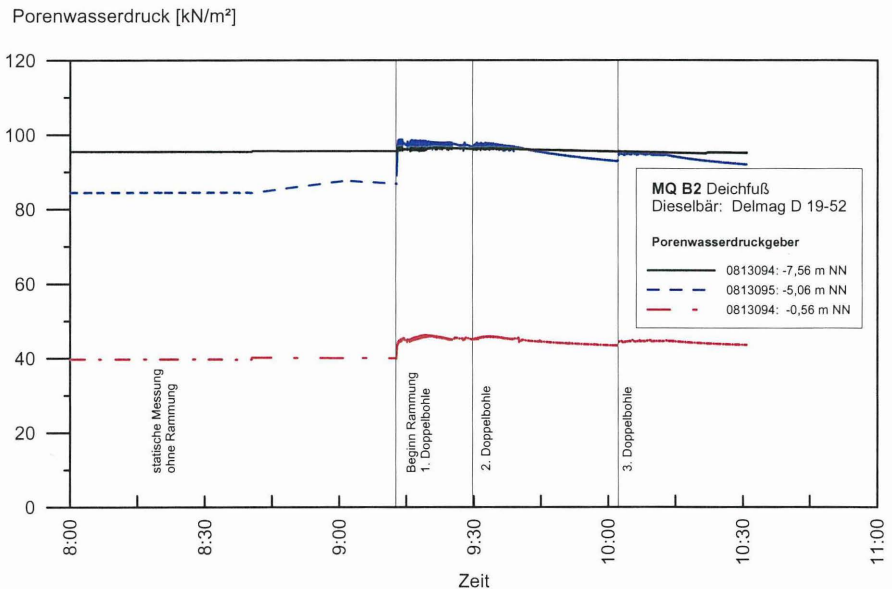
Messungen am 19.02.2008: Dieselbär Delmag 19-52

Aufgrund der Ergebnisse der Messungen vom 12.02.2008 wurde die noch verbliebene Lücke in der Spundwand geschlossen, indem die Spundwand auch hier bis auf den Sand vorgepresst wurde.

Am 19.02.2008 wurden mit dem Dieselbären Delmag 19-52 ausgehend vom Messquerschnitt 3 Doppelbohlen eingerammt. Die Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen am Deichfuß sind in Abbildung 15 dargestellt. Mit Beginn der Rammung steigt der Po-

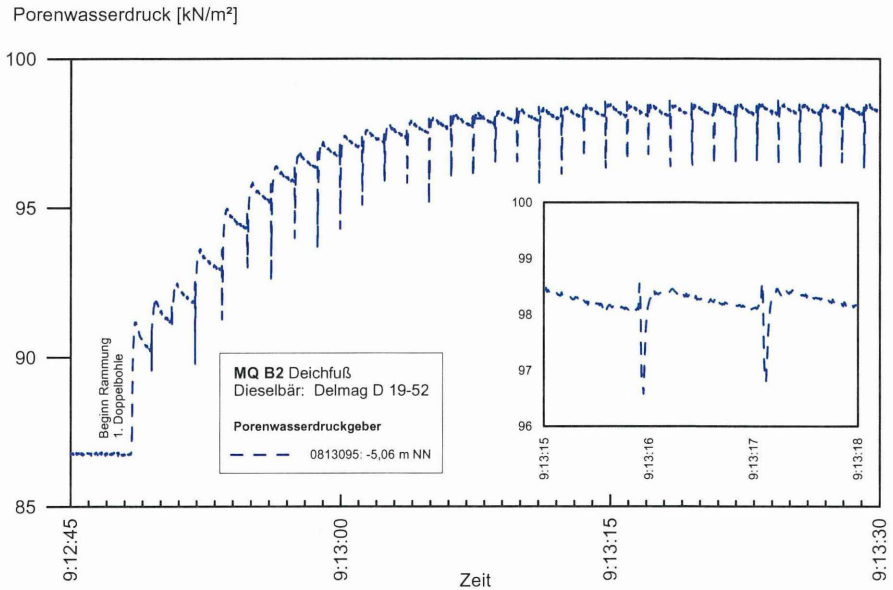
renwasserdruck deutlich an. Der Porenwasserdruck am Geber bei -5,06 mNN steigt um rd. 10 kN/m^2 an. An der Geländeoberfläche beträgt die Zunahme etwa 5 kN/m^2 . Im Geber, der im unteren Bereich der Kleischicht liegt, ergeben sich nur geringfügig höhere Porenwasserdrücke.

Abbildung 16 zeigt den Porenwasserdruckverlauf im Geber bei -5,06 mNN für die einzelnen Rammschläge nach Beginn der Rammung. Der Porenwasserdruck steigt schnell auf das erhöhte Niveau, das von den singulären Porenwasserdruckänderungen infolge der einzelnen Rammschläge überlagert wird. Die Detaildarstellung in Abbildung 16 zeigt den Porenwasserdruckverlauf des einzelnen Rammschlags. Die durch den einzelnen Rammschlag induzierten Porenwasserdruckänderungen sind bis zum folgenden Rammschlag abgeklungen. Ein allgemeiner Abbau des Porenwasserdrucks erfolgt erst mit dem Ende der Rammarbeiten.



**Abbildung 15: Porenwasserdruckverlauf Deichfuß
Proberammung mit Dieselbär Delmag D 19-52**

Die beiden anderen Geber am Deichfuß zeigen in der Ausschnittsvergrößerung einen ähnlichen Verlauf, mit allerdings deutlich kleinerer Amplitude. Insgesamt reagiert der Geber in der Tiefenlage -5,06 mNN wie in den früheren Messungen empfindlicher als die übrigen. Dieser Geber liegt in der Kleischicht, die wesentlich plastischer ist als die anderen Schichten.



**Abbildung 16: Porenwasserdruckverlauf Deichfuß
Einrammen im Sand neben dem Messquerschnitt
Proberammung mit Dieselbär Delmag 19-52**

In den Messstellen unter der Deichkrone und im Hinterland wurden hingegen keine veränderten Porenwasserdrücke gemessen.

Die Erschütterungsmessungen ergaben beim Einrammen der Spundwände mit dem Dieselbären große Schwinggeschwindigkeiten. Die gemessenen Werte betragen etwa das 2,5-fache der beim Einrütteln gemessenen Daten.

Empfehlungen für die weitere Bauausführung

Für die weitere Bauausführung wurde empfohlen, die Spundbohlen bis auf den Sand einzupressen und anschließend auf die Endtiefe einzurütteln. In Ausnahmefällen durften Einzelbohlen auf der gesamten Länge eingerüttelt werden, wobei dann zwischen den Rüttelvorgängen ausreichende Pausen einzuhalten waren. Rammende Einbringverfahren sind aus erschütterungstechnischer Sicht nicht geeignet.

8. Zusammenfassung

Der II. Oldenburgische Deichband plant, die Deiche am östlichen Jadebusen zwischen Diekmannshausen im Süden und dem Ende der Deichstrecke bei Hobenbrake im Norden zu verstärken und zu erhöhen.

Zur Gewährleistung der Standsicherheit der Deiche im Ist-Zustand und nach der vorgesehenen Deicherhöhung wurde in den Jahren 2008 und 2009 auf der 6,7 km langen Strecke zwischen Schweiburger Mühle und Hobenbrake eine Binnenspundwand als Dübelwand hergestellt. Die Spundbohlen wurden durch die durch die bis zu 20 m dicken Weichschichten aus Klei und Torf eingepresst und anschließend in die darunter liegenden dicht gelagerten Sande eingerüttelt.

Die Deicherhöhung erfolgt derzeit durch eine 2 m dicke Kleianschüttung auf der Seeseite. Zur Optimierung des Kleieinbaus wurde eine rd. 1 km lange Teststrecke angelegt, die messtechnisch hinsichtlich Verformungen und Porenwasserdruckentwicklungen überwacht wird.

9. Schrifttum

II. Oldenburger Deichband, NLWKN Betriebsstelle Brake-Oldenburg „Rahmenentwurf Erhöhung und Verstärkung des Hauptdeiches von Schweiburger Mühle und Hobenbrake, hier: Einbau eine Spundwand am binnenseitigen Deichfuß (ausgenommen Bereich des Schwimmendens Moores), Brake, 22.08.2007

GTU Ingenieurgesellschaft „Geotechnische Berichte zu Baugrunderkundungen, Standsicherheitsberechnungen, etc.“, Hannover, verschiedene Datierungen 2007 bis 2008

IPP Ingenieurgesellschaft „Deichertüchtigung zwischen Diekmannshausen und Hohenbrake, Sicherstellung der Standsicherheit der binnenseitigen Böschung durch eine Spundwand“, Bauentwürfe für mehrere Teilstrecken, Kiel, verschiedene Datierungen 2007 bis 2008

GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik „Geotechnische Stellungnahmen, Prüfberichte, Messtechnische Begleitung der Proberammungen“, Braunschweig, verschiedene Datierungen, 2007 bis 2009

Dr.-Ing. C. Stoewahse

Dr.-Ing. P. Grubert

Dipl.-Ing. S. Martinoff

GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik

Am Hafen 22

38112 Braunschweig

L. Cornelius

II. Oldenburgischer Deichband

Franz-Schubert- Straße 31

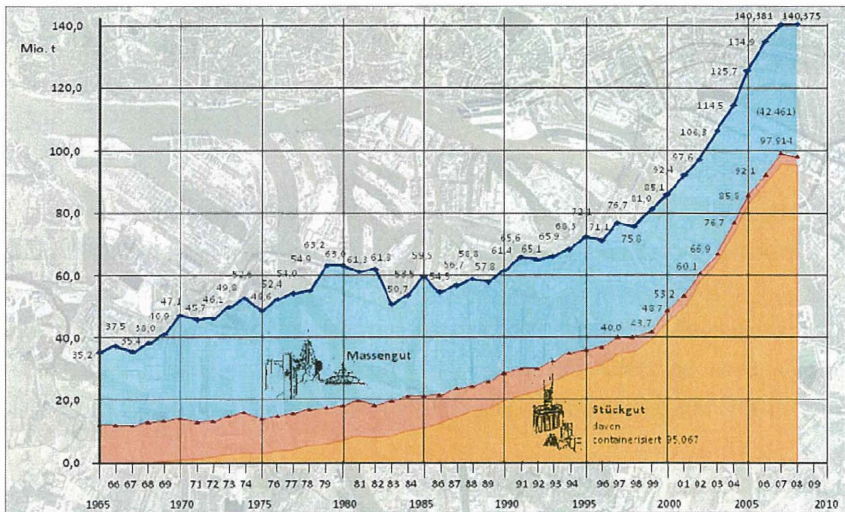
26919 Brake

Entwicklungsperspektiven des Seehafens Hamburg

Dipl.-Ing. Wolfgang Hurtienne

Geschäftsführer Hamburg Port Authority AöR

Der Hamburger Hafen hat in den ersten sieben Jahren dieses Jahrtausends ein Wachstum bisher nicht gekannten Ausmaßes durchgemacht. Der Seegüterumschlag stieg von 85 Mio. t im Jahr 2000 auf 140 Mio. t in 2008.



Seegüterumschlag des Hamburger Hafens 1965 – 2008

Der Containerumschlag hat sich in nur 7 Jahren von 4,7 Mio. TEU (2001) auf 9,7 Mio. TEU (2008) mehr als verdoppelt. Selbst unter Einbeziehung des leichten Rückgangs in 2008 lag der durchschnittliche jährliche Zuwachs im Containerverkehr im Zeitraum 2000 – 2008 noch bei rd. 11 %.

Durch die traditionelle Partnerschaft mit Asien – 56 % des Containerumschlags ist Asien-bezogen – und die günstige Lage zu den Wachstumsmärkten in Mittel- und Osteuropa wurde das Wachstum angetrieben. Im ersten Halbjahr 2009 ist der Containerverkehr dann infolge der schweren Wirtschaftskrise gegenüber dem Vorjahreszeitraum um 28,7 % zurückgegangen.



Günstige Lage

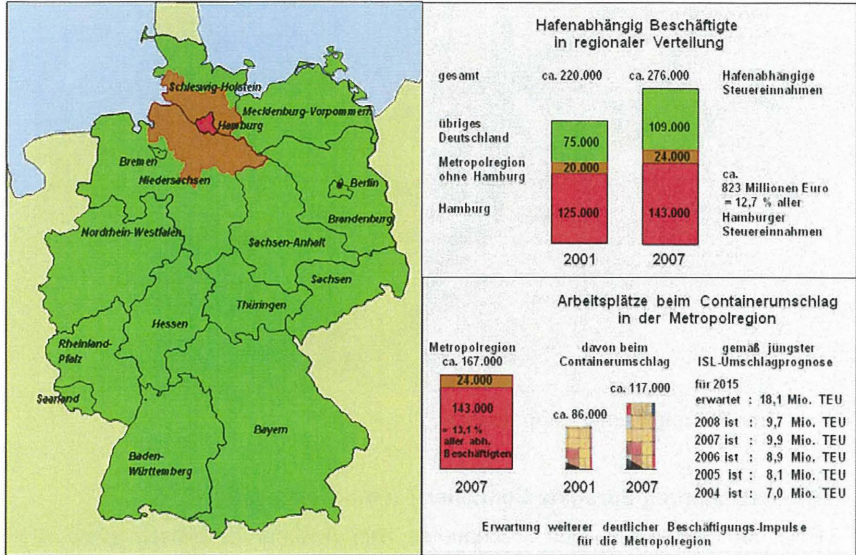
Ein besonders attraktiver Wettbewerbsvorteil Hamburgs gegenüber den Seehäfen Nordwesteuropas ist der erhebliche Entfernungs- und damit Kostenvorteil in der Bedienung der Märkte im zentralen Mittel- und Osteuropäischen Raum sowie in Süddeutschland. Rund 200 internationale und nationale Zugverbindungen täglich sorgen dafür, dass Container die heute in Hamburg gelöscht werden per Nachtsprung schon am Folgetag ihr Ziel im Raum Stuttgart oder München erreichen können.

Bedeutung des Hafens für die Hansestadt und die Region

Die Zahl der hafenabhängig Beschäftigten in Hamburg und der Metropolregion legte im Jahr 2007 – das Jahr der letzten Erhebung – erneut deutlich zu: Die direkt und indirekt vom Hamburger Hafen abhängigen Jobs auf dem Gebiet Hamburgs stiegen 2007 um gut 3.000 auf 143.000 an, in der Metropolregion kletterte die Zahl um knapp 4.000 auf 167.000. Hauptwachstumsträger war dabei wie in den vergangenen Jahren der Containerumschlag. Mit ca. 2.000 zusätzlichen Jobs entfiel etwa die Hälfte des Beschäftigungszuwachses auf diese Ladungskategorie. Rund 70% der hafenabhängigen Arbeitsplätze sind direkt oder indirekt vom Containerumschlag abhängig. Das waren 2007 gut 100.000 Arbeitsplätze in Hamburg bzw. knapp 117.000 in der Metropolregion.

Von der hafenabhängigen Beschäftigung in Hamburg profitiert nicht nur die Hamburger Bevölkerung. Der Hafen ist auch ein wichtiger Arbeitgeber für Menschen aus dem Umland und Deutschland insgesamt. Die Zahl der Beschäftigten, die täglich

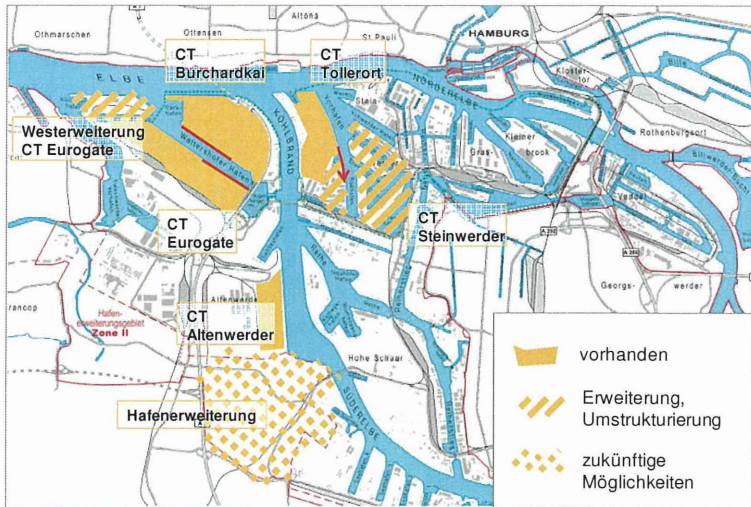
nach Hamburg pendeln, legte 2007 um 3,2 % zu. Damit hatten 2007 fast 37.000 Menschen, die außerhalb der Hansestadt wohnten, eine hafenabhängige Arbeitsstelle auf dem Gebiet Hamburgs.



Hafenabhängige Arbeitsplätze

Ausbauprogramm für den Hafen

Zur Sicherung von Wachstum und Beschäftigung plant Hamburg insgesamt 2,9 Milliarden Euro in Umschlagterminals, Verkehrsinfrastruktur und Logistik im Hafen zu investieren mit dem Ziel, eine Umschlagkapazität von 18 – 20 Millionen TEU zu erreichen. Im Rahmen von „Hafen finanziert Hafen“ werden der Hamburg Port Authority (HPA) in den nächsten vier Jahren jeweils 250 Millionen Euro zur Verfügung stehen. Schwerpunkte im Umschlagbereich sind die Westerweiterung des Eurogate Containerterminal Hamburg (CTH), der komplette Umbau des HHLA Containerterminals Burchardkai (CTB) und die Umstrukturierung des mittleren Hafenbereichs zu einem Central Terminal Steinwerder (CTS).



Erweiterung Terminalkapazitäten

Westerweiterung Eurogate Container Terminal Hamburg (CTH)

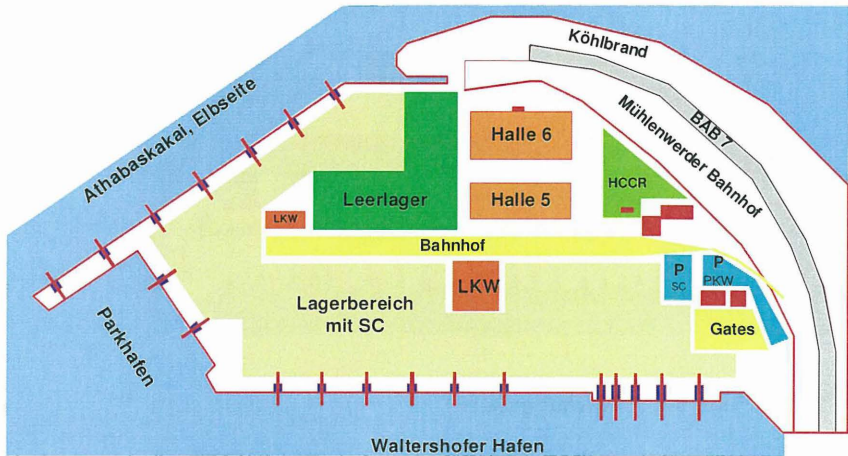
Eine der großen aktuellen Maßnahmen zum Ausbau der Umschlagkapazität für Container ist die Westerweiterung des CTH. Sie erschließt 40 ha Terminalfläche, zwei Tiefwasser-Liegeplätze für Großcontainerschiffe und einen neuen Feeder-Liegeplatz an einer Kaimauer von 1059 Meter Länge. Die Zuschüttung des Petroleumhafens ist die Voraussetzung für die Expansion des Terminals nach Westen. Die Standorte der bestehenden Betriebe werden verlagert bzw. vor Ort konsolidiert.



Eurogate Container Terminal Hamburg (CTH) Westerweiterung

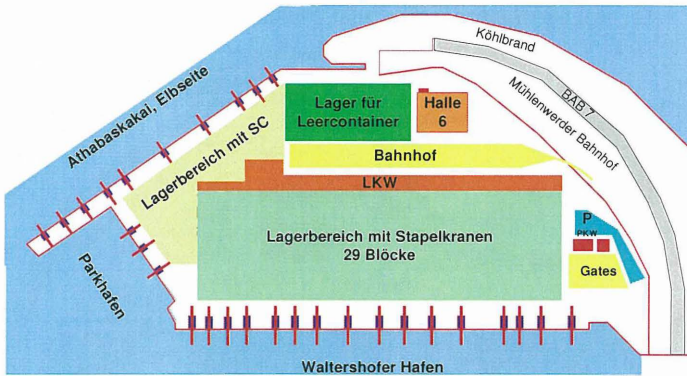
HHLA Container Terminal Burchardkai (CTB)

Heutige Situation: Kapazität 2,6 Mio. TEU

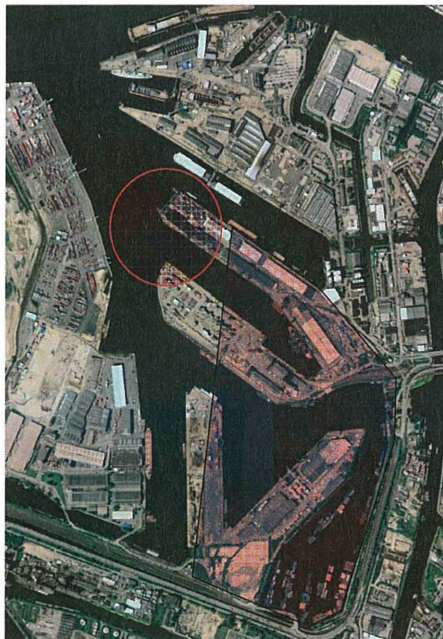


Die Hamburger Hafen- und Logistik Aktiengesellschaft (HHLA) hat für ihr Container Terminal Burchardkai ein Ausbaukonzept entwickelt, dass eine Verdoppelung der Umschlagkapazität auf der vorhandenen Terminalfläche von rd. 2,6 Mio. TEU auf über 5 Mio. TEU möglich macht. Eine flächenintensivere Nutzung des Containerlagerbereichs ist hierfür der maßgebende Produktivitätsfaktor. Die Container werden künftig in 29 Lageblöcken gestapelt, die von je drei automatischen Stapelkränen bedient werden. Diese Art der Lagerung, eine Weiterentwicklung des Blocklagersystems auf dem HHLA Containerterminal Altenwerder, erlaubt es, Container höher und dichter zu stapeln und dabei auch energieeffizienter und geräuschärmer. Die HPA baut dazu am Waltershofer Hafen auf einer Länge von ca. 1.100 m drei neue Liegeplätze im Anschluss an den bestehenden Liegeplatz 1. Die Solltiefe der Liegeplätze liegt bei NN – 16,70 m. Die neue Kaimauerkonstruktion wird mit einem Vorbaummaß von 22 m vor die vorhandene Kaistrecke gesetzt. Die neue Kaimauer erlaubt den Einsatz hochproduktiver Containerbrücken mit einer Spurweite von rd. 35 m. Am bereits fertig gestellten Liegeplatz 2 kommen fünf Twin-Forty-Brücken zum Einsatz, die zwei 40-Fuß-Boxen simultan bewegen können.

Nach Ausbau: Kapazität 5,2 Mio. TEU

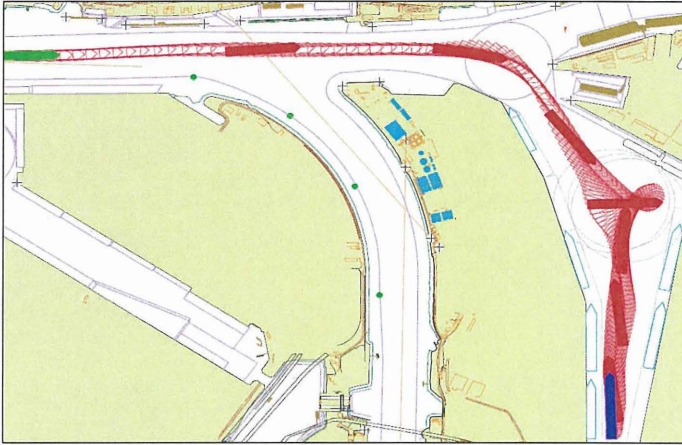


Central Terminal Steinwerder (CTS)



Um dieses kostenaufwendige Umstrukturierungsvorhaben konzeptionell und wirtschaftlich optimal zu gestalten wird ein neuer Weg beschritten. Mit einem vorge-

schalteten internationalen Markterkundungsverfahren soll das Projekt gezielt auf die Markterfordernisse ausgerichtet werden. Ergebnis dieser noch nicht auf eine spezifische Flächenvergabe gerichteten Vorstudie soll die Festlegung des Nutzungskonzeptes sein, das Grundlage für ein später mögliches europaweites Ausschreibungsverfahren wird.



Simulationsstudie

An einem 360-Grad-Simulator werden die nautischen Bedingungen im Zufahrtsbereich zu den Umschlaganlagen im mittleren Hafen untersucht. In diesem Fall wird das Einlaufen eines Containerschiffs von 400 Meter Länge bei nordöstlichem Wind der Stärke 7 simuliert.

Logistikflächen

Die Logistikbranche leistet einen bedeutenden positiven Beitrag zur Arbeitsmarktentwicklung in Hamburg und einen großen Wertschöpfungsbeitrag. Studien haben wiederholt belegt, dass Hamburg sowohl der attraktivste als auch der am stärksten in Anspruch genommene Logistikstandort in Deutschland ist. Die Nachfrage nach Ansiedlungsflächen für Logistik im Hafen und in Hafennähe ist dementsprechend sehr groß. Bei wieder anziehendem Containerverkehrswachstum werden jährlich mindestens 20 ha zusätzlich an Logistikflächen im Hafen benötigt. Um der Nachfra-

ge langfristig gerecht werden zu können, sind geeignete großflächige Areale vorzubereiten, die nur im Hafenerweiterungsgebiet, (etwa in Altenwerder West) erschlossen werden können.



Logistikzone Dradenau

System Hafenbahn

Hamburg ist der wichtigste „Eisenbahnhof“ Europas. Über die stadteigene Hafenbahninfrastruktur werden 70% aller im Fernverkehr transportierten Container zu- und abgefahren. Etwa 30% aller im Hafen umgeschlagenen Güter werden per Bahn zwischen Hamburger Hafen und seinen Märkten im Hinterland transportiert. Damit werden über die Hafenbahninfrastruktur gut 12% des gesamten deutschen Schienengüterverkehrs befördert. Mehr als 60 Eisenbahnverkehrsunternehmen befahren täglich das Hafenbahnnetz.

Mittel- bis langfristig ist für den Containerverkehr von einer Verdoppelung der Zugzahlen und einer Verdreifachung der Frachtmenge auszugehen, auch wenn zunehmend lange Züge voll beladen verkehren. Deshalb werden gegenwärtig in einem

Straßenverkehr im Hafen

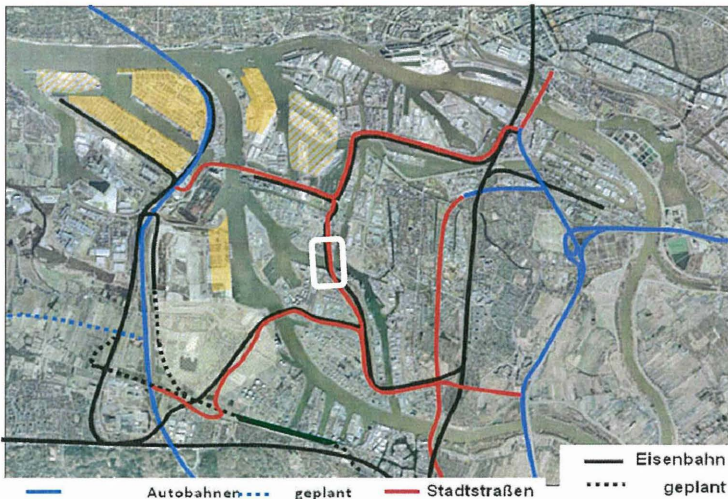
Maßnahmen des Verkehrsmanagements also der Verkehrslenkung und -steuerung sorgen für eine effiziente Nutzung der vorhandenen Infrastruktur. Voraussetzung sind leistungsfähige Alternativrouten und ein Steuerungsinstrument, das die für Störungsfälle festgelegten Ausweichstrecken auf die Wegweisung vor Ort überträgt.

Handlungsfelder im Straßenverkehrsmanagement Hafen sind im Einzelnen:

- die Konzeption eines Strategischen Netzes,
- der Aufbau einer Störfallmanagements,
- das Parkraummanagement innerhalb des Hafens,
- das Bereitstellen aktueller Verkehrsinformationen,
- die dynamische Verkehrslenkung über Wechselwegweisung,
- die Zuflussteuerung (z.B. über Pre-Gates) sowie
- die Steigerung der Leistungsfähigkeit des Straßennetzes (Optimierung der LSA-Steuerung).

Strategisches Netz

Das Strategische Netz als die oberste Straßenhierarchie im Hafen bildet die Anbindung des Hafens an das übergeordnete Straßennetz, die Erschließung des Hafens

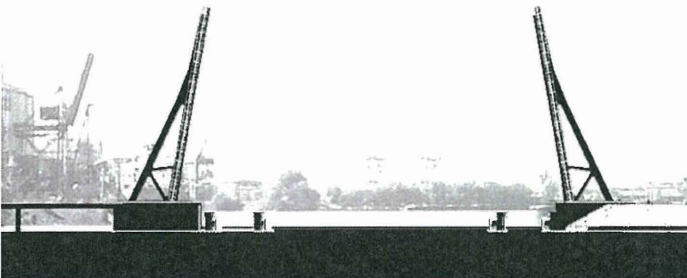
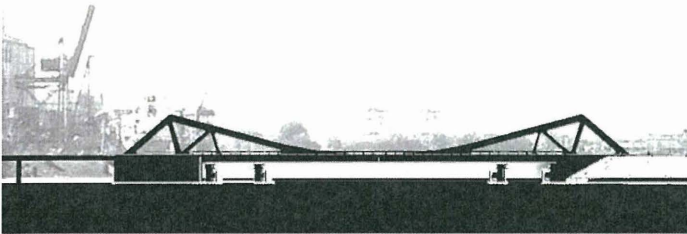


Straßen- und Schienennetz Hamburger Hafen

selbst und die wesentlichen Alternativrouten ab. Alle Strecken im Strategischen Netz weisen höchste Priorität im Störfallmanagement auf.



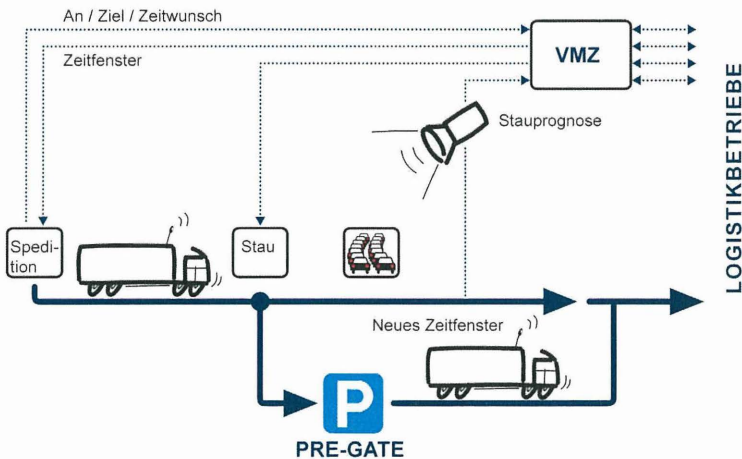
Neubau der Rethelklappbrücke im strategischen Netz



Mit dem Ausbau einer leistungsfähigen südlichen Ost-West-Verbindung (HQS) stehen langfristig zwei vergleichbar leistungsfähige Verbindungen zur Verfügung, Voraussetzung für ein funktionierendes Störfallmanagement und eine dynamische Wegweisung.

Langfristig werden dynamische Wegweisungstafeln an strategischen Knotenpunkten installiert. Über eine umfassende Verkehrsdatenerfassung maßgebender Streckenabschnitte werden im Internet Informationen über die aktuelle Verkehrslage verfügbar sein. Darauf aufbauend werden Kurzfristprognosen über die wahrscheinliche Verkehrsentwicklung auf den strategischen Routen sowie ein umfassendes Routing zur Verfügung gestellt werden.

Ziel ist es, eine vorausschauende Zuflussteuerung für den Zielverkehr zum Hamburger Hafen zu erreichen. Bei aktuellen oder sich abzeichnenden Störungen im Hafen werden Trucker über dynamische Wegweiser mit integrierten Stauinformationen auf die alternative Nutzung von Pre-Gates hingewiesen. In einem Pre-Gate, eine Art Autohof mit Service-Einrichtungen für Ruhezeiten, befindet sich ein Pufferparkplatz, von dem aus im Rahmen eines Slot-Verfahrens die Containerterminals dann aufkommensabhängig angesteuert werden.



Fahrrinnenanpassung Unter- und Außenelbe

Die internationale Wettbewerbsfähigkeit des Hamburger Hafens hängt entscheidend auch vom Ausbauzustand seiner seewärtigen Zufahrt ab. Aufgrund einer bereits seit einigen Jahren zu beobachtenden deutlichen Tiefgangszunahme können weltweit verkehrende Containerschiffe den Hamburger Hafen jedoch nur noch unter Hinnahme spürbarer Ladungseinbußen und Wartezeiten anlaufen. Ein bedarfs- und zeitgerechter Ausbau der Fahrrinne von Unter- und Außenelbe ist daher dringend geboten. Dabei wird die Notwendigkeit des Fahrrinnenausbaus durch die aktuelle wirtschaftliche Krise in keiner Weise geschmälert. Zum einen kann kein Zweifel daran bestehen, dass der Motor der Weltwirtschaft wieder anspringen wird, so dass der weltweite Warenaustausch wieder deutlich anwachsen wird. Zum anderen setzen die Reeder gerade jetzt angesichts gesunkener Fracht- und Charraten verstärkt auf die besonders wirtschaftlichen Großcontainerschiffe.

Ausbauziel der Fahrrinnenanpassung

Tideabhängige bzw. -unabhängige Maximaltiefgänge (bezogen auf Salzwasser)

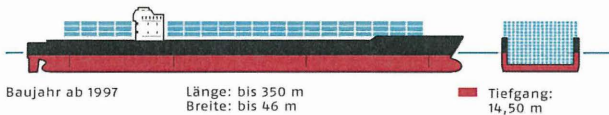
tideabhängig auslaufend
2 Stunden Startfenster

Tiefgang
14,50 m

tideunabhängig

Tiefgang
13,50 m

Bemessungs-Containerschiff



Revierfahrt auf der Flutwelle

Tideabhängig einlaufendes Schiff



Tideabhängig auslaufendes Schiff



Das Ausbaukonzept erfüllt zum einen die nautischen Erfordernisse der modernen Containerschifffahrt. Zum anderen werden durch gezielte Vermeidungs- und Minderungsmaßnahmen, insbesondere aber durch die Verwirklichung eines integrierten Strombaukonzeptes hydrologische und ökologische Folgen des Fahrrinnenausbaus weitgehend vermieden. Die künftige Fahrrinnenvertiefung wird daher keinerlei Einschränkungen der Hochwassersicherheit hervorrufen.

Im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens ist deutlich geworden, dass durch die Elbvertiefung erhebliche Beeinträchtigungen von Gebieten im Sinne der europäischen „Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie“ nicht auszuschließen sind.

Um die Realisierung der Elbvertiefung nicht zu gefährden, wird daher ein sog. Ausnahmeverfahren durchgeführt. Dieses Verfahren bedeutet eine erneute Öffentlichkeitsbeteiligung und gegebenenfalls auch eine Beteiligung der EU-Kommission. Infolgedessen ist mit einem Planfeststellungsbeschluss im Herbst 2010 zu rechnen. Die Ausbaumaßnahmen können dann in 2011 durchgeführt werden.



Foto: BWA

Dipl.-Ing. Wolfgang Hurtienne,
Hamburg Port Authority AöR, Geschäftsführer,
Neuer Wandrahm 2, 20457 Hamburg,
wolfgang.hurtienne@hpa.hamburg.de

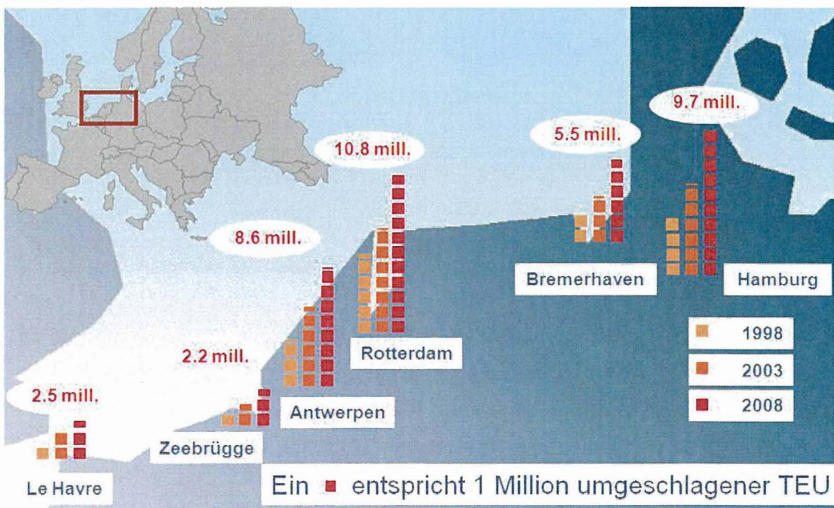
Perspektiven beim Stahleinsatz im „Weserbau“

Dr. Stefan Woltering, Iven Krämer

Stahl – das ist der Stoff, mit dem die wirtschaftliche Zukunft gebaut wird. Das zeigt sich auch an der Wasserkante der Weser: In den ersten Jahren des neuen Jahrhunderts hat die Freie Hansestadt Bremen das größte Investitionsprogramm auf den Weg gebracht, das in den Zwillingshäfen Bremen und Bremerhaven jemals konzipiert wurde. Im Mittelpunkt stehen die Neubaumaßnahmen Container-Terminal (CT) 4 und Kaiserschleuse – anspruchsvolle Großinvestitionen, mit denen der Standort Bremerhaven als führende Drehscheibe der internationalen Container- und Fahrzeuglogistik gestärkt wird.

Als viertgrößter Containerhafen Europas steht Bremerhaven mit Blick auf die aktuellen wirtschaftlichen Parameter im zunehmenden Wettbewerb mit Häfen der so genannten Nordrange wie Rotterdam, Antwerpen oder Zeebrügge und perspektivisch auch mit Hafenplätzen im Mittelmeerraum. An der Wesermündung wurden im vergangenen Jahr etwa 5,5 Millionen Standardcontainer (TEU) umgeschlagen.

Abb. 1 Entwicklung des Containerumschlags in der Nordrange von 1998 bis 2008



Mit der nördlichen Hafenerweiterung CT 4, die 2008 offiziell den Betrieb aufgenommen hat, erhöht sich die jährliche Kapazität des zweitgrößten deutschen Hafens auf mindestens 8 Millionen TEU – ein klares Signal an Reedereien und verladende Wirtschaft, dass die bremschen Häfen im zentralen Segment der maritimen Logistik alles unternehmen, um wettbewerbsfähig und für die Kunden attraktiv zu bleiben. Beim Bau von Container-Terminal 4 versenkten die Arbeiter große Mengen Stahl im Boden. Das Gesamtgewicht der Pfähle: etwa 37.000 Tonnen.

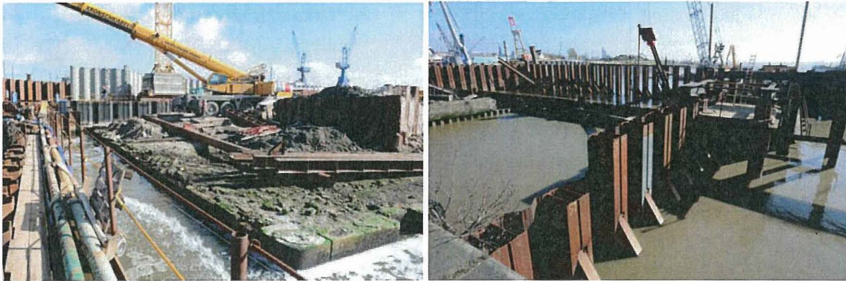
Abb. 2 Luftaufnahme des Container Terminals 4 im September 2009



Eine andere Forderung der Hafen- und Logistikwirtschaft konnte erfüllt werden, als der Bremer Senat im Jahre 2005 den Bau der neuen Bremerhavener Kaiserschleuse beschloss. Ihre Vorgängerin hatte für mehr als 100 Jahre gute Dienste geleistet, war zum Schluss aber viel zu kurz und schmal für moderne Autoschiffe. Diese Giganten bringen es bereits auf bis zu 240 Meter Länge.

In den vergangenen Jahren stand in Bremerhaven, einem der weltweit größten Häfen der Autologistik, mit der Nordschleuse nur eine Zufahrt für die immer größeren Schiffe zur Verfügung. Mit der neuen Kaiserschleuse, die Ende 2010 den Betrieb aufnehmen wird, setzt der Standort Maßstäbe. Ihre Kammer wird 305 Meter lang sein, ihre Durchfahrtsbreite 55 Meter betragen. Hier werden 39.500 Tonnen Stahl für Spundwände und Pfähle verbaut.

Abb. 3 und 4 Impressionen von der Baustelle der neuen Kaiserschleuse



Während die Hafenentwicklung im Norden Bremerhavens somit zunächst abgeschlossen ist, laufen derzeit umfangreiche ökologische Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen, die in Folge der Hafenerweiterung unter planungsrechtlichen Gesichtspunkten erforderlich wurden. Auch hier wird im großen Stil gebaut, wie die Schaffung eines rund 220 Hektar großen Tidepolders im Bereich der Großen Luneplate mit einem eigenen Tidesperrwerk belegt. Ab 2010 wird sich dort das Wasser der Weser in einem weit verzweigten Prielsystem mit jeder Flut verteilen, so dass sich neue Wattflächen und Röhrichte ausbreiten und Zuflucht und Lebensraum für seltene Tier- und Pflanzenarten bieten können.

Abb. 5 bis 7 Impressionen von der Umsetzung der Kompensationsmaßnahmen (2009)



Als neues Standbein der Bremerhavener Wirtschaft entwickelt sich derzeit die aufstrebende Windkraft-Branche. Hierfür wird im Süden der Stadt auf ein weiteres Zukunftsprojekt gesetzt. Vor dem Weserdeich soll in den kommenden Jahren ein Offshore-Basishafen entstehen – eine Investition von etwa 150 Millionen Euro, mit der die herausgehobene Position der Seestadt bei der Entwicklung und Herstellung von Windenergieanlagen für die offene See langfristig gesichert werden kann.

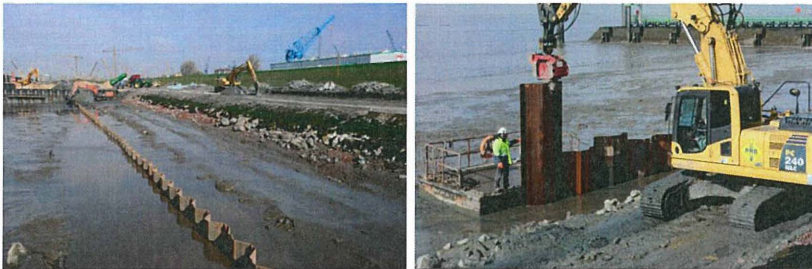
Abb. 8 In Planung: Offshore Verladehafen an der Weser (Bildmontage von LSA)



Bremens Regierungschef Jens Böhrnsen hat bereits signalisiert, dass er das Projekt unterstützt und der Senat der Freien Hansestadt Bremen hat dem Vorhaben mit Beschluss vom 28. September 2009 offiziell „grünes Licht“ gegeben. Bekanntlich will die Bundesregierung die Voraussetzungen dafür schaffen, dass an Nord- und Ostsee dutzende neue Windparks entstehen – viele von ihnen mit Fundamenten, Türmen, Flügeln und Gondeln aus Bremerhaven. Fakt ist, dass das Thema der Offshore Windindustrie eine herausgehobene Perspektive für den Einsatz von Stahl im Wasserbau bietet – und dies bei weitem nicht nur an der Weser.

In Folge des fortschreitenden Klimawandels sind in den kommenden Jahren auch die Deichbauer beständig auf Investitionskurs: Bremerhavens Schutzwall an der Weser wird in so Abschnitt für Abschnitt und Bauwerk für Bauwerk zukunftssicher gemacht. Die Hafengesellschaft bremenports wird bis 2017 die größte Offensive zum Schutz vor Sturmfluten umsetzen, die es in der Nachkriegsgeschichte bisher gegeben hat. Gemäß „Generalplan Küstenschutz“ werden bis 2016 etwa 86 Mill. € für Maßnahmen des Küstenschutzes in Bremerhaven aufzubringen sein, wobei der Deich um bis zu zwei Meter erhöht wird. 70 Prozent der Kosten übernimmt der Bund, den Rest das Land Bremen.

Abb. 9 und 10 Impressionen vom Ausbau des Lohmandeichs (Sommer 2009)



Die vorangegangenen Darstellungen vermitteln nur einen sehr kleinen Einblick in die Vielfalt der zuletzt erfolgten, der aktuell laufenden und der in Zukunft zu erwartenden wasserbaulichen Projekte aus dem Verantwortungsbereich der bremenports. Darüber hinaus wird jedoch auch an vielen weiteren Stellen an der Weser Stahl in etlichen großen und kleinen Projekten eingesetzt. Häfen und Wasserstraßen werden auch nie wirklich fertig sein, sondern sich prozessual weiter entwickeln, so dass dem Ingenieursnachwuchs von daher mit Blick auf die Zukunft ganz und gar nicht bange sein muss. Wir wünschen der Veranstaltung „Stahl im Wasserbau“ viel Erfolg.

Autoren: Dr. Stefan Woltering
bremenports GmbH & Co. KG
Geschäftsführer
Am Strom 2
27568 Bremerhaven
Tel.: 0471 / 309 01 - 104
Fax: 0471 / 309 01 - 533
stefan.woltering@bremenports.de
www.bremenports.de

Iven Krämer
bremenports GmbH & Co. KG
Assistent der Geschäftsleitung
Am Strom 2
27568 Bremerhaven
Tel.: 0471 / 309 01 - 104
Fax: 0471 / 309 01 - 533
iven.kraemer@bremenports.de
www.bremenports.de

JadeWeserPort Wilhelmshaven - Hafenbau und Logistik

Axel Kluth, Geschäftsführer der JadeWeserPort Realisierungs
GmbH & Co. KG

Das Land Niedersachsen und die Freie Hansestadt Bremen haben im Juni 2002 eines der größten norddeutschen Infrastrukturvorhaben der vergangenen 50 Jahre auf den Weg gebracht: den JadeWeserPort in Wilhelmshaven, Deutschlands einzigen Tiefwasserhafen für Großcontainerschiffe. Dieser soll mit den ersten 1.000 Meter Kaje im Herbst 2011 seinen Betrieb aufnehmen.

Der Standort des Hafens direkt am Jadebusen ist ideal gewählt: Nautische Simulationen haben bestätigt, dass der Hafen mit einer kurzen Revierfahrt von 23 Seemeilen tideunabhängig von Großcontainerschiffen angelaufen werden kann, also auch von Schiffsrößen mit einer Kapazität von mehr als 10.000 TEU (= Standard-Containern), bis zu 430 m Länge, 58 m Breite und Tiefgängen bis zu 16,50 m. An der geplanten 1.725 m langen Stromkaje sollen 4 Großcontainerschiffe und Feederschiffe mit 16 Containerbrücken zeitgleich abgefertigt werden.

Nach Fertigstellung ist der JadeWeserPort der östlichste Tiefwasserhafen der europäischen Nordrange zwischen Le Havre und Hamburg. Seine Jahresumschlagskapazität liegt bei ca. 2,7 Mio. TEU. Im MAIN HUB Wilhelmshaven werden etwa 60 Prozent der Containerüberseeverkehre als Seetransitverladungen in europäischen Verteilerverkehren mit Seehäfen in Skandinavien, den EU-Ostseestaaten und Russland abgewickelt.



An die Terminalfläche mit 130 ha wird sich der Hafengroden anschließen, eine Logistikzone mit 160 ha Fläche zur Ansiedlung hafennaher Industrie- und Logistikunternehmen. Hier soll auch ein Güterverkehrszentrum eingerichtet werden. Die Verkehrsträger Bahn und Straße werden leistungsfähig angeschlossen; die Bundesautobahn A 29 endet unmittelbar vor dem Hafen. Das Investitionsvolumen beträgt insgesamt 950 Mio. Euro. Die EUROGATE-Gruppe, als Betreiber des Hafens, wird bis zu 350 Mio. Euro davon für die Suprastruktur aufbringen.



Lage des Tiefwasserhafens

Der Tiefwasserhafen JadeWeserPort wird am Westufer der Innenjade ca. 9 km nordöstlich des Stadtzentrums von Wilhelmshaven gebaut. Das Containerterminal entsteht östlich des Voslapper Grodens zwischen der Niedersachsenbrücke im Süden und der Umschlagbrücke der Wilhelmshavener Raffineriegesellschaft (WRG) im Norden. Die Terminalfläche grenzt im Süden unmittelbar an die Niedersachsenbrücke. Der Abstand zu der nördlich gelegenen WRG-Brücke mit dem dazugehörigen Inselanleger beträgt im Mittel rund 2.200 m.



Die Betreibergesellschaft

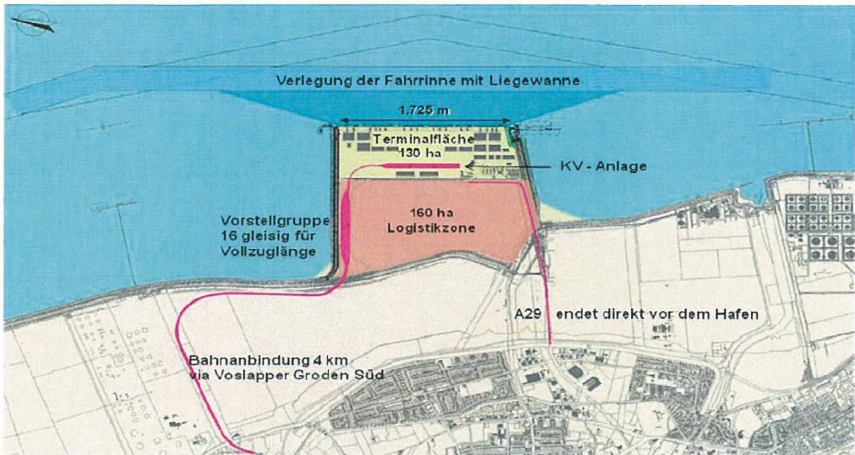
Aus dem Vergabeverfahren ist nach europaweiter Ausschreibung Eurogate, Europas größter Terminalbetreiber, als Betreiber des Containerterminals hervor gegangen. Der JadeWeserPort wird als Common User Terminal betrieben und steht allen Reedereien offen.

Derzeitiger Projektstatus

Das in dem Verfahren nach WaStrG beantragte Vorhaben zum Bau des JadeWeserPort umfasst die folgenden Maßnahmen:

- Herstellung einer neuen Hafenfläche,
 - Landgewinnung mit Ufereinfassungen
 - Herstellung von Kaje sowie Flügel- und Uferwänden
- Wasserseitige Verkehrsanbindung,
 - Verlegung des Jadefahrwassers
 - Herstellung der Zufahrt zum Terminal
 - Verlegung einer Richtfeuerlinie
- Landseitige Verkehrsanbindung,

- Herstellung der Straßenanbindung
- Herstellung der Schienenanbindung
- Sicherung der Niedersachsenbrücke.



Herstellung einer neuen Hafenfläche

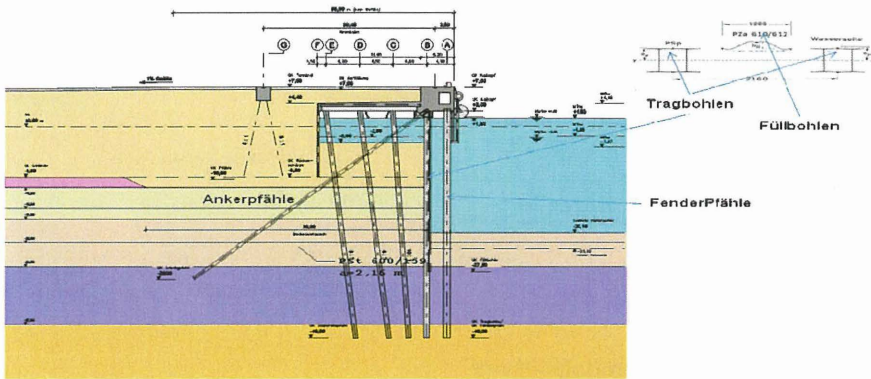
Zentraler Bestandteil des beantragten Vorhabens ist der Bau einer neuen Hafenfläche in der Jade. Nördlich der Niedersachsenbrücke wird auf einer Fläche von ca. 360 ha ein Hafengebiet aufgespült, das auf Grund der späteren Nutzung in folgende Teilflächen untergliedert wird:

- Terminalfläche mit Kaje,
- Logistics Zone (Hafengroden)
- Verkehrsflächen für Straße und Schiene,
- Ufereinfassungen.

Terminalfläche und Kaje

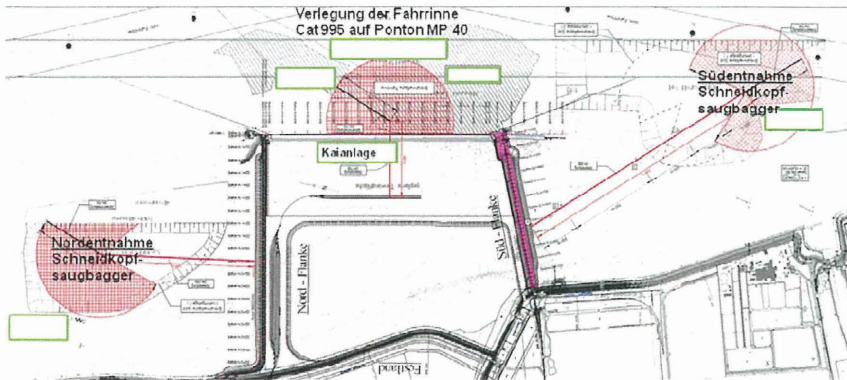
Die Terminalfläche wird eine Kaje Länge von 1.725 m und eine Flächentiefe von 650 m erhalten. Diese Abmessungen ergeben sich aus dem zum Umschlag der prognostizierten Containermengen erforderlichen Flächenbedarf unter Berücksichtigung der erwarteten Schiffsgrößen und -mengen.

Die Kaje erhält eine hochwassersichere Endausbauhöhe von NN +7,50 m. Bei einer Hafensollsohle von NN -20,10 m wird mit der Kaje ein Geländesprung von mindestens 27,60 m abgefangen. Dieses Maß erhöht sich um einen Zuschlag für Baggertoleranzen und Kolkbildung von insgesamt 3 m. Die Maximallängen der Tragbohlen der im Ausführungsvorschlag gewählten kombinierten Spundwand belaufen sich auf rd. 43 m. Die Kaje wird damit von der Höhe her eine der größten weltweit.



Die Herstellung der neuen Hafenfläche einschließlich der Ufereinfassungen wird durch das Einbringen von Sand auf einer Gesamtfläche von ca. 360 ha erfolgen. Für die Landgewinnung sind insgesamt ca. 48 Mio. m³ Sand erforderlich

Die benötigten Sandmengen werden aus den Baggerungen der neuen Fahrrinne und des Zufahrtbereichs einschließlich der Liegeplätze sowie aus 2 Sandentnahmefeldern nördlich und südlich der zukünftigen Hafenfläche bis zu einer Tiefe von -35 m NN gewonnen. Die Genehmigung zur Sandentnahme (Rahmenbetriebsplan) aus den beiden Entnahmefeldern wurde auf Grund des Planfeststellungsverfahrens nach Bundesberggesetz (BBergG) erteilt.



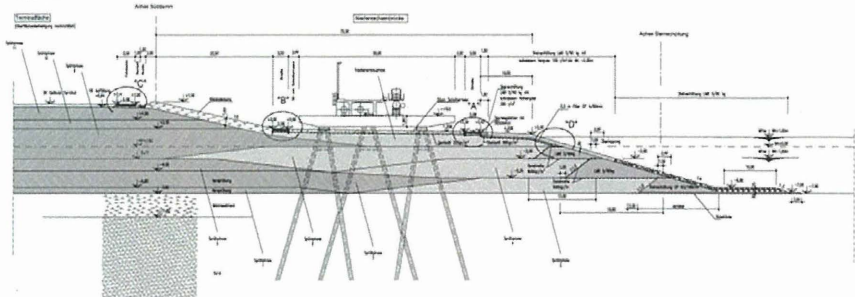
An das Terminal schließt sich die Logistics Zone mit einem Güterverkehrszentrum für die Ansiedlung von Logistik- und hafenorientierten Unternehmen an. Die Fläche mit einer Größe von ca. 160 ha wird im Norden, Osten und Süden von Verkehrsflächen umschlossen. Im Westen wird die Fläche begrenzt durch den Neuen Voslapper Seedeich.

Die Ufereinfassungen der aufzuspülenden Fläche schützen diese vor Wellenangriff und Erosion schon während der Aufspülphase. Das Vorstrecken dieser Dämme erfordert auf Grund der Setzungsempfindlichkeit des Untergrundes das schichtweise Einbauen von 500.000 bis 600.000 t Wasserbausteinen, eine logistische und technische Herausforderung. Letztlich erfüllen die Ufereinfassungen eine Hochwasserschutzfunktion für die Terminal- und Hafengrodenfläche. Östlich wird die Hafenfläche durch das Kajenbauwerk begrenzt. Berechnungen unter Berücksichtigung von Sturmflutwasserstand und Seegang haben ergeben, dass bei einer Kajenhöhe von +7,50 m NN die Hochwasserschutzfunktion gewährleistet ist.

Die nördliche Ufereinfassung wird durch einen ca. 1.950 m langen Damm gebildet, der auf der Seeseite ein den üblichen Deichbaurichtlinien entsprechendes Deckwerk erhält. Durch den direkten Wellenaufbau von Norden ist hier eine Solzhöhe von +8,50 m NN erforderlich.

Querschnitt Süddamm

Schnitt Süddamm Station S 0+800/Niedersachsenbrücke x 1:200
Übergang Teilprofil



In die ca. 1.100 m lange südliche Ufereinfassung wird die Niedersachsenbrücke integriert. Der untere Böschungsbereich direkt südlich der Niedersachsenbrücke (Zufahrtsbrücke) wird durch ein Deckwerk gesichert. Durch die geschützte Lage im Wellenschatten des JadeWeserPorts ist hier eine Sollhöhe von +7,50 m NN ausreichend.

Wasserseitige Verkehrsanbindung

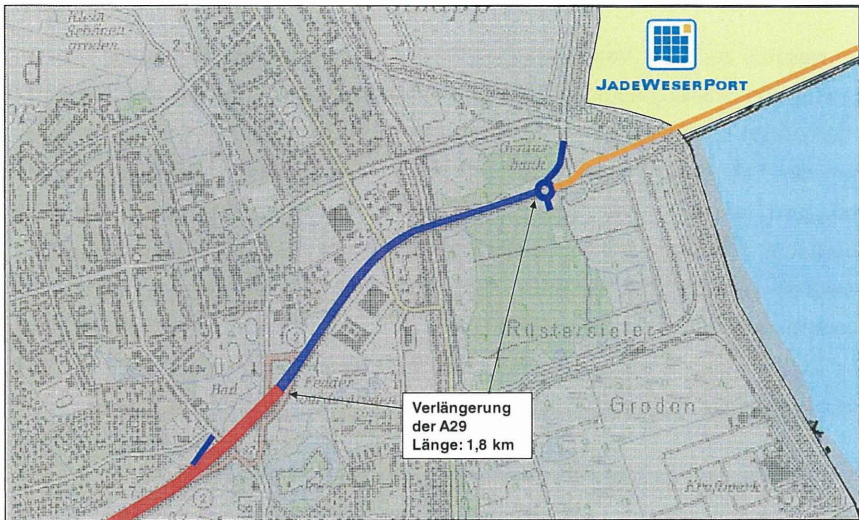
Die Jade ist Bundeswasserstraße. Die Fahrrinnenbreite beträgt 300 m. Das Jade-Revier kann von Schiffen mit einem Tiefgang von bis zu 16,5 m tideunabhängig befahren werden.

Landseitige Verkehrsanbindung

1. Straßenanbindung

Die Anbindung des JadeWeserPort an das Bundesfernstraßennetz erfolgt über den Niedersachsendamm in direkter Verlängerung der Bundesautobahn 29.

Die Hauptmagistrale für die Hafenverkehre ist die A29; innerstädtische Verkehrsprobleme treten in Wilhelmshaven aufgrund der Direktanbindung nicht auf.



Die im Dezember 2004 fertig gestellte A31 verbessert die Straßenanbindung der Region insbesondere mit Nordrhein-Westfalen spürbar. Vom JadeWeserPort ist die A31 über die Autobahnen 29 und 28 zu erreichen; der Hafen verfügt damit über eine leistungsfähige – von der A1 unabhängige - Anbindung ins Ruhrgebiet und in die Benelux-Staaten.

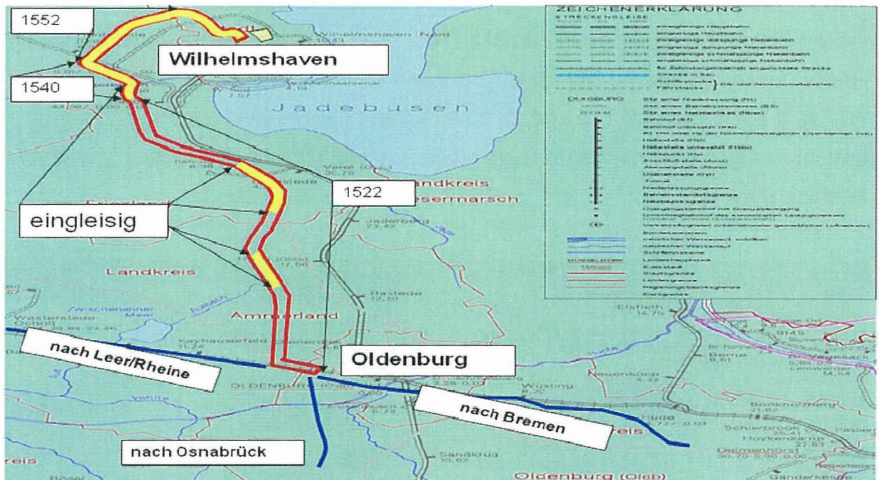


Ein weiteres zentrales Verkehrsprojekt für den Nordwesten ist die Planung und der Bau der A22 – Küstenautobahn. Mit der Realisierung dieses Projekts entstünde eine – von der A1 unabhängige – neue Ost-Westverbindung im Nordwesten. Damit würde sich die Fahrtstrecke vom JadeWeserPort ins Ruhrgebiet / Benelux erheblich verkürzen, ebenso würden die Distanzen zwischen dem Südwesten und dem Großraum Hamburg, Schleswig-Holstein, Dänemark, Schweden und Norwegen erheblich verkürzt. Die östlichen Niederlande wären über den JadeWeserPort schneller angebunden als über Rotterdam.

Die Regierungsvertretung Lüneburg hat im Oktober 2007 ein entsprechendes Raumordnungsverfahren eingeleitet.

2. Schienenanbindung:

Die Schienenanbindung des JadeWeserPort gliedert sich in vier Bereiche:



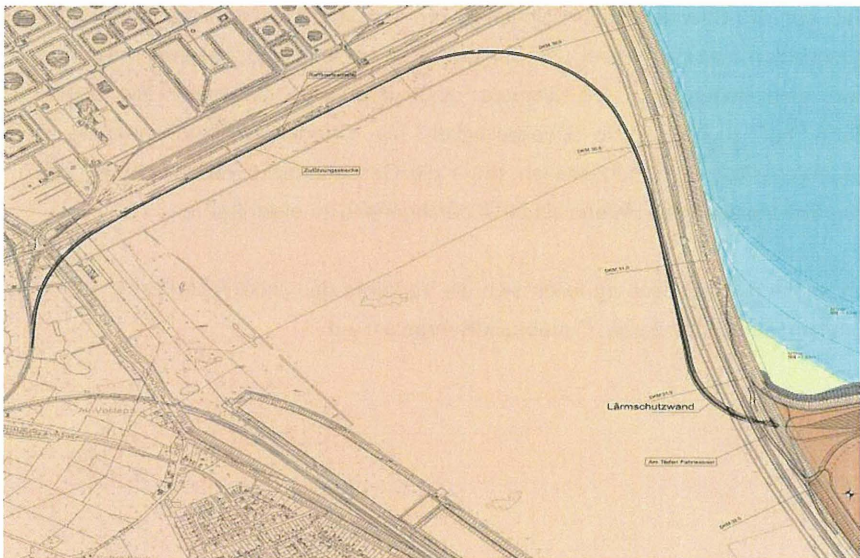
a) Gleisanlagen des JadeWeserPort:

- 4 km Zuführungsstrecke zwischen dem Industriestammgleis Nord (DB-Strecke 1552) und dem neuen Voslapper Seedeich
- Vorstellgruppe, bestehend aus 16 Gleisen

- KV-Umschlaganlage (Suprastruktur)¹

- b) Industriestammgleis Nord (DB-Strecke 1552)
- c) Strecke Sande – Esens (DB-Strecke 1540)
- d) Strecke Wilhelmshaven – Oldenburg (DB-Strecke 1522)

Die Gleisanlagen des JadeWeserPort werden über ein ca. vier Kilometer langes Zuführungsgleis an die eingleisige Nebenbahn, das Industriestammgleis Nord, angeschlossen. Diese rund zehn Kilometer lange Strecke dient ausschließlich dem Güterverkehr und wird bis zur Inbetriebnahme des Hafens von der DB zu einem leistungsfähigen Gleisanschluss für den JadeWeserPort ausgebaut, die erforderlichen Arbeiten werden 2010 beginnen.



¹ In den bisherigen Planungen wird davon ausgegangen, dass die KV-Umschlaganlage aus sechs parallelen zuglangen besteht

Das Ausbaukonzept enthält die umfassende Erneuerung der Gleisanlagen sowie die Nachrüstung des Industriestammgleises mit der erforderlichen Signaltechnik. Es stehen dann rund 100 Fahrplantrassen pro Tag (24 Std.) zur Verfügung, von denen – durch die heutigen Verkehre – lediglich acht Trassen durchschnittlich pro Tag für Transporte der Wilhelmshavener Raffinerie benötigt werden.

Das Industriestammgleis schließt zukünftig mit einer Abzweigstelle an die Strecke Sande – Esens an. Diese Strecke endet im Bahnhof Sande und schließt an die DB-Strecke 1522 (Wilhelmshaven-Oldenburg) an. Hierbei handelt es sich um eine überwiegend zweigleisige, nicht elektrifizierte Hauptbahn. Auf dieser Strecke werden der Regionalverkehr für Personen im Stundentakt zwischen Wilhelmshaven und Oldenburg sowie der örtliche Güterverkehr abgewickelt. Pro Tag verkehren auf dieser Strecke derzeit ca. 43 Reise- und durchschnittlich acht Güterzüge in einem Betriebszeitraum von 20 Stunden.

Auf der DB-Strecke 1522 Wilhelmshaven – Oldenburg befinden sich in den Abschnitten zwischen Varel und Jaderberg bzw. Hahn und Rastede derzeit noch zwei rund sieben bzw. fünf Kilometer lange eingleisige Abschnitte. Die Deutsche Bahn hat zugesagt, die Zweigleisigkeit bis zur Gesamteinbetriebnahme des JadeWeserPort 2012 herzustellen sowie die Gesamtstrecke von Oldenburg bis zu den Gleisanlagen des Hafens bis 2014 durchgehend zu elektrifizieren.

Im Knotenpunkt Oldenburg teilen sich die Verkehre des JadeWeserPort in Richtung Bremen, Leer/Rheine bzw. Osnabrück/Ruhrgebiet auf.



Anfang Juli des Jahres wurde die Lücke zwischen dem Nord- und Süddamm geschlossen. Dieser Mitteldamm bildet später die Grenze zwischen dem Terminal und der dahinter liegenden Logistics Zone. Somit sind die Arbeiten in diesem Bereich ohne Beeinflussung durch Ebbe und Flut möglich.



Teilflächen des Terminals sollen im Herbst diesen Jahres soweit hergestellt sein, dass sie an den Betreiber EUROGATE übergeben werden können, um hier die notwendige Suprastruktur wie Flächenbefestigung, Containerbrücken, Gatehouse, Werkstattbereiche und Umschlageinrichtungen für gleis- und straßengebundene Verkehre einzurichten.



Für die straßenseitige Erschließung des JadeWeserPort sind die Baumaßnahmen bis zur Hauptdeichlinie abgeschlossen. Die Brücke über die Straße „Am Tiefen Fahrwasser“ und die Straßenzuführung von der Anbindung an den öffentlichen Bereich bis zum Hauptdeich sind fertig gestellt und asphaltiert. Begonnen haben die Arbeiten an der nördlich des Areals gelegenen Notzufahrt.

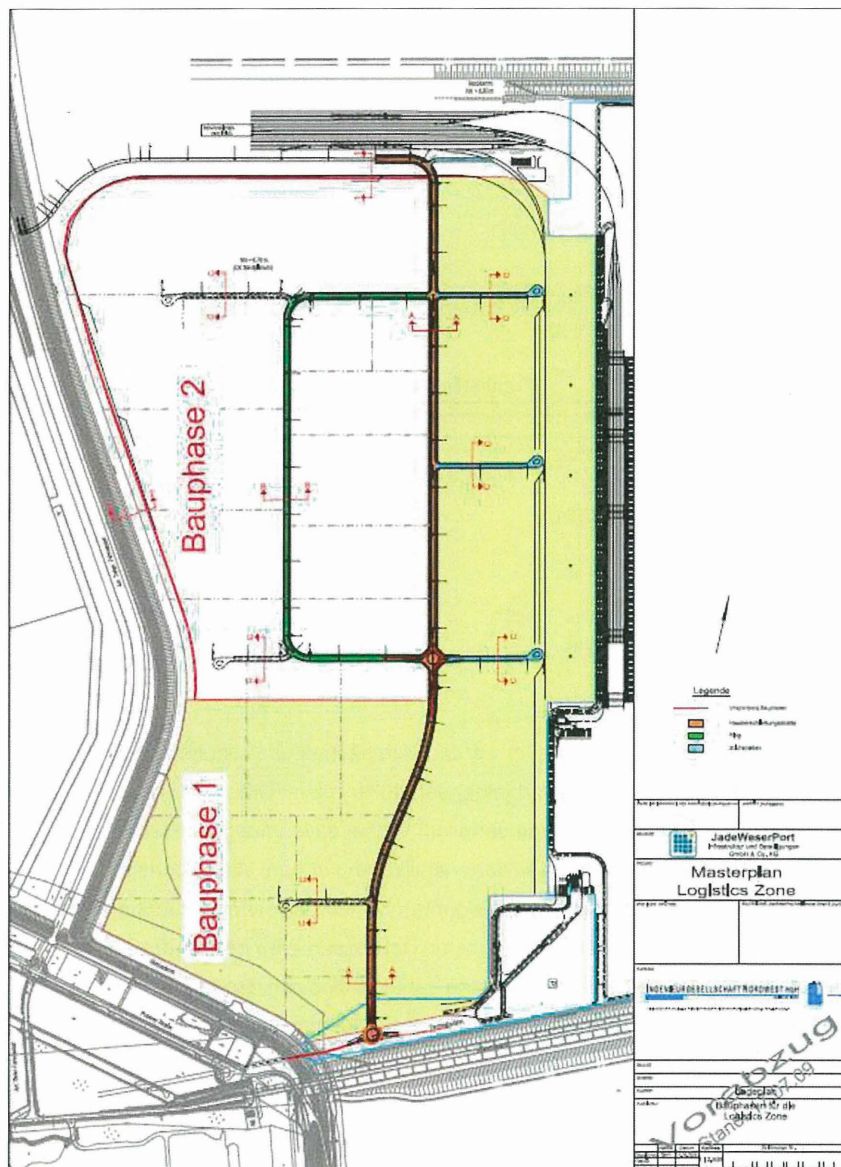
Im Bereich der Gleisanbindung sind die Arbeiten am Bahndamm und den Brückenwiderlagern abgeschlossen und die Stahlbrücke über die Straße „Am Tiefen Fahrwasser“ ist eingehoben. Die Gleisarbeiten der Bahnzuführung und die Maßnahmen zur Errichtung der Lärmschutzwand haben begonnen.

Rund 300 Mitarbeiter arbeiten zurzeit auf Deutschlands größter Wasserbaustelle, damit ab 2011 der Containerumschlag über die im südlichen Bereich fertig gestellte Kaje mit einer Länge von 1.000 Meter aufgenommen werden kann. Die Fertigstellung der restlichen 725 Meter erfolgt Ende 2012.

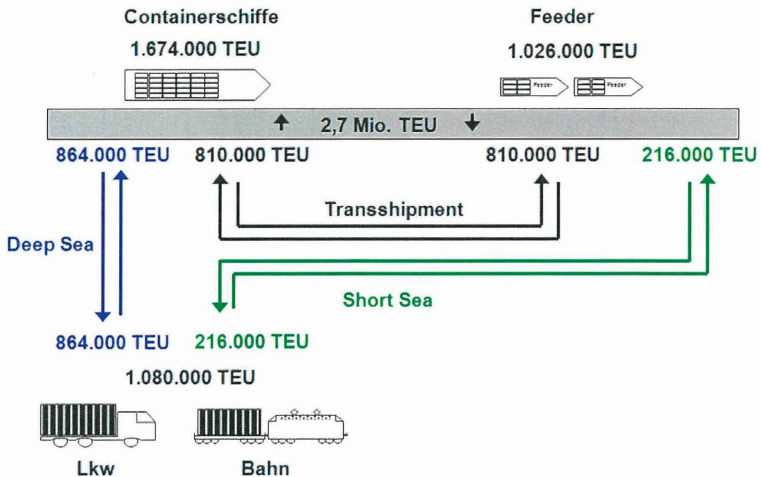


Logistics Zone

Durch die sich direkt an die Terminalfläche anschließende Logistics Zone mit ca. 160 Hektar und optimalen Anbindungen an die Verkehrsträger wird zur Optimierung der Warenströme das GVZ Wilhelmshaven eingerichtet. Hierzu wird im GVZ ein logistikorientiertes Servicespektrum aufgebaut und in Verbindung mit der Deutschen GVZ-Gesellschaft mbH (DGG) die Zusammenarbeit der kombinierten Verkehre auf den Ebenen lokal, regional, national und europäisch angestrebt. Die Logistics Zone bietet für Ansiedler Grundstücke mit hoher Variabilität hinsichtlich Größe und Lage, wobei die Ansiedlung unter Berücksichtigung der logistischen Prozesse erfolgen wird.

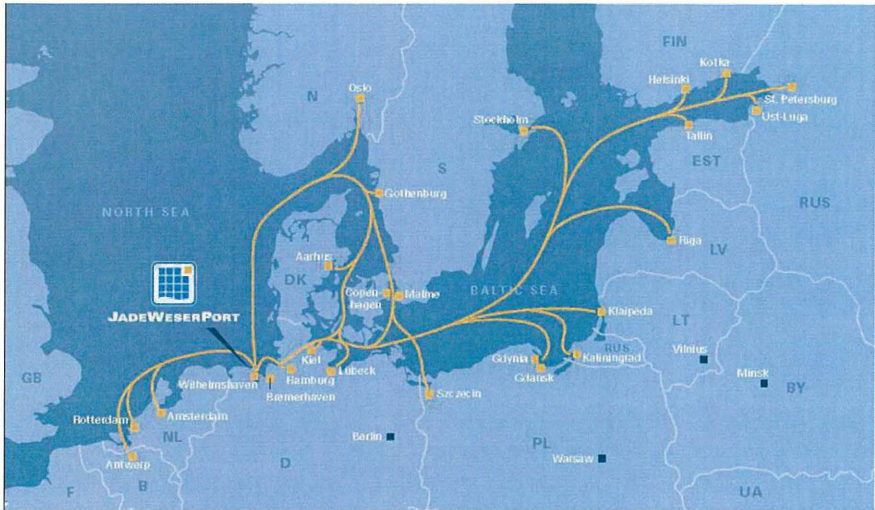


Die Verfügbarkeit wird in zwei Baustufen realisiert. Ca. 100 Hektar stehen ab 01.01.2011 voll erschlossen zur Bebauung bereit. Die zweite Tranche erfolgt zum 01.01.2012 mit ca. 60 Hektar.



Quelle: ISL und JWP, 2005

Die Umschlaganteile (in Modal Split) werden sich nach einer Anlaufphase zu ca. 60 % See- (Schiffs-) seitig und die verbleibenden 40 % je zur Hälfte auf die Verkehrsträger Straße und Schiene verteilen. Wobei davon ausgegangen wird, dass Teile der in Wilhelmshaven umgeschlagenen Waren vor dem Weitertransport regional weiterverarbeitet werden (Localquote). Die europäischen Hauptmarktgebiete liegen für den JadeWeserPort als östlichster Tiefwasserhafen der Nordrange naturgemäß in den Ostseeanrainerstaaten mit Skandinavien, Russland, dem Baltikum und Polen mit ihren zukunftsorientierten Märkten.



Kontaktadresse:

Axel Kluth

Geschäftsführer

JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG

Kutterstr. 3

26386 Wilhelmshaven

Tel: 04421 40980-20

e-Mail: a.kluth@jadeweserport.de

Entwicklungen in den Niedersächsischen Seehäfen

Dipl.-Ing. Hans-Joachim Uhlendorf

ZUSAMMENFASSUNG

Das durch die Globalisierung der Volkswirtschaften angestiegene Transportvolumen und die Entwicklungen auf dem Energiesektor sorgen in den niedersächsischen Seehäfen für den weiteren Ausbau der Hafeninfrastruktur. Trotz der Wirtschafts- und Finanzkrise reagiert das Land Niedersachsen auf diese Anforderungen und investiert bis 2012 -neben dem JadeWeserPort- mit seiner Hafengesellschaft Niedersachsen Ports 300 Mio. Euro in die Hafenanlagen. Damit werden die Seehäfen als bedeutende logistische Schnittstellen im Güterverkehr auf die zukünftigen Herausforderungen vorbereitet.

1. EINLEITUNG

Das Hafensystem Niedersachsen Ports umfasst die großen niedersächsischen Seehäfen Brake, Cuxhaven, Emden, Stade-Bütsfleth und große Teile von Wilhelmshaven. Hinzu kommen sieben kleinere Häfen auf den ostfriesischen Inseln und an der niedersächsischen Küste, die der Inselversorgung und dem Fährverkehr dienen.

Das Hafensystem ist insbesondere ausgelegt für den Umschlag von Stückgütern, Massengütern und Projektladungen sowie für Passagierverkehr in den Inselversorgungshäfen. Die Häfen bieten daneben heute wohl eine einmalige Kombination aus leistungsfähiger Hafeninfrastruktur und ausgedehnten hafenaffinen Industrie- und Gewerbeflächen am seeschifftiefen Fahrwasser. Durch die Lage in der Deutschen Bucht bzw. an den Großen Flussmündungen von Elbe, Weser, Jade und Ems sind die niedersächsischen Seehäfen mit kurzer Revierfahrt sehr gut erreichbar.

Landseitig sind die Häfen über leistungsfähige Straßen, Gleise und Binnenwasserstraßen an das Hinterland-Verkehrsnetz angebunden. Mit dem Ausbau der Häfen wird auch die Hinterlandanbindung weiter ausgebaut und optimiert.

Die gestiegene Nachfrage nach kaimahen Industrie- und Gewerbeflächen für hafenaffine Produktionsanlagen resultiert insbesondere aus dem Energiebereich. Zum Einen werden

Flächen für konventionelle Energieerzeugung für z.B. die Ansiedlung von Kohlekraftwerken nachgefragt. Zum anderen erfolgt diese Nachfrage von Unternehmen aus dem Bereich der regenerativen Energien.

Da Niedersachsen Ports auch Eigentümer der Hafenliegenschaften ist, können wir als niedersächsische Hafengesellschaft die Ansiedlung in unseren Häfen mit einer bedarfsgerechten Hafeninfrastruktur „aus einer Hand“ bieten. [1]

In den vergangenen Jahren haben sich in allen unseren Häfen wesentliche Ausbauprojekte ergeben, die im Folgenden erläutert werden sollen.

2. Ausbauprojekte

2.1 Hafen Brake

Nach der Erweiterung des Hafens um den Holzterminal in den Jahren 1995 bis 2004 – ehemalige Kaserne (1) wird seit 2007 die Norderweiterung der Hafenanlage (2) durchgeführt. Damit werden kainahe Flächen von ca. 30 ha erschlossen. (Abb. 1)



Abb. 1 Hafen Brake von Südosten

Ein erster Großschiffsliegeplatz mit 270 m Kailänge und die erforderliche Erschließung für den Straßen- und Schienenverkehr werden in diesem Jahr zur Verfügung stehen. Die offizielle Inbetriebnahme ist am 10.8.2009 durch Herrn Ministerpräsident Wulff erfolgt. Bereits jetzt kann der zweite Großschiffsliegeplatz in diesem Bereich ausgeschrieben werden, um dem Umschlags- und Lagerbedarf eines großen Verladers nachzukommen. Eine entsprechende vertragliche Bindung ist die Grundlage für die Investition in eine Erweiterung der Kaianlage um weitere 180 m. Damit stehen bis Ende 2010 zwei Großschiffsliegeplätze mit einer Gesamtlänge von 450 m zur Verfügung. (Abb. 2)



Abb. 2 Norderweiterung des Hafens Brake mit 1. und 2. Liegeplatz

2.2 Hafen Cuxhaven

Der Hafen Cuxhaven hat in den letzten 3 Jahren eine rasante Entwicklung zu dem niedersächsischen Offshore-Basishafen gemacht. (Abb. 3)

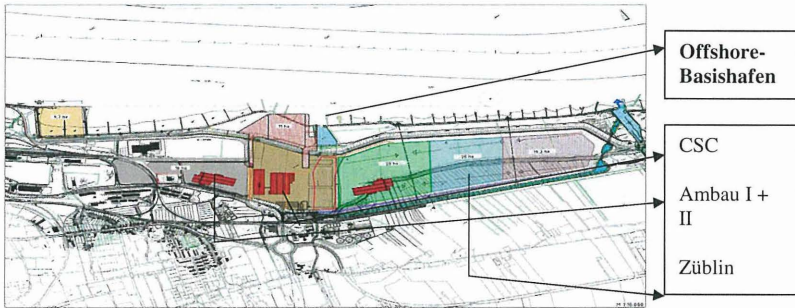


Abb. 3 Hafenentwicklung Cuxhaven (östl. MZU und Baumrönne)

Im März dieses Jahres wurde, nach einer rekordverdächtigen Planungs- und Bauzeit (ca. 15 Monate), ein erster Offshore-Hafen in Betrieb genommen. Die dort inzwischen angesiedelten Firmen CSC und Ambau können damit die in ihren Produktionsanlagen hergestellten Gründungselemente und Türme für Offshore- Windkraftanlagen umschlagen und zu den geplanten Baustellen auf hoher See bringen.

Die Realisierung dieser Ansiedlung und die weiterer Produktionsfirmen gelang, weil an diesem Vorposten zur Nordsee ausreichend große Industrieflächen zur Verfügung gestellt werden konnten. Zurzeit sind Industrieflächen in der Größe von 30 ha vergeben mit der Option für weitere 34 ha.

Diese Entwicklungspotentiale und weitere Handlungsbedarfe sind in dem Entwicklungskonzept Cuxhaven entworfen. [2]

Mit dem Hafen ist eine offshore-taugliche Anlage geschaffen worden, die nicht nur durch ihre Lage, Erreichbarkeit und den Zuschnitt bestimmt ist. Sie hält auch den erforderlichen logistischen Anforderungen stand. Für den Umschlag der Komponenten für die Offshore-Windkraftanlagen mussten die hohen Einzellasten und die besondere Größe des Umschlagsgutes berücksichtigt werden. (Abb. 4)

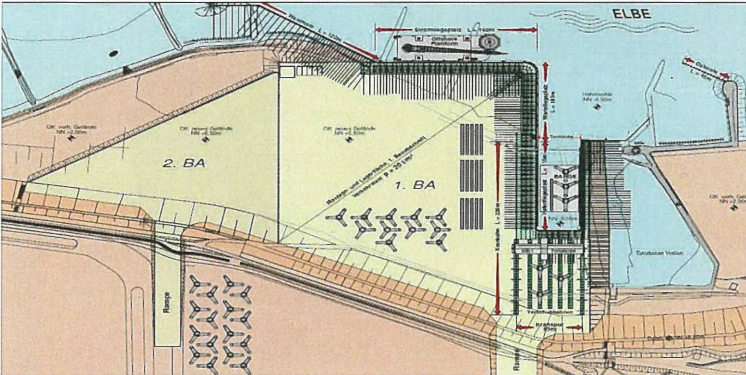


Abb. 4 Offshore Basishafen Cuxhaven, 1. Bauabschnitt

Durch weitere Ansiedlungen östlich der Baumrönne ist in den kommenden Jahren die Erweiterung des Offshore-Hafens in östliche Richtung für den Umschlag weiterer Gründungselemente geplant. Die Maßnahme ist momentan im Planfeststellungsverfahren und soll mit einem ersten Teilbereich der Erweiterung der Offshore-Basis im Frühjahr 2011 in Betrieb gehen. Parallel dazu laufen die Bauleitplanung für den Bebauungsplan 141 sowie die Planungen für die Erschließung dieses Gebietes.

In Planung ist auch der Bau des Liegeplatzes 4 mit 210 m Kailänge und 8,7 ha Hafenfläche sowie der Lückenschluss zwischen dem Liegeplatz 4 und dem Offshore-Hafen, um der Nachfrage an weiteren Kaianlagen und vor allem Lagerflächen nachzukommen. Dieser Ausbaubereich ist für konventionellen Güterumschlag vorgesehen, wie Ro-Ro-Verkehre im Short-Sea-Bereich, PKW-Umschlag und Umschlag von Projektladung.

Mit diesen Maßnahmen wird der Hafen Cuxhaven langfristig eine Gesamtkailänge von ca. 9000 m parallel zum Elbefahrwasser mit bis zu 16 m Wassertiefe haben und die ca. 570 ha Landflächen werden weitgehend ausgenutzt sein. (Abb. 5)

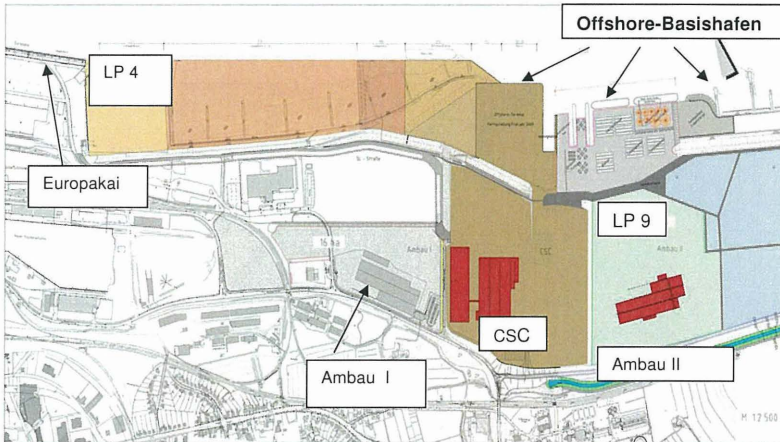


Abb. 5 Ausbauperspektive zwischen vorhandenem Europakai und Liegeplatz LP 9 des Offshore-Basishafens

2.3 Hafen Stade-Bütfleth

Der Hafen Stade-Bütfleth wird im Wesentlichen von den dort ansässigen Industrieunternehmen AOS und Dow Chemical genutzt. Aber auch der konventionelle Umschlag gewinnt an diesem Standort an Bedeutung.

Anfang dieses Jahres ist der Nordwest-Kai um 4 ha Fläche und um 315 m Kai verlängert worden. Die dort ansässige Umschlagfirma wird den Stückgutumschlag intensivieren. Über die Ro-Ro-Rampe können z.B. Flugzeugelemente für das Airbus-Werk in Hamburg umgeschlagen werden.

In nördliche Richtung vom Nordwestkai plant Niedersachsen Ports die Aufspülung weiterer 40 ha Hafenfläche und die Errichtung von 1100 m Kai am seeschifftiefen Fahrwasser. (Abb. 6)



Abb. 6 Hafen Stade-Bütfleth mit Erweiterungsplanung

Die Planfeststellung für die Hafenbaumaßnahme wird genau wie die Planfeststellung für den Gleisanschluss vorangetrieben. Beide Verfahren sollen im nächsten Jahr abgeschlossen sein.

Der Betrieb des Terminals soll im Rahmen einer Interessenbekundung öffentlich ausgeschrieben werden.

2.4 Hafen Emden

Im Hafen Emden wollen wir im Oktober dieses Jahres die Erneuerung der Nesserlander Schleuse in Auftrag geben. (Abb. 7) Die Schleuse stellt neben der Großen Seeschleuse das zweite Eingangstor zum Emdener Binnenhafen dar.

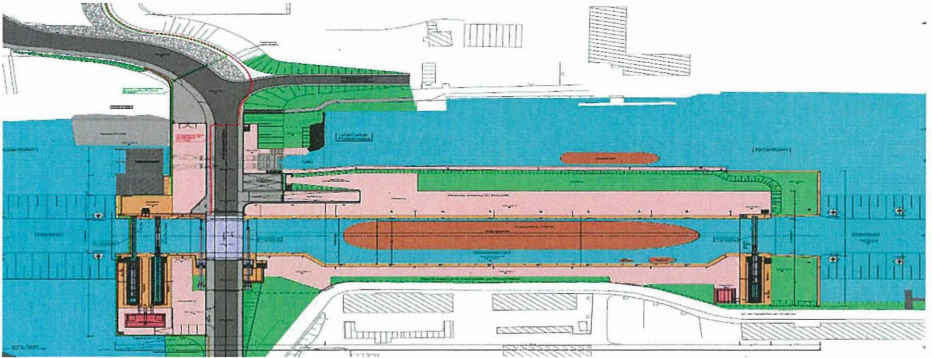


Abb. 7 Erneuerung der Nesserlander Schleuse

Auch im Hafen Emden wird die weitere Hafenentwicklung durch Ansiedlungen der Energiebranche geprägt. So plant ein großes Unternehmen der Windenergiebranche die Produktion und den Umschlag von komplett montierten Flügeln für Offshore-Windenergieanlagen am Rysumer Nacken. Ein anderes Unternehmen plant dort den Bau eines modernen Kohlekraftwerkes und richtet sich dabei auf die Ausrüstung mit neuester CO₂-Abscheidetechnik ein. (Abb. 8))

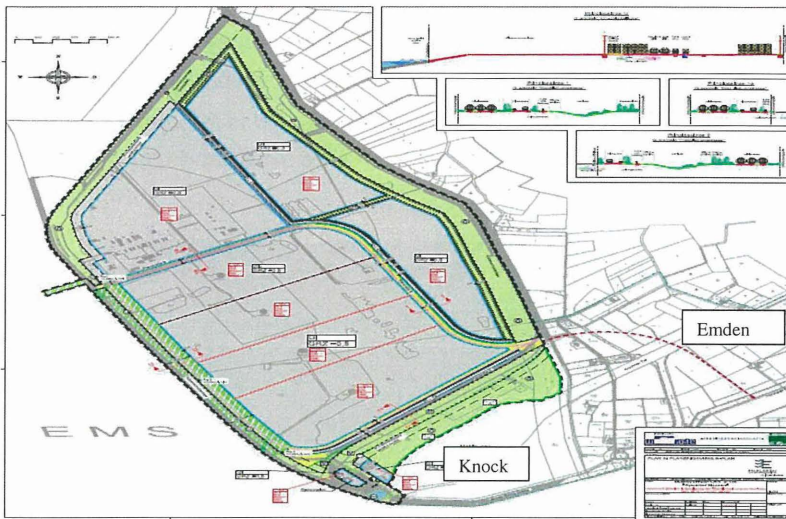


Abb. 8 Rysumer Nacken, Bauleitplanung

Die Ansiedlungen sind nach dem gerade fertig gestellten Hafenkonzept für den Hafen Emden [3] auf dem Rysumer Nacken geplant und sollen kurzfristig umgesetzt werden. Beide Betriebe benötigen jeweils ca. 50 ha Industrieflächen und planen eigene Hafenumschlaganlagen.

Auch im Neuen Binnenhafen ist geplant den bedarfsgerechten Ausbau von Kaianlagen voranzutreiben. Dabei handelt es sich um die Erneuerung des Südkais, insbesondere für den Umschlag von Bauelementen für sehr große Windkraftanlagen.

Die mittelfristige Perspektive in Emden ist die Erweiterung von Umschlaganlagen und Lagerflächen für den konventionellen Umschlag von Stückgütern und Kraftfahrzeugen im östlichen Wybelsumer Polder und auf dem Rysumer Nacken.

2.5. Hafen Wilhelmshaven

Im Hafen Wilhelmshaven realisiert das Land Niedersachsen neben dem JadeWeserPort derzeit durch Niedersachsen Ports den Ausbau der Niedersachsenbrücke. Die Brücke wird verstärkt, damit sie zwei weitere Umschlaggeräte aufnehmen kann. Damit wird die Umschlagleistung insgesamt um 2/3 auf dann 4000 t/Std. verstärkt. Zusätzlich wird der Liegeplatz für Massengutschiffe der 200.000 tdw-Klasse mit einem Tiefgang von 18,5 m vergrößert. (Abb. 9)



Abb. 9 Niedersachsenbrücke; Ausbau für Cape Sizer

Von Seiten des Umschlagbetreibers, der Fa. Rhenus Midgard, wird ein Massenschüttgutlager auf dem Rüstersieler Groden installiert, über das mittelfristig 8 Mio. Tonnen Kohle umgeschlagen werden sollen.

Diese Importkohle dient der Versorgung des bereits bestehenden Kraftwerkes auf dem südlichen Rüstersieler Groden und der Versorgung des gerade im Bau befindlichen Kraftwerkes der Fa. GDF SUEZ. Darüber hinaus werden aber auch weitere Kraftwerksstandorte im Hinterland mit Kohle versorgt. Die Transportlogistik wird über die Eisenbahn sichergestellt. (Abb. 10)

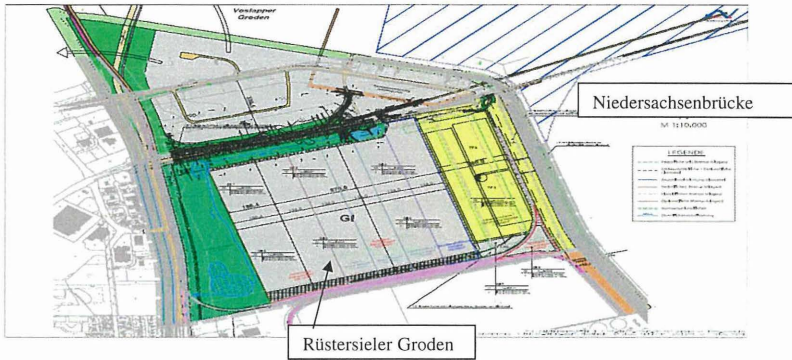


Abb. 10 Bebauungsplan für das Massenschüttgutlager im Rüstersieler Groden in Wilhelmshaven

Wilhelmshaven wird damit neben Rotterdam zum zweiten Europäischen Tiefwasserhafen für Kohlelogistik.

2.6. Inselversorgungshäfen:

Der Hafen Langeoog stellt die Versorgung der Inselbevölkerung sicher und bietet jährlich ca. 938.000 Fahrgastbeförderungen (2007) das Eingangstor zur Insel. (Abb. 11)

Die Aufgabe von NPorts ist es, den Fähranleger verkehrssicher zu betreiben. Aufgrund des fortgeschrittenen Alters der Hafenanlage ist in den nächsten Jahren eine Grunderneuerung vorgesehen.



Abb. 11 Hafen Langeoog

3. Schlussbemerkung

Das Hafensystem Niedersachsen Ports verfügt über leistungsfähige Voraussetzungen, um auch in Zukunft ausreichend Kapazitäten für die steigenden Anforderungen im internationalen Warenaustausch bereit stellen zu können.

Niedersachsen Ports wird auch zukünftig in seine Infrastruktur investieren und damit Umschlags- und Produktionsunternehmen die Möglichkeit geben, ihre eigene wirtschaftlichen Aktivitäten auszubauen. Durch die bereits eingeleiteten Investitionsmaßnahmen werden neue, dauerhafte Arbeitsplätze in Umschlagsunternehmen und zunehmend auch in Produktionsunternehmen geschaffen. Damit eröffnet sich die Chance, weitere vielversprechende Beschäftigungseffekte für die Zukunft zu sichern.

Die Seehäfen in Niedersachsen haben mittlerweile einen hohen Stellenwert und sichern mit dem weiteren Ausbau in der Wirtschafts- und Finanzkrise Beschäftigung sowie die Perspektive für erhebliches Wachstumspotential.

Literatur:

[1]	Uhlendorf, H.-J., D. Schmitz	Ports in Lower Saxony, KFKI, 2008
[2]		Hafenentwicklungskonzept Cuxhaven, Entwurf 2008, unveröffentlicht
[3]	Stadt Emden, NPorts, WSA Emden	Hafenentwicklungsplan Emden, 6/2009

Kontaktadresse:

Hans-Joachim Uhlendorf
Geschäftsführung
Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG
Zentrale
Hindenburgstr. 26-30
26122 Oldenburg
Tel. 0441 799 2257
Fax 0441 799 2252

Eurocode 3 Teil 5

U-Bohlen profitieren von dem neuen Bemessungskonzept

Prof. Dr.-Ing. Josef Steinhoff, Fachhochschule Köln, Institut für Baustoffe, Geotechnik, Verkehr und Wasser

Einleitung

Seit der Veröffentlichung des Eurocode 3 Teil 5: Pfähle und Spundwände (DIN EN 1993-5:2007) wird in Fachkreisen diskutiert, ob sich der Einsatz U-förmiger Spundwandbohlen bei einer Bemessung nach Eurocode 3 noch wirtschaftlich darstellen lässt. Anlass hierfür ist die Einführung eines Abminderungsfaktors β , der den Einfluss einer möglichen Verminderung der Schubkraftübertragung in den Spundwandschlössern auf die Biegetragfähigkeit und Biegesteifigkeit von Spundwänden berücksichtigt. Praktische Bedeutung hat dieser Abminderungsfaktor nur für die Anwendung von U-förmigen Spundwänden aus Einzel- oder Doppelbohlen. Die Anwendung des Abminderungsfaktors beschränkt sich zudem auf die Bemessung unter Ausnutzung plastischer Tragfähigkeiten, da gemäß nationalem Anhang zum Eurocode bei einer elastisch-elastischen Bemessung eine Abminderung nicht erforderlich wird. Anhand des folgenden Beispiels soll verdeutlicht werden, dass durch die Bemessung nach Eurocode 3 im Vergleich zur heute üblichen Bemessung nach DIN 18800 in der Regel eine höhere rechnerische Tragfähigkeit der Spundbohlen erreicht werden kann.



Grundlagen der Bemessung einer Spundwand nach Eurocode 3, Teil 5

Auf der Grundlage des Eurocode 3 Teil 5 kann die Bemessung von Spundwänden grundsätzlich nach den Verfahren elastisch-elastisch, elastisch-plastisch oder plastisch-plastisch erfolgen. Gemäß EAU stellt die plastische Ermittlung der Beanspruchungen keinen Regelfall dar und ist nur in Sonderfällen sinnvoll. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt daher nach der Elastizitätstheorie.

Zur Bemessung der Spundbohlen werden diese in Klassen eingeteilt. Für Profile der Klasse 3 wird eine Bemessung nach dem Verfahren elastisch-elastisch erforderlich. Für Profile der Klasse 2 darf der plastische Querschnittswiderstand ausgenutzt werden.

Die Bemessung erfolgt durch Nachweis, dass der Bemessungswert des Biegemomentes M_{ed} den Bemessungswert des Momentenwiderstandes des Querschnitts M_{Rd} nicht überschreitet.

$$M_{ed} \leq M_{Rd}$$

Für reine Biegung gilt:

$$M_{Rd} = M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl/el} f_y / \gamma_{M0} \quad (\text{Gleichung 5.2/5.3 der DIN EN 1993-5:2007})$$

β_B der Faktor für die Tragfähigkeit, der die mögliche Verminderung der Schubkraftübertragung in den Schlössern berücksichtigt

W_{pl} plastisches Widerstandsmoment für Bemessung elastisch-plastisch

W_{el} elastisches Widerstandsmoment für Bemessung elastisch-elastisch

f_y Nennwert der Streckgrenze

γ_{M0} Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten, $\gamma_{M0} = 1,0$

Der Momentenwiderstand wird gegebenenfalls unter Berücksichtigung einer Querkraft oder einer Normalkraft abgemindert.

Ist eine Normalkraft vorhanden, muss zudem gelten:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (\text{Gleichung 5.15 der DIN EN 1993-5:2007})$$

mit

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad (\text{Gleichung 5.16 der DIN EN 1993-5:2007})$$

N_{Ed} Bemessungswert der Normalkraft

$N_{pl,Rd}$ plastische Querschnittswiderstand

A Querschnittsfläche

Die Auswirkung der Normalkraft auf den Momentenwiderstand darf vernachlässigt werden, wenn:

- bei U-Bohlen der Klassen 1 und 2:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,25 \quad (\text{Gleichung 5.18 der DIN EN 1993-5:2007})$$

- bei U-Bohlen der Klasse 3 und Z-Bohlen:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,10 \quad (\text{Gleichung 5.19 der DIN EN 1993-5:2007})$$

Ein Knicknachweis kann entfallen, wenn folgendes Kriterium eingehalten wird.

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04 \quad (\text{Gleichung 5.11 der DIN EN 1993-5:2007})$$

$$N_{cr} = E I \beta_D \pi^2 / l^2 \quad (\text{Gleichung 5.12 der DIN EN 1993-5:2007})$$

- E Elastizitätsmodul
 I Trägheitsmoment
 β_D der Faktor für die Biegesteifigkeit, der die mögliche Verminderung der Schubkraftübertragung in den Schlössern berücksichtigt.
 l Knicklänge l , die auf der Grundlage des Bildes 5.3 der Norm bestimmt werden kann

Bemessungsbeispiel

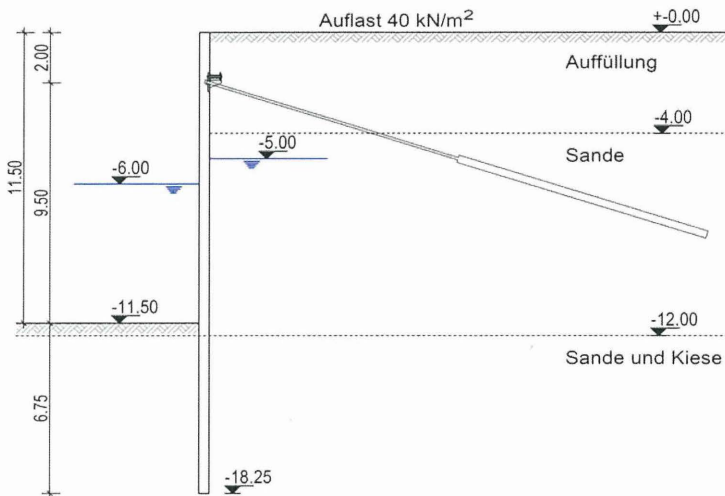


Bild: Bemessungsschnitt

Die im Schnitt dargestellte einfach verankerte, im Boden voll eingespannte Spundwand soll durch Abgraben hergestellt werden. Vorgesehen ist die Verwendung von Doppelbohlen Larssen 606n in S355GP. Als Baugrund stehen unterhalb einer Auffüllung mitteldicht gelagerte Sande und dicht gelagerte Wechsellagen von Sanden und Kiesen an. Die Felduntersuchungen mit der Drucksonde ergaben unterhalb der Auffüllung Spitzenwiderstände von $q_c > 10 \text{ MN/m}^2$. Aufgrund dieses Wertes ist gemäß nationalem Anhang zum Eurocode die Festigkeit sowohl des mitteldicht gelagerten Sandes als auch der unterlagernden Sande und Kiese als dicht bis sehr dicht zu bezeichnen.

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt auf der Grundlage der EAU 2004. Maßgebend für die Bemessung wird das Feldmoment $M_{Ed} = 697,5 \text{ kNm}$ mit der zugehörigen Normalkraft $N_{Ed} = 252,8 \text{ kN}$ der Querkraft $V_{Ed} = 0$ und der Verformung $w = 0,071 \text{ m}$.

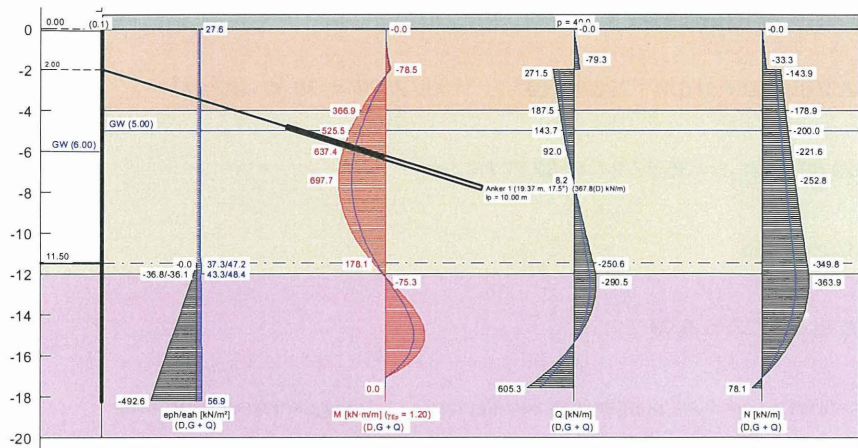
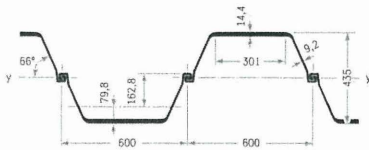


Bild: Bemessungswerte der Schnittgrößen

Die Kennwerte des Profils Larssen 606n betragen pro 1fm Wand:



A	$=$	200	cm^2/m
I	$=$	54375	cm^4/m
W_{el}	$=$	2500	cm^3/m
W_{pl}	$=$	2820	cm^3/m
f_y	$=$	355	N/mm^2

Bemessung der Spundwand auf der Grundlage der DIN 18800

Der Nachweis wird i. d. R. nach dem Verfahren elastisch-elastisch geführt.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M beträgt nach DIN 18800 $\gamma_M = 1,1$

$$\sigma_d = N_d / A + (w N_d + M_d) / W_{el} \leq \sigma_{Rd} = f_{y,k} / \gamma_M$$

$$\sigma_d = 252,8 / 200 + (0,071 * 252,8 + 697,7) * 100 / 2500 = 29,89 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_d = 29,89 \leq \sigma_{Rd} = 35,5 / 1,1 = 32,27 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Ausnutzungsgrad

$$\mu = 29,89 / 32,27 = 0,93$$

Das Profil ist zu ca. 93% ausgenutzt. Ein Nachweis auf Biegeknicken liefert eine geringfügig höhere Ausnutzung.

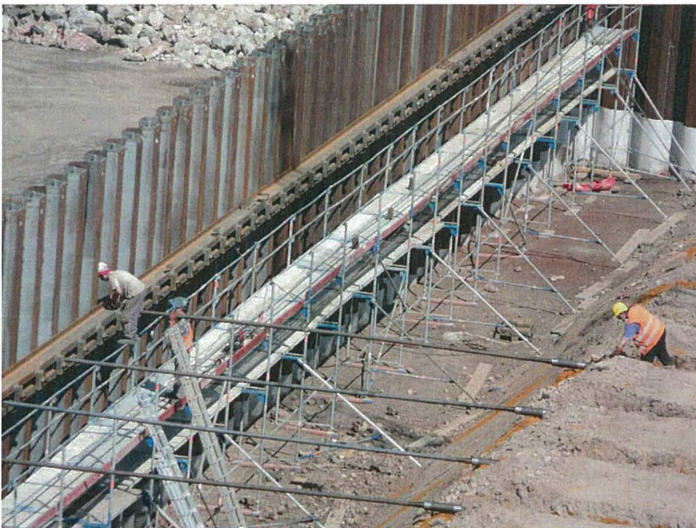


Bild: rückverankerte Spundwand

Bemessung der Spundwand auf der Grundlage des Eurocode 3, Teil 5

Zunächst ist zu prüfen, in welche Querschnittsklasse das Profil einzuordnen ist. Gemäß Tabelle 5.1 der Norm ist für U-Bohlen eine Einordnung in die Klasse 2 möglich, wenn gilt:

$$b/(t_f \varepsilon) < 37$$

b rechnerische Flanschbreite nach EN 1993-5 Tab. 5-1

t_f Flanschdicke

ε $(235/f_y)^{0,5}$ mit f_y in N/mm²

$$b/(t_f \varepsilon) = 301 / (14,4 * 0,81) = 25,8 < 37$$

Das Profil kann in die Klasse 2 eingestuft werden. Die Bemessung erfolgt wahlweise elastisch-elastisch oder elastisch-plastisch.

Nachweisverfahren elastisch-plastisch

Zunächst sind die Abminderungsfaktoren β_B und β_D zur Berücksichtigung einer eventuellen verminderten Schubkraftübertragung in den Schlössern der U-Bohlen zu bestimmen. Eingesetzt werden Doppelbohlen für eine einfach verankerte Wand. Gemäß nationalem Anhang zum Eurocode 3 Teil 5 (DIN EN 1993-5/NA:2008) ergeben sich für dicht bis sehr dichte Böden:

$$\beta_B = 0,9$$

$$\beta_D = 0,8$$

Der plastische Querschnittswiderstand beträgt:

$$N_{pl,Rd} = 200 * 35,5 / 1,0 = 7100 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 252,8 / 7100 = 0,036 < 0,25$$

Es ist keine Abminderung des Momentenwiderstandes erforderlich. Der Bemessungswert des Momentenwiderstandes des Querschnitts $M_{c,Rd}$ beträgt:

$$M_{c,Rd} = 0,9 * 2820/100 * 35,5 / 1,0 = 901,0 \text{ kNm/m}$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit lautet:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$697,7 < 901,0 \text{ kNm/m}$$

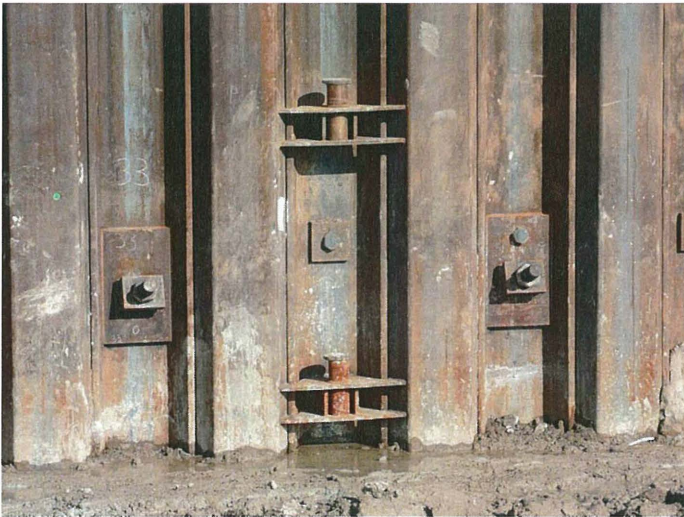


Bild: Ankerkopf und Nischenpoller

Überprüfen der Erfordernis eines Knicknachweises

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$$

$$N_{cr} = 21000 * 54375 * 0,80 * \pi^2 / 1138^2 = 6962 \text{ kN/m}$$

$$252,8 / 6962 = 0,036 < 0,04 \Rightarrow \text{nicht erforderlich}$$

Der Ausnutzungsgrad der Bohle beträgt

$$\mu = 697,7 / 901,0 = 0,77$$

Auch unter Berücksichtigung einer verminderten Schubkraftübertragung im Spundwandschloss ergeben sich wesentlich höhere Tragfähigkeitsreserven als bei einer Bemessung nach DIN 18800.

Nachweisverfahren elastisch-elastisch

Bezüglich der Abminderungsfaktoren β heißt es im nationalen Anhang wörtlich: „Werden U-Bohlen einer elastisch-elastischen Bemessung unterworfen, ist eine Abminderung nicht erforderlich“.

Es gilt daher:

$$\beta_B = 1,0$$

$$\beta_D = 1,0$$

Der plastische Querschnittswiderstand bleibt unverändert. Der Bemessungswert des Momentenwiderstandes des Querschnitts M_{Rd} beträgt daher mit W_{el} :

$$M_{c,Rd} = 1,0 * 2500 / 100 * 35,5 / 1,0 = 887,5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$697,7 < 887,5 \text{ kNm/m}$$

Überprüfen der Erfordernis eines Knicknachweises

$$N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04$$

$$N_{cr} = 21000 * 54375 * 1,0 * \pi^2 / 1138^2 = 8702 \text{ kN/m}$$

$$252,8 / 8702 = 0,029 < 0,04 \Rightarrow \text{nicht erforderlich}$$

Der Ausnutzungsgrad der Bohle beträgt

$$\mu = 697,7 / 887,5 = 0,79$$

und ist somit geringfügig höher als bei einer elastisch-plastischen Bemessung.

Da das Profil nicht voll ausgenutzt wird, kann ein kleineres Profil gewählt werden

neu gewählt: Larssen 605 S355GP, Klasse 2-Profil

A	=	177,3	cm ² /m
I	=	42420	cm ⁴ /m
W _{el}	=	2020	cm ³ /m
W _{pl}	=	2340	cm ³ /m
f _y	=	355	N / mm ²

$$M_{c,Rd} = 1,0 * 2020 / 100 * 35,5 / 1,0 = 717 \text{ kNm/m}$$

$$N_{pl,Rd} = 177,3 * 35,5 / 1,0 = 6294 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 252,8 / 6294 = 0,04$$

Es ist keine Abminderung des Momentenwiderstandes erforderlich. Der Nachweis der Tragfähigkeit lautet daher:

$$697,7 < 717 \text{ kNm/m}$$

Überprüfen der Erfordernis eines Knicknachweises

$$N_{cr} = 21000 * 42420 * 1,0 * \pi^2 / 1138^2 = 6789 \text{ kN/m}$$

$$252,8 / 6789 = 0,037 < 0,04 \Rightarrow \text{nicht erforderlich}$$

Der Ausnutzungsgrad der Bohle beträgt:

$$\mu = 697,7 / 717 = 0,97$$



Bild: Ankerbohrarbeiten am Hafen Walsum

Wahl des geeigneten Spundwandprofils

Wesentlich für die Wahl des geeigneten und wirtschaftlichen Spundwandprofils ist jedoch **nicht** nur die statische Bemessung des erforderlichen Querschnitts. Maßgebend sind insbesondere auch die Belastung durch die Einbringung in den anstehenden Baugrund, die bauliche Durchbildung z.B. in Hinblick auf eine Ankerkopfausbildung, die Dichtheit der Schlossverbindungen und eventuell zusätzliche Beanspruchungen im Betriebszustand.



Bild: Dalben mit Gurtumgehung und Verankerung

U-Bohlen haben sich insbesondere in schwer rambbaren Böden bewährt, da die zu erwartenden Längungen und Ausrammungen der Profile meist deutlich geringer ausfallen als bei Z-Bohlen.

Während aus statischer Sicht die Lage des Schlosses bei U-förmigen Spundbohlen in der Spundwandachse ungünstig ist, stellt dies für die bauliche Durchbildung einen wesentlichen Vorteil dar. Grundsätzlich haben U-förmige Spundwände in Binnenhäfen, an denen keine Fenderungen vorgenommen werden, den Vorteil, dass beim Anlegen oder bei Schiffsstoß das Schloss weniger belastet wird als bei Z-Bohlen und Schloßsprünge seltener auftreten. Auch ist die Sanierung von Schloßschäden einfacher durchzuführen. Für eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung besonders wichtig ist die einfachere Ausbildung der Auflagerplatten für Anker und Gurtbolzen, da eine Aufständigung der Platten oder alternative Konstruktionen entfallen können.

Zusammenfassung

Auf der Grundlage einer Beispielrechnung wurde gezeigt, dass eine Bemessung nach Eurocode in der Regel zu geringeren Auslastungen des Querschnitts führt als eine bisher übliche Berechnung nach DIN 18800. Obwohl im vorliegenden Fall die Bemessung nach DIN 18800 eine Profilauslastung von 93% ergab, konnte bei einer Bemessung nach Eurocode ohne Änderung der Stahlgüte ein kleineres Profil gewählt werden. Der Eurocode wird daher im Allgemeinen zu einer wirtschaftlicheren Bemessung für U-Bohlen führen. Insbesondere ist zu beachten, dass bei der bisher üblichen elastisch-elastischen Bemessung auf der Grundlage des nationalen Anhangs zum Eurocode keine Abminderung zur Berücksichtigung einer verminderten Schubkraftübertragung im Schloss erforderlich wird. Es besteht daher auch in Zukunft kein Grund, auf die Vorteile von U-förmigen Spundbohlen zu verzichten.



Bild: Dalben mit Gurtumgehung und Verankerung

Professor Dr.-Ing. Josef Steinhoff	
Institut für Baustoffe, Geotechnik, Verkehr und Wasser	
Lehrgebiet:	Geotechnik
Anschrift 1:	Betzdorfer Str. 2 50679 Köln
Raum:	16a
Telefon:	+49 221 8275 2975
Fax:	+49 221 8275 7 2975
eMail:	josef.steinhoff@fh-koeln.de

Forschung zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen

Joachim Stahlmann, Jörg Gattermann, Benedikt Bruns, Christian Missal

1 Einleitung

Die Forschung zum Tragverhalten von Kaianlagen ist in den letzten Jahren durch zahlreiche und immer verbesserte Messprogramme, wie zum Beispiel am JadeWeserPort, Wilhelmshaven [FISCHER et al., 2009] oder am Europakai, Hamburg [HÖHMANN, 2009] unterstützt worden. Allerdings konnten bis heute nicht sämtliche Fragestellungen zum Tragverhalten durch die messtechnische Erfassung und die numerische Simulation beantwortet werden. Im Gegenteil, sowohl die Entwicklung neuer numerischer Modelle als auch die bessere messtechnische Überwachung der Kaikonstruktionen während der Bauphasen führten zu immer neuen Fragen. Insofern kann die Forschung zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen keinesfalls als abgeschlossen betrachtet werden.

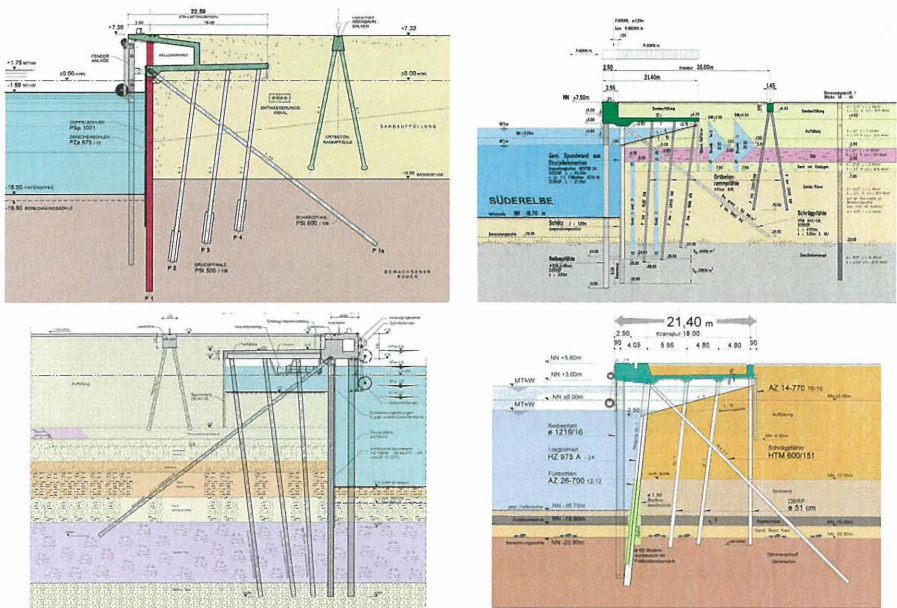


Abbildung 1: Regelquerschnitte der Kaianlagen CT 4, Bremerhaven [bremenports, 2005], CT Altenwerder, Hamburg [Strom- und Hafenbau, 1999], JadeWeserPort, Wilhelmshaven [JWP, 2009] und Europakai, Hamburg [Höhmann et al., 2009]

Die Ursachen hierzu sind vielfältig, doch lassen sich die wesentliche Probleme wie folgt darstellen: Kaianlagen sind Prototypen (Abbildung 1), dies gilt für die Realität aber auch für das numerische Modell. Des Weiteren handelt es sich um hochkomplexe und statisch vielfach überbestimmte statische Systeme. Außerdem wird die für die Forschung erforderliche kontinuierliche Datenerfassung immer wieder gestört. Dies lässt sich zum Beispiel auf natürliche Ereignisse (z. B. Sturmflut) zurückführen, zum anderen kommen auch robuste Konstruktionen zum Schutz für die Messtechnik nicht immer mit den Anforderungen während des Bauablaufes zu recht (Abbildung 2). Letztlich ist die numerische Abbildung sehr komplex und fordert weitgehende Vereinfachungen.

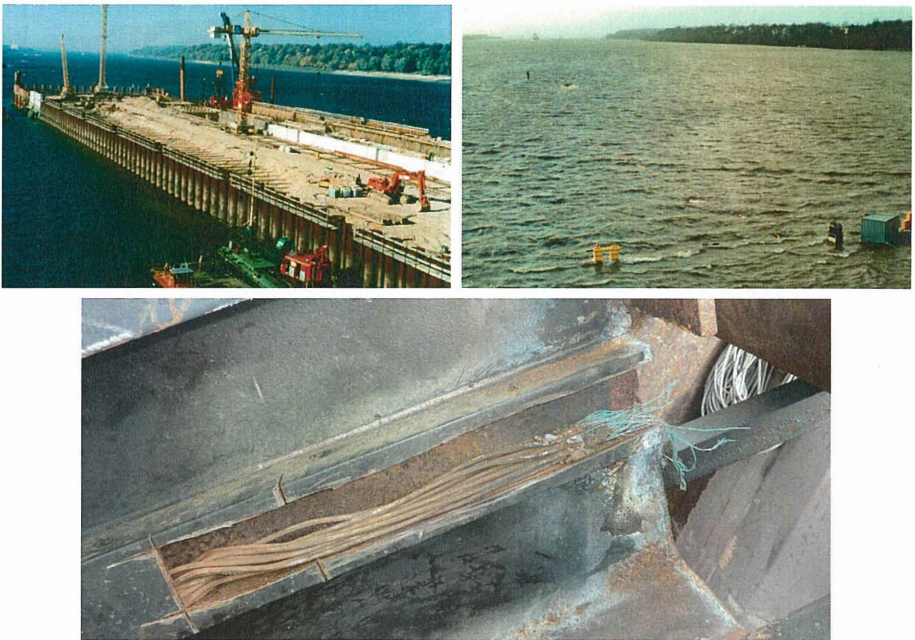


Abbildung 2: Messtechnik und Sturmflut (oben) sowie im Bauablauf durchtrennte Kabel (unten)

2 Das Tragverhalten von Kaikonstruktionen

Die Abbildung 3 zeigt den schematischen Aufbau einer typischen Kaikonstruktion im nord-deutschen Raum. Die wesentlichen Tragelemente sind die kombinierte Spundwand, die den Geländesprung von bis zu 30 m sichert, und der Schrägpfahl, der die Aufnahme der

horizontalen Kräfte ermöglicht. Oberhalb der kombinierten Spundwand schließen der Kaikopf und die Kaipatte an, die im skizzierten Fall eine Böschung überbaut und auf Kaipattenpfählen gegründet ist. Der Kaikopf wird zum Festmachen der Schiffe benötigt und dient zugleich zur Aufnahme der vorderen Kranbahn der Containerbrücken. Zusätzlich sind vor der kombinierten Spundwand Reibepfähle angeordnet, die zum einen den Abstand der festmachenden Schiffe zur kombinierten Spundwand gewährleisten, womit die Kolkbildung an der kombinierten Spundwand verringert wird, und zum anderen für den Abtrag der vertikalen Lasten herangezogen werden können. Landeinwärts ist der zweite Kranbahnbalken mit einer entsprechenden Tiefgründung losgelöst von der Kaikonstruktion angeordnet. Hieraus resultieren besondere Probleme bezüglich der Einhaltung der Abstandstoleranzen zwischen der vorderen und der hinteren Kranbahn. Die überbaute Böschung führt zu einer Verminderung der Einwirkungen aus Erddruck und ggf. aus Wasserdruck auf die kombinierte Spundwand. [EAU, 2004]

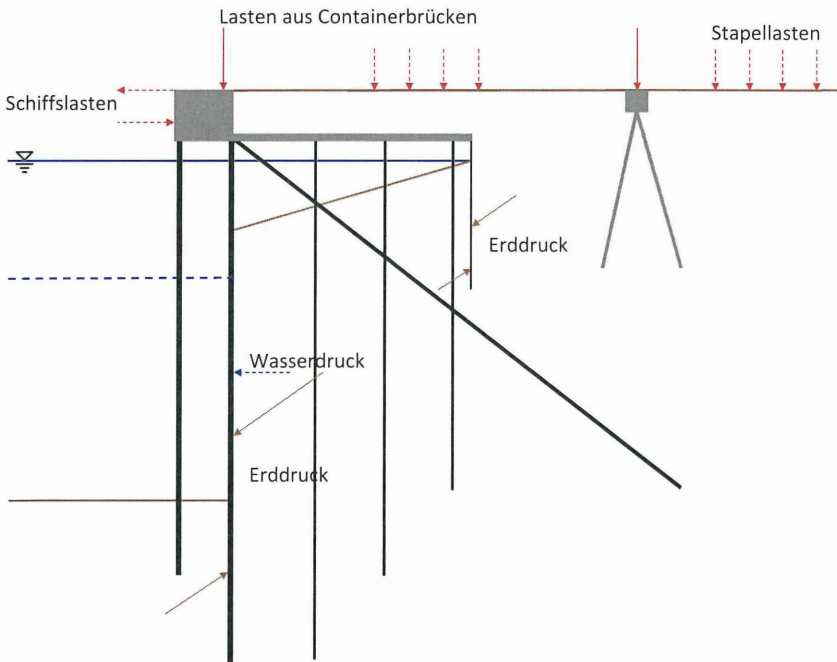


Abbildung 3: Systemskizze mit den wesentlichen Kräften aus Erddruck, Wasserdruck und Verkehrslasten

Die wesentlichen Einwirkungen auf diese Konstruktion bestehen aus dem Erddruck, der sowohl auf die kombinierte Spundwand als auch auf die Sickerschürze wirkt. Da der Erddruck verformungsabhängig ist, sind auch, entsprechende Verformungen vorausgesetzt, die Einwirkungen aus Erddruck auf den Schräganker und die Kaipattenpfähle zu berücksichtigen. Hinzu kommen eine Beanspruchungen aus dem tideabhängigen Wasserdruck und ggf. aus Witterungseinflüssen (z. B. Wellen und Eisgang). Abschließend sind zusätzlich die Beanspruchungen aus Verkehrslasten zu berücksichtigen. Dies sind hauptsächlich die Lasten aus den Containerbrücken, den Stapellasten und den Schiffslasten. Sie können auch zyklisch oder dynamisch auf die Kaikonstruktion einwirken.

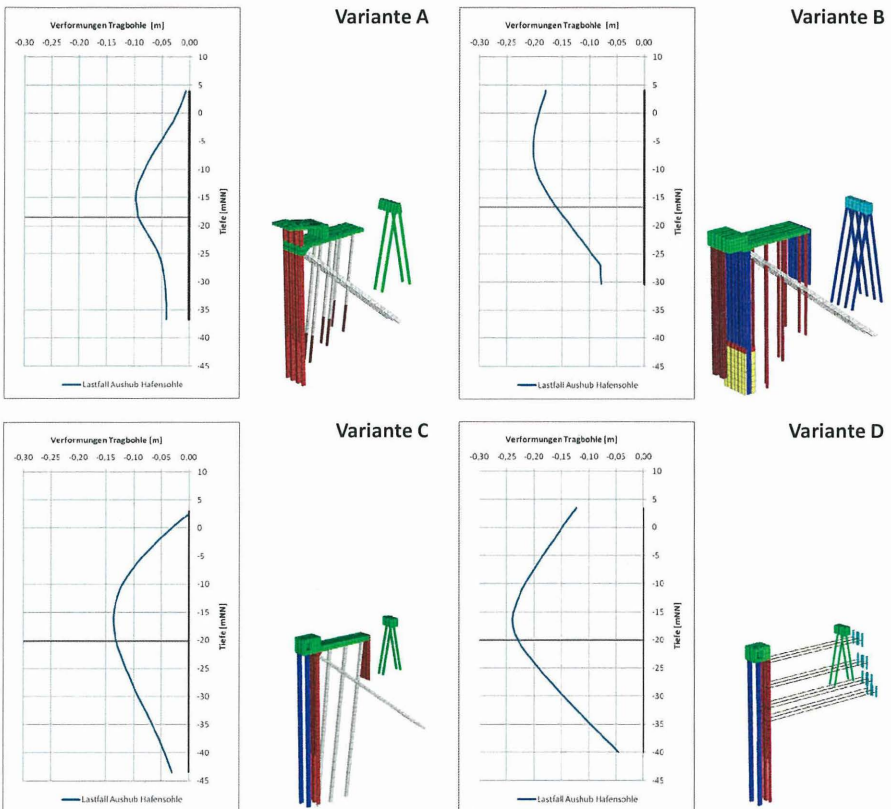


Abbildung 4: Numerische Modelle von vier Varianten mit Verformungsfigur der Tragbohle

Hieraus ergeben sich die Fragestellungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Kai-konstruktion. Es ist offensichtlich, dass das komplexe statische System und die Vielzahl der Einwirkungen und Widerstände hierzu keine einfache Antwort erlauben. Zu klären ist in diesem Zusammenhang wo und welche Interaktionen sich zwischen Boden und Bauwerk einstellen. Im Weiteren ist die räumliche Tragwirkung der Konstruktion zu berücksichtigen. Der Abtrag der Horizontalkräfte über den Schräganker, das Erdauflager und mögliche Scherspannungen in der tiefen Gleitfuge ist zu prüfen. Außerdem kann das globale Tragverhalten für Kaianlagen unter der Berücksichtigung der Verdübelung des Bodens mit den Kaiplattenpfählen als Fangedamm diskutiert werden.

Um das Tragverhalten und die Verformungen von Kaianlagen besser zu verstehen, sind am IGB-TUBS numerische Berechnungen für unterschiedliche Varianten durchgeführt worden. In der Abbildung 4 sind exemplarisch für den Lastfall 'Aushub Hafensohle' für diese Varianten die Verformungen der Tragbohle dargestellt. Es wird deutlich, dass für die Varianten A und B durchaus plausible Berechnungsergebnisse ausgewiesen werden können. Da in den Varianten C und D für die Tragelemente fiktive Materialeigenschaften und Geometrien angenommen wurden, entsprechen die numerischen Modelle im Spannungs-Verformungsverhalten nicht den ausgeführten Entwürfen. Vielmehr sollte in diesen Berechnungen untersucht werden, in wie weit sich die Verschiebungen der zwei Varianten unterscheiden.

Die weiteren Auswertungen der einzelnen Modelle bezüglich der Schnittgrößen der Tragelemente führten teilweise zu unplausiblen Ergebnissen, die auf den notwendigen Vereinfachungen der numerischen Abbildungen beruhen. Daher ist es für den zukünftigen Entwurf eines numerischen Modells einer Kai-konstruktion wichtig, die Anschlüsse zwischen den Bauteilen, die Interaktion zwischen Bauteil und Boden sowie die angesetzten Steifigkeitsverhältnisse möglichst korrekt abzubilden.

3 Numerisches Modell einer generischen Kaianlage

Zur Lösung dieser Fragestellungen wird am IGB-TUBS zurzeit das numerische Modell einer generischen Kaianlage entwickelt. Die Diskretisierung der Baugrunds erfolgt mit Kontinuumselementen, die Tragkonstruktion wird mit Struktur-Elementen (SEL) abgebildet. Die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk wird durch in die SEL integrierte Inter-

face-Elemente gewährleistet. Das Modell (Abbildung 5) wird unter Berücksichtigung der Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik der DGGT aufgebaut und hat eine Länge von 220,0 m, eine Höhe von 90,0 m und unter Berücksichtigung der Symmetrie eine Breite von 4,0 m bzw. 8,0 m [EAN, 2002]. Zur Berechnung wird das Programmsystem FLAC3D der Firma Itasca verwendet. Mit diesem neuen Ansatz sollen das Programmsystem, die Elementbibliothek und die Stoffgesetze hinsichtlich plausibler Ergebnisse und Sensitivität untersucht werden. Außerdem erlaubt die fortschreitende Computertechnik die Bearbeitung immer größerer und detaillierter Modelle in einem annehmbaren Zeitrahmen.

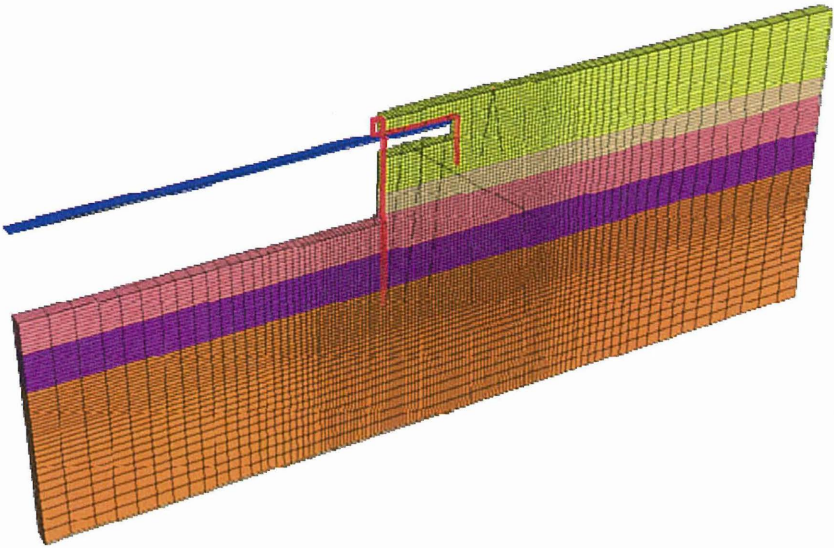


Abbildung 5: Dreidimensionales numerisches Modell der generischen Kaianlage

Bei der Modellierung ergeben sich numerische Notwendigkeiten, die sich sowohl in einer Vereinfachung der Geometrie als auch in einer Vereinheitlichung der Materialparameter widerspiegeln. So müssen komplizierte Geometrien durch Rechteckquerschnitte mit äquivalenten Steifigkeitseigenschaften ersetzt werden. Weiterhin berücksichtigt das Baugrundmodell nur eine horizontale Schichtung. Das hieraus entwickelte numerische Modell bildet die Tragwirkung der Kaianlage räumlich ab. Zudem können quasi statische Bauzustände, wie folgt dargestellt werden:

- LF 0: Primärspannungszustand
- LF 1: Herstellung kombinierte Spundwand
- LF 2: Abbaggerung Weichsediment
- LF 3: Herstellung Schrägpfahl
- LF 4: Auffüllung bis 3 mNN in drei Schritten
- LF 5: Herstellung Kaiplattenpfähle und Spundwandschürze
- LF 6: Herstellung Reiberohre
- LF 7: Herstellung Kaiplatte und Kaikopf
- LF 8: Auffüllung bis 7 mNN
- LF 9: Herstellung Wellenkammer
- LF 10: Herstellung Kranbahnpfähle und Kranbahnbalken
- LF 11: Abbaggerung Hafensohle auf -20 mNN in zwei Schritten
- LF 12: Verkehrslasten

Damit werden aber Bauzustände, die sich aus den baubetrieblichen Abläufen ergeben, nicht realitätsnah erfasst. Dies betrifft insbesondere die Bauzustände in denen Tragelemente in den Boden eingebracht werden, da diese Vorgänge nicht, bzw. nur unzureichend mit Kontinuumelementen abgebildet werden können. Auch die Hinterfüllung der kombinierten Spundwand erfolgt in der Realität kontinuierlich und kann nur nährungsweise numerisch simuliert werden.

Die ersten Ergebnisse des numerischen Modells der generischen Kaianlage liefern bezüglich der Erddruckentwicklung auf die Tragbohle plausible Ergebnisse (Abbildung 6). In den tiefer liegenden Schichten ist deutlich ein Erdauflager zu erkennen. Neben dem Erddruck sollen in dem Modell auch die Schnittkraftverläufe der Tragbohlen, Reibe- und Kaiplattenpfähle, der Schrägpfahls untersucht werden. Hier liegt das besondere Augenmerk auf den Normalkräften und den Biegemomenten. Zur Überprüfung der Plausibilität werden zusätzlich sämtliche Schnittkräfte der Kaiplatte ausgewertet. Zur weiteren Verifizierung können die Verformungsfiguren und die maximalen Verschiebungen der Tragelemente herangezogen werden.

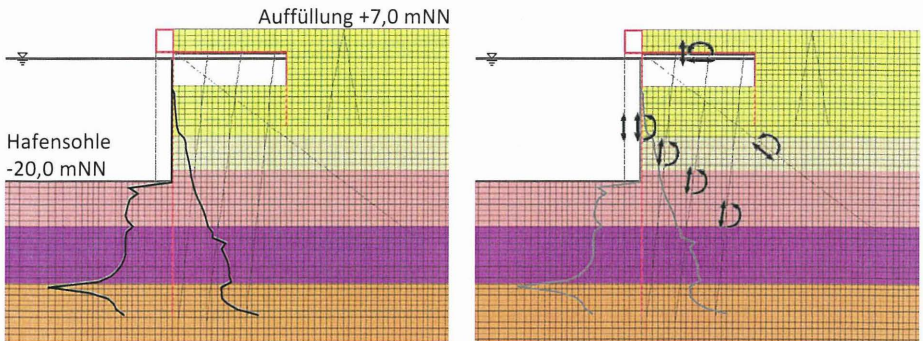


Abbildung 6: Erddruckentwicklung auf die Tragbohle (links) und zu erfassende Schnittkräfte in den Tragelementen (rechts)

Da diese Werte für die generische Kaianlage nachvollziehbar und sinnvoll sind, ist davon auszugehen, dass die Sensitivität des Modells gewährleistet ist. Im Folgenden kann das numerische Modell der generischen Kaianlage in das Modell einer realen Kaianlage überführt werden. Hierzu stehen am IGB-TUBS eine Vielzahl von Ergebnissen von geotechnischen Messungen an unterschiedlichen Kaianlagen zur Verfügung, um das numerische Modell zu kalibrieren [STAHLMANN, 2004]. Dabei muss beachtet werden, dass die nicht abbildbaren baubetrieblichen Einflüsse im Zuge der Kalibrierung entsprechend berücksichtigt und eliminiert werden.

4 Notwendige geotechnische Messungen für zuverlässige numerische Analysen

Das IGB-TUBS hat in den letzten 18 Jahren fast jeden Neubau von Kajan in norddeutschen Häfen messtechnisch begleitet. Einen Überblick bezüglich der Art oder Funktion der eingesetzten Messgeber gibt Tabelle 1.

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

Tabelle 1: Vom IGB-TUBS begleitete Kaimauerbauwerke

Bau- jahr	Bezeichnung / Tätigkeiten / Veröffentlichung	Länge [m]	Gelände- sprung* [m]
1989	Athabaskakai, Hamburg Analyse und Bewertung von geotechnischen Messungen	210	23,00
1992	O' Swaldkai West, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Betonspannung, 3D FE-Modell, [MAYBAUM, 1996]	190	21,00
1995	Burchardkai 8. Liegeplatz (LP), Hamburg Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, Dehnungsmessstreifen (DMS), Modellversuchsstand 1:20, [GATTERMANN, 1998]	335	24,50
1997	Container Terminal (CT) III, Bremerhaven Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Setzungsmessungen, Tragfähigkeiten, [STAHLHUT, 2000]	700	27,00
1997	Predöhlkai 6. LP, Hamburg Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung, [STEGNER und GATTERMANN, 1998]	300	23,30
1998	Europakai 4. LP, Hamburg – Inklinometer, DMS, [GATTERMANN, 2001]	290	23,60
1998	Burchardkai 1. LP, Hamburg Inklinometer	368	24,50
1999	Predöhlkai 7. LP, Hamburg Inklinometer	300	25,10
2001	CT Altenwerder 1.+ 2. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FE-Modell [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	947	28,30
2002	CT IIIa, Bremerhaven Inklinometer, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FD-Modell, [FRITSCH et al., 2005]	340	27,00
2003	CT Altenwerder 3. + 4. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	615	28,30
2005	Predöhlkai 1. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005]	440	26,50
2005	Probefeld JadeWeserPort, Wilhelmshaven dynamische Pfahlprüfungen, Inklinometer, 3D FD-Modell, [FISCHER et al. 2009]	40	-
2008	CT 4, Bremerhaven dynamische Pfahlprüfungen, Inklinometer, 3D FD-Modell, [FRITSCH et al. 2005]	1680	27,00
2008	Burchardkai 2. LP, Hamburg – dynamische Pfahlprüfungen	433	26,80
2010	Predöhlkai 3. LP, Hamburg – dynamische Pfahlprüfungen	205	26,50
2010	Europakai 5. LP, Hamburg – dynamische Pfahlprüfungen, Inklinometer, DMS (auch rambbegleitend)	440	26,40
2011	JadeWeserPort, Wilhelmshaven – dynamische Pfahlprüfungen, DMS (auch rambbegleitend), Inklinometer, 3D FE-Modell [STAHLMANN et al. 2009]	1725	30,60

* Geländesprung: Oberkante Kaimauerkopf bis Berechnungshafensohle

Die wichtigsten messtechnischen Fragestellungen bei der Beurteilung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens einer Kaikonstruktion ist die Erfassung der auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdrücke, des stützenden Erddrucks vor der Wand, der Wandverformung und des Normalkraftverlaufs sowie der Durchbiegung der Schräganker. Hinzu kommen Besonderheiten wie z. B. beim Neubau der Liegeplätze am Predöhlkai die Bestimmung des Spannungsverhaltens der Ankertafel des Klappankers.

Bei den kürzlich fertiggestellten oder im Bau befindlichen neuen Liegeplätzen handelt es sich vorrangig um eine 'Wasserbaustelle' oder 'hinterfüllte Wand', bei denen die Tragbohlen und Reiberohre mit hoher Energie in die vorhandene Hafensohle, bei eventuellem Bodenaustausch eingetrieben werden. Die Klappanker werden entweder am Kopf eingehängt und die untere Hälfte der Ankertafel einvibriert oder in die vorhandene Sohle gerammt und am Kopf gelenkig angeschlossen. Danach wird die Kaikonstruktion mit Sand hinterfüllt. Noch vor der Herstellung des Überbaus werden somit die Wand und die Anker mit ca. 2/3 der Endbelastung beansprucht. Dementsprechend muss die Messtechnik sofort nach dem Einbau der zu messenden Tragglieder einsatzbereit sein.

Im Gegensatz hierzu werden bei der sogenannten 'Landbaustelle' oder 'abgegrabenen Wand' wie z. B. am CT Altenwerder die Tragbohlen der Wand meist in einen Schlitz eingestellt und nur wenige Meter zur besseren Vertikallastaufnahme gerammt. Der hier nur auf Mantelreibung tragende Schräganker wird vollständig in den gewachsenen Boden gerammt und gelenkig angeschlossen. Durch die Abbaggerung des Bodens vor der Wand nach der kompletten Herstellung der Konstruktion ergibt sich ein anderes Tragverhalten als bei einer Wasserbaustelle. Dieses findet auch Berücksichtigung bei der Bestimmung der Erddruckumlagerung in der EAU 2004, Kapitel 8.2.2.3.

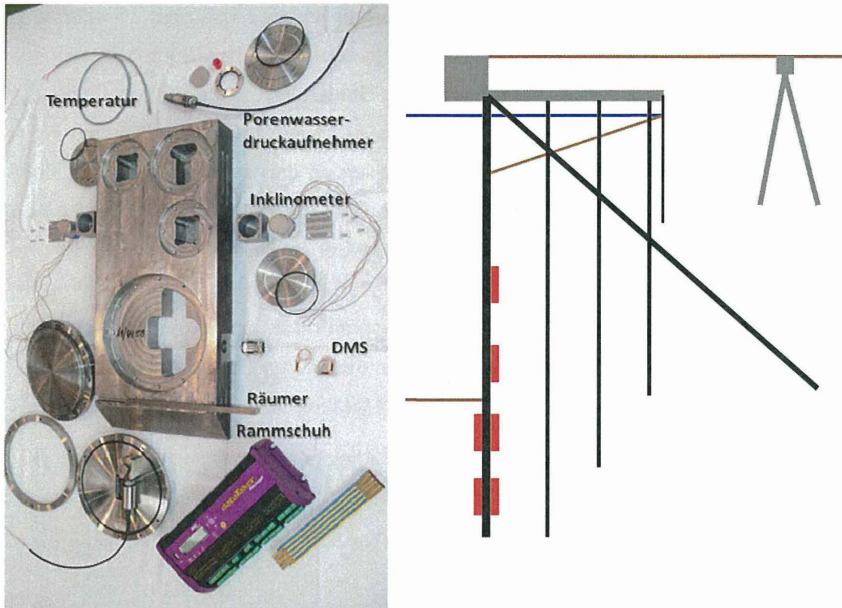


Abbildung 7: Aufbau eines GEMSOGS (links) und mögliche Anordnung an der Tragbohle (rechts) zur Bestimmung der Erd- und Wasserdruckentwicklung

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Bestimmung der Interaktion Pfahl/Boden an der Forschungsplattform FINO³ (siehe auch www.fino3.de) wurde vom IGB-TUBS eine Geotechnische Mess-Station für Offshore Gründungs-Strukturen (GEMSOGS) entwickelt, die speziell für extrem hohe Belastungen während des Rammvorganges ausgelegt ist. Durch den kraftschlüssigen Verbund mit dem einzubringenden Bauteil ist eine absolute Lagegenauigkeit der Sensoren gegeben. Die Funktionsweise der GEMSOGS ist ausführlich in BERNDT et al. (2008) sowie GATTERMANN et al. (2009) beschrieben.

Der Einsatz von GEMSOGS ist auch im Hafenbau von Vorteil. Hiermit wäre es möglich, den direkt auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdruck hinter, aber auch vor der Wand zu messen. Wie schon ausgeführt, ist die Ermittlung der Spannungen am Spundwandfuß von großer Bedeutung für die Interpretation des Gesamtverhaltens der Konstruktion.

Das IGB-TUBS hat im Zuge der Messtechnik-Entwicklung für die FINO³-Gründung auch die druckwasserdichte und rambbare Applikation von Einzel-DMS weiterentwickelt. Es handelt sich um speziell gefertigte Abdeckungen über den mittlerweile üblichen punktge-

schweißten Folien-DMS (Abbildung 8). Die Abdeckungen werden ge- oder verschraubt, idealerweise mit ihrem Pendant auf der gegenüberliegenden Seite des Steges oder Flansches zur redundanten Messung der Dehnung oder Stauchung. In den Deckel wird die druckwasserdichte PG-Verschraubung für die Herausführung des Messkabels eingeschraubt. Somit ist es möglich, beliebig viele Messstellen an den zu messenden Stahlobjekten zu applizieren. U- oder L-Stahlprofile, die im Pfahlfußbereich durch einen Rammschuh geschlossen werden, schützen die Messgeber sowie die Kabelverbindungen beim Rammen der Tragprofile. Zwischen den Messstellen angeordnete Ösen stabilisieren die Kabel und dienen als Zugentlastung. Durch Temperaturänderungen auftretende Dehnungen werden durch zusätzlich installierte Temperatursensoren PT100 erfasst und können in der Auswertung der Spannungen berücksichtigt werden.

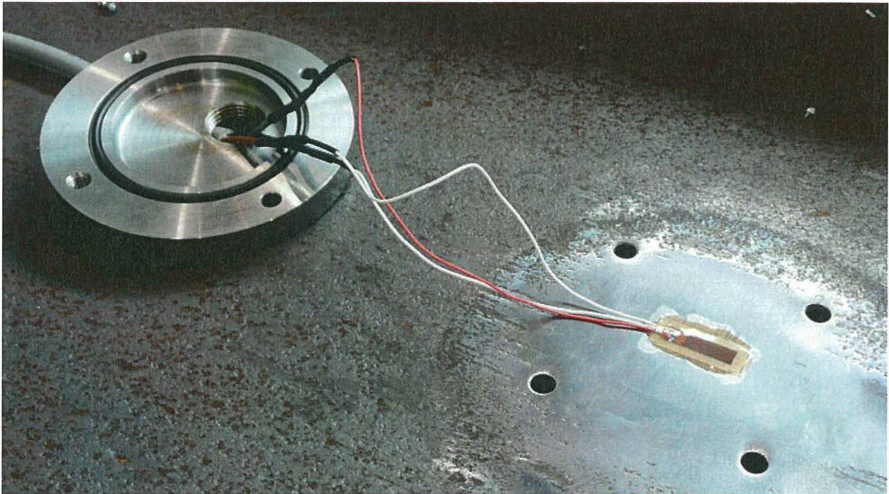


Abbildung 8: Vom IGB-TUBS entwickelte druckwasserdichte Abdeckung für DMS

Die volle Funktionsfähigkeit sowohl der GEMSOGS als auch der Einzel-DMS konnte während der Rammung des Monopiles von FINO³ als auch der Schräganker am JadeWeser-Port (JWP) [FISCHER et al., 2009] nachgewiesen werden. Am JWP wurden an den bestückten Messpfählen statische Zugversuche durchgeführt. Anhand der dabei aufgetragenen definierten Belastung am Ankerkopf konnten wertvolle Messergebnisse zur Beurteilung des Lastabtrages über die gesamte Ankerlänge erzeugt werden.

Im Zuge der Hinterfüllungsarbeiten hat sich gezeigt, dass es neben den Durchbiegungen/Verformungen der Tragelemente auch zu Verdrehungen/Torsionen kommt. Die aus Messungen resultierenden Spannungen können nur dann plausibel interpretiert werden, wenn an möglichst vielen Punkten DMS angeordnet werden. Ein optimal mit DMS ausgestatteter Messquerschnitt zur Erfassung dieser Problematik sollte getrennt für Tragbohle und Schräganker wie in Abbildung 9 dargestellt aussehen.

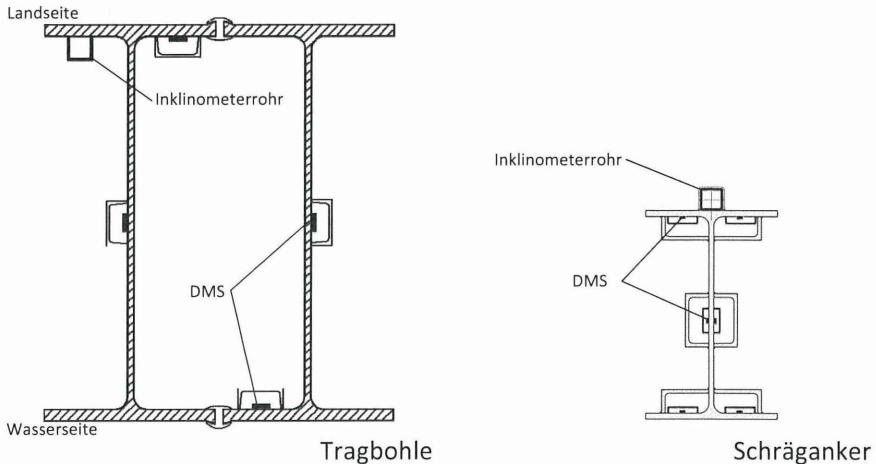


Abbildung 9: Idealer mit DMS ausgestatteter Messquerschnitt zur Spannungs- und Verformungsermittlung in Tragbohle und Schräganker

Grundsätzlich empfiehlt es sich bei der Planung von Messkonzepten folgende Punkte zu berücksichtigen:

- Frühzeitige Einbeziehung in die Planung und Ausschreibung
 - Aufnahme der eingehend beschriebenen Messtechnik in das Leistungsverzeichnis
 - Beauftragung der Mess-Durchführungen durch den Bauherrn
- Redundante Messungen in unterschiedlichen Bodenstrukturen
 - Verloren eingebaute Messgeber immer redundant ausführen
- Verformungsmessungen mittels Inklinometer in ausreichender Länge und über den Fuß hinaus
 - Inklinometermessungen bis zum Fuß der Tragglieder und darüber hinaus führen
 - Lage der Anker auch in X-Y-Richtung bestimmen
- Exakte geodätische Messungen am gleichen Messtag
 - Klare Aufträge vergeben

- Spannungsmessungen der Schrägankern an den Flanschen sowie verstärkt im Anschluss an die Tragbohle
 - *Spannungsverlauf oben und unten am Schräganker zur Bestimmung des Momentenverlaufs bestimmen*
 - *Am Kopf die Krafteinleitung zur Wand in den Bügeln exakt bestimmen*
- Spannungs- und Verformungsmessungen an Ankertafeln
 - *Neben Spannungs- und Verformungsmessungen*
 - *auch die Verschiebung der Tafel im Boden bestimmen*
- Spannungsmessungen in der Wand, den Reiberohren und den Kaiplattenpfählen
 - *Bestimmung der Normalkraftverläufe in den o. g. Tragelementen, aber auch der Biegemomente in den Kaiplattenpfählen*
- Spannungs- und Verformungsmessungen an der Spundwandschürze
 - *Verifizierung der Theorien über die 'Blockverschiebung'*
- Bestimmung der Erddruckentwicklungen hinter, aber auch vor der Wand
 - *Rammbare Erddruckkissen in die Tragglieder einbauen*
- Langzeitmessungen
 - *Bestimmung der Belastungen durch den Betrieb und Hochwasserereignisse*

5 Schlussfolgerung

Ziel des IGB-TUBS ist es, die Kalibrierungsphase für die generische und die realen Kaianlagen abzuschließen, um in einem weiteren Schritt das Tragverhalten von geplanten Kaianlagen darstellen zu können. Hierzu sind vollständige Messquerschnitte notwendig, die eine durchgehende Messwerterfassung sicherstellen. Wenn die ersten Prognosen für geplante Kaianlagen mit den Messergebnissen ohne weitere wesentliche Anpassung des Modells übereinstimmen, dann wird es zukünftig möglich, die Prototypen von Kaianlagen durch neue Bemessungsansätze bereits in der Planungsphase zu optimieren.

6 Literatur

Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg (1999)

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

Bergs, T. (2005)

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

Berndt, U.; Bruns, B.; Gattermann, J.; Stahlmann, J. (2008)

Erfolgreicher Einsatz der GEMSOGS bei der Rammung des Monopiles von FINO3, *Messen in der Geotechnik 2008*, 23.-24.10.2008 in Braunschweig, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig*, **87**, S. 255-274

bremenports (2005)

Container-Terminal (CT) 4, *Firmenprospekt*

EAN (2002)

Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 'Numerik in der Geotechnik', Abschnitt 3, *Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Geotechnik* **25** Nr. 1, S. 44-57

EAU (2004)

Empfehlungen des Arbeitskreises 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen, *Arbeitsausschuss 'Ufereinfassungen' der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin*

Fischer, J., Gattermann, J., Bruns, B., Stahlmann, J. (2009)

Geotechnisches Messkonzept am JadeWeserPort, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **88**, S. 83-103

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

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

Gattermann, J. (1998)

Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, **59**, Dissertation

Gattermann, J.; Bergs, T.; Rodatz, W. (2001)

Instrumentation and results of stress and deformation monitoring at the new quay wall construction - CT Altenwerder, Hamburg, 5. *International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures, 28.-30.05.2001 at Technical University of Gdansk, Faculty of Hydro and Environmental Engineering, Polen, Vol.I, S. 163-170*

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

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

Gattermann, J.; Stahlmann, J.; Zahlmann, J. (2009)

Rammbegleitende Messungen am Monopile von FINO³ - Der Einsatz von GEMSOGS im Offshore Bau, 3. *VDI-Fachtagung BAUDYNAMIK, 14.-15. Mai 2009 in Kassel, VDI-Berichte 2063, VDI Verlag GmbH, S. 443-454*

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

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

JadeWeserPort (2009)

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

Maybaum, G. (1996)

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

Stahlhut, O. (2000)

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

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

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

Stahlmann, J., Gattermann, J., Schmitt, J., Missal, C. (2009)

Moderne Kajakonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.09 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, **88**, S. 43-68

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

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg, *Messen in der Geotechnik 1998, 19.-20.02.98 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig*, **55**, S. 351-370

Danksagung

Wie immer möchten wir uns auch diesmal für die sehr gute und konstruktive Zusammenarbeit mit der Hamburg Port Authority, Bremenports GmbH & Co. KG, JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG, der Hochtief Construction AG und der Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH bedanken.

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl. Ing. Benedikt Bruns
Dipl.-Ing. Christian Missal

j.stahlmann@tu-bs.de
j.gattermann@tu-bs.de
b.bruns@tu-bs.de
c.missal@tu-bs.de

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

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

Forschungsriff Nienhagen-Ostsee Forschungsplattform und Messpfahl

Dr.-Ing. Eckard Schmidt
Dipl.-Ing. Dirk Lesemann
Dipl.-Ing. Hennig Fresen

Projektübersicht

Die Landesforschungsanstalt für Landwirtschaft und Fischereiinstitut für Fischerei des Landes Mecklenburg-Vorpommern betreibt in der Ostsee im Fischereischutzgebiet ein Forschungsriff. Das ca. sechs Seemeilen westlich von Warnemünde vor der Küste der Ortschaft Nienhagen gelegene künstliche Riff erstreckt sich über eine Fläche von ca. fünf Hektar. In rund 12 m Wassertiefe wurden Ende der 1990er Jahre erste kleine Riffstrukturen aus Natursteinen (Findlinge) und Betonröhre aufgebaut.

Im Jahr 2003 wurde dann im Fischereischutzgebiet ein Großriff aus Betonfertigteilen geschaffen. Zum heutigen Zeitpunkt besteht das „Riff – Nienhagen“ aus ca. 1.400 Betonelementen und ca. 2.500 t Naturstein und bedeckt damit eine Fläche von ca. 50.000 m². Es besteht im Wesentlichen aus zwei Feldern mit in drei Lagen gestapelten Tetrapoden (2 t), zwei Feldern mit in zwei Lagen gestapelten Betonringen, acht Riffkegel-Gruppen und zwei Tetrapodenfeldern mit jeweils 60 und 40 Stück (6 t) und Abständen von 10 bis 12 m zwischen den einzelnen Elementen. Zwischen den 60 Tetrapoden wurden 100 Tetrapoden (2 t), 100 Riffkegel und 500 t Natursteineingebaut. Zur Gewährleistung eines ständigen Datentransfers der laufenden Untersuchungen wurde an zentraler Position im Untersuchungsgebiet ein schwimmender Messpfahl installiert, der jeweils zum Winter mittels Knickgelenkt auf dem Meeresboden abgelegt werden kann.

Darüber hinaus wurden zwei locker strukturierte Großriffe (jeweils rund 1.000 m² Fläche) aus einzelnen gestellten 6 to - Tetrapoden aufgebaut. Zur Gewährleistung eines ständigen Datentransfers der laufenden Untersuchungen wurden an zentraler Position im Untersuchungsgebiet ein schwimmender Messpfahl installiert, der jeweils zum Winter mittels Knickgelenkt auf dem Meeresboden abgelegt werden kann.

Im Rahmen der Projektentwicklung wurden Fördermittel für die Erweiterung einer festen Forschungsplattform an Standort Nienhagen sowie eines festen Messpfahles an Standort Rosenort in wenigen Seemeilen Entfernung eingeworben. Aktuell wird der „Messpfahl Rosenort“ und ein Kleinriff am Standort Rosenort errichtet. Die Forschungsplattform wird im Jahr 2010 am Standort Nienhagen aufgestellt.

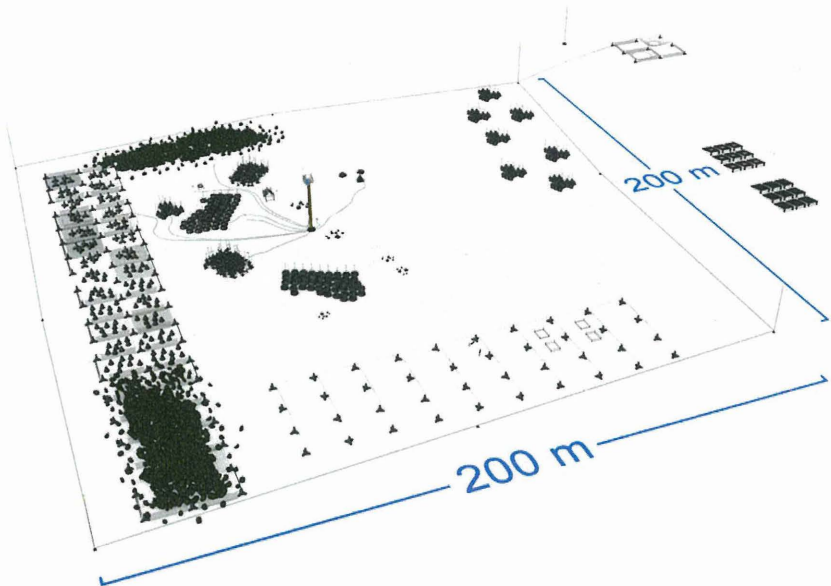


Bild 1: Lageplan Forschungsriff Nienhagen

Messpfahl Rosenort

Der „Messpfahl Rosenort“ wird an einer ehemaligen Schüttstelle mit Wassertiefe von rund 6,00 m errichtet. Durch das Projekt mit Bau eines Kleinriffes aus Betonfertigteilen und Natursteinen, soll die Wiederbesiedlung von Flächen untersucht werden, die durch Verklappen von Baggergut anthropogen überformt wurden.

Der Messpfahl ist als Monopile mit einer begehbaren Plattform für die Aufstellung der Messeinrichtungen und der Funkanlage zur Datenübertragung ausgestattet. Die Energieversorgung der Messeinrichtungen, auch der unter Wasser betriebenen, erfolgt über Solarpaneele und einen kleinen Windgenerator auf der Plattform.

Der rund 21 m lange Messpfahl mit einem Durchmesser von 1,20 m und einer Wandstärke von 20 mm bindet rund 9,5 m in den Baugrund ein. Die auf dem Messpfahl aufgesetzte Plattform hat eine Größe von rund 4,00 m² und ist zur Gewährleistung der sicheren Zugänglichkeit durch eine Luke exzentrisch auf den Pfahl montiert.

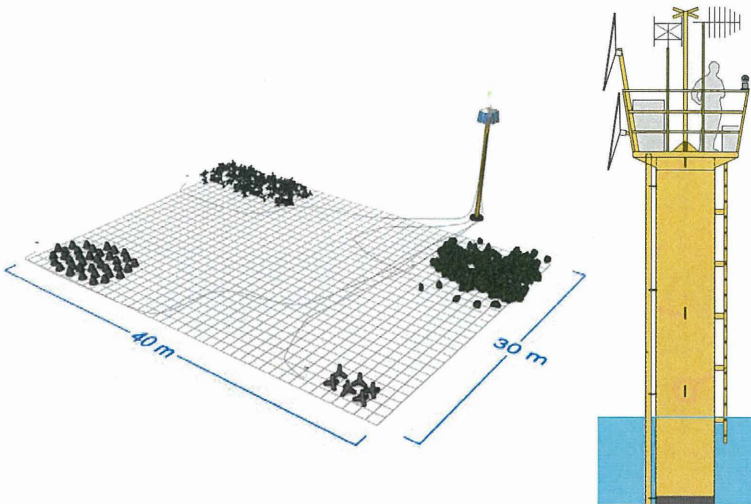


Bild 2 / 3: links Lageplan / rechts Systemskizze Messpfahl Rosenort

Der Standort besteht unter rund 1 – 2 m mächtiger sandiger Auffüllung auf gewachsenem Geschiebemergel und Sand mit sehr hoher Lagerungsdichte. Daher wurde der Baugrund als sehr schwer bis nicht rammbaar klassifiziert. Aus diesem Grund wurde vor Einbringen des Gründungspfahls eine verrohrte Bohrung ausgeführt und ein Bodenaustausch gegen Sand durchgeführt.

Forschungsplattform Nienhagen

Die Forschungsplattform soll rund eine Seemeile vor der Küste Nienhagens und ca. 6 Seemeilen westlich des Rostocker Hafens errichtet werden. Sie soll dort in der Nähe des im Jahr 2003 gebauten künstlichen Riffs, installiert werden.

Die Plattform soll in den kommenden Jahren für Forschungszwecke auf dem Gebiet der Fischerei und Algenforschung genutzt werden.

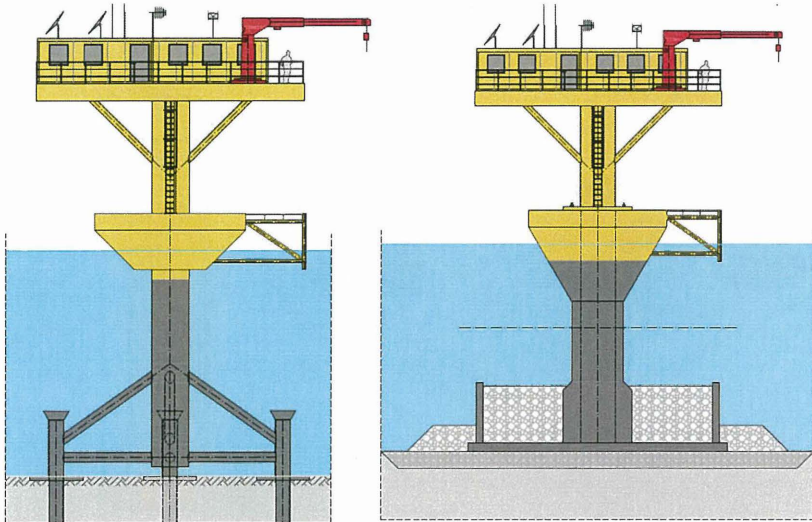


Bild 4 / 5: Systemskizzen Messplattform Nienhagen

links Tripod mit Tiefgründung / rechts Schwergewichtsbauweise

Die Grundfläche der Plattform beträgt rund 200 m², bei quadratischer Form ergibt sich somit eine Seitenlänge von ca. 14,2 m. Das Deck der Plattform wird auf einer Höhe mit HN +7,00 m errichtet, um nicht bei Sturmflutereignissen von größeren Wellen überspült zu werden. Die aktuelle Wassertiefe beträgt ca. 12,00 m.

Die Konstruktion der oberen Plattform besteht aus mehreren Stahlträgern, die miteinander verschweißt auf dem Hauptrohr mit Aussteifungsstreben angebracht ist.

Die Forschungsplattform wird mit mehreren Containern ausgestattet, die sich in einen 20 ft Bürocontainer, einen 30 ft Container für Algenzucht/-forschung, einen 10 ft Aggregat-/Materialcontainer, sowie in einen 5 ft Sanitärcontainer gliedern.

Weitere Forschungseinrichtungen wie Kameras und Messgeräte werden sowohl oberhalb, als auch unterhalb der Wasseroberfläche angeordnet.

Für die Gründungsstruktur wurden zwei verschiedene Varianten untersucht, zum Einen die Gründung des Tripod mit Tiefgründung und zum Anderen die Gründung in Form eines Schwergewichtsfundaments.

Der Tripod besteht aus einem Dreibein, in dessen Mitte ein Hauptrohr für den Aufbau der Plattform angeordnet ist. Das Dreibein ist untereinander mit horizontalen und schrägen Streben verbunden. An den Fußpunkten der Konstruktion sind Hülsen mit einer

trichterförmigen Öffnung angebracht, die als Führung und Befestigung für die später vergROUTETEN GründungSPFähle dienen. An dem Hauptrohr wird ein konischer Eisabweiser installiert, der gleichzeitig als Befestigung der Fender und als untere Plattform für den Übergang von einem Boot zur Aufstiegsleiter dient.

Das Schwergewichtsfundament ist als Senkkasten ausgebildet vorgesehen. In der Mitte des Senkkastens wird ein Hauptrohr aus Stahlbeton mit einem integrierten Eisabweiser hergestellt, auf das dann die spätere Plattform aufgesetzt wird. Das Hauptrohr ist mittels ausstrebenden Wänden aus Stahlbeton mit den Seitenwänden innerhalb des Senkkastens verbunden.

Der Senkkasten wird nach dem Absetzen auf den Meeresgrund, mit einer Ballastierung aus Kies bzw. Sand mit einer Abdeckung aus Wasserbausteinen versehen.

Diese Art der Gründung ist für den vorhandenen Meeresboden, der aus halbfestem bis festem Geschiebemergel besteht, relativ einfach einzubauen, da für eine Tiefgründung in schwer bis nicht rammbarem Baugrund, zuerst Bodenaustauschbohrungen vorgenommen werden müssen, um die später zu rammenden Pfähle in den Baugrund einzubringen.

Für die Plattform und die Gründungskonstruktion sind die Beanspruchungen aus Seegang, Wind, vertikalen Lasten, Trossenzug und Eislast zu beachten. Bei der Ostsee können jedoch die Eislasten als maßgebend angesehen werden. Im Bereich Rostock / Warnemünde werden laut EAU 2004 Eisdicken von 40 cm vorgegeben.

Die Energieversorgung der Forschungsplattform wird autark ausgeführt. Die Energie wird aus Solarzellen und Windräder gewonnen, zusätzlich wird ein Dieselgenerator installiert, um bei eventuellen Störungen eine reibungslose Datenfunkübertragung der Forschungs-/Messeinrichtungen zum Land zu gewährleisten.

Zukunftsauaussicht

Zur nachhaltigen Nutzung des Riffs über das Forschungsvorhaben hinaus, wurden unter Anderem verschiedene Ansätze zur touristischen Nutzung betrachtet. Hierzu wurden zum Beispiel Angler- und Taucherbefragungen durchgeführt. Die heutige intensive Nutzung des Tauchriffs und die zusätzliche Nachfragen zeigen, dass ein starkes Interesse an einer touristischen Nutzung entsprechender Riffstrukturen besteht und durch das Tauchriff ein attraktiver Tauchspot an der Küste von Mecklenburg-Vorpommern geschaffen wurde.

Neben der aktiven Taucherei wird aber auch durch den Betreiber von Tauchgondeln in Zinnowitz und Sellin nach Lösungsvarianten für die passive Taucherei am Riff in Nienhagen gesucht. Neben den touristischen Nutzungsmöglichkeiten ist aber auch die Idee entstanden,

ein Kunst-riff mit Unterwasserskulpturen gekoppelt mit Beobachtungstechnik für die Übertragung von Live-Bildern im Internet am Riff zu installieren und z.B. Lehrpfade, interaktive Spiele, Präsentationen und Programme für die schulische sowie universitäre Ausbildung zu schaffen.

Es wurden Konzepte mit einer touristisch genutzten Plattform einschließlich einer Seilbahnanbindung erarbeitet, für die derzeit intensiv nach Investoren gesucht wird.

Drittmittelprojekte gefördert durch den Europäischen Fischereifonds (EFF) der Europäischen Union und das Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommern

Kontakt:

Dr. Eckard Schmidt
Knabe Beratende Ingenieure GmbH
Gasstr. 18 Haus 4, 22761 Hamburg
Tel: 040- 85 33 76 0
e.schmidt@knabe-ingenieure.de
www.knabe-ingenieure.de

Thomas Mohr
Landesforschungsanstalt für Landwirtschaft
und Fischerei MV, Institut für Fischerei
Tel: 0381 811340-4
info@riff-nienhagen.de
www.riff-nienhagen.de

ERFAHRUNGSBERICHT DER FORSCHUNGSPLATTFORMEN FINO 2 UND FINO 3

S. Pentschew, Dr. J. Unger (INROS LACKNER AG)

Einleitung und Projekthintergrund

Die Bundesregierung hat sich zum Ziel gesetzt, den Anteil erneuerbarer Energien an der gesamten Stromerzeugung bis 2010 auf 12,5 % und bis 2020 auf 20 % zu erhöhen. Die Windenergie soll dabei - mit einem Schwerpunkt bei der Nutzung von Offshore-Windenergie - einen stetig wachsenden Beitrag leisten.

Zur weiteren Erforschung und Entwicklung dieser umweltschonenden Energieform hat der Bund im Jahr 2002 - in der Folge finanziell unterstützt durch die Bundesländer Mecklenburg-Vorpommern und Schleswig-Holstein - das Projekt „Forschungsplattformen in Nord- und Ostsee - FINO“ initiiert. Kernaufgabe des Vorhabens ist es, die Kenntnisse über die meteorologischen und hydrologischen Offshore-Bedingungen zu verbessern und Auswirkungen von Offshore-Windenergieanlagen auf die marine Flora und Fauna zu ermitteln. Die auf den Plattformen gewonnenen Messdaten bilden für EVU's, Planer und Betreiber von Windenergieanlagen sowie für die Genehmigungsbehörden eine Grundlage zur Ermittlung und Bewertung des Energiepotentials sowie der langfristigen ökologischen Auswirkungen.

Die in den Jahren 2005-2007 geplante und errichtete Plattform FINO 2 befindet sich in der Ostsee ca. 35 km nördlich von Rügen direkt angrenzend an den geplanten Offshore-Windpark Kriegers Flak. Die Plattform FINO 3 wurde in der Nordsee ca. 80 km westlich der Insel Sylt in unmittelbarer Nähe der Windparkprojekte DanTysk, Sandbank24 und Nördlicher Grund in den Jahren 2006-2009 geplant und realisiert.

Im Rahmen des Beitrags werden wesentliche Unterschiede bei der Projektierung, Vergabe- und Vertragsgestaltung sowie der Baudurchführung herausgearbeitet und deren Auswirkungen auf den Realisierungsprozess erörtert. Ferner werden die gewonnenen Erfahrungen bei der Implementierung komplexer Stahlbaukonstruktionen unter Berücksichtigung der offshore-spezifische Randbedingungen dargestellt.

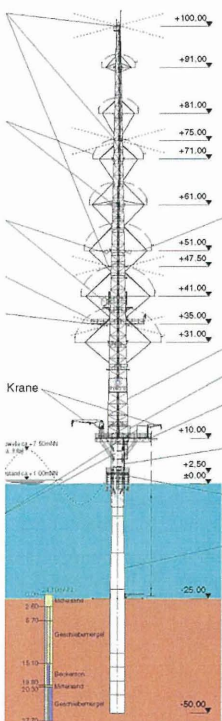


Abb. 1 FINO 2

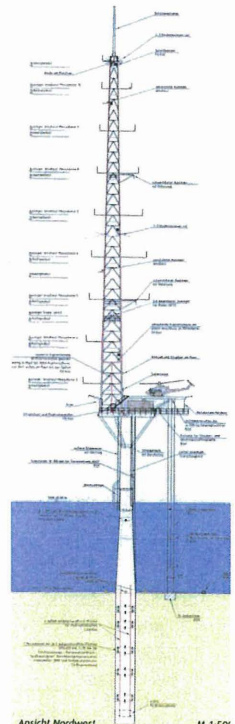
Konstruktionweise

Das Gründungselement der Plattform FINO 2 wurde als Monopile ausgeführt. Der 25 m tief in den Meeresgrund einbindende Pile ist ca. 50 m lang und besteht aus einem zylindrischen Teil am oberen und unteren Ende mit Durchmessern von 2700 bzw. 3400 mm (Wandstärken 48-60 mm) sowie einem konischen Zwischenstück (Gesamtmasse ca. 240 t). Die UK des mittels schwerer Rammung eingebrachten Monopiles liegt bei -50,0 mNN.

Als Übergangsstück zwischen Monopile und Plattformdeck (Abmaße ca. 12 x 12 m) ist zum lotrechten Lageausgleich ein Transitionpiece angeordnet. Oberhalb des Plattformdecks ist der Messmast als vierstielig geschweißtes Raumbachwerk aufgebaut. Das Gittermastsystem hat eine Gefachhöhe von 2500 mm, eine Gesamthöhe von 90 m und reicht von +10 mNN bis +100 mNN. Der Gittermast weist eine Grundfläche auf dem Plattformdeck von 4500 x 4500 mm und endet am Top des Mastes mit einer Fläche von 900 x 900 mm (SIV, 2005).

FINO 2 ist - mittels Bootsanleger am Transitionpiece - ausschließlich auf dem Seeweg erreichbar.

FINO 3 ist ebenfalls auf einem Monopile (Durchmesser 3000-4750 mm, Wandstärken bis 70 mm, Länge 54,50 m, Einbindetiefe 28 m, Gesamtgewicht 315 t) gegründet und mit Bootsanleger und Helideck ausgerüstet. Der auf dem 13 x 13 m großen Plattformdeck installierte 85 m hohe Messmast (3-stielig, verschraubte Z-Fachwerk Gitterstruktur) besitzt eine Grundfläche von 6000 x 6000 mm (Gattermann und Bachmann, 2008).



Ansicht Nordwest M 1:500
Abb. 2 FINO 3

Projektablauf und Vertragsgestaltung

Die Objekt- und Tragwerksplanungen für die Plattform FINO 2 erfolgten nach dem klassischen HOAI Muster in den Leistungsphasen 1-8 durch die INROS LACKNER AG (ILAG) im Zeitraum vom 04/2005-12/2005 im Auftrag des Schifffahrtsinstituts Warnemünde e.V. (SIW). Ebenfalls wurde die Zertifizierung der Designunterlagen und der geplanten Offshore-Montage durch den DNV direkt durch das SIW beauftragt. Der Bau der Messplattform erfolgte durch die ARGE der Firmen F&Z Baugesellschaft mbH und Per Aarsleff A/S. Wetterbedingte Verzögerungen verursachten die nicht geplante Ausdehnung der Bauzeit auf zwei Sommerperioden von 02/2006-06/2007 (Retzlaff, 2007).

Der VOB basierte Bauvertrag musste an die offshore spezifischen Randbedingungen angepasst werden, wobei insbesondere der Schlechtwetterregelungen besondere Bedeutung zukommt. Für die Offshore-Montagen wurden jeweils die Sommermonate genutzt (05-08/2006 und 05-06/2007). Als Grenzeinsatzbedingung wurde für die Seetransporte eine signifikante Wellenhöhe $H_s > 0,50$ m und/oder Windstärken größer 5 Bft und für die Offshore-Montage Windstärken ≥ 5 Bft inkl. Rammung vereinbart. Der Bauvertrag berücksichtigte 5 bereits mit dem Vertrag abgegoltene wetterbedingte Ausfalltage. Der Vergütungsanspruch darüber hinaus gehender Ausfalltage wurde mit 150 T€ gedeckelt wirkte jedoch nicht bauzeitverlängernd.

Bei der Entwicklung der Plattform FINO 3 wurde durch den Bauherrn - die Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH - zwischen Frühjahr und Herbst 2006 eine funktionale Beschreibung der Plattform sowie die daran anschließende Ausschreibung ausgearbeitet. Die gesamten Ingenieurplanungen und die Bauausführung wurden im 07/2007 als Design-Build Vertrag an die Ed. Züblin AG als Generalunternehmer vergeben. Die Planungsarbeiten wurden im Frühjahr 2008 abgeschlossen und direkt im Anschluss mit der Montage begonnen. Die Rammarbeiten am Standort fanden im Juli 2008 statt und die Aufnahme des Regelbetriebes war für 10/2008 vorgesehen. Aufgrund von Wetterproblemen und der Verfügbarkeit von Schlüsselgeräten verzögerte sich Inbetriebnahme der Plattform bis zum 31.08.2009.

Die Grenzeinsatzbedingungen wurden wie folgt vereinbart:

- Seetransport: Wellenhöhe $H_s > 1,80$ m und/oder Windstärken > 6 Bft
- Montage (inkl. Rammung): Wellenhöhe $H_s > 2,00$ m und/oder Windstärken > 4 Bft

Vertraglich vereinbart wurden die Offshore-Arbeiten in einem Zeitfenster jeweils im Sommer (April bis August) wobei innerhalb dieses Fensters alle Ausfalltage zu vergüten war. Die Ausfalltage wirken sich nicht bauzeitverlängernd aus, solange die Arbeiten innerhalb des vereinbarten Zeitfensters begonnen wurden.

Baukosten

Allgemein kann festgestellt werden, dass aufgrund der aufwendigen Arbeiten zur Errichtung dieser Bauwerke auf See, die Offshore-Montagekosten bei FINO 2 ca. 25% und bei FINO 3 ca. 50% der Auftragssumme umfassten. Nach Errichtung und unter Berücksichtigung aller Nachträge erhöhte sich dieser Anteil bei FINO 2 ungefähr mit dem Faktor 1,75 und bei FINO 3 um den Faktor 2,75.

Die Erhöhung der Kosten für die Offshore-Montagen war im Wesentlichen bedingt durch:

- die nachträgliche Installation eines doppelten Blasenschleiers zur Lärmreduktion während des Rammvorgange, gemäß Vorgabe der Genehmigungsbehörde (BSH), bei FINO 3,
- Verschiebungen und Ausfalltage durch Schlechtwetter bei FINO 3,
- Verschiebung der landseitigen Stahlbaufertigung der Plattform- und Gittermastkonstruktion bei FINO 2 im Vertragszeitraum und damit das notwendig werden von zwei getrennten Offshore Einsätzen(1) Rammung Monopile und (2) Montage der weiteren Stahlbaustrukturen,
- die Notwendigkeit zur Durchführung mehrerer Offshore-Montageabschnitten bei FINO 3.

Ebenfalls waren in den Bauverträgen von FINO 2 und 3 Preisbildungsunterschiede aufgrund der unterschiedlichen Massenrisikoverteilung der Vertragsverhältnisse festzustellen. Bei FINO 2 (Detailvertrag) erfolgte die Abrechnung nach realen Massen und bei FINO 3 pauschal. Die Massen wurden seitens des Generalunternehmers offensichtlich nach oben hin abgeschätzt und es erfolgte somit keine Risikoübernahme.

Der Vergleich der Baukosten wird exemplarisch für ausgewählte, vergleichbare Objekte vorgenommen und ergibt, bereinigt um die Stahlpreisentwicklung im Zeitraum 01/2006-07/2007 um etwa +21%, folgendes Bild:

Objekt	FINO 2		FINO 3	
	Menge	EP	Menge	EP
Monopile	240 t	100%	315 t	145%
Plattformdeck	75 t	100%	100 t	135%
Gittermast	45 t	100%	52 t	250%
Auftragssumme (bei FINO 3 inkl. Designkosten)	100%		100%	
Abrechnungssumme (bei FINO 3 inkl. Designkosten)	125%		170%	



Abb. 3 Endmontage FINO 2 (links) und FINO 3 (rechts)

Aufgrund des Massenrisikos - welches bei FINO 3 durch den AN zu tragen ist - war der angebotene Stahlpreis im Mittel über alle Objekte um den Faktor 2 höher. Die differenzierte Betrachtung einzelner Objekte zeigt, eine große Schwankungsbreite (135-250%).

Offshore-Montage

Die Offshore Installation für FINO 2 wurde in 2 Jahresscheiben ausgeführt. 2006 erfolgte die Rammung des Monopiles, 2007 die Installation von Transitionpiece, Plattformdeck und Mast. Koordinierungsaufwendig zeigten sich die Übergabe der Großrohre vom AN Herstellung an den AN Installation, welche beim Monopile „just in time“ erfolgte. Mögliche Verzögerungen hierbei bedingen ein unmittelbares Kostenrisiko für die Vorhaltung der Großgeräte. Eine weitere Schwierigkeit war das Überstülpen des am Schwimmkran hängenden Transitionpiece auf das Monopile und das notwendige sich anschließende Zeitfenster für die Vergütung und Erhärtung.

Auch bei der Montage von FINO 3 musste die für ein Jahr geplante Montage auf zwei Jahre erweitert werden. Als schwierig erwies sich das Aufnehmen von Monopile und Rammhammer durch den Schwimmkran von einem Schwimmponton. Selbst leichter Seegang brachte diese Arbeiten kurz vor den Abbruch. Zusätzlich zum Einfädeln und Vergouten wurde - wie bei FINO 2 - auch bei FINO 3 ein Schaft mittels Flanschverbindung auf das Transitionpiece aufgesetzt. Dazu wurden mehrere Versuche mit absolut ruhiger See benötigt (mit zwischenzeitlichem Abrücken). Es ist festzustellen, dass jede zusätzlich Offshore herzustellende Verbindung die Arbeiten maßgeblich erschwert.

Durch die Trennung von Unterkunft und Arbeitsplatz kam hier erschwerend der Personaltransport zwischen den schwimmenden Einheiten hinzu. Dieser ist neben den eingesetzten Einheiten sehr stark abhängig von der Erfahrung der Beteiligten.

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Vertragsgestaltung für Gewerke im Offshore-Bereich und insbesondere der Schlechtwetterregelungen ein hoher Stellenwert zuzurechnen ist. Eine ausgewogene Risikoverteilung zwischen AG und AN sollte daher angestrebt werden. Das Verschieben von Risiko zum Bauunternehmen führt (1) zu wesentlichen Kostensteigerungen in der Angebotskalkulation und (2) zu erhöhtem Streitpotenzial beim Eintreten, da die betroffenen Kosten und Auswirkungen auf die terminliche Fertigstellung sehr hoch sind.

Ebenso sind die Auswahl geeigneter Montagezeitfenster, eine realistische ausreichend gepufferte Terminplanung, der Einsatz geeigneter Montagetechniken und -technologien sowie ausreichend geschultes und erfahrenes Personal für eine erfolgreiche Projektumsetzung unverzichtbar.

Referenzen

- Gattermann, J., Bachmann, J. (2008). FINO3 - Geotechnische in situ Messungen und ergänzende Modellversuche zu Grenzzustandsbetrachtungen für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen. 6. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 513-524.
- Retzlaff, T. (2007). Geplante Errichtung und Betrieb der Forschungsplattform FINO2. HANSA, 144(3), 119-124.
- SIW (2005). Genehmigungs-, Ausführungsplanung „Messplattform FINO II in der Ostsee“. INROS LACKNER AG, unveröffentlicht.

Autoren dieses Beitrags

Dipl.-Ing. Stefan Pentschew
INROS LACKNER AG, Rosa-Luxemburg-Str. 16, D-18055 Rostock (stefan.pentschew@inros-lackner.de)

Dr. sc. techn. Jens Unger
INROS LACKNER AG, Rosa-Luxemburg-Str. 16, D-18055 Rostock (jens.unger@inros-lackner.de)

Planung neuer Gründungskonzepte für Kaimauern

Björn Mardfeldt, Martin Bornhöft

1 Einführung

Kaianlagen sind als Schnittstelle zwischen Wasser- und Landtransport ein zentraler Bestandteil von Hafenanlagen. Die Kaianlagen sollen bei möglichst uneingeschränkter Verfügbarkeit einen schnellen und reibungsfreien Umschlag gewährleisten.

Mit der Entwicklung der Containerschiffe ändert sich auch das Anforderungsprofil an die Kaianlagen und insbesondere an die Kaikonstruktionen. Durch den größeren Tiefgang der Schiffe wächst der von der Kaimauer abzufangende Geländesprung. Größere Schiffsabmessungen, erhöhte Maschinenleistungen sowie Weiterentwicklungen der Manövrierhilfen führen zu einer Zunahme der Belastungen auf die Kaimauer. Um den steigenden Anforderungen gerecht zu werden, ist eine ständige Weiterentwicklung und Anpassung der Kaikonstruktionen und der Bauverfahren notwendig.

Die Wahl einer geeigneten und wirtschaftlichen Kaikonstruktion ergibt sich insbesondere aus den Anforderungen der Nutzer, aus bautechnischen Anforderungen sowie aus Anforderungen an die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit, siehe auch *Miller (1999)*.

Im Rahmen dieses Beitrages werden der „Hamburger Querschnitt“ sowie Beispiele für alternative Gründungskonzepte und aktuelle Forschungs- und Entwicklungsthemen vorgestellt.

2 Konstruktionsvarianten

Brinkmann (2005) teilt die Kaimauerbauweisen in folgende Kategorien ein:

- Schwergewichtskonstruktionen
- Spundwandbauweisen
- Pfahlrostkonstruktionen
- Ortbetonbauweisen

Zu den Schwergewichtskonstruktionen zählen dabei Schwimmkästen, Senkkästen (Caissons), Fangedämme, Winkel- und Rippenstützwände sowie in Blockbauweise hergestellte Kaimauern.

Bei Spundwandbauweisen wird zwischen 1-fach und mehrfach verankerten Spundwänden unterschieden.

Pfahlrostkonstruktionen werden unterschieden in Konstruktionen ohne zusätzliche Stützwände (überbaute Böschungen) und in Konstruktionen mit landseitig und / oder wasserseitig angeordneten Stützwänden.

Zu den Ortbetonbauweisen zählen Schlitz- und Bohrpfahlwände.

Die Anforderungen an eine ausreichende Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit sind durch Konstruktion und Bemessung der Kaimauern nach den geltenden Regelwerken sicherzustellen. Dabei sollen Tragverhalten und Beanspruchung des Bauwerks möglichst zutreffend erfasst werden. Diese sind jedoch sehr komplex und werden durch eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst, siehe Abbildung 1.

Neben den statischen Einflussfaktoren sind für die Wahl der Kaikonstruktion unter anderem folgende Einflussfaktoren zu beachten:

- Schiffsabmessungen (Länge, Breite, Tiefgang)
- erforderliche Umschlagskapazität und -art
- Baukosten
- Bauzeit
- Unterhaltungsaufwand nach Inbetriebnahme
- Baugrundverhältnisse
- Risikominimierung durch Wahl bewährter Bauverfahren
- vorhandener Bestand
- Ausführung als Land- oder Wasserbaustelle
- Verfügbarkeit von Baumaterialien (z.B. Herstell- und Lieferlängen von Profilen)
- nautische Randbedingungen
- Umweltaspekte wie z.B. Emmissionsschutz

herausgestellt. Die Abbildung 2 zeigt den Hamburger Kaiquerschnitt am Beispiel des Containerterminals Altenwerder (CTA).

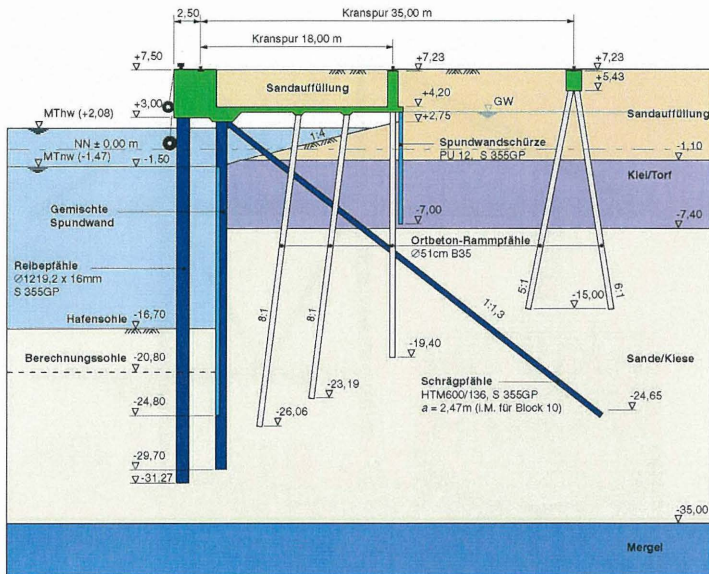


Abbildung 2: Kaiquerschnitt Containerterminal Altenwerder, 1. Bauabschnitt

Wesentliche Tragelemente des Hamburger Querschnitts sind:

- zurückgesetzte, kombinierte Stahlspundwand
- geneigte, eingerammte Stahlpfähle als Rückverankerung
- wasserseitige Reibpfähle
- auf Ort betonrammpfählen gegründeter, tief liegender Stahlbetonüberbau
- landseitige Spundwandschürze
- separater Kranbahnbalken als landseitige Gründung der Kranschiene

Bei Wasserbaustellen mit ausreichendem Abstand zur Bestandskonstruktion hat sich der Einsatz von sogenannten Klappankern als Rückverankerungselemente bewährt. Beispiele sind die Liegeplätze 1-3 am Predöhlkai, siehe Abbildung 3.

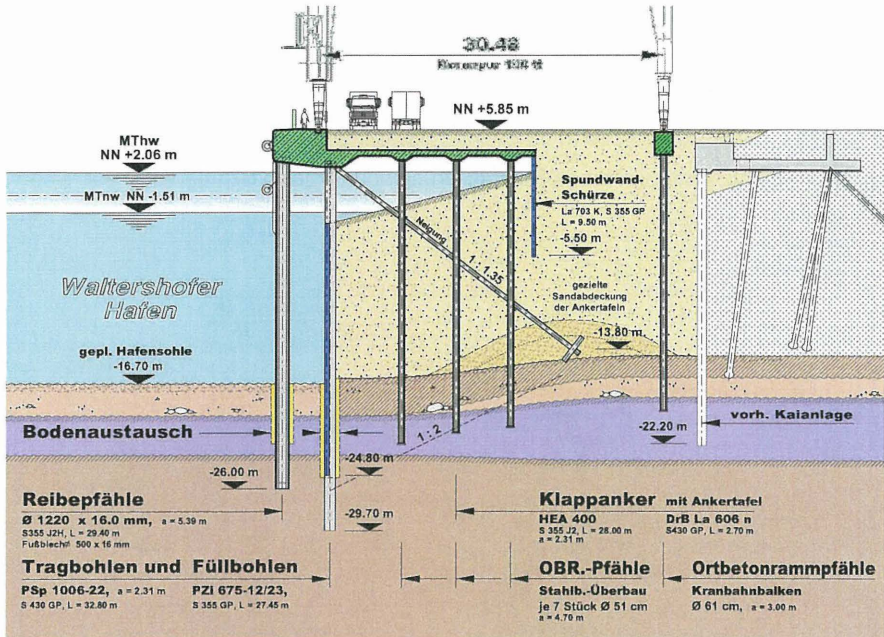


Abbildung 3: Ausgeführter Kaiquerschnitt Predöhlkai Liegeplatz 3, Block 27, ARGE HOCHTIEF und F+Z

Durch den offenen Kaiquerschnitt bis auf ca. MTnw wird der Erd- und Wasserüberdruck auf die kombinierte Stahlspundwand deutlich reduziert. Eine weitere Erddruckreduktion ergibt sich aus der Abschirmwirkung des tief liegenden Überbaus mit Pfahlgründung. Durch die zurückgesetzte Spundwand wird der Kolkeinfluss reduziert und die Wand ist besser vor Schiffsanprall geschützt.

Neben den statischen Vorteilen sind auch der integrierte Hochwasserschutz und die Möglichkeit einer späteren Wartung von Bauteilen unter der Kaiplatte vorteilhaft.

Aus bautechnischer Sicht ist die nachträgliche Herstellung der Spundwandfenster an jeder zweiten Zwischenbohle und der Böschung unter der Platte eher aufwendig. Sie ist aber zwingend erforderlich, da im Bauzustand zunächst eine Ramm- und Betonierebene, also eine volle Hinterfüllung der Wand, benötigt wird.

Im Rahmen der Angebotsphase hat das Ingenieurbüro Dr. Binnewies für die Wayss & Freytag Ingenieurbau AG einen Sondervorschlag in Form eines tief gegründeten Senkkastens ausgearbeitet, siehe Abbildung 5.

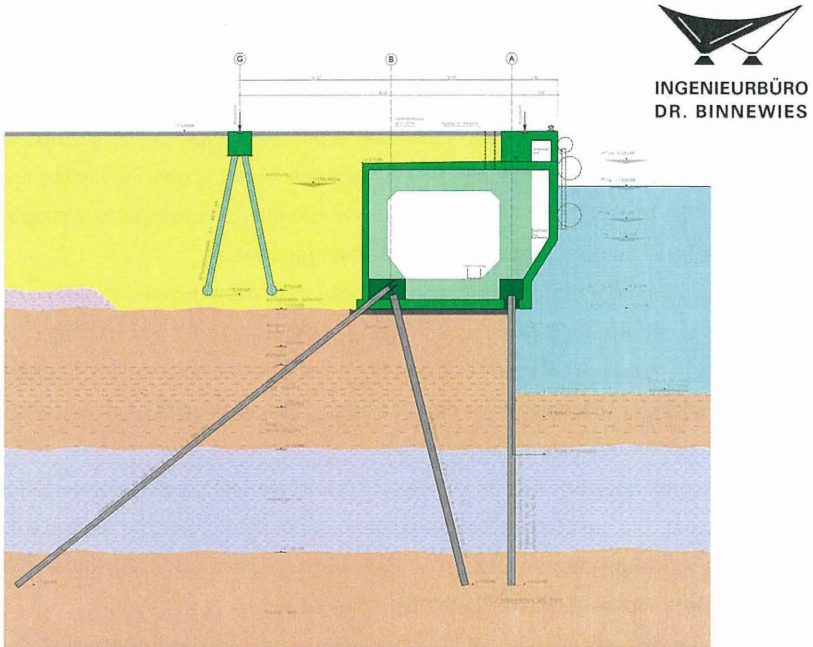


Abbildung 5: Sondervorschlag JadeWeserPort – Tief gegründeter Senkkasten, Ingenieurbüro Dr. Binnewies

Die wesentlichen Tragelemente des Alternativentwurfs sind Stahlbetonsenkkästen mit nachträglich in Ortbeton hergestellten, fugenlos durchlaufendem Kaikopf, eine kombinierte Spundwand DB PSp 800, gerammte Schrägpfähle PSt 600/159 und Stahlrohre 813x12,5 mm.

Die Senkkästen sind auf den Tragbohlen und Pfählen tiefgegründet. Die einzelnen Senkkästen sind dabei bis auf den Kranbahnbalken, welcher fugenlos ausgeführt wird, durch Blockfugen getrennt. Die Blocklänge beträgt 30,24 m (inkl. Fugen). Die Außenabmessungen

gen der Senkkästen betragen ca. $b/h = 21,5/15,8$ m. Der fugenlose Kaikopf stellt die Verbindung der einzelnen Senkkästen im Endzustand sicher.

Die Abtragung der Vertikallasten erfolgt i.W. über die Tragbohlen der kombinierten Spundwand und über die Stahlrohre. Die Horizontallasten werden durch den hinteren Pfahlbock, im Wesentlichen durch die Schrägpfähle in den Baugrund abgetragen. Die Verteilung der Lasten aus dem Senkkasten in die Gründungselemente erfolgt über durchlaufende Lastverteilungsbalken.

Zur Reduktion der Vertikallasten und somit zur wirtschaftlichen Optimierung der Tiefgründung wird planmäßig der Auftrieb des Senkkastens berücksichtigt. Die Beanspruchung der wasserseitigen Spundwand wird durch die Erddruckabschirmung des Senkkastens deutlich verringert. Zur Minimierung von Kolkeffekten wurde die Kaivorderkante analog zum Amtsentwurf 4,90 m von der Spundwand entfernt angeordnet.

Durch die Einbindung der Gründungselemente in die sehr dicht gelagerten pleistozänen Sande wird eine verformungsarme Lastabtragung in den Baugrund sichergestellt. Des Weiteren werden mögliche Langzeiteinflüsse (z.B. aus Kriechen bei im Ton verankerten Zuggliedern) verringert. Insbesondere die Einbindung der Schrägpfähle in die pleistozänen Sande erhöht die Robustheit der Konstruktion.

Die Standsicherheit der Konstruktion ist auch für den Havariefall „voll laufender Senkkasten“ gewährleistet. Die zusätzliche Belastung kann durch die Gründungselemente mit einer Sicherheit >1 aufgenommen werden. Zudem weist die Konstruktion Tragreserven bei Betrachtung als kombinierte Pfahl-Platten-Gründung auf.

Optional kann für den Havariefall „Schiffsanprall mit Leckage in der Außenwand“ durch den Einbau eines durchgehenden Längsschottes in der Spundwandebene eine zweite Sicherungsebene geschaffen werden. Bei einer Leckage wird dadurch das Volllaufen des Senkkastens verhindert.

Die Zugänglichkeit der Konstruktion ist durch blockweise angeordnete Einstiege gegeben.

Zur Herstellung des tiefgegründeten Senkkastens war i.W. folgender Bauablauf vorgesehen:

- Hauptwandtrasse gemäß Amtsentwurf vorbereiten und Kiesbett zur Gründung der Senkkästen während der Bauzeit herstellen
- Einbau der kombinierten Spundwand PSp 800 DB + PZI 612

- parallel Herstellung der Senkkästen an Land, inklusive Abdichtung der Rohrhülsen und des Spundwandschlitzes durch Stahlbleche.
- Senkkasten zu Wasser lassen und Einschwimmen an den Bestimmungsort, Unterstützung durch seitliche Schwimmkörper (Stabilisierung, Reduktion Tiefgang)
- Positionierung des Senkkastens, ggf. unter zu Hilfenahme von Führungsdalben
- Absenken des Senkkastens durch teilweises Fluten
- Rammen der Stahlrohre und der Ankerpfähle durch die im Senkkasten einbetonierten Rohrhülsen
- Spalt zwischen Rohrhülsen und gerammten Pfählen sowie Spundwandschlitz in der Sohle des Senkkastens verpressen
- temporäre Sandballastierung zur Auftriebssicherung auf den Senkkasten aufbringen
- Senkkasten lenzen
- Herstellung der Pfahlanschlüsse und der Lastverteilungsbalken
- temporäre Ballastierung entfernen, Sand als Verfüllung hinter dem Senkkasten verwenden
- Anschlüsse der nördlichen Verlängerung, der nördlichen Flügelwand und der südlichen Flügelwand an die Hauptwand herstellen

Ein wesentlicher Vorteil der Konstruktion ist ihre Robustheit, verbunden mit einer klaren und verformungsarmen Lastabtragung. Ein weiterer Vorteil des tiefgegründeten Stahlbetonsenkkastens ist der geringere Aufwand für Korrosionsschutzmaßnahmen. Durch den Wegfall der Traglelemente aus Stahl im oberen Bereich wird dadurch auch die Dauerhaftigkeit erhöht.

Nachteilig ist der anspruchsvolle Bauablauf, insbesondere die Herstellung der Gründungselemente unter Wasser, der Einschwimmvorgang im offenen Seehafen sowie der Anschluss des Senkkastens an die Gründungselemente.

Letztlich wurde das daraus resultierende größere Risiko höher bewertet als das zu erwartende Einsparpotential. Es zeigt sich also, dass die Risiken im Bauablauf – insbesondere bei derart schwierigen Randbedingungen (offener Seehafen mit entsprechenden Wind- und Wellenverhältnissen) – meist maßgeblich bei der Wahl des geeigneten Entwurfs sind.

Predöhlkai Liegeplatz 3

Der ausgeführte Kaiquerschnitt ist in Abbildung 3 dargestellt.

Bereits im Ausschreibungsentwurf wurde die Kaimauer des 3. Liegeplatzes am Predöhlkai mit einer gegenüber den Liegeplätzen 1 und 2 geänderten Gründung des landseitigen Kranbahnbalkens geplant.

In der Regel erfolgt die Gründung des landseitigen Kranbahnbalkens mittels Ortbetonrammpfählen, die zur Abtragung der Horizontalkräfte als Pfahlbock ausgebildet sind. Die senkrecht zum Kranbahnbalken wirkenden Horizontalkräfte werden dabei durch Pfahlnormalkräfte abgetragen.

Beim 3. Liegeplatz am Predöhlkai war die Herstellung entsprechender Pfahlböcke aufgrund des geringen Abstands zur bestehenden Kaimauer nicht möglich. Deshalb ist der Kranbahnbalken an diesem Liegeplatz auf senkrechten Ortbetonrammpfählen $D = 61\text{ cm}$ gegründet. Die Abtragung der Horizontallasten erfolgt somit über horizontale Bettung. Zur Einschätzung des Verformungsverhaltens der geänderten Gründungskonstruktion wurden im Rahmen der Ausschreibungsphase Verformungsberechnungen (FEM) durchgeführt. Für einen störungsfreien Kranbetrieb waren dabei insbesondere die Relativverschiebungen der land- und wasserseitigen Kranschienen von Interesse. Auf Grundlage der durchgeführten FE-Berechnungen wurde die Größenordnung der zu erwartenden Kopfverformungen des landseitigen Kranbahnbalkens aus Kranbetrieb zu 10-20 mm abgeschätzt. Ergänzend dazu wurden horizontale Probebelastungen der lotrechten Ortbetonrammpfähle ausgeführt. Die gemessenen Kopfverschiebungen lagen dabei deutlich unter den prognostizierten Werten und haben die Erwartungen somit bestätigt.

Darüber hinaus wurden analog zum 1. und 2. Liegeplatz Klappanker, bestehend aus Schrägpfahl und Ankertafel, anstelle der ausgeschriebenen geramnten Stahlpfähle PST 500/177 eingesetzt.

Sondervorschlag Europakai Liegeplatz 5 - Mehrfach verankerte Kaimauer

Als Sondervorschlag zum ausgeschriebenen Hamburger Querschnitt hat die Bietergemeinschaft Züblin, PER AARSLEFF, Möbius eine mehrfach horizontal verankerte Konstruktion angeboten, siehe Abbildung 6.

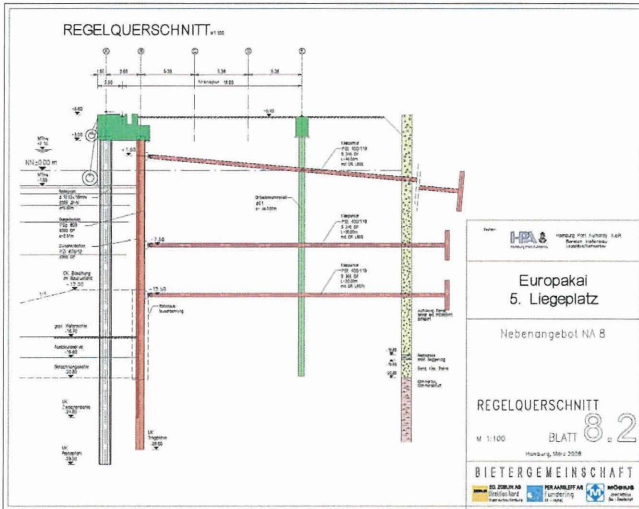


Abbildung 6: Sondervorschlag Europakai LP 5 – Mehrfach horizontal verankerte Kaimauer, Bietergemeinschaft Züblin, PER AARSLEFF, Möbius

Als wesentliche Merkmale bzw. Vorteile des Sondervorschlages hat die ARGE u.a. folgende Punkte aufgeführt:

- Wegfall der Stahlbetonplatte, der Ortbetonrammpfähle und der Sickerschürze
⇒ Reduzierung der Lärmemission, kürze Bauzeit
- geschlossene Hauptspundwand mit Stahlbetonholm bis OK Gelände
⇒ geringere Grundwasserschwankungen hinter der Wand
⇒ geringerer Korrosionsangriff der Tragbohlen hinter der Wand
- geringere Einbindetiefe der Tragbohlen und Entfall der gerammten Schrägpfähle
⇒ Reduzierung Lärmemission, Baugrundrisiko
- Kampfmittelräumung nur im Bereich der Hauptwand erforderlich
- geringere Ausnutzung der Tragbohlen
⇒ Lastreserven, z.B. für Kranlasten

Kontrovers diskutiert wurden insbesondere die Korrosionsbeständigkeit der Ankeranschlüsse, der Ausfall eines oder mehrerer Anker und die Möglichkeit der Nachverankerung.

Der Sondervorschlag ist insbesondere aufgrund des gegenüber dem bauseitigen Entwurf zu geringen Einsparpotentials im Verhältnis zum höheren Risiko durch die fehlende Erfahrung mit vergleichbaren Konstruktionen nicht zur Anwendung gekommen.

Kombination von Bohrpfählen und Stahlrohren als Haupttragelemente

Die Wahl der Kaikonstruktion hängt auch davon ab, ob die Ausführung als Wasser- oder Landbaustelle erfolgt. Ein Beispiel sind die Klappanker, die nur bei Wasserbaustellen eingesetzt werden können. Der Einsatz von Ortbetonwänden ist in der Regel auf Landbaustellen beschränkt. Erfolgt die Ausführung im Wechsel als Wasser- und Landbaustelle wird in der Regel hinsichtlich des Kaimauerquerschnittes nicht unterschieden und es werden Tragelemente gewählt die als Wasser- und als Landbaustelle hergestellt werden können.

Die Idee ist, eine Kombination von Bohrpfählen und Stahlrohren als Haupttragelement bei Wechsel von Land- und Wasserbaustelle zu wählen, siehe Abbildung 7.

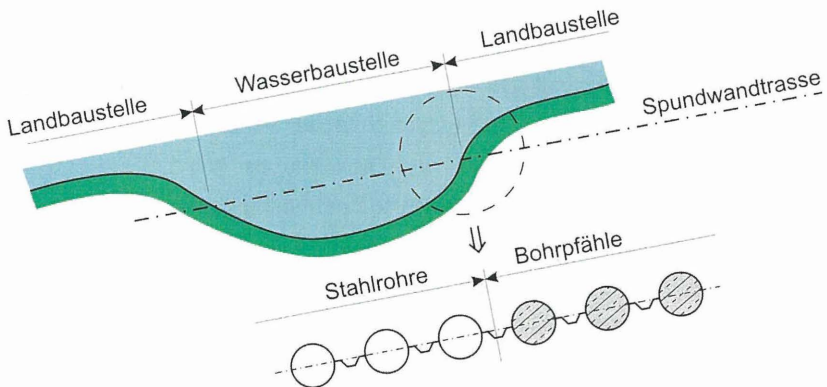


Abbildung 7: Kombination von Bohrpfählen und Stahlrohren als Haupttragelemente bei Wechsel von Wasser- und Landbaustelle

Durch entsprechende Wahl der Bohrpfahl- und Stahlrohrdurchmesser ergibt sich wasserseitig eine einheitliche Ansicht. Für die Landtrasse stellen Bohrpfähle eine Alternative zu Stahlrohren dar, die je nach Randbedingungen und aktueller Preisentwicklung attraktiv sein können. Ein Vorteil der Bohrpfähle ist sicherlich auch die geringere Lärmemission bzw. deutlich reduzierte Erschütterungen (z. B. in Bezug auf Kampfmittelverdachtsflächen oder die Gefährdung der vorhandenen Bebauung) bei der Herstellung. Außerdem ist durch das Herstellverfahren ein frühzeitiges Bergen von Hindernissen im Baugrund ohne vorlaufenden Bodenaustausch möglich. Zudem erscheint eine Verbesserung der Einbaugenauigkeit gegenüber gerammten Elementen realistisch.

5 Aktuelle Forschungs- und Entwicklungsthemen

Neben baupraktischen Erfahrungen ist die Forschungs- und Entwicklungsarbeit ein wichtiger Baustein zur Weiterentwicklung und Optimierung von Kaikonstruktionen.

Eine wesentliche Zielsetzung der F+E – Projekte ist dabei die Aufstellung von Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen für sichere und wirtschaftliche Bauwerke unter Berücksichtigung der steigenden Anforderungen und Belastungen. Weitere Zielsetzungen sind die Mitgestaltung von Regelwerken (EAU, EA-Pfähle, Grundbaunormen, ...) sowie die Sicherung des technischen Know-Hows.

Folgende F+E – Projekte werden zurzeit bearbeitet bzw. sind in Vorbereitung:

- Messprogramm Predöhlkai LP3 (HPA, TUHH)
- Messprogramm Europakai LP5 (Bilfinger Berger, TUBS)
- Versuche zur Vertikallastabtragung von Spundwandtragelementen (Konzept HPA)
- Schrägpfahlbeanspruchung (HPA, Bilfinger Berger)
- Biegedrillknicken von Tragbohlen (Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V.)
- Blocktragverhalten (HPA)
- Instationäre Erd- und Wasserdruckbeanspruchung (HPA)
- Optimierung „Hamburger Querschnitt“ (Konzept HPA, TUHH)
- Programm Prognose von Setzungen weicher Böden (Prof. Schulz)
- Ableitung der Verbundspannungen bei Verpressmörtelpfählen (UNI Kassel)

Grundsätzlich erfolgt eine enge Zusammenarbeit mit Hochschulen, Baufirmen sowie anderen Behörden und Hafenverwaltungen.

Auf die einzelnen Inhalte der F+E - Projekte wird im Rahmen dieses Beitrages nicht weiter eingegangen.

6 Zusammenfassung

Am Beispiel der Containerterminals Altenwerder und Predöhlkai wurde das im Hamburger Raum für Kaimauern zurzeit übliche Gründungskonzept vorgestellt.

Für die Kaimauern JadeWeserPort, Predöhlkai Liegeplatz 3 und Europakai Liegeplatz 5 wurden alternative Gründungskonzepte gezeigt und es wurde ein Konzept für Kaitrassen mit wechselnder Ausführung als Wasser- und Landbaustelle vorgestellt.

Die Alternativkonzepte für den JadeWeserPort und Europakai Liegeplatz 5 sind nicht zur Ausführung gekommen. Ausschlaggebend bei der Beurteilung von Alternativkonzepten ist häufig eine Abwägung zwischen Risiko bzw. fehlender Erfahrung und des zu erwartenden Einsparpotentials.

Es wurde ein Überblick über aktuelle Forschungs- und Entwicklungsprojekte in der HPA gegeben. Die Ergebnisse der F+E - Projekte stellen eine wichtige Grundlage für die Weiterentwicklung von Gründungskonzepten dar.

Beim Ingenieurbüro Dr. Binnewies und der Bietergemeinschaft Züblin, PER AARS-LEFF, Möbius möchten wir uns für die Bereitstellung von Unterlagen und der Zustimmung zur Veröffentlichung bedanken.

7 Literatur

Brinkmann B. (2005): Seehäfen - Planung und Entwurf. 1. Auflage, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg.

Brinkmann B. (2007): Kaianlagen deutscher Containerterminals. Bauingenieur 82, 311-317.

- EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassung“ - Häfen und Wasserstraßen. 10. Auflage 2004, herausgegeben von der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Miller C. (1999): Aspekte zur Planung der Kaianlage. HANSA 136 (10), 80-81.
- Mardfeldt, B. (2006): Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand. Dissertation. Veröffentlichung des Arbeitsbereichs Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 11.
- HTG (1992): Kaimauerbau, Erfahrungen und Entwicklungen mit Beiträgen des Workshops 1991, Sonderdruck aus Hansa 7 und 8.
- HTG (1992): Konferenzband Kaimauer-Workshop im Rahmen des Hafentages der SMM' 92 am 30.09.92 in Hamburg.

Autoren:

Dr. – Ing. Björn Mardfeldt
Zentrales Projektbüro
Statik / E171-5
HPA Hamburg Port Authority AöR
Neuer Wandrahm 4
20457 Hamburg
Tel: (040) 428 47-2319

Dipl.-Ing. Martin Bornhöft
Zentrales Projektbüro
Kaimauerbau / E11-3
HPA Hamburg Port Authority AöR
Neuer Wandrahm 4
20457 Hamburg
Tel: (040) 428 47-2707

bjoern.mardfeldt@hpa.hamburg.de
www.hamburg-port-authority.de

martin.bornhoeft@hpa.hamburg.de
www.hamburg-port-authority.de

Schleusen an Bundeswasserstraßen

Dirk Biskupek, Günter Schulz

Die Binnenschifffahrt hat in Deutschland im Jahr 2006 auf den Bundeswasserstraßen 243,5 Mio. t Güter befördert. Dies entspricht einem Anteil von etwas über 10 % am gesamten Güterverkehr.

Voraussetzung für diesen erheblichen Anteil am Güterverkehr ist ein leistungsfähiges Netz von Bundeswasserstraßen im Binnenbereich, zu dessen wesentlichen Anlagen Schleusen gehören. Im Folgenden wird eine Übersicht über Vielfalt und Dimensionen dieser Anlagen gegeben und werden die zukünftigen Aufgaben beschrieben.

Netz der Binnenwasserstraßen

Die Bundeswasserstraßen (Binnen- und Seewasserstraßen) einschließlich der Schleusen und Hebewerke sowie zahlreicher Brücken und Düker werden von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes verwaltet.

Zu dem Netz der Binnenwasserstraßen gehören die großen Flüsse wie Rhein, Donau, Elbe, Weser, Main, Neckar, Mosel und Saar. Während Rhein und Elbe weitestgehend frei fließen, sind die anderen Flüsse mehr oder weniger staugeregelt, in erster Linie zur Verbesserung der Schifffahrt und zur Energiegewinnung. Hinzu kommen Flüsse oder Flusssysteme, die heute für die Güterschifffahrt keine Bedeutung mehr haben, die jedoch als Bundeswasserstraßen eingestuft sind – z.B. Lahn, Fulda, Werra, Aller, Ilmenau, Müritz-Elde-Wasserstraße oder Obere-Havel-Wasserstraße. Besonders die beiden letzten Wasserstraßen haben mittlerweile eine erhebliche touristische Bedeutung für die Region.

Bedeutende Kanäle im Bundeswasserstraßennetz sind die Kanäle, die in West-Ost-Richtung die Flüsse Rhein, Weser, Elbe und Oder miteinander verbinden. Also Rhein-Herne-Kanal, Wesel-Datteln-Kanal, Dortmund-Ems-Kanal, Mittellandkanal, Elbe-Havel-Kanal und Havel-Oder-Wasserstraße. Weitere bedeutende Kanäle sind der Elbe-Seitenkanal und der Main-Donau-Kanal. Kanäle hingegen wie der Finowkanal oder der Elisabethfehnkanal werden heute von der Güterschifffahrt nicht mehr genutzt.

Herausragend hinsichtlich Abmessungen und Frachtaufkommen ist der Nord-Ostsee-Kanal, der zu den Binnenwasserstraßen gehört, jedoch in erster Linie von Seeschiffen befahren wird.

BUNDESWASSERSTRASSEN

- Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes

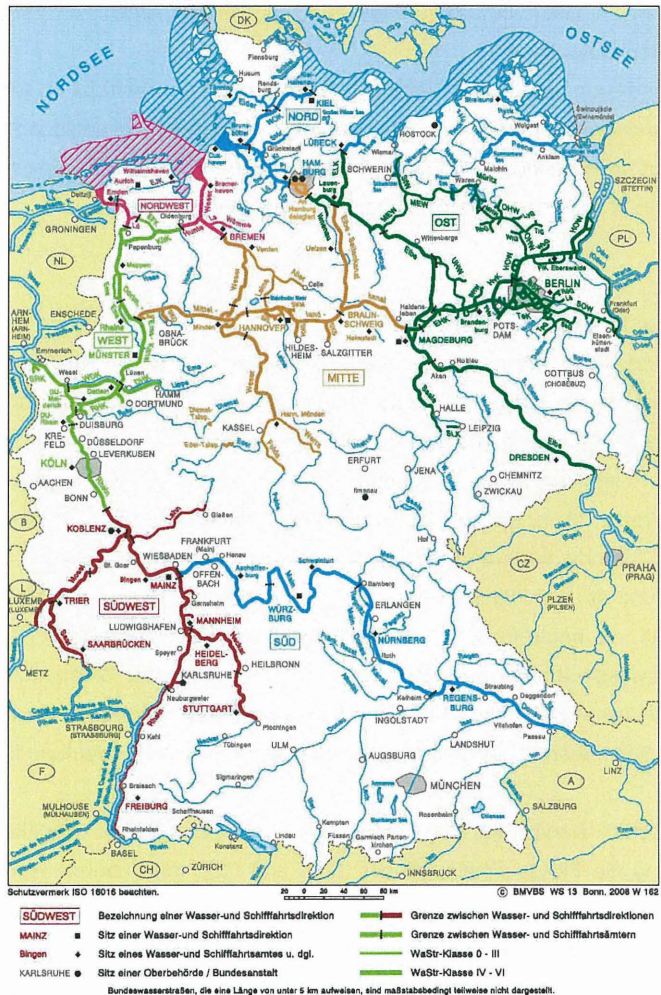


Bild 1: Bundeswasserstraßen

Das Netz der Binnenwasserstraßen umfasst insgesamt ca. 7.300 km (ca. 2.500 km Flussabschnitte, ca. 3.000 km staugeregelte Flussabschnitte und ca. 1.800 km Kanalstrecken). Mit diesem vergleichsweise kurzen Netz werden praktisch alle großen Städte in Deutschland mit Ausnahme von München und Leipzig erreicht.

Eine Erweiterung des Netzes durch den Bau neuer Kanäle ist zurzeit kein Thema. Die für den Verkehr wichtigen Binnenwasserstraßen werden jedoch ständig den Anforderungen angepasst. Gegenwärtig laufen z.B. größere Maßnahmen am Neckar, an der Mosel, am Dortmund-Ems-Kanal und an der Ost-West-Verbindung.

Schleusen an Bundeswasserstraßen

Alle staugeregelten Flussabschnitte und Kanäle benötigen Schiffsschleusen oder Schiffshebewerke zur Überwindung der Fallstufen. Eine Schleuse ist nach DIN 4054 ein "Bauwerk zum Überwinden einer Fallstufe, bei dem durch Füllen oder Leeren der Schleusen-kammer Schiffe gehoben bzw. gesenkt werden."

An den Bundeswasserstraßen sind insgesamt 453 Schleusen und 4 Hebewerke in Betrieb. Davon sind ca. 300 Schleusen und die 4 Hebewerke von Bedeutung für die Güterschiff-fahrt. Die anderen Schleusen liegen an Wasserstraßen, die von der Güterschiffahrt nicht mehr genutzt werden, weil die Abmessungen der Wasserstraßen keinen wirtschaftlichen Verkehr mehr zulassen.

Die vorhandenen 453 Schleusen in der Zuständigkeit der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung bilden ein sehr großes Spektrum ab.

Da gibt es die Seeschleuse Wilhelmshaven von 1942, deren beide Kammern eine Nutzlänge von jeweils 360 m, eine Breite von 60 m und eine Tiefe bei MThw von 17 m aufweisen. Die Schiebetore dieser Schleusen-kammern sind 60 m lang, 20 m hoch und 10 m breit. Jedes Tor wiegt ca. 1.700 t. Nur etwas kleiner sind die Neuen Schleusen am Nord-Ostsee-Kanal von 1914 und die geplante fünfte Schleusen-kammer in Brunsbüttel. Die genannten Schleusen gleichen jedoch nur den Tidehub gegenüber den Binnenwasserständen aus, so dass die Hubhöhen lediglich bei maximal 2-3 m liegen.

Da gibt es Schleusen am Elisabethfehnkanal mit 20 m langen und 4,50 m breiten Kammern.

Da wird die Stadtschleuse Eberswalde am Finowkanal seit 1831 betrieben und da ist am 15. April 2009 die erste Schleusenammer der neuen Schleuse Münster in Betrieb genommen worden.

Da gibt es die Oberschleuse Berlin am Landwehrkanal, die eine Hubhöhe von nur wenigen Zentimetern hat und da gibt es drei Schleusen am Main-Donau-Kanal (Leerstetten, Eckersmühlen und Hilpoltstein) mit einer Hubhöhe von jeweils 24,67 m.

Da gibt es in der Regel an den Flüssen Schleusen ohne Sparbecken und an Kanälen Schleusen mit Sparbecken.

Da gibt es Schachtschleusen und Zwillingschleusen, Schleusentreppen, gemauerte Schleusen, betonierte Schleusen, Spundwandschleusen, Schleusen mit U-Rahmen oder Schleusen mit Schwergewichtsmauern als Kammermauern, Schleusen mit Torfüllung, Schleusen mit Füllsystemen über Längskanäle oder über Grundläufe.

Die größten Kammern bei Binnenschiffahrtsschleusen befinden sich an Rhein und Donau, wo die Breite der Schleusenammern 24 m und die Länge bis zu 270 m beträgt.

Für alle anderen Binnenwasserstraßen gilt heute ein Ausbaustandard von 12,50 m Breite, 4 m Drempeltiefe und je nach Flottenstruktur einer Länge von 115 m bis 190 m.

Schleuse Uelzen II – ein Beispiel

Die neue Schleuse Uelzen II am Elbe-Seitenkanal hat am 8. Dezember 2006 ihren Betrieb aufgenommen. Die Nutzlänge der Schleuse beträgt 190 m, die Breite 12,50 m und die Drempeltiefe 4,00 m. Aufgrund der großen Hubhöhe von 23 m ist die Schleuse als Schachtschleuse konstruiert worden, d.h. die Schleusenammer ist über der Durchfahrtsöffnung zum Unterwasser mit einer Querwand (Maske) abgeschlossen.

Die Schleuse ist als Sparschleuse mit vier übereinander angeordneten Sparbecken rechts und links der Kammer ausgebildet (siehe auch Bild 2). Das Füllen und Leeren der Schleuse erfolgt über einen Grundlauf. Von dort strömt das Wasser über 336 runde Fülldüsen in die Kammer und auch wieder heraus.

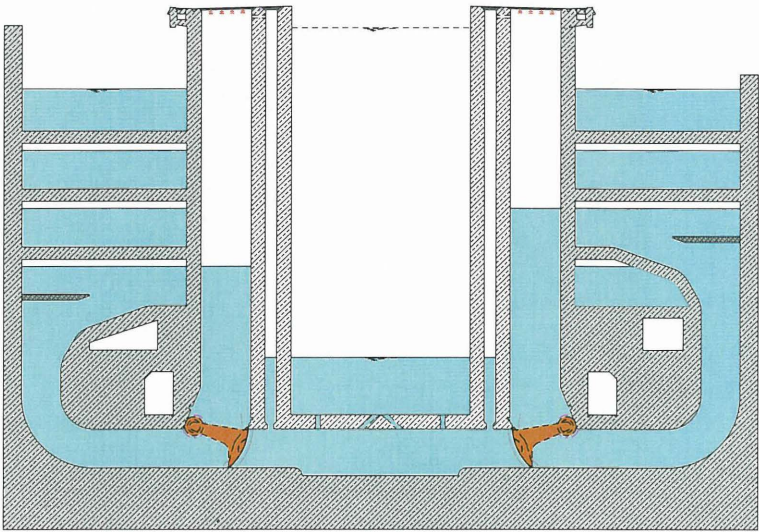


Bild 2: Querschnitt der Schleusenammer der Schleuse Uelzen II

Auf den Bildern 3 und 4 ist die leere Schleusenammer der neuen Schleuse Uelzen II zu sehen. Auf der Sohle ist ein Teil der Fülldüsen zu erkennen. Auf Bild 3 ist im Hintergrund das Untertor zu sehen. Es handelt sich um ein überstautes Stemmtor in Faltwerksbauweise, bei dem jeder Torflügel knapp 80 t wiegt. Das Obertor auf Bild 4 im Hintergrund ist ein Drehsegmenttor, das ca. 35 t wiegt.

Die Schleusenammer ist etwas über 200 m lang, 12,50 m breit und 28,5 m hoch. Die Differenz zwischen Unterwasser- und Oberwasserstand, also die Hubhöhe, beträgt 23,00 m. Um ein Schiff zu Berg zu schleusen, muss die Kammer mit 59.000 m³ Wasser gefüllt werden. Dies entspricht dem Inhalt von 24 olympischen Schwimmbecken oder dem Verbrauch einer vierköpfigen Familie – in 340 Jahren.

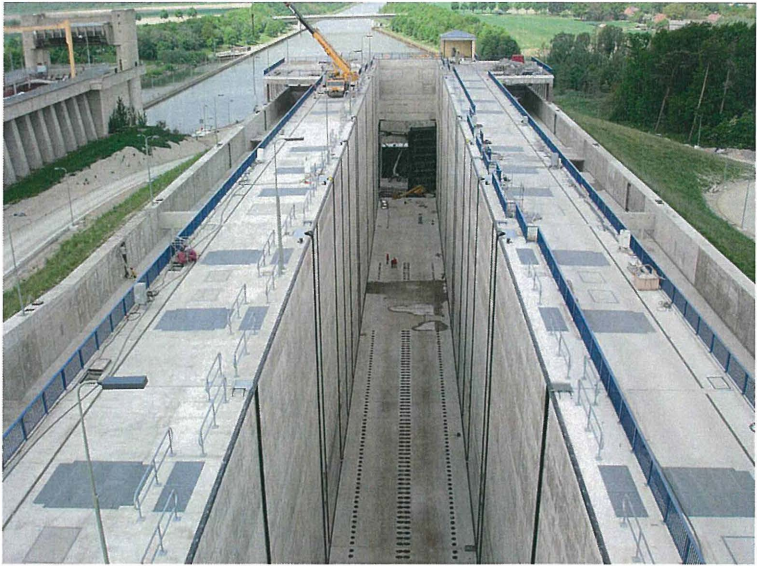


Bild 3: Schleuse Uelzen II - Schleusenkommer vom Oberhaupt aus gesehen, im Hintergrund das Untertor

Die Herausforderung besteht darin, diese gewaltige Wassermenge so schnell wie möglich in die Kammer zu füllen bzw. aus der Kammer zu entleeren. Natürlich unter der Bedingung, dass die in der Kammer bzw. in den Vorhäfen liegenden Schiffe keinen Schaden nehmen. Ein schnelles Füllen bzw. Entleeren ist Voraussetzung für wirtschaftliche Schleusungszeiten. Bei der Schleuse Uelzen II wird die Kammer in ca. 14 Minuten gefüllt und in ca. 12 Minuten geleert. Dies bedeutet, dass beim Leeren durchschnittlich über $80 \text{ m}^3/\text{sec}$ aus der Schleusenkommer fließen. Dies geschieht jeweils über vier Zuläufe (Breite / Höhe je $1,80 \text{ m} \times 2,70 \text{ m}$) zu den verschiedenen Sparbeckenebenen bzw. über zwei Längskanäle (Breite / Höhe je $2,00 \text{ m} \times 3,25 \text{ m}$) zum Unterwasser.



Bild 4: Schleuse Uelzen II - Schleusen-kammer vom Unterhaupt aus gesehen, im Hintergrund das Obertor

Geregelt wird der Abfluss über Segmentverschlüsse, welche eine von mehreren möglichen Verschlussarten darstellen. Denkbar wären z.B. auch Tafelschütze oder Zylinderschütze. Aufgrund technischer und wirtschaftlicher Überlegungen wurden hier jedoch Segmentverschlüsse gewählt. Bild 5 zeigt einen Segmentverschluss für einen Längskanal. Die vier Längskanalverschlüsse wiegen jeweils ca. 13 t, die 16 Verschlüsse für die Sparbecken-zuläufe jeweils ca. 11 t.



Bild 5: Schleuse Uelzen II - Längskanalverschluss

Insgesamt waren für die Schleuse Uelzen II Stahlwasserbauteile mit einem Gewicht von ca. 1.000 t erforderlich. Im Wesentlichen sind dies Betriebs- und Revisionsverschlüsse sowie Ausrüstungsteile:

- Obertor einschließlich Reservetor
- Untertor
- 4 Längskanalverschlüsse
- 16 Sparbeckenverschlüsse
- 16 Schwimmpoller
- Kammerrevisionsverschlüsse
- Schleusenrevisionsverschlüsse (Pfosten-Tafel-Verschlüsse)
- 4 Längskanalrevisionsverschlüsse
- 4 Sparbeckenrevisionsverschlüsse



Bild 6: Schleuse Uelzen II - Obertor, oberwasserseitiger Kammerrevisionsverschluss, oberwasserseitiger Schleusenrevisionsverschluss

Die Schleuse Uelzen II ist eine besonders große Schleuse mit Sparbecken und einem aufwändigen Füllsystem, so dass im Durchschnitt aller Binnenschiffsschleusen bei Neubau oder vollständigem Ersatz der Stahlwasserbauteile von einem deutlich geringeren Volumen an Stahlwasserbauteilen von vielleicht 500 t ausgegangen werden kann.

Ausblick

Ein Blick auf die Alterstruktur der Schleusen an den Bundeswasserstraßen (siehe Bild 7) zeigt, dass hier ein enormer Nachholbedarf besteht. 50 % der Schleusen sind älter als 70 Jahre. Mehr als 20 % der Schleusen sind sogar älter als 100 Jahre. Ein erheblicher Teil der Schleusen muss also in den nächsten Jahrzehnten durch Neubauten ersetzt oder von Grund auf instandgesetzt werden.

Damit sind auch im Bereich des Stahlwasserbaues in den nächsten Jahren erhebliche Investitionen erforderlich.

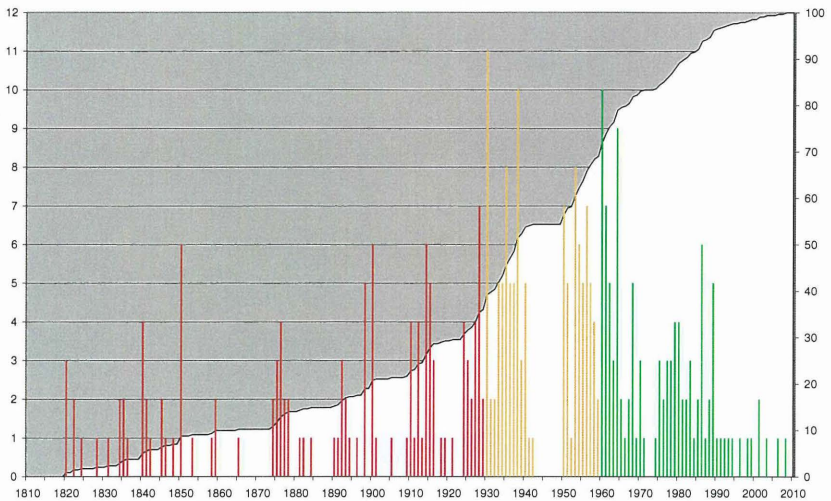


Bild 7: Altersstruktur der Schleusen an Bundeswasserstraßen

Kontakt:

Dirk Biskupek
Neubauamt für den Ausbau
des Mittellandkanals in Hannover
Nikolaistraße 14 / 16
30159 Hannover
Tel.: 0511 / 9115 - 5440
Fax: 0511 / 9115 - 5140
E-Mail: dirk.biskupek@wsv.bund.de

Günter Schulz
Neubauamt für den Ausbau
des Mittellandkanals in Hannover
Nikolaistraße 14 / 16
30159 Hannover
Tel.: 0511 / 9115 - 5400
Fax: 0511 / 9115 - 5140
E-Mail: guenter.schulz@wsv.bund.de

Moderne Vibrationstechnik für Ramm- und Zieharbeiten im Wasserbau

Dr.-Ing. Johannes Köcher

1. Einleitung

Bedingt durch große Hafenbauprojekte, wie der Neuerrichtung von Containerkajen und durch Offshore-Gründungen von großen Windrädern, werden in der Ramm- und Zieh-technik zum Einbringen der hierfür erforderlichen, großvolumigen und schweren Gründungselemente immer leistungsstärkere Vibrationseinheiten gefordert (Bild 1).

Rohr Ø 2700 mm

Länge 35 m

Gewicht 100 t

Rohr Ø 2500 mm

Länge bis 51 m

Gewicht 160 t

MS-200 HHF

Fliehkraft: 4000 kN

Frequenz: 23 Hz

Schwingweite: 32,4 mm

2008/2009



Bild 1: Alpha Ventus, Verankerung von Tripods

Die ThyssenKrupp GfT Tiefbautechnik GmbH bietet hierzu die erforderliche Vibrations-technik, die erforderliche Beratung zur geeigneten Auswahl, die bei der Durchführung solcher Arbeiten immer stärker geforderte Mess- und Auswertetechnik, einen Projekt begleitenden Service sowie individuelle Spezial- und Sonderlösungen auf Kundenwunsch an.

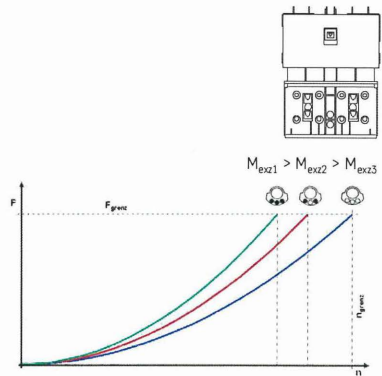
Weiterhin hat die ThyssenKrupp GfT Tiefbautechnik GmbH ein völlig neuartiges Konzept zur Erzeugung von Vibrationen zum Einbringen von Rammgut entwickelt, welches es erlaubt bei vergleichbarem Bauraum zu einem konventionellen Rüttler alle Leistungsparameter nahezu zu verdoppeln.

2. Vibrationstechnik für den Wasserbau

Für die Aufgaben im Wasserbau kommen in erster Linie leistungsstarke Vibratoren mit Normalfrequenz und hohem statischem Moment sowie hochfrequente Vibratoren mit niedrigerem jedoch variablem statischem Moment infrage.

•Charakteristik („two in one“)

- ✓ kleine Schwingweite bei hoher Frequenz für rollige Böden
- ✓ große Schwingweite bei kleiner Frequenz für bindige Böden
- ✓ Austausch von Zusatzgewichten auf der Baustelle



	MS-120 HHF	MS-200 HHF	
statisches Moment	94/110/116	110/150/190	[kgm]
Schwingweite	21,1/24,7/26,1	19.5/26.5/33.6	[mm]
Frequenz	28,3/26,2/25,6	30.0/25.7/22.9	[Hz]
max. Schwingkraft	3000	4000	[kN]
Leistungsaufnahme	671	980	[kW]

Bild 2: Vibratoren mit Normalfrequenz und einstellbarem statischen Moment

Die Vibratoren der Baureihe HHF mit Normalfrequenz zeichnen sich dadurch aus, dass sie auf der Baustelle in ihrem statischen Moment durch herausnehmbare Zusatzunwuchten

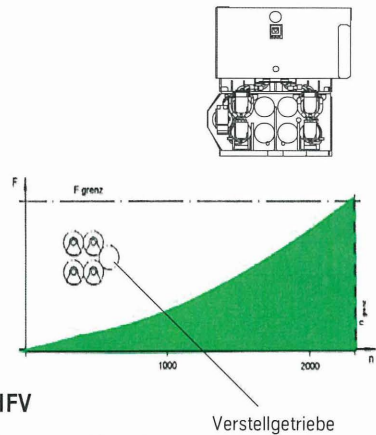
variiert werden können (Bild 2). Hierdurch können diese Vibratoren sowohl in bindigen Böden eingesetzt werden, wo eine hohe Amplitude erforderlich ist oder aber in rolligen Böden, wo eine geringe Schwingweite jedoch höhere Frequenzen benötigt werden.

Im Wasserbau kommen insbesondere die größeren Typen dieser Baureihe zum Einsatz, deren charakteristische Kennwerte dem unteren Teil des Bildes zu entnehmen sind. Je nach eingestelltem statischem Moment ergeben sich die jeweils in der gleichen Farbe markierten Schwingweiten und Frequenzen.

Mit einem MS-120 HHF werden aktuell Tragbohlen HZ 1080 A-D, 44,5 m lang/36 to und Tragbohlen HZ 975 B+C, 37,5 m lang/26 to im Jade-Weser-Port einvibriert, während der MS-200 HHF beim Offshore Windparkprojekt Alpha Ventus bis zu 160 to schwere Rohre bis 10 m in den Untergrund einvibriert hat (siehe Bild 1).

•Charakteristik

- ✓ Resonanzfreier An- und Auslauf
- ✓ Anpassung der Schwingweite im Betrieb
- ✓ Zum Einsatz in schwingungssensiblen Bereichen, z.B. an Gebäuden (in Verbindung mit einer Schwingungsüberwachung)



	MS-48 HFV	MS-62 HFV	
statisches Moment	0 - 48	0 - 62	[kgm]
Schwingweite	0 - 15,2	0 - 18,7	[mm]
Frequenz	39,2	35,0	[Hz]
Schwingkraft	2960	3000	[kN]
Leistungsaufnahme	823	980	[kW]

Bild 3: Hochfrequente Vibratoren mit variablem statischen Moment

Die Vibratoren der Baureihe HFV zeichnen sich durch eine hohe Frequenz und insbesondere einen vibrationsfreien An- und Auslauf aus (Bild 3). Sie eignen sich insbesondere für den Einsatz in schwingungssensiblen Bereichen. Die Kennwerte der zwei leistungsstärksten Vibratoren dieser Baureihe sind im unteren Teil des Bildes dargestellt.

Mit Vibratoren dieser Typen wurden bei der Vergrößerung der Kaiserschleuse verschiedene Peiner Träger mit einer Länge von bis zu 60 m einvibriert (Bild 4).

PSt 400/119-600 S/159

Länge bis 60 m

DB PSp 600 – 1035 S

Länge: bis 40 m

MS-48 HFV/MS-62 HFV

Fliehkraft: 3000 kN

Frequenz: 40/33 Hz

Schwingweite: 14,7/18,7 mm

Ende 2007



Bild 4: Kaiserschleuse Bremerhaven, Einbringung von Trägern

3. Beratung und Service

Für die Beratung bei der Auswahl der richtigen Vibrationseinheit für eine anstehende Ramm- oder Zieharbeit stehen den erfahrenen Fachleuten in der ThyssenKrupp GfT Bautechnik und der ThyssenKrupp GfT Tiefbautechnik GmbH heutzutage auch ein modernes PC-basiertes Simulationsprogramm zur Verfügung. Abgeleitet von Programmen für schlagende Verfahren zum Einbringen von Rammgut, wird mit Hilfe dieses Programms das Einbringen eines Rammgutes mit Hilfe der so genannten Stress-Wave-Analyse simuliert. Die Eingangswerte für die Analyse sind die Bodenbeschaffenheit in unterschiedlichen Schichten sowie die Länge, Form und Gewicht des einzubringenden Rammgutes und letztendlich die Maschinendaten der Vibrationseinheit.

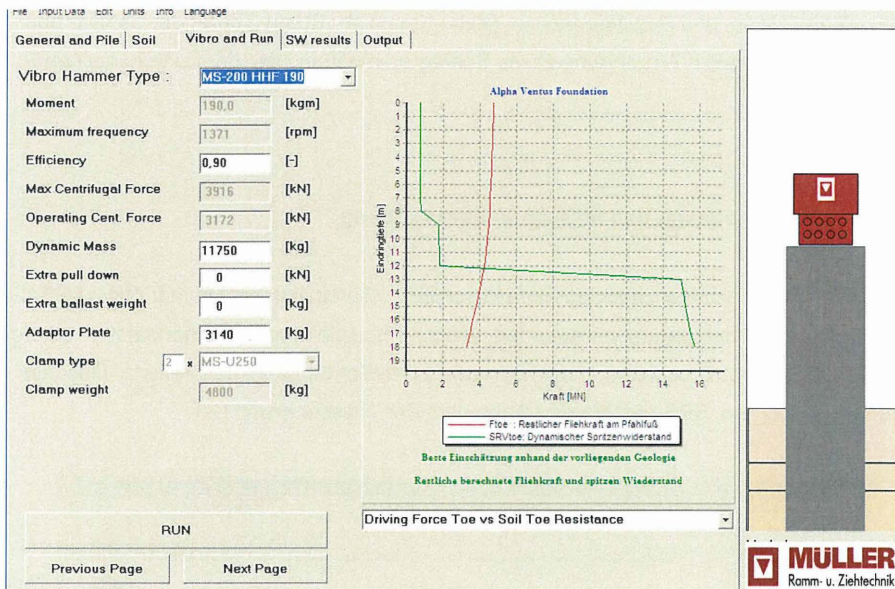


Bild 5: Protokoll einer Rammanalyse

Im Bild 5 ist das Protokoll einer solchen Berechnung für den Einsatz des MS-200 HHF zum Einbringen eines Rohres für das Projekt Alpha Ventus dargestellt. Im Diagramm markiert der Kreuzungspunkt der grünen und der roten Linie die maximal mögliche berechnete Einbringtiefe für ein solches Rohr. In der Praxis zeigte sich, dass die geforderten 12 m Rammtiefe tatsächlich erreicht werden konnten.

Neben der Beratung vor dem Kauf oder der Miete eines Gerätes werden die Aufgaben im After-sales-Service, insbesondere bei Off-shore Projekten immer umfangreicher, um eine 24-Stunden-Einsatzbereitschaft der Geräte gewährleisten zu können. Die Servicetechniker der ThyssenKrupp GfT Tiefbautechnik GmbH haben die entsprechenden, vom Germanischen Lloyd zertifizierten Sicherheitslehrgänge für einen Einsatz im Offshore Bereich erfolgreich abgeschlossen.

Hinzu kommen Schulungsaufgaben des Services für den Umgang mit der immer stärker geforderten Mess- und Registriertechnik (siehe Kapitel 4). Ebenso berät der Service den Kunden bei speziellen Anwendungen wie Schräggrammungen oder dem Unterwassereinsatz.

4. Datenerfassung und Maschinenüberwachung

Bei vielen Rammarbeiten, insbesondere in sensiblen Bereichen, wird immer öfter die Aufzeichnung der Rammparameter gefordert, wie zum Beispiel die Maschinendaten Frequenz oder hydraulischer Druck, aber auch Einbautiefe und Schwingungsausbreitung. Deshalb sind die modernen, SPS-gesteuerten Aggregate der ThyssenKrupp GfT

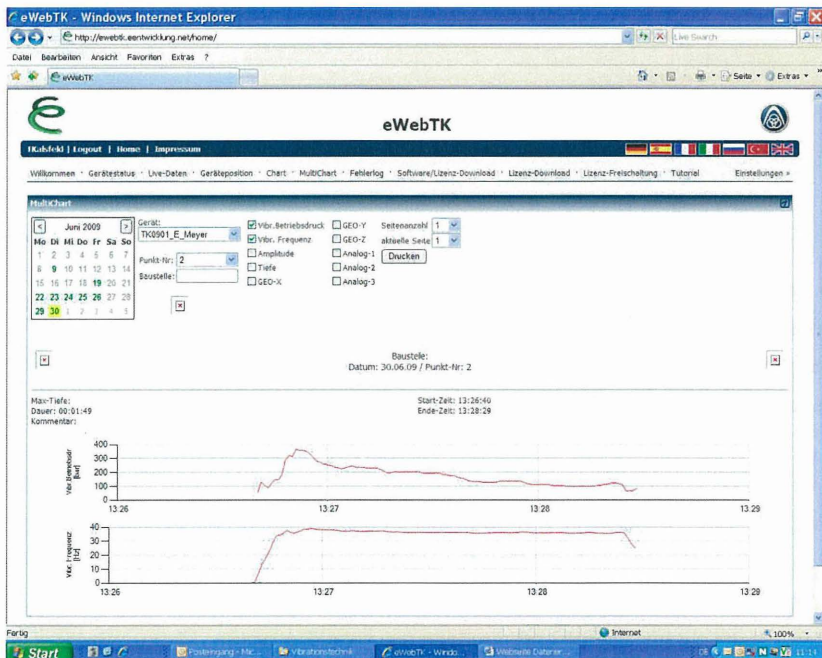


Bild 6: Internetprotokoll einer Zieharbeit, Aufzeichnung von Frequenz und Druck

Tiefbautechnik GmbH mit einer entsprechenden Registriereinheit ausgerüstet. Diese Einheit zeichnet wichtige Maschinenparameter der Vibrationseinheit auf. Zusätzlich sind für weitere evtl. geforderte Aufzeichnungsparameter Eingänge frei verfügbar. Die aufgezeichneten Daten werden per Modem an einen Internetserver übertragen, in den sich der Benutzer einloggen kann, um seine Daten abzurufen. Das Beispiel eines solchen Internetabrufes zeigt Bild 6.

Dargestellt ist das Protokoll einer Zieharbeit, wobei hier Frequenz und hydraulischer Druck der Geräteeinheit über die Ziehzeit in ihrem typischen Verlauf aufgezeichnet wird. Dem Bauleiter stehen verschiedene Möglichkeiten eines Druckprotokolls zur Verfügung. Die Daten einer Baustelle stehen für längere Zeit zur Verfügung so dass der Ablauf von Projekten anhand der Protokolle lückenlos zurückverfolgt werden kann.

5. Kundenspezifische Projekte

Im Bereich des Wasserbaus werden verstärkt Sonderlösungen in der statischen Konstruktion vorgeschlagen, die die eingebaute Stahltonnage und damit auch die Kosten der Projekte verringern. Hierbei werden auch oftmals Sonderlösungen für das Einvibrieren der entsprechenden Stahlelemente der Konstruktion benötigt.

Bild 7 zeigt die Lösung zur Einbringung von Flachprofilen für einen so genannten Zellenfangedamm in Indien. Flachprofile weisen aufgrund ihrer geringen Steifigkeit nur eine geringe Rammbarkeit auf. Deshalb werden sie in der Regel erst zu der vollständigen Zellenkonstruktion zusammengefügt und dann schrittweise in den Boden eingerammt, was ein häufiges Umsetzen der Vibrationseinheit und einen damit verbundenen geringen Arbeitsfortschritt bedeutet.

Um den Arbeitsfortschritt zu beschleunigen konstruierte die ThyssenKrupp GfT Tiefbautechnik GmbH eine Adapterplatte für einen großen Vibrator mit 5 parallel angeordneten Spannvorrichtungen. Durch diese Maßnahme wurden 5 Bohlen nebeneinander zusammengefasst und damit versteift. Um die Ränder der einzelnen Zellen herstellen zu können, wurde ein entsprechendes zusätzliches Bohrbild in die Adapterplatte eingebracht, so dass

die Zangen einen Radius von 24 m abbilden konnten. Durch diese Maßnahme konnten die Bohlen überwiegend in einem Schritt bis auf ihre Solltiefe zum abschließenden Nachschlagen eingebracht werden. Durch das entfallende häufige Umsetzen konnte die Produktivität deutlich erhöht werden.

Rammen von Flachprofilen

Länge 18,5 m

MS-120 HHF

Fliehkraft: 3000 kN

Frequenz: 25,6 Hz

Schwingweite: 26,1 mm

2008/09

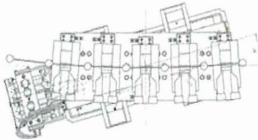


Bild 7: Sonderkonstruktion Vibrator mit fünf Zangen

Ein weiteres Beispiel einer Sonderlösung zeigt Bild 8. Es handelt sich um eine so genannte Verdichterplatte, welche beim Projekt MOSE zur Sicherung der Lagune von Venedig gegen Hochwasser zum Einsatz kommt. Hierbei wird eine Idee aufgegriffen, die von unserem Hause schon für Verdichtungsarbeiten an der Oosterschelde in den Niederlanden angewandt wurde. Die Platte mit einem Gewicht von ca. 30 to wird mit einem Müller Vibrator MS-32 HFV in Schwingungen versetzt. Das besondere bei diesem Projekt ist der Einsatz unter Wasser sowie die Anbringung von Messtechnik zur Erfassung der Frequenz, der Amplitude und des statischen Moments. Neben weiteren Messdaten soll die Aufzeichnung dieser Messparameter über der Zeit Hinweise über den erzielten Verdichtungsfortschritt des Untergrundes bis zur Sollverdichtung geben. Mittlerweile wurde das System erfolgreich getestet.

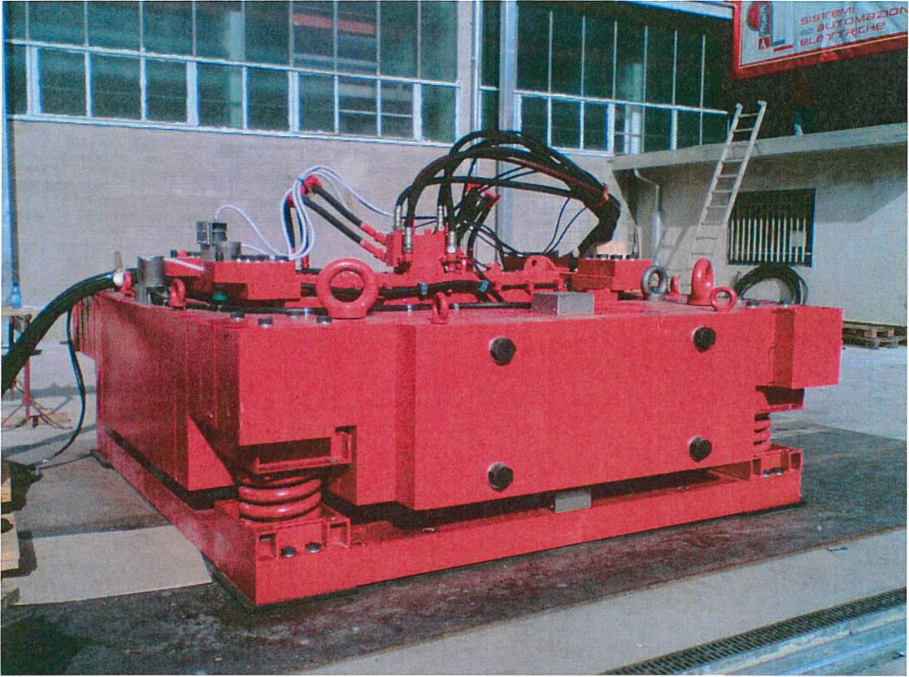


Bild 8: Projekt MOSE Venedig, Verdichterplatte mit Messsensoren

6. Neuartiges Konzept zur Erzeugung von Vibrationen

Mit den oben beschriebenen Vibratoren MS-200 HHF und dem variablen Vibrator MS-62 HFV stößt die herkömmliche Technik an die Grenze der Leistungsfähigkeit bei einer vertretbaren Größe und einem vertretbaren Gewicht der Geräte. Betrachtet man die Leistungsparameter der Geräte in den Bildern 2 und 3 wird auffällig, dass sich insbesondere die Kombination hohe Frequenz und hohe Amplitude nicht gleichzeitig realisieren lässt.

Deshalb wurde in unserem Hause ein Gerät entwickelt, welches auf einem völlig anderen Prinzip zur Erzeugung von vertikalen Schwingungen basiert als die konventionelle Technik mit rotierenden Unwuchten auf Wellen.

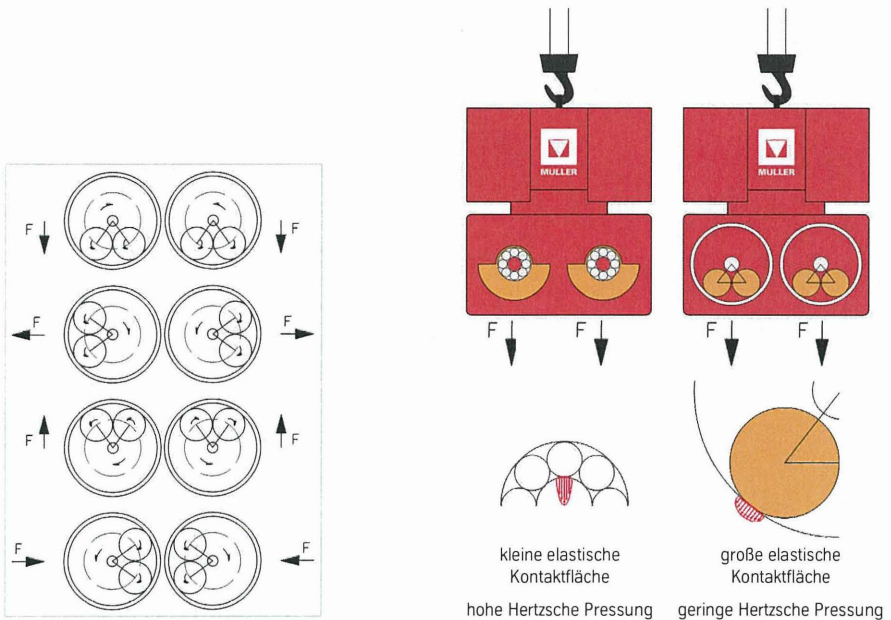
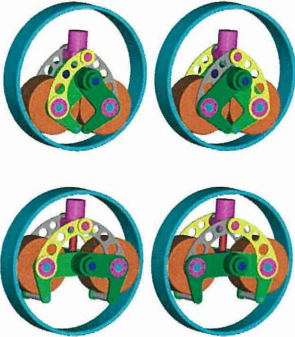


Bild 9: Prinzip der Erzeugung von vertikalen Schwingungen durch umlaufende Rollen in Lagerschalen

Bild 9 zeigt das Prinzip der Erzeugung von vertikalen Vibrationen. Anstelle von rotierenden Unwuchten werden Rollen in großen Lagerschalen gegenläufig paarweise angetrieben. Hierdurch wird derselbe Effekt einer vertikalen Schwingung erzielt. Der Vorteil, der sich durch dieses Konzept ergibt liegt im wesentlichen darin, dass geringere Hertzsche Pressungen im Kontaktbereich der Rollen auftreten, die durch die Fliehkraft erzeugt werden im Vergleich zu den Hertzschen Pressungen, mit denen die Lager der Unwuchtwellen konventioneller Rüttler bzw. deren einzelne Rollen belastet werden.

Mit diesem Konzept lässt sich auch das Prinzip des resonanzfreien An- und Auslaufs verwirklichen, wie in Bild 10 dargestellt.



Der Schwerpunkt der rotierenden Massen liegt ausserhalb der Wellenachse

Schwingweite, Schwingkraft = max.

Der Schwerpunkt der rotierenden Massen liegt in der Wellenachse

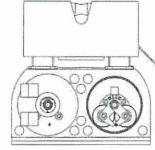
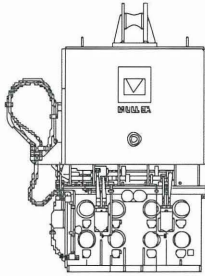
Schwingweite, Schwingkraft = 0

Bild 10: Prinzip der Verstellung des statischen Momentes

Im Betriebszustand laufen die Rollen einer Lagerschale in einem möglichst geringen Abstand nebeneinander um und erzeugen so die entsprechenden Fliehkräfte. In der Neutralstellung werden die Rollen über einen Hebelarm mittels einer auf der Welle befestigten Verstelleinrichtung so auseinander gezogen, dass alle rotierenden Massen sich aufheben und die resultierende Fliehkraft gleich Null ist.

Bild 11 zeigt den Vorteil dieses Prinzips am Beispiel eines Prototyps im Vergleich seiner angestrebten Leistungsdaten mit denen vergleichbarer herkömmlicher Vibratoren. Die Baugröße der jeweiligen Vibratoren ist im gleichen Maßstab dargestellt. Man erkennt, dass bei vergleichbarem Bauraum eine Verdoppelung der erzielbaren Fliehkraft möglich ist. Auch die anderen kennzeichnenden Parameter fallen im Vergleich zur herkömmlichen Technik deutlich höher aus. Insbesondere lassen sich mit diesem Prinzip eine hohe Frequenz und gleichzeitig eine hohe Schwingweite erzielen.

Das Konzept stellt eine hohe technische Herausforderung dar, da in fast allen Bereichen auf keine erprobten Baumuster zurückgegriffen werden kann. Dies gilt sowohl für die Wälzpaarung, also die in großen Lagern umlaufenden Rollen, weiterhin für den Verstellmechanismus zur Verwirklichung des Prinzips der Variabilität des statischen Moments als auch für die Konstruktion des Gehäuses, welches den hohen Lagerschalenbelastungen gerecht werden muss.



	MS-120 HHF	MS-48 HFV	MS-100 HFV
Fliehkraft (max.):	3000 [kN]	3000 [kN]	6000 [kN]
Statisches Moment:	116 [kgm]	0-48 [kgm]	0-106 [kgm]
Frequenz (max):	26 [Hz]	40 [Hz]	40 [Hz]
Schwingweite:	26,1 [mm]	0-14,7 [mm]	0-38,5 [mm]
Gesamtgewicht:	15000 [kg]	9800 [kg]	8800 [kg]

Bild 11: Vergleich der Leistungsdaten und Baugröße konventioneller Vibrationstechnik mit denjenigen der neuen Vibrationstechnik

Nach dem ein Prototyp seine Feuertaufe im Prüfstand Ende 2007 bestanden hat, werden zurzeit die einzelnen Komponenten in einem weiteren Prüfstand auf Herz und Nieren überprüft und optimiert. Die Arbeiten sind mittlerweile weit fortgeschritten, so dass die Resultate in ein baustellentaugliches Gerät einfließen können.

ThyssenKrupp GfT Tiefbautechnik GmbH

Alte Liederbacher Straße 6

36304 Alsfeld

Tel. 06631 781-153

Fax 06631 781-150

tiefbautechnik@thyssenkrupp.com

www.thyssenkrupp-gft-tiefbautechnik.com

Der Ausbau der Meyer Werft

Dipl.-Ing. Hansjörg Paul

Traumschiffe werden in Deutschland bei der Meyer Werft in Papenburg gebaut. Im September 2008 wurde die Celebrity Solstice fertiggestellt, das größte bis dahin in Deutschland gebaute Kreuzfahrtschiff mit einer Länge von 315 m und einer Breite von 36,80 m.

Mit diesen Abmessungen gehört es bereits in die Gruppe der Post-Panmax-Schiffe, die nicht mehr in der Lage sind, den Panama-Kanal mit seinen derzeitigen Schleusenabmessungen zu passieren.



Bild 1: Kreuzfahrtschiff „Celebrity Solstice“

Wilm Rolf Meyer gründete die Werft im Jahr 1795, seitdem befindet sie sich ununterbrochen in Familienbesitz, inzwischen in der 6. Generation. Bis zum Jahr 2007 war der Auftragsbestand auf insgesamt 12 große Kreuzfahrtschiffe unterschiedlicher Auftraggeber angewachsen, das Auftragsvolumen lag bei insgesamt über 5 Mrd. Euro. Im Jahr 2012 soll das letzte dieser Schiffe ausgeliefert werden.



Bild 2: Gesamtansicht der Meyer Werft

Um diesen hohen Auftragsbestand termingerecht abarbeiten zu können, hatte man sich von Seiten der Werft entschlossen, die Fertigungskapazitäten auszubauen und damit die Möglichkeit zu schaffen, anstatt bisher zwei Kreuzfahrtschiffe in Zukunft jährlich drei Schiffe fertig stellen zu können.

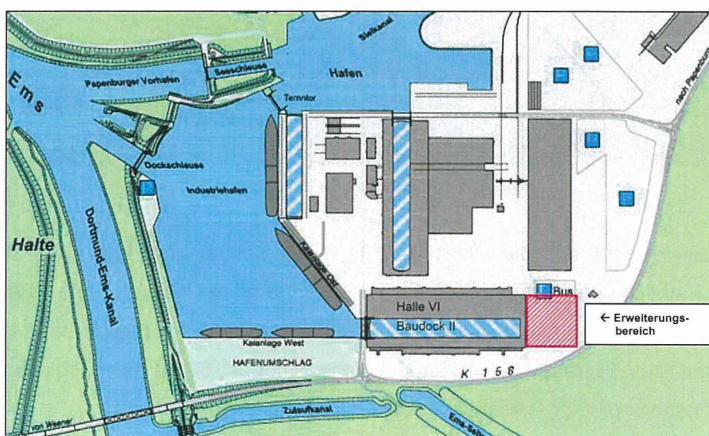


Bild 3: Lageplan

Die Werft verfügt neben einem Trockendock im Freigelände über zwei große Dockhallen, zum einen die etwas kleinere Halle V mit dem Baudock I aus den 1980er Jahren und der Halle VI mit dem Baudock II, die in den Jahren 2000/2001 errichtet wurde.

Zur Steigerung der Fertigungskapazitäten sollte die Dockhalle VI mit dem Dock II um 120 m auf eine Gesamtlänge von 504 m verlängert werden. Nach der Erweiterung verfügt die Meyer Werft über die größte Schiffbauhalle der Welt.

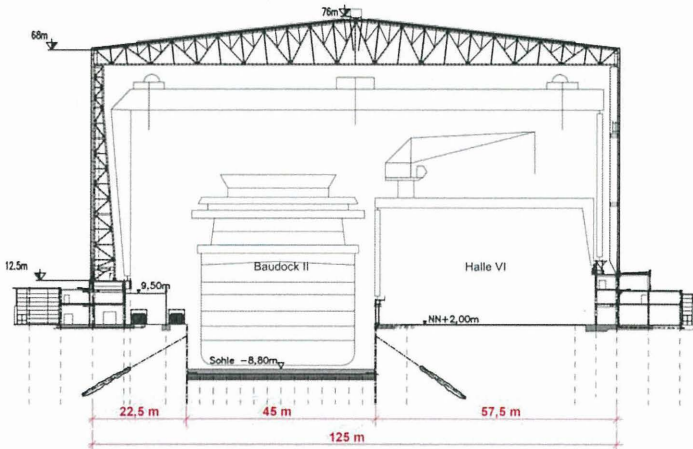


Bild 4: Querschnitt der Dockhalle VI mit Trockendock II

Die Abmessungen der Halle betragen 125 m in der Breite und 76 m in der Höhe. Das in Spundwandbauweise errichtete Baudock hat eine Breite von 45 m und eine Tiefe unterhalb des Hallenbodens von 10,80 m. Die eigentliche Halle besteht überwiegend aus Stahlfachwerk-Traggliedern und ist auf die beiden in Stahlbeton-Skelettbauweise ausgeführten Seitengebäude aufgesetzt.



Bild 5: Die Bauarbeiten im Anfangsstadium
Einbringen der Spundwände, Herstellen der Seitengebäude

Aufgrund der sehr kurzen Bauzeit von rd. 1 Jahr mussten das Baudock, die Seitengebäude und zeitversetzt die Stahlhallenkonstruktion parallel ausgeführt werden. Auf der Abb. 5 sind bereits die Spundwände des Baudocks zu erkennen, die 2- bzw. 3-geschossigen Seitengebäude sind in Arbeit.



Bild 6: Einbringen der Spundwände

grund der hohen Schiffsgewichte und für Zuglasten bis 870 kN zur Aufnahme der im geletzten Zustand auf die Docksohle wirkenden Auftriebskräfte des Grundwassers.

Für die Herstellung der Pfähle und der Spundwandverankerung wurde in rd. 3,50m Tiefe unter dem vorhandenen Gelände eine Arbeitsebene auf ca. NN -1,50 m angelegt. Da die Traglelemente der Pfähle im Endzustand in die Stahlbetonsohle des Baudocks einbinden mussten, andererseits beim Unterwasseraushub des Bodens aber auch nicht beschädigt werden durften, kamen anstelle der üblichen Bewehrungskörbe Stahlträger HEM 220 als Tragglieder zum Einsatz. Neben den Zug- und Druckkräften während der späteren Betriebszustände mussten die Pfähle bereits im Bauzustand die auf die Unterwasserbetonsohle nach dem Lenzen der Baugrube wirkenden Auftriebskräfte des Grundwassers aufnehmen. Der Unterwasserbeton wurde als unbewehrte Betonsohle mit einer Festigkeitsklasse C 20/25 in einer Dicke von 1,50 m ausgeführt. Die eigentliche Docksohle besteht aus Stahlbeton der Güte C 30/37 und hat eine Dicke von 1,20 m.

Zur Übertragung der auf die Unterwasserbetonsohle wirkenden Auftriebskräfte wurden die Stahlträger mit Knaggen ausgestattet, in Teilbereichen erhielten sie darüber hinaus Wendelbewehrungen zur Aufnahme der Spaltzugkräfte im Überleitungsbereich der Druck- bzw. Zugkräfte aus den Stahlträgern in den Betonquerschnitt der Pfähle.



Bild 8: Herstellen der Spundwandverankerung

Nach dem Einbringen der Spundwände wurden von der auf NN $-1,50$ m angelegten Arbeitsebene sowohl die Verankerung wie auch die Gründungspfähle hergestellt. Im Regelfall beträgt der Ankerabstand $2,40$ m. In Teilbereichen, in denen größere Einzel-lasten aus dem seitlichen Hallenboden auf die Spundwände einwirken, beträgt der Ankerabstand $1,20$ m, d.h. hier wurde jede Doppelbohle verankert. Um eine 100-prozentige Wasserdichtigkeit im Bereich der Spundwandanker zu erreichen, wurden die Ankerköpfe zusätzlich mit einer wasserdicht verschweißten Haube abgedeckt.

Zu Herstellung der Gründungspfähle waren bis zu 4 Rammgeräte im Einsatz. Innerhalb von rd. 3 Monaten wurden insgesamt 645 Pfähle nach dem System Franki mit ausge-rammtem Fuß und eingestelltem HEM-Stahlträger ausgeführt. Die Anarbeiten an den Trägern erfolgten – soweit möglich – bereits im Werk, insbesondere die Knaggen aus Stahlrechteckprofilen, die zur Übertragung der auf den Unterwasserbeton einwirkenden Auftriebskräfte des Grundwassers erforderlich waren. Um während des Transports die Wendelbewehrung nicht zu beschädigen, wurde diese erst auf der Baustelle montiert.



Bild 9: Herstellen der Gründungspfähle – System Franki

Nach Abschluss der Gründungspfahlarbeiten konnte mit dem Bodenaushub unter Wasser begonnen werden. Hierzu wurden zwei kleine Schneidkopfsaugbagger mit einer Pumpenleistung von rd. 450 m³ Wasser-Boden-Gemisch pro Stunde eingesetzt, die den Boden unter Wasser im Spülverfahren aushoben (s. Abb.14). Die gesamte Aushubmenge betrug rd. 75.000 m³.



Bild 10: Taucherpontons während der Reinigung der Gründungsträger

Nach Abschluss der Bodenaushubarbeiten mussten sämtliche Träger unter Wasser auf Boden- und Betonanhaftungen kontrolliert und von diesen gereinigt werden. Auch die Entfernung der beim Betonieren der Pfähle teilweise entstandenen Betonanhaftungen war zwingend erforderlich, um sicherzustellen, dass nicht an einzelnen Trägern aus der beim Einbringen des Unterwasserbetons sich vor dem Beton zwangsläufig bildenden Schlickwalze Linsen bildeten, die zu Undichtigkeiten in der Unterwasserbetonsohle hätten führen können und so die Gefahr von Grundbrüchen hätten heraufbeschwören können.

Quer über die ganze Baudockbreite positionierte Pontons dienten den Tauchern als Orientierung, so dass sie Reihe für Reihe und Pfahl für Pfahl untersuchen und reinigen konnten. Nach Abschluss aller Vorbereitungen wurden dann in einem durchgehenden Zeitraum von 3 ½ Tagen rund um die Uhr ca. 8.100 m³ Unterwasserbeton eingebaut.

Nach einer Aushärtzeit von einer Woche konnte mit dem Lenzen des Baudocks begonnen werden. Dieses erfolgte schrittweise in mehreren Stufen, um bereits frühzeitig eventuelle Undichtigkeiten feststellen zu können. Bis auf wenige Schwindrisse und kleine Absetzfugen an den Spundwänden war die erforderliche Dichtigkeit der Unterwasserbetonsohle erreicht worden, so dass die Arbeiten nach dem Lenzen planmäßig fortgesetzt werden konnten. Die beim Herstellen des Unterwasserbetons zwangsläufig entstehenden Unebenheiten in der Oberfläche wurden mit einem Ausgleichsbeton ausgeglichen.



Bild 11: Herstellen der Stahlbetonsohle im gelenzten Baudock

Darauf konnte dann planmäßig die eigentliche Stahlbetondocksohle eingebaut werden. Die Stahlträger der Gründungspfähle sind mit Kopfplatten 450 x 450 x 50 mm ausgerüstet. Über diese werden die Kräfte aus der Docksohle in die Pfähle übertragen. Die Herstellung der Docksohle erfolgte in 3 Betonierabschnitten mit jeweils rd. 2.160 m³ Beton.



Bild 12: Herstellen der Seitengebäude in Stahlbetonskelettbauweise

Parallel zur Herstellung des Baudocks wurden die Stahlbeton-Skelettbauten der Seitengebäude hergestellt. Sie tragen die eigentliche Stahlhallen-Konstruktion. Die im Beton verankerten Befestigungselemente der Seitenwand-Fachwerkträger bestehen aus jeweils 8 Ankern, Durchmesser 110 mm und einer Länge von 2.000 mm.



Bild 13: Verankerung für die Fachwerkstützen der Stahlhallenkonstruktion

Nachdem die Seitengebäude im Rohbau fertiggestellt waren und auch die Herstellung der Gründungspfähle einen entsprechenden Vorlauf hatte, konnte mit dem Aufbau der Stahl-Fachwerk-Konstruktion der Halle begonnen werden. Die Stahlbauarbeiten wurden als unabhängiger Auftrag direkt von der Werft an die Firma Stahlbau Wendeler GmbH + Co. KG, Donzdorf, vergeben. Um in der sehr knappen Bauzeit die termingerechte Fertigstellung der Stahlhallen-Konstruktion gewährleisten zu können, entschied man sich für eine etwas ungewöhnliche Herstellmethode. Die Fachwerkbinder der Dachkonstruktion wurden auf einer zuvor aufgebauten Arbeitsbühne in Höhen der Seitengebäudedächer hergestellt und dort auf Verschubbahnen gelagert. Die Arbeitsbühne überspannte das Baudock mit einer großen stützenfreien Stahlfachwerkkonstruktion, so dass darunter die Arbeiten im Dock selber ungehindert fortgesetzt werden konnten.



Bild 14: Aufbau der Dachbinder als Stahlfachwerkkonstruktion,
Aushub des Baudocks im Spülverfahren

Die Dachbinder bestehen jeweils aus Doppel-Fachwerk-Trägern. Nach Fertigstellung einer Doppel-Fachwerk-Binderkonstruktion wurde diese in Richtung bestehende Halle auf den Verschubbahnen verschoben und so auf der Arbeitsbühne Platz für die Montage der zweiten Doppelbinder-Konstruktion geschaffen.



Bild 15: Fertige Dachkonstruktion vor dem Litzenhub in die Endposition

Auf diese Weise wurde im Taktschiebeverfahren das komplette Dach einschließlich der Dacheindeckung hergestellt und bis an die bestehende Halle vorgeschoben.

Parallel dazu erfolgte auf den Seitengebäuden die Montage der Tragelemente für die Seitenwände. Als letzter Schritt wurde schließlich die gesamte Dachkonstruktion mit Hilfe von Litzenhebern in die endgültige Position gehoben.



Bild 16: Gesamtansicht der Hallenerweiterung vor Aufbau der Giebelwand

Während der Erweiterungsarbeiten lief der Werftbetrieb in dem bestehenden Hallenabschnitt ohne Unterbrechung weiter. Dies war auch zwingende Bedingung während der Herstellung der Hallenverbindung. Aus diesem Grunde wurden zunächst Dach und Wände an die bestehende Hallenkonstruktion angeschlossen und der neue Giebel aufgebaut. Danach konnte mit dem Rückbau der bestehenden Giebelkonstruktion begonnen werden.

Nach vollständiger Entfernung der Wandkonstruktion stellte sich die Halle in ihrer neuen Gesamtgröße dar. Der bisherige Arbeitsbereich war frei zugänglich. Zur Erweiterung des Baudocks selber mussten schließlich noch die vorhandenen Abschlusspundwände des bestehenden Baudocks ausgebaut werden. In dieser Phase war bereits der Schiffbaubetrieb im Bereich der bestehenden Halle in vollem Umfang zugänglich.



Bild 17: Dockhalle nach Rückbau der alten Giebelwand

Bereits kurz nach Abschluss der Betonarbeiten an der neuen Docksohle und der Fertigstellung der Ausrüstungsarbeiten wurde der neue Dockabschnitt mit großen Schiffbauteilen belegt.



Bild 18: Schiffbau im neuen Dockbereich

Die Erweiterung bietet die Möglichkeit, bis zu einem Drittel der Schiffsgröße der Celebrity-Klasse vorzufertigen. Nach dem Ausdocken des in der Fertigstellung befindlichen Schiffes wird das Bauelement des Nachfolgeauftrages in den vorderen Hallenbereich vorgezogen und hier für den nächsten Schiffsbau positioniert. Die Arbeiten konnten termingerecht abgeschlossen werden, so dass der Erweiterungsbereich des Baudocks der Werft ab Januar 2009 zur Verfügung gestellt werden konnte.



Bild 19: Werftanlage nach Hallenerweiterung

Dipl.-Ing. Hansjörg Paul
Johann Bunte Bauunternehmung GmbH & Co. KG
Niederlassung Bad Bentheim
Suddendorfer Straße 18
48455 Bad Bentheim
Telefon: (05922) 98 60-29
Telefax: (05922) 98 60-70
E-Mail: PaulH@Johann-Bunte.de

Neubau Schiffshebewerk Niederfinow

Ausführungsplanung Oberer Vorhafen und Baugrube

von Johannes Herbort und Helmut Bohse

Das neue Schiffshebewerk Niederfinow-Nord nordöstlich von Berlin wird 133 m lang, 36 m bzw. im Bereich der tragenden Pylone 48 m breit sowie 60 m hoch (54 m über Gelände).

Das komplexe Bauwerk gliedert sich in Schiffshebewerk, oberen und unteren Vorhafen sowie eine 65,5 m lange Kanalbrücke zwischen oberem Vorhafen und dem Hebewerk. Sein Trog erhält eine nutzbare Länge von 115 m, eine Breite von 12,5 m und eine Wassertiefe von 4 m. Damit können zukünftig 110 m lange und 11,4 m breite Großmotorgüterschiffe Niederfinow passieren, sowie die in den neuen Bundesländern häufig genutzten 114 m langen Verbände aus Schubschiff und drei Leichtern, die dann für die Passage nicht mehr wie bisher geteilt werden müssen.

Im August 2008 wurde mit den Bauarbeiten auf der Baustelle begonnen. Bauablaufbedingt werden bis etwa Dezember 2009 fast ausschließlich Arbeiten zur Herstellung des oberen Vorhafens, der Besucher- und Betriebswege sowie der Baugrube ausgeführt.

Um mit diesen Bautätigkeiten schnellstmöglich beginnen zu können, war es die Aufgabe der Ausführungsplanung, die einzelnen Planungsschritte so zu staffeln, dass Spundwandspezifikationen ohne komplette Fertigstellung der Ausführungszeichnungen verlässlich erstellt werden konnten, eine mit Fortgang der Planung angestrebte Optimierung von Verankerungs- bzw. Aussteifungsdetails jedoch weiterhin möglich blieb. Diese Aufgabenstellung konnte nur in enger vertrauensvoller Abstimmung zwischen Planer und Ausführenden gelöst werden.

Ausgangssituation

Unmittelbar nach Auftragsvergabe im Mai 2008 an die ARGE Neues Schiffshebewerk Niederfinow, bestehend aus den Firmen Bilfinger Berger AG, DSD Brückenbau GmbH, Sie-mag GmbH und der Johann Bunte Bauunternehmung GmbH & Co. KG, begann in allen Fachdisziplinen die Technische Bearbeitung zur Erstellung der Ausführungsunterlagen.

Für den Leistungsbereich „Tief- und Wasserbau“, für den innerhalb der ARGE die Johann Bunte Bauunternehmung verantwortlich zeichnet, werden sämtliche Ausführungsplanungen vom Ingenieurbüro grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG aus Hannover erstellt. Hierzu gehört der komplette obere Vorhafen inklusive temporärem Fangedamm, der Straßen- und Wegebau mit allen zugehörigen Ingenieurbauwerken sowie die Baugrube für das neue Hebewerk.

Das zu beplanende Bauvolumen beläuft sich auf ca. 46,0 Millionen Euro und teilt sich folgendermaßen auf:

oberer Vorhafen:	28,5 Millionen Euro
Straßen- und Wegebau:	5,0 Millionen Euro
Baugrube:	12,5 Millionen Euro

Die Vergabe der Ausführungsplanung an grbv Ingenieure im Bauwesen basiert auf einer annähernd 20-jährigen bewährten Zusammenarbeit zwischen der Johann Bunte Bauunternehmung und grbv.

Da über Ansprüche an die zu erstellende Planung und die erforderlichen Abläufe somit bei Planer und Ausführenden gleiches Verständnis vorliegt, ist ein Höchstmaß an Wirtschaftlichkeit auch bei extrem kurzen Planungszeiträumen gewährleistet.

Technische Bearbeitung

Hauptbestandteil der vom Auftraggeber beauftragten Ausführungsplanung für den Bereich Tief- und Wasserbau war im Wesentlichen die Erstellung von Ausführungszeichnungen und Detailnachweisen für den oberen Vorhafen und die Baugrube.

Im Einzelnen handelt es sich dabei um Absteck-, Ramm-, Verankerungs-, Aussteifungs- und Stahlbaudetailpläne sowie statische Berechnungen für Anker- bzw. Steifenanschlüsse sowie Ausrüstungsdetails.

Für die Haupttragelemente (Spundwände, Anker, Steifen, Unterwasser-Betonsohle usw.) sollte auf die vom AG in geprüfter Form zur Verfügung gestellte statische Berechnung zurückgegriffen werden.

Ein Gestaltungs- bzw. Optimierungspotenzial innerhalb der Ausführungsplanung schien dadurch auf den ersten Blick so gut wie ausgeschlossen, zumindest aber stark eingeschränkt zu sein - musste doch eine Abweichung von der geprüften statischen Berechnung erst grundsätzlich mit dem AG abgestimmt, nach dessen Zustimmung dann erneut – auf Kosten des AN – statisch berechnet und geprüft werden, um anschließend die entsprechenden Ausführungszeichnungen zu erstellen.

Dass sich eine kritische Überprüfung der Vorgaben auch in einem relativ engen „Korsett“ durchaus lohnen kann, wird anhand mehrerer Beispiele im Folgenden erläutert.

Oberer Vorhafen

Der obere Vorhafen des neuen Schiffshebewerkes schließt auf einer Länge von ca. 1.000 m das neue Hebewerk an die vorhandene Wasserstraße, den Oder-Havel-Kanal, an. Er besteht im Wesentlichen aus ca. 350 m reiner Böschungsbauweise, ca. 1.030 m Uferspundwand, ca. 112 m Mole mit Molenkopf und ca. 220 m Sicherheitsspundwand. Zur Abtrennung des neuen Baufeldes von der bestehenden Wasserstraße ist ein temporärer ca. 400 m langer Fangedamm vorgesehen.

Folgende Hauptmassen werden verbaut:

- | | |
|--|------------------------|
| - Tonnage Spundwand: | 3.900 to |
| - Verpressanker, L ca. 16,0 bis 18,0 m: | 407 Stck. |
| - Rundstahlanker L = 9,0 bis 27,0 m: | 74 Stck. |
| - Steifen Fangedamm und Mole, L = 8,0 bis 9,0 m: | 217 Stck. |
| - Bodeneinbau: | 270.000 m ³ |



Abbildung 1: Luftbild,
Stand 30.04.2009

Verankerung/Aussteifung Fangedamm und Mole

Der ca. 400 m lange und 8,0 m breite temporäre Fangedamm und die ca. 100 m lange und 9,0 m breite Mole sollten durch Zug-Druck-Steifen aus HEB-Profilen im Abstand von 1,50 m und Gurten ebenfalls aus HEB-Profilen verankert werden.

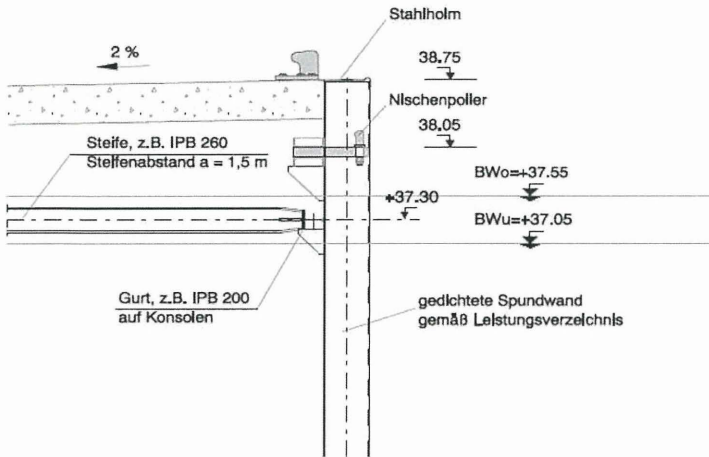


Abbildung 2: Aussteifung Fangedamm gemäß Ausschreibung

Neben der Tatsache, dass bei der vorgegebenen Konstruktion ca. 330 Pass-Anschlüsse zwischen Steife und Gurt erforderlich gewesen wären, bestand die größte Schwierigkeit darin, die Verfüllung von Fangedamm und Mole durch die Steifen mit einem lichten Abstand von ca. 1,25 m einzubauen und im Bereich des Fangedammes auch wieder zu entfernen, also ca. 22.000 m³ Boden ein- und ca. 16.000 m³ Boden auszubauen.

Zur Optimierung des Aufwandes für den Erd- und Stahlbau wurde im Zuge der Ausführungsplanung folgende alternative Ausführung vorgeschlagen und nach Zustimmung der Beteiligten auch ausgeführt:



Abbildung 4: Aussteifung Fangedamm, Fotos Ausführung

Aussteifung Molenkopf

Für die Aussteifung des Molenkopfes waren gemäß Amtsentwurf sternförmig angeordnete Zug-Druck-Steifen und ein innen angeordneter Gurt aus einem HEB-Profil vorgesehen.

Da die Anpassung des Gurtes an den Molen-Innenradius von ca. 5,0 m und die erforderlichen Pass-Anschlüsse zwischen Gurt und Steife einen sehr hohen Aufwand für die Montage bedeutet hätte, wurde der Gurt alternativ zum Amtsentwurf aus zwei horizontal angeordneten Blechen 20 x 400 mm in der Stahlgüte S 355 hergestellt, die Steifen konnten somit zwischen den Blechen angeschlossen werden.

Die Montage erfolgte in folgender Reihenfolge:

- Anschweißen der Gurtstützen auf Sollhöhe.
- Herstellen der kreisförmigen Gurtbleche durch entsprechende Brennschnitte in der Werkstatt.

anker nicht erforderlich ist, bot sich eine Neuberechnung der Verankerung mit größeren Ankerabständen und anderen Ankerelementen an.

Folgende Verankerungssysteme wurden nachgewiesen und ausgeführt:

- Verankerung der Uferspundwand außerhalb der Sicherheitsspundwand mit Gewi-Pfählen BSt 500 S, Durchmesser 50 mm mit einfachen Korrosionsschutz im Regelabstand von 2,40 m.
- Der Ankerstahl weist einen deutlich größeren Querschnitt auf, die Anzahl der Anker und Ankeranschlusskonstruktionen wurde jedoch um ca. 37 % reduziert.
- Verankerung der Uferspundwand im Bereich der Sicherheitsspundwand mit Rundstahlankern S 355, Durchmesser 3 1/4 Zoll im Regelabstand von 3,60 m. Durch den Einsatz eines deutlich stärkeren Ankerstabes und den Entfall des Lastfalles „Ausfall eines Ankers“ konnte die Anzahl der Anker und Ankeranschlusskonstruktionen um ca. 58 % reduziert werden.

Verankerung Kontrollgang

Der unterhalb des Widerlagers der Kanalbrücke angeordnete Kontrollgang sollte gemäß Ausschreibung mit 42 Rundstahlankern der Stahlgüte S 235 im Abstand von 1,0 m verankert werden.

Um Kollisionen mit der durch diese Ankerlage einzubringenden Uferspundwand zu vermeiden, war vorgesehen, 14 der 42 Anker im Grundriss um 23° zu verschwenken - was entsprechend aufwändige Anschlusskonstruktionen bedeutet hätte.

Abweichend von der ausgeschriebenen Lösung sieht die Ausführungsplanung nach vorheriger intensiver Abstimmung mit allen Beteiligten vor, die Verankerung mit nur 17 Rundstahlankern ASF 600, Durchmesser 3 1/2 Zoll, im Regelabstand von 1,80 m auszuführen.

Im Überschneidungsbereich mit der Uferspundwand konnte durch die Vergrößerung des Ankerabstandes auf 3,30 m eine Verschwenkung der Anker vermieden werden.

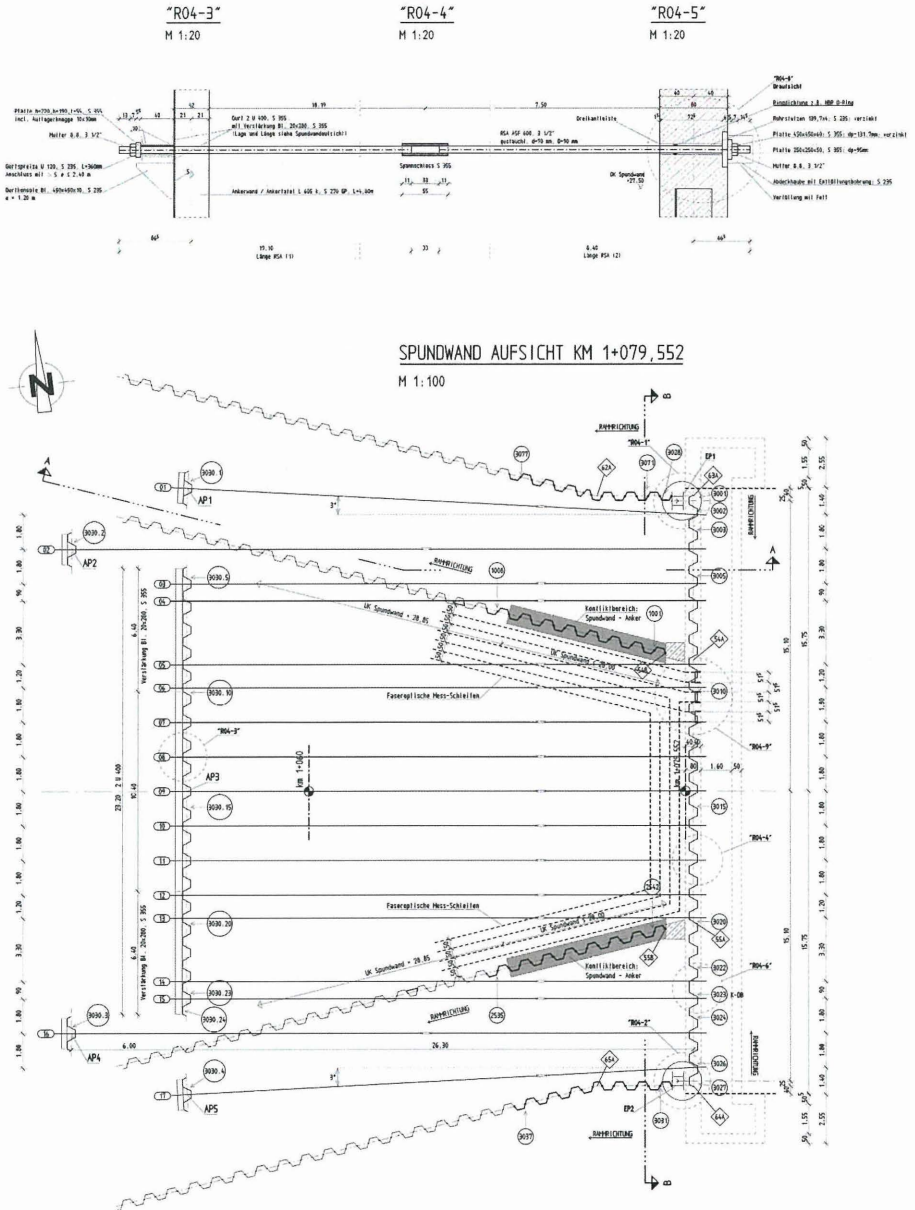


Abbildung 6: Verankerung Kontrollgang, Draufsicht und Schnitt

Baugrube

Vom Bauherrn war für die Baugrube der Trogwanne eine Konstruktion aus einer einfach verankerten kombinierten Spundwand mit einer auftriebsgesicherten Unterwasserbeton-Sohle vorgesehen. Die im Folgenden aufgeführten Abmessungen und Massen belegen die nicht alltägliche Größenordnung:

- Länge: 155,75 m
- Breite: 36,80 / 48,70 m im Bereich der Pylone
- Aushubtiefe: 14,4 m bis 16,5 m
- Gesamtaushub: ca. 90.000 m³
- UW-Beton-Sohle: 7.200 m³
- Tonnage Spundwand: 2.125 t
- Anzahl Wandanker: 429 St., L = 28,5 bis 49,0 m
- Anzahl Auftriebspfähle: 1.023 Stck., L = 17,55 m

Als problematisch stellte sich zu Beginn der Ausführungsplanung die Verfügbarkeit des Materials für die ausgeschriebene kombinierte Spundwand dar. Konnte zur Submission im Juli 2007 noch mit einer Lieferzeit von ca. 10 bis 12 Wochen kalkuliert werden, betrugen die Lieferfristen zum Zeitpunkt der Vergabe im Mai 2008 aufgrund der stark gestiegenen Nachfrage bereits 6 bis 8 Monate. Mit dem Ziel, den dadurch drohenden Verzug zu reduzieren, wurden deshalb in Abstimmung mit dem Bauherrn folgende Alternativen mit kürzeren Liefer- bzw. Realisierungszeiten untersucht:

- Schlitzwand
- Wellenspundwand mit Materialgüte S 430 GP
- Kombinierte Rohrspundwand
- Kombinierte Spundwand mit Tragbohlen aus Profilen HEB 1000

Da die Nachteile der aufgeführten Varianten hinsichtlich Kosten (Mehrtonnage bei den Varianten Rohrspundwand und Tragbohlen aus HEB-Profilen), Wand-Verformungen (Variante Wellenspundwand) sowie Ausführungssicherheit (Einbringen der Schlitzwand bzw. Rohrspundwand durch die vorhandene Torfschicht) deutlich größer bewertet wurden als

der Vorteil einer schnelleren Realisierung, wurde entschieden, die vom Bauherrn ausgeschriebene Lösung auszuführen.

Zum Einsatz kamen Tragbohlen PSP 1001 und PSP 1017 mit Zwischentafeln PZ 675/12 jeweils in Stahlgüte S 355 GP, geliefert von der Thyssen Krupp GfT Bautechnik GmbH.

Bedingt durch die vom Bodengutachter festgelegte maximale Ankerkraft von 600 kN, wurde in der vom AG zur Verfügung gestellten Statischen Berechnung ein Ankerabstand von 90 cm vorgegeben, der Gurt wurde als biegesteif verbundener Durchlaufträger auch für den Lastfall „Ausfall eines Ankers“ nachgewiesen.

Um den Gurt auch in den Knickpunkten der trapezförmigen Aufweitungen stoßen zu können, sah der Entwurf eine Gurtanordnung rechtwinklig zur Verbauachse vor.

Bei einer Ankerneigung von bis zu 30° hätte dies eine Gurtspreizung von maximal 45 bis 50 cm bedeutet, zur Einleitung der Ankerkraft in den Gurt wäre dabei eine separate Ankeraufnahme konstruktion oder eine Ankerplatte mit den Abmessungen von maximal 250 x 700 x 100 mm in der Stahlgüte S 355 erforderlich gewesen.

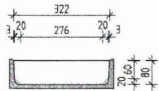
Abweichend von der ausgeschriebenen Lösung wurde der Anker- und Gurtanschluss nach Detailabstimmungen mit dem Bauherrn, Firma Bunte und den beauftragten Nachunternehmern folgendermaßen ausgeführt:

- Anordnung des Gurtes in Neigung des Ankers.
- gleiche Spreizung für alle Gurtabschnitte.
- Einstellung der Gurtneigung über eine „Pass-Auflagerrippe“.
- gleiche Gurtstütze für alle Gurtabschnitte.
- Reduzierung der Ankerplatten auf die Abmessungen 225 x 225 x 45/t1 bzw. 300 x 300 x 50/t1
- Ersatz der Durchlaufwirkung (für Lastfall „Ausfall eines Ankers“) durch zusätzlich vorgesehene Zugbänder

Aufgrund der geringen Ankerabstände, unterschiedlicher Bodenschichtungen und der Ankerüberschneidungsbereiche sah der Entwurf diverse verschiedene Ankerneigungen

Detail Aussteifungsrippe

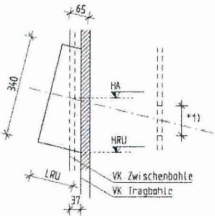
M 1:10



Aussteifungsrippe, S 355
Achse Tragbohle: 1-25mm
Achse Anker: 1-20mm

Detail Auflagerrippe

M 1:10



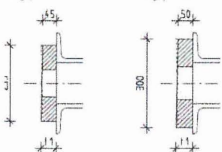
Auflagerrippe, 1-25mm, S 355
HA, HRL, LRU siehe Ankerleiste

Detail Ankerplatte

M 1:10

Typ A

Typ B / C



11 siehe Ankerleiste

*1) Öffnungen in Zwischenbohle entlich über Orientierung der Auflagerrippe vermeiden
Durchmesser in Abhängigkeit von verwendeter Bohrkronen festlegen. Öffnungen bauseits abdichten!

Abbildung 8: Verankerung Baugrube, Details

Schlitzbohrwerk Niederflur, Materialleiste Anker Baugrubenwand (Temporärranker)																			
Typ A: Litzanker gem. DIN 4125, 4 x 6,62" St 1670/1770, Lsp = 8,0 m (Stab. Berechnung Nr. 1 - 5)										Alternative Ausführung: Einzelanker St 1600/1250, Dst = 30 mm									
Typ B: Litzanker gem. DIN 4125, 6 x 6,62" St 1670/1770, Lsp = 9,0 m (Stab. Berechnung Nr. 1)										Alternative Ausführung: Einzelanker St 1600/1250, Dst = 38 mm									
Typ C: Litzanker gem. DIN 4125, 6 x 6,62" St 1670/1770, Lsp = 10,0 m (Stab. Berechnung Nr. 1)										Alternative Ausführung: Einzelanker St 1600/1250, Dst = 38 mm									
Bereich Baugruben	Anker-Nr.	Anzahl (Stk.)	Typ	Ankerneigung [°]	minimale Ankerneigung [°]	horizontale Ankerkraft [kN/m]	resultierende Ankerkraft [kN/m]	"HA" = mittl. Höhe Anker bei VK [m (NHN)]	"HT" = Höhe UK DK VK [m (NHN)]	"HT" = Abstand Türst VK [m (NHN)]	L1 [m]	Lsp [m]	"H UVK" = Höhe UK VK [m (NHN)]	Ankerplatte S355 "1" [mm]	Länge Gurte 3 x U 360, S355 5 x 140 mm [m]	Auflagerrippe S355 "1" [mm]	Auflagerrippe S355 "1" [mm]		
1 bis 2 "1)	1.3 - 21	11	A	16,0	13,75	571	511	- 2,20	- 3,75	-	31,80	32,66	- 5,82	50,6	20,08	148,2	2.016		
	2.4 - 22	11	A	16,0	13,75	571	511	- 2,20	- 3,75	-	31,80	32,66	- 5,82	50,6	20,08	148,2	2.016		
	23.18 - 30	8	B	17,5	26,25	606	512	- 1,70	- 6,84	-	27,50	28,50	- 11,00	56,5	8,58	232,7	1.492		
3 bis 3 "1)	31.34 - 35	1	A	17,5	27,50	606	512	- 1,00	- 6,12	-	27,50	28,50	- 8,82	50,6	-	-	-		
	36.30 - 48	8	A	17,5	16,25	606	512	- 1,70	- 4,18	-	27,50	28,50	- 6,87	50,6	15,14	164,1	1.512		
4 bis 5	49.51 - 51	5	B	27,5	26,25	606	525	- 1,70	- 6,84	-	27,50	28,50	- 11,00	56,5	8,54	232,7	1.492		
	50.52 - 58	5	B	27,5	13,75	606	525	- 1,70	- 3,38	-	27,50	28,50	- 5,01	50,6	137,46	148,9	1.516		
6 bis 7	101.103 - 109	5	A	20,0	26,75	577	510	- 1,70	- 6,85	-	28,50	29,50	- 12,55	50,6	7,82	251,5	1.496		
	102.104 - 108	4	A	27,5	37,50	577	505	- 1,00	- 6,42	-	28,50	29,50	- 12,16	45,0	-	-	-		
7 bis 8	110.112 - 121	8	A	16,5	16,25	577	547	- 1,70	- 3,81	-	28,50	29,50	- 5,68	50,6	13,55	164,1	1.512		
	111.113 - 124	7	A	17,5	16,25	577	544	- 1,70	- 4,48	-	28,50	29,50	- 6,67	50,6	13,55	164,1	1.512		
8 bis 9	125.127 - 133	5	A	27,5	26,75	577	547	- 1,70	- 7,77	-	28,50	29,50	- 11,48	50,6	8,51	251,5	1.496		
	125.128 - 134	5	A	27,5	26,75	577	547	- 1,70	- 1,20	-	28,50	29,50	- 12,55	50,6	8,51	251,5	1.496		
9 bis 10	136.137 - 155	11	A	15,5	15,25	577	543	- 1,70	- 1,60	-	4,14	2,54	33,00	34,00	- 4,00	52,8	19,88	157,7	1.514
	136.138 - 146	11	A	15,5	15,25	577	543	- 1,70	- 1,60	-	4,14	2,54	33,00	34,00	- 4,00	52,8	22,87	157,7	1.514
10 bis 11	158.159 - 162	4	A	15,5	15,25	577	543	- 1,70	- 2,00	-	6,81	3,41	33,00	34,00	- 5,00	52,8	22,87	157,7	1.514
	162.163 - 169	7	A	17,0	15,50	577	543	- 2,20	- 6,59	-	3,68	3,68	36,00	36,00	- 5,17	58,8	158,3	2.013	
11 bis 12	182.184 - 200	10	A	14,0	15,50	543	508	- 2,20	- 4,33	-	2,33	2,33	36,00	36,00	- 6,87	57,9	138,9	2.513	
	182.185 - 199	9	A	14,0	15,50	543	508	- 2,20	- 4,33	-	2,33	2,33	36,00	36,00	- 6,87	57,9	138,9	2.513	
12 bis 13	201.203.205	3	B	14,0	15,50	645	605	- 2,20	- 6,07	-	2,33	2,33	36,00	36,00	- 6,25	57,9	138,9	2.513	
	206.208 - 220	12	B	14,0	14,75	645	605	- 3,20	- 5,99	-	5,99	2,23	43,00	44,00	- 7,20	53,8	22,87	154,3	3.014
12 bis 14	207.209 - 229	11	B	15,5	14,75	645	612	- 3,20	- 7,22	-	5,99	2,23	43,00	44,00	- 8,29	53,8	22,87	154,3	3.014
	211.233 - 251	11	B	15,5	14,75	645	612	- 3,20	- 7,22	-	5,99	2,23	43,00	44,00	- 8,29	53,8	22,87	154,3	3.014
14 bis 15	232.234 - 252	11	B	16,0	19,25	645	626	- 3,20	- 8,20	-	3,85	4,80	48,00	49,00	- 6,41	53,9	158,3	2.513	
	243.256 - 261	5	B	20,0	19,25	645	626	- 3,20	- 9,12	-	3,85	4,80	48,00	49,00	- 6,41	53,9	8,51	163,7	3.007
14 bis 16	254.265 - 262	5	B	18,5	14,75	645	626	- 3,20	- 7,02	-	5,99	2,23	43,00	44,00	- 8,29	53,8	22,87	154,3	3.014
	264.266 - 270	5	B	14,0	14,75	645	626	- 3,20	- 6,52	-	4,83	4,83	48,00	49,00	- 11,11	53,9	8,51	163,7	3.014
14 bis 16	263.265 - 269	4	B	16,5	14,75	645	626	- 3,20	- 7,02	-	5,99	2,23	43,00	44,00	- 8,29	53,8	22,87	154,3	3.014
	272.274 - 276	3	A	14,0	14,75	645	626	- 3,20	- 6,52	-	4,83	4,83	48,00	49,00	- 11,11	53,9	8,51	163,7	3.014
14 bis 17	271.273 - 277	4	B	16,5	14,75	645	626	- 3,20	- 7,02	-	5,99	2,23	43,00	44,00	- 8,29	53,8	22,87	154,3	3.014
	272.278 - 286	6	A	20,0	26,75	577	510	- 1,70	- 1,60	-	8,34	4,50	28,00	29,00	- 12,50	50,6	7,82	251,5	1.496
17 bis 18	278.281 - 285	5	A	16,5	15,00	606	525	- 1,70	- 1,60	-	8,34	4,50	28,00	29,00	- 12,50	50,6	7,82	251,5	1.496
	288.289 - 297	31	A	16,5	15,00	606	525	- 1,70	- 1,60	-	8,34	4,50	28,00	29,00	- 12,50	50,6	7,82	251,5	1.496
18 bis 19	320.321 - 327	5	B	30,0	26,75	908	840	- 1,70	- 7,89	-	7,89	2,20	48,00	49,00	- 12,50	56,5	8,54	251,5	1.496
	330.331 - 338	8	A	27,5	26,75	908	840	- 1,70	- 4,16	-	7,89	2,20	48,00	49,00	- 12,50	56,5	8,54	251,5	1.496
20 bis 21	339.341 - 353	9	A	17,5	16,25	606	525	- 1,70	- 4,16	-	7,89	2,20	48,00	49,00	- 12,50	56,5	8,54	251,5	1.496
	340.342 - 354	8	A	16,0	16,25	606	525	- 1,70	- 3,95	-	7,89	2,20	48,00	49,00	- 12,50	56,5	8,54	251,5	1.496
20 bis 22	355.357 - 363	5	B	27,5	26,75	908	840	- 1,70	- 4,16	-	7,89	2,20	48,00	49,00	- 12,50	56,5	8,54	251,5	1.496
	356.358 - 364	4	B	20,0	19,25	908	840	- 1,70	- 3,75	-	7,89	2,20	48,00	49,00	- 12,50	56,5	8,54	251,5	1.496
21 bis 22 "1)	365.367 - 369	11	A	15,5	15,75	577	541	- 2,20	- 3,75	-	31,80	32,66	- 8,82	50,6	20,58	148,2	2.016		
	367.369 - 375	22	C	18,5	19,25	891	825	- 1,20	- 4,00	-	31,80	32,66	- 8,82	50,6	20,58	148,2	2.016		
22 bis 21 "1)	368.380 - 426	20	C	20,0	19,25	891	825	- 1,20	- 3,75	-	31,80	32,66	- 8,82	50,6	20,58	148,2	2.016		
	369.390 - 426	20	C	20,0	19,25	891	825	- 1,20	- 3,75	-	31,80	32,66	- 8,82	50,6	20,58	148,2	2.016		

1) Ankerneigung aufgrund Verschiebung der Ankerleiste um $\pm 2,20$ m (NHN) um ca. 6,3 %.
 h₀: Ankerkraft = 64 kN = 606 x 577 kN/m, nur Spannungen in Tragrippen werden angerechnet.

*1) Ankerabtriebsleistung aufgrund Verschiebung der Ankerlage auf + 2,20 m NHN um ca. 6,5 %, Ankerkraft = 0,94 x 606 x 571 kN/m, zul. Spannungen in Trägern werden umgelenkt.

*2) Ankerabtriebsleistung aufgrund Verschiebung der Ankerlage auf + 2,20 m NHN um ca. 6,5 %, Ankerkraft = 1,06 x 606 x 651 kN/m.

Abbildung 9: Verankerung Baugrube, Materialleiste



Abbildung 10: Verankerung Baugrube, Fotos Bauausführung

Zusammenfassung

Bei umfangreichen Baumaßnahmen wie dem Neubau des Schiffshebewerkes Niederfinow Nord besteht auch bei engen Vorgaben durch den Bauherrn ein u. a. mit konstruktiv sinnvollen Änderungen verbundenes Optimierungspotenzial im Bauablauf und in der Bauausführung.

Mit den aufgezeigten Lösungen konnten ohne Mehrkosten Verbesserungen in der terminlichen und technischen Ausführungssicherheit, z. T. auch der Dauerhaftigkeit bzw. Wartungsfreundlichkeit erzielt werden.

Ein intensiver Austausch und Abgleich von verschiedenen Varianten / Optimierungen ist dabei die Grundlage für eine erfolgreiche Durchführung von derart komplexen Baumaßnahmen.

Trotz des vermeintlichen Zeitverlustes, der zusätzlichen Planungskosten und der Übernahme von zusätzlicher Planungsverantwortung hat es sich bei den Tief- und Wasserbauarbeiten zum Schiffshebewerk Niederfinow insbesondere in wirtschaftlicher und bauzeitlicher Hinsicht für alle Beteiligten gelohnt, bestehende Planungen auf die Belange der ausführenden Firma zu optimieren und teilweise neu zu bearbeiten.

Durch die sehr gute, vertrauensvolle und ergebnisorientierte Zusammenarbeit zwischen Bauherr, Planer und Ausführenden konnten dadurch technisch sinnvolle und wirtschaftlich auszuführende Lösungen entwickelt werden.

Projektbeteiligte:

Bauherr: Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
Wasserstraßen-Neubauamt Berlin

Bauausführung: ARGE Neues Schiffshebewerk Niederfinow:

- Bilfinger Berger AG, Berlin
Niederlassung Ingenieurbau Inland
- Johann Bunte
Bauunternehmung GmbH & Co. KG
- DSD Brückenbau GmbH
- SIEMAG M-TEC² GmbH

Ausführungsplanung

Oberer Vorhafen

und Baugrube: grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

Prüfingenieur: Prüfungsgemeinschaft Niederfinow:

- Dr.-Ing. Hans-Gerd Lindlar (VBI)
- Germanischer Lloyd AG

Autoren:

Dipl.-Ing. Johannes Herbort

Dipl.-Ing. Helmut Bohse

grbv Ingenieure im Bauwesen
GmbH & Co. KG
Expo Plaza 10
30539 Hannover

Johann Bunte Bauunternehmung
GmbH & Co. KG, Hauptverwaltung
Hauptkanal links 88
26871 Papenburg

Schleusenneubauten des Wasserstraßen-Neubauamtes Magdeburg

Dipl.-Ing. Henrik Täger

Seit nunmehr über 17 Jahren ist das Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg (WNA MD) als Dienstleister zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse für die Binnenschifffahrt tätig. Gegründet wurde das WNA MD am 01.01.1992 in Magdeburg zur Umsetzung des politischen Auftrages – der Realisierung des Projektes 17 der Verkehrsprojekte Deutsche Einheit (VDE 17).

Als Unterbehörde der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr-, Bau und Stadtentwicklung ist das WNA MD der Wasser- und Schifffahrtsdirektion (WSD) Ost mit Sitz ebenfalls in Magdeburg nachgeordnet. Als Träger des Vorhabens (TdV) der verschiedensten Aus- und Neubaumaßnahmen arbeitet das WNA MD zur Lösung technischer und ökologischer Problemstellungen eng mit den Oberbehörden der WSV, der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) und den jeweiligen Fachstellen zusammen. Die Planungen erfolgen in enger Zusammenarbeit mit Behörden, Gesellschaften, den Trägern öffentlicher Belange und deren Integration in das Konzept. Bei der Ableistung der umfangreichen Baumaßnahmen wird das WNA MD bei der Bauvorbereitung von fachkundigen Ingenieurbüros unterstützt und bedient sich bei der Baudurchführung bei leistungsfähigen Baufirmen, die auch aus der Region kommen.

Die wichtigste Aufgabe des WNA MD war zunächst die Vorbereitung zum Bau des Wasserstraßenkreuzes (WKM) Magdeburg. Die nachfolgenden Eckdaten markieren „Meilensteine“ des Geschehens:

- April 1992 Vorentscheidung zum WKM als Brückenlösung
- 1997 – 1999 Grundsteinlegungen für die Schleuse Rothensee, die Kanalbrücke über die Elbe und die Schleuse Hohenwarthe
- 10. Oktober 2003 Verkehrsfreigabe des WKM
- 03. Juni 2008 Grundsteinlegung für die Niedrigwasserschleuse (NW Schleuse)



Bild 1 (Wasserstraßenkreuz und Elbe-Havel-Kanal)

Ab Juni 1992 wurde dem WNA MD zusätzlich der Ausbau des Elbe-Havel-Kanals (EHK) vom Wasserstraßenkreuz Magdeburg bis zur Einmündung in den „Großen Wendsee“ bei der Stadt Brandenburg übertragen. Ca. 55 km Kanalausbaue, 2 Schleusen, 19 Brücken und diverse wasserwirtschaftliche Anlagen sind den Erfordernissen der modernen Güterschifffahrt anzupassen. Die folgenden Daten zeigen den bisherigen Verlauf:

- September 2000 1. Rammschlag im Streckenausbau am EHK
- 2001 1. Verkehrsfreigabe einer Straßenbrücke (Werder Brücke)
- Oktober 2008 1. Spatenstich zum Neubau der Schleuse Wusterwitz
- September 2009 Einvernehmen im letzten großen Planfeststellungsverfahren

Diese Maßnahmen werden mit Fördermitteln der Europäischen Union unterstützt.

Bis Ende 2009 sind 70% der Strecke und 60% der Brücken aus- bzw. neugebaut. Mit der geplanten Fertigstellung der Schleuse Zerben in 2014 wird der Elbe-Havel-Kanal

durchgängig für das moderne Großmotorgüterschiff bzw. Schubverband mit einer Abladetiefe von 2,80 m befahrbar sein.

Im Zuge der Überlegungen zur Bündelung und Spezialisierung für eine zukunftsorientierte Aufgabenerledigung übernahm das WNA MD in 2007 die Aufgabe als TdV für den Bau des Schleusenkanal Tornitz. Mit dem Abschluss des Raumordnungsverfahrens (ROV) im Oktober 2008 sind Voraussetzungen für den Bau der als Umgehungskanal konzipierten Wasserstraße mit Schleuse, Sperrtor und Brücken zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse auf der Saale mit dem besonderen Augenmerk, dass kein Elbausbau notwendig ist, geschaffen.

Die v.g. Aufgaben können auf den kurzen Begriff Verkehrswasserbau reduziert werden. Verkehrswasserbau in der WSV beinhaltet:

- Schleusenbau
- Brückenbau (Straßenbrücken, Eisenbahnbrücken und Kanalbrücken)
- Streckenausbau im Trockenem und Nassen in Damm- und Einschnittsstrecken, gedichtet und ungedichtet und in der Regel unter Verkehr
- Anlagenbau (Pumpwerke, Wehre, Spertore)
- Düker-, Durchlass- und Unterführungsbau
- Wegebau, Bühneninstandsetzung usw.

Die entstehenden verkehrswasserbaulichen Anlagen sind ein Ergebnis ihrer Zeit, ihrer Interaktivität mit dem Untergrund, ihrer hydrologischen Umstände ... und Unikate.

Schleusenbauweisen des WNA MD

Schiffsschleusen, kurz auch Schleusen, sind Bauwerke, die aus einer Kammer und in der Regel zwei diese abschließenden Häuptionern mit Toren bestehen, in denen Schiffe frei im Wasser schwimmend durch Wasserstandsänderung von einer Haltung in eine auf einer anderen Höhe liegenden Haltung befördert werden. Die Höhenveränderung des Wasserspiegels erfolgt durch Einlassen von Wasser in die Kammer oder Auslassen daraus. Die Differenzierungen zwischen den einzelnen Schleusenbauweisen sind vielfältig. Beispielhaft sei hier angeführt: Einzelschleuse/ Doppelschleuse, Flußschleuse/ Kanalschleuse, Seeschleuse/ Binnenschiffsschleuse/ Sportbootschleuse, Sparschleuse

oder auch nach Art der Verschlussorgane wie Stemmtor, Hubtor, Drehtor, oder nach den Füll- und Entleerungseinrichtungen wie Füllen durch das Tor, Füllen mit dem Tor, Füllen mit Seitenumläufen durch das Haupt, mit Längskanälen oder einem Grundlaufsystem in der Sohle.

Nachfolgend wird die Unterscheidung der Schleusenbauten des WNA MD in ihrer Herstellung und der zeitlichen Abfolge vorgenommen.

Der erste Schleusenneubau war die Sparschleuse Rothensee. Diese als Halbrahmen in Betonbauweise ausgeführte Sparschleuse ist in Anlehnung an die errichteten Schleusen am Main-Donau-Kanal geplant und gebaut worden. Die massiven Kammerwände sind in Längsrichtung in einzelne Blöcke mit Dehnungsfugen unterteilt. Die Blocklänge beträgt 15m. In Bild 2 sind die wesentlichen Daten zur Schleuse Rothensee zusammengefasst.

Lage	Land Sachsen-Anhalt nördlich der Stadt Magdeburg Mittellandkanal km 319+455,09	
Hauptabmessungen	Länge : Breite : max. Fallhöhe :	190,00 m 12,50 m 10,45 m bis 18,46 m
Schleusentore	Untertor (Stemmtor) Höhe : Obertor (Zugsegmentor) Höhe :	21,40 m 5,10 m
Pumpwerk	5 Pumpen mit je 3,5 m³/s	17,5 m³/s
Bauleistungen	Stahlbeton Bewehrungsstahl Erdbewegungen Spundwandstahl Stahlwasserbau	ca. 170.000 m³ ca. 16.500 t ca. 1.900.000 m³ ca. 5.000 t ca. 800 t
Bauzeit	April 1997 bis Mai 2001	
Bauherr	Bundesrepublik Deutschland Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg	
Auftragnehmer	ARGE Schleusenanlage Rothensee - Bilfinger & Berger Bauaktiengesellschaft - DSD Dillinger Stahlbau GmbH - Joh. Wacht GmbH & Co. - HYDRO Wasser- und Tiefbau GmbH	
Bausumme	ca. 90 Mio. €	

Bild 2 (Datenblatt zur Schleuse Rothensee)

Die Doppelsparschleuse Hohenwarthe als zweiter Schleusenneubau hat im Wesentlichen die gleichen Abmessungen, aber 2 Kammern. Hier wurde aber aufgrund des schwierigen Baugrundes und den daraus resultierenden hohen Setzungsdifferenzen, die Fugenbänder nicht aufnehmen konnten, erstmals eine monolithische Sohle (ohne Dehnungsfugen) mit aufgesetzten Kammerwänden gewählt. Die Kammerwände sind aber wieder in der klassischen 15m Blockbauweise auf der Sohle aufgebaut worden. Bild 3 zeigt einen Längsschnitt durch die Schleuse Hohenwarthe.

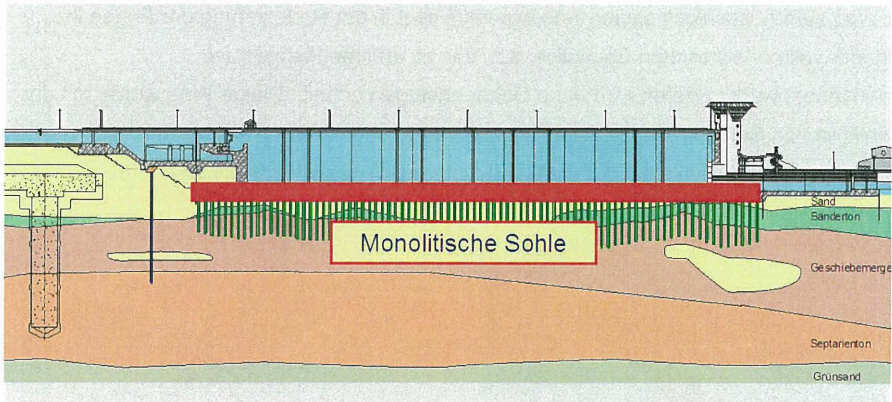


Bild 3 (Schleuse Hohenwarthe Längsschnitt)

Fugen, Dehnungsfugen sind problematische Nahtstellen des Bauwerks, welche den äußeren Eingriffen anders als die reine Betonwand gegenüberstehen. Setzungen, Drehungen, Kippungen aufgrund der zeitlichen Interaktivität mit dem Untergrund und des laufenden Betriebes führen insbesondere an diesen Punkten zu Schädigungen des Bauwerkes. Diese zeigen sich zum einen durch Betonschäden im Fugenbereich, Versagen des Fugenmaterials und Schäden durch Schiffsanfahrungen und zum anderen in ungleichmäßige Verschiebungen/ Versatz der einzelnen Blöcke. In den Bildern 4 und 5 sind Schadensbilder dargestellt.



Bild 4 (Fugenschaden)

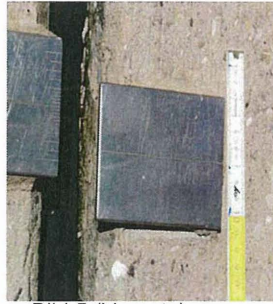


Bild 5 (Versatz)

Der Weg zum Ausschluss dieser Ansatzpunkte liegt in der Reduzierung der Fugen in Form der vollmonolithischen Bauweise, d.h. das zu errichtende massive Schleusenbauwerk in Beton wird ohne Dehnungsfugen erstellt. Dieser Weg wurde mit der monolithischen Sohle an der Schleuse Hohenwarthe begonnen und an der in Bau befindlichen Schleuse Wusterwitz vollständig umgesetzt werden. Bild 6 zeigt eine Visualisierung der Schleuse Wusterwitz.

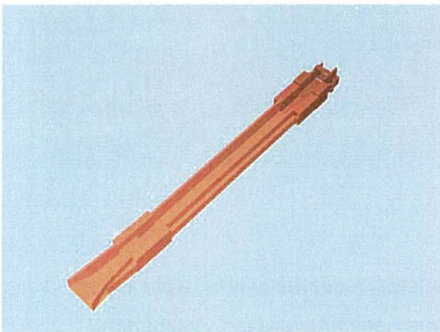


Bild 6 (Schleuse Wusterwitz Visualisierung)

Ein ganz anderer Weg wurde bei der Realisierung der Niedrigwasserschleuse gewählt.

Niedrigwasserschleuse Magdeburg (NW Schleuse)

Die NW Schleuse wird derzeit im Rothenseer Verbindungskanal (RVK) als Bestandteil des VDE 17 gebaut. Durch den Bau der Schleuse wird der RVK und damit auch der am RVK liegende Magdeburger Hafen ganzjährig vollschiffig an den Mittellandkanal angebunden. Das Bauwerk wird dabei – in Abhängigkeit der Wasserstände der Elbe – an jeweils etwa der Hälfte des Jahres als Schleuse wirken bzw. zur freien Durchfahrt bereitstehen. Die

maximale Fallhöhe beträgt 1,86 m. Die Schleuse wird mit durchgehend gleicher Sohlhöhe ohne DrempeI erbaut, was zu einer baugleichen Ausführung der beiden Häupter führt. Mit Hilfe eines Pumpwerkes wird der Wasserstand im Rothenseer Verbindungskanal bei Elbeniedrigwasser so reguliert, dass die Schiffe dort in Zukunft ganzjährig mit voller Tauchtiefe verkehren können. Es ist vorgesehen, den Wasserstand zwischen NN + 39,60 m und NN + 39,80 m zu halten, d. h. der Kanal (Sohle NN + 35,60 m) wird in Zukunft mindestens 4,0 m Wassertiefe haben. Als Verschlussorgane sind Hubtore vorgesehen, die an Türmen geführt und hydraulisch bewegt werden. Das Schützen erfolgt mit den Toren. Die Durchfahrthöhe beträgt 6,90 m, um den Anforderungen des dreilagigen Containerverkehrs gerecht zu werden.



Bild 7 (Visualisierung der Niedrigwasserschleuse)

Das Schleusenprojekt ist in 2 Hauptbaulose aufgeteilt. Im sogenannten Baulos 4 wurden die Vorhäfen und ein Elbufer in Spundwandbauweise ausgebaut. Das Los wurde im Juni 2009 abgenommen. Es wurden insgesamt 1.350 m Spundwand und 635 Schrägpfähle als Anker vollständig eingebracht.

Im Baulos 5 wird die eigentliche Schleuse und das Pumpwerk errichtet. Der Bau erfolgt vollständig unter Aufrechterhaltung der Schifffahrt im RVK. Eine Besonderheit liegt in der Durchfahrtsbreite von 25 m, wodurch die einschiffige Durchfahrt ohne Behinderung bei

ausreichenden Elbwasserständen gewährleistet ist. Eine weitere Besonderheit zu den bisherigen Schleusenbauten des WNA MD ist die Spundwandbauweise der Kammer und nur die Häupter werden in Massivbauweise errichtet. Die Schleusenkammer wird mit einer durchlässigen Sohle ausgeführt. Die gedichteten Spundwände binden aber in die vorhandene nahezu undurchlässige Tonschicht ein. Die westliche Kammerwand wird als halbhohe, verankerte Spundwand und die östliche Kammerwand als 9 m breiter Fangedamm hergestellt. Bild 8 gibt die wesentlichen Daten zur Niedrigwasserschleuse wieder.

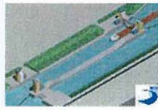
Lage	Land Sachsen-Anhalt Stadt Magdeburg Rothenseer Verbindungskanal km 323+600 bis 325+000	
Betriebsart	ferngesteuerte Niedrigwasserschleuse	
Schleusenbauweise	Kammer in Spundwandbauweise Häupter in Massivbauweise	
Hauptabmessungen	Länge : Breite : max. Fallhöhe :	190,00 m 25,00 m 1,86 m
Schleusentore	Obertor (Hubtor) : Untertor (Hubtor) :	ca. 90 t ca. 90 t
Pumpwerk	3 Tauchmotorpumpen mit je 3,5 m³/s	
Bauleistungen	Stahlbeton Bewehrungsstahl Erdbewegungen Nassbaggerarbeiten Böschungs- und Sohlsicherung Spundwand Stahlwasserbau	ca. 9.100 m³ ca. 800 t ca. 58.200 m³ ca. 196.300 m³ ca. 87.400 m² ca. 37.000 m² ca. 2.300 t
Bauzeit	ab 2006 bis 2010	
Bauherr	Bundesrepublik Deutschland Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg	
Bausumme	40,436 Mio. €	

Bild 8 (Datenblatt der Niedrigwasserschleuse)

Die Kombination der hydrologischen Umstände mit den wechselnden Wasserständen der Elbe und der verschiedensten Betriebs- und Bauzustände ergab ein umfangreiches Lastenheft mit Darstellung der Bemessungsfälle, welche hier in einigen Ansätzen wiedergegeben werden.

Aufgrund der Funktionsweise der Schleuse nur in Niedrigwasserzeiten der Elbe sind als Lastspielzahlen 150 Betriebstagen im Jahr und 14 Lastspiele pro Betriebstag angesetzt. Die Lebensdauer der Stahlwasserbauteile soll 70 Jahre und 35 Jahre für die

Maschinenbauteile betragen. Ein besonderes Augenmerk ist auf die Funktion der Schleuse im Hochwasserschutz ausgerichtet. Die Schleuse wird den Bereich des RVK auch im Hochwasserfall abschotten. Die vorhandenen Revisionsverschlüsse der Schleuse Rothensee sollen in diesem Fall Verwendung finden.

Für die Spundwandbemessung finden die üblichen WSV Vorgaben ihre Verwendung wie die Lebensdauer von 80 Jahren, mit der Abrostrate von 0,05mm/ Jahr und der verbleibenden Mindestwanddicke der Spundwand von 10 mm im maßgebenden Lastfall der Betriebszustände. Zu berücksichtigen war weiterhin, dass im Bereich des RVK betonaggressive Grundwässer anstehen und dadurch Verankerungen mit Beton (bspw. Dauerverpreßanker) ausgeschlossen waren.

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf den Bauablauf zur Herstellung der Häupter bezogen auf Stahlbauarbeiten. Für den Bauablauf wurden die Arbeitsabläufe für verschiedene Bemessungsfälle durch den Wasserstand der Elbe bestimmt. Die Baugruben haben Abmessungen von 42 m x 18 m. Die Aussteifung erfolgt in zwei Ebenen mittels Gurtung und Rohren als Quersteifen und über Eck. Die Bilder 9 bis 11 zeigen verschiedene Bauzustände.

1. Herstellung der Spundwand Einbau von 688 t L607n (S 240 GP) mit einer Länge von 18,0 – 20,3 m	
2. Herstellung der oberen Steifenlage Die Steifenlage wurde druck- und zugfest ausgeführt. Zu berücksichtigen waren die Wasserstände der Elbe (bspw. durfte der Steifeneinbau nur bei einem Wasserstand von < NN+42,50 erfolgen). Zum Einsatz kamen Stahlrohre 508x10 (S355 J2).	 Bild 9
3. Anschluss der Ankerpfähle Die Vergurtung besteht aus 2 x U260-U400 (S 235) und als Ankerpfähle wurden HEB 240 (S 235 J0) eingesetzt.	

4. Herstellen der Unterwasserbetonsohle Kontrollierter Aushub der Baugrube bis NN+32,20 (4,10 m unter Sollsohle) und folgendem Einbau der Unterwasserbetonsohle.	
5. Einbau der unteren Steifenlage Nach Erhärten der Unterwasserbetonsohle wurde die Baugrube bis zur Steifenlage gelenzt und die Steifen analog zur oberen Steifenlage eingebaut.	
6. Herstellen der Bodenplatte Vollständiges Lenzen der Baugrube und Betonieren der Bodenplatte	 Bild 10
7. Ausbau der unteren Steifenlage Erfolgte nach Erhärten der Bodenplatte	
8. Errichten der Türme bzw. Einbau der Verfüllung Betonieren der Türme und Verfüllung und in dieser Phase befindet sich aktuell die Baustelle	 Bild 11
9. Teilausbau der oberen Steifenlage Der Teilausbau im Bereich der Türme erfolgt nach deren Errichtung. Der Ausbau der Steifen im Durchfahrtsbereich erfolgt im Zuge der Kürzung der Spundwand.	

Während der v.g. 9 Phasen erfolgt der Schiffsverkehr auf der Ostseite im Bereich des zukünftigen Pumpwerks. Für den Schutz vor Schiffsanfahrungen wurden im Vorfeld Stahlrohrdalen eingebaut, an denen Schuten als Anprallschutz verankert sind. Die Bilder 12 und 13 zeigen die verschiedenen Schifffahrtsbedingungen im Rothenseer Verbindungskanal auf.

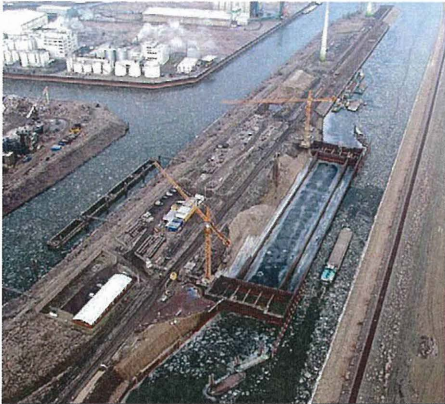


Bild 12
(Schifffahrt im Winter 2008/ 2009)



Bild 13
(Schifffahrt bei Hochwasser im Frühjahr 2009)

Bis zur Verkehrsfreigabe in 2011 folgen noch die Hochbauarbeiten der Türme, sowie sukzessiv der Stahlwasserbau, die maschinenbauliche, elektro- und nachrichtentechnische Ausrüstung. Sobald die Kammer ausgebaut und ausgerüstet ist, wird die Schifffahrt verlegt und jetzt durch die Kammer geführt, sodass auf der Ostseite des RVK das Pumpwerk errichtet werden kann.

Mit der Herstellung der Niedrigwasserschleuse wird das Wasserstraßenkreuz vollendet sein. Die jetzt schon positive Entwicklung im Hafengebiet stärkt den Wirtschaftsstandort Magdeburg und die Bedeutung des Wasserstraßenkreuzes Magdeburg als logistische Drehscheibe für Transporte auf der Wasserstraße nimmt weiter zu.

Schleuse Wusterwitz

Im Rahmen des VDE Nr. 17 wird bei EHK km 376,8 neben der bereits bestehenden Schleuse Wusterwitz eine neue Schleuse errichtet. Die 12,50 m breite Schleusenkammer hat eine nutzbare Kammerlänge von 190 m. Das Bauwerk erhält ein modernes und wirtschaftliches hydraulisches Seitenfüllsystem (Multiport). Die erstmals ohne Dehnfugen geplante Massivbauschleuse überwindet einen maximalen Höhenunterschied von 4,75 m. Im Oberhaupt und Unterhaupt werden Stemmtore in Faltwerkbauweise eingesetzt und für das Öffnen und Schließen der Längskanäle sind Gleitschütze vorgesehen. Alle Betriebsverschlüsse werden durch Elektrohübylinder angetrieben. In Bild 14 sind die wesentlichen Daten zur Schleuse Wusterwitz zusammengestellt.

Lage	Land Brandenburg Gemeinde Wusterwitz Elbe-Havel-Kanal km 376+790	
Hauptabmessungen	nutzbare Länge : nutzbare Breite : max. Fallhöhe :	190,00 m 12,50 m 4,75 m
Schleusentore	Obertor (Stemmtor) Untertor (Stemmtor)	ca. 43 t ca. 74 t
Pumpwerk	2 Pumpen mit je 1,0 m³/s :	2,0 m³/s
Wehr	Fischbauklappenwehr Lichte Breite : Stauwandhöhe :	5,00 m 1,89 m
Hauptbauleistungen	Stahlbeton Erdbewegung Nassbaggerarbeiten Tondichtung Spundwand Dichtwand mit eingestellter Spundwand	ca. 50.000 m³ ca. 200.000 m³ ca. 170.000 m³ ca. 100.000 m² ca. 20.000 m² ca. 14.000 m²
Bauzeit	- Baulos A47 Unterer Vorhafen 31.07.07 - 12.12.08 - Baulos A41 Neubau 2. Schleuse Wusterwitz Auftragserteilung 5.06.08 Bauzeit 60 Monate - Baulose Wehr und Pumpwerk anschließend	
Bauherr	Bundesrepublik Deutschland Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg	
Bausummen - Baulos A47 - Baulos A41	ca. 5,5 Mio. € ca. 62 Mio. €	

Bild 14 (Datenblatt der Schleuse Wusterwitz)

Die südlichen Liegeplatzbereiche in den Vorhäfen sind jeweils 440 m lang. Sie werden nach DIN 19703 ausgerüstet und durch rückverankerte Spundwände auf einer Breite bis ca. 80 m seitlich begrenzt. Als eine vorbereitende Maßnahme wurde eine als Auflast fungierende Erdmasse von rd. 60.000 m³ aufgebracht, die in wesentlichen Teilen den Endzustand des Erdbaukörpers darstellt. Das vorzeitige Aufbringen der Auflastfläche bewirkt die Vorwegnahme von Baugrundsetzungen. Das Bild 15 zeigt die Baustelle der Schleuse Wusterwitz im Frühjahr 2009.



Bild 15 (Schleuse Wusterwitz im Frühjahr 2009)

Im Nachfolgenden wird auf den aktuellen Bautenstand hinsichtlich der Errichtung der Baugrube der Schleuse sowie die begleitenden Spundwandarbeiten eingegangen. Die Vorhäfen als Liege- und Wartestelle für die Schifffahrt werden in Spundwandbauweise errichtet. Zum Einsatz kommen ca. 900t des Spundwandprofils L603 10/10 S 240 mit Längen zwischen 11 und 12 m. Als Anker finden Gewi BST 500-S 32mm/40mm Verwendung, bereichsweise auch Rundstahlanker. Der untere Vorhafen wurde als vorgezogene Maßnahme schon 2007 realisiert und steht der Schifffahrt seitdem zur Verfügung.

Die Molen werden mit 740 t gepanzerten Spundwänden aus den Profilen Larssen 605 K und 607 K –S 240 GP (Unterwasser) und Larssen 603 10/10, 603 Z 10/10, 606 19/12,5 (Oberwasser) errichtet. Die Verankerung erfolgt mit Rundstahlanker.

Die Baugrube für die Schleuse hat eine Länge von 262 m, eine Breite von 23,00 m – 34,80 m und eine Tiefe bis zu 14,85 m

Seit Herbst 2008 wird an der Einphasendichtwand mit eingestellter rückverankerter Spundwand als Baugrubenumschließung gearbeitet. Als erster Arbeitsschritt war eine Leitwand aus Stahlbetonfertigteilen als Führung für den Dichtwandgreifer herzustellen. Ab Dezember 2008 hob dann ein Dichtwandgreifer (Bild 16) um die gesamte spätere Baugrube insgesamt 78 Lamellen mit einer horizontalen Gesamtabwicklungslänge von rd. 600m aus. Jede Lamelle ist etwa 9 m lang, 80 cm breit und bis zu 32 m tief unter Geländeoberkante.



Bild 16 (Dichtwandgreifer im Einsatz)

Diese Tiefe ist so gewählt, dass die Dichtwand in den natürlich anstehenden Braunkohleschluff einbindet und keine zusätzliche Sohle für die Baugrube hergestellt werden muss. Der Schlitz wird sofort mit einer Bentonitsuspension gefüllt, die einerseits verhindert, dass der Schlitz in sich zusammen fällt und anderseits langsam erhärtet und so zur festen und dichten Baugrubenumschließung beiträgt. In die noch nicht erhärtete

Suspension wird eine Spundwand eingehängt, diese Spundbohlen sind zwischen 14,30 und 21,40 m lang und verleihen der Dichtwand die statisch erforderliche Steifigkeit. Insgesamt wurden so 2.000 t Spundwandstahl des Profils Larssen L607 S355 GP verbaut. Seit April wurde im Bereich des zukünftigen Oberhauptes mit dem Baugrubenaushub begonnen. Der Aushub erfolgt in drei Lagen, die dann jeweils als Ankerebene dienen. Die Rückverankerung der Baugrubenumschließung kommen Litzenwellrohranker als Daueranker (Z-34.11-201) 4x0,6" und 5x0,6" zum Einsatz. Insgesamt sind bis zum Herbst 2009 1.450 Litzenanker in den drei Ankerlagen zu bohren. Bild 17 gibt einen Eindruck von den derzeit laufenden Ankerarbeiten wieder.



Bild 17 (Ankerarbeiten in der Baugrube)

In 2009 soll die Baugrube vollständig hergestellt sein und die Massivbauarbeiten können in 2010 beginnen. Die vertragliche Bauzeit sieht eine Verkehrsfreigabe für die Schleuse in 2012 vor. Parallel zur Herstellung der Baugrube wurden seit Baubeginn Kabel und Leitungen umverlegt, die Mittelmole Unterwasser hergestellt und die Spundwand im

Unteren Vorhafen einvibriert. Im Frühjahr 2009 haben zudem die Wasserbauarbeiten in der zukünftigen Flachwasserzone im Oberen Vorhafen begonnen.

Der nächste anstehende Schleusenneubau ist die Schleuse Zerben am EHK. Das Einvernehmen des Landes Sachsen-Anhalt im Planfeststellungsverfahren wird im September 2009 erwartet. Vorbereitend werden die Schleusenbrücken errichtet werden. Zeitversetzt erfolgt die Ausschreibung für den Bau der Schleuse.

Dipl.-Ing. Henrik Täger

Leiter

Telefon +49(0)391 5352200

Telefax +49(0)391 5352114

Mobil: +49(0)160 5847845

henrik.taeger@wsv.bund.de

Wasserstraßen-Neubauamt Magdeburg

Kleiner Werder 5c

391114 Magdeburg

<http://www.wna-magdeburg.wsv.de/>

Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

- | | | |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976 * |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen , Dissertation, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik , Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten , Dissertation, 1981 * |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum , Dissertation, 1982 * |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen , 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen , 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen , Dissertation, 1982 * |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben , Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde , Dissertation, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts , 1984 |

- | | | |
|--------|---|--|
| 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. **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 abge bundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens**, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**, Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**, Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiedfückers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**, Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 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 , Diss., 1997 |
| Nr. 55 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. | Messen in der Geotechnik 1998 , Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998 |
| Nr. 56 | Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. | Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998 |
| Nr. 57 | Wienholz, B. | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung , Dissertation, 1998 |

- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen** -, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Pläßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfehlen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Pläßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.
Bergs. T.
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.
Bergs. T.
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
- Nr. 71 Stahlmann, J.
Kirsch, F.
Schallert, M., Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2003**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 72 | Vittinghoff, T. | Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton, Dissertation, 2002 |
| Nr. 73 | Witte, M. | Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen, Dissertation, 2003 |
| Nr. 74 | Stahlmann, J.
Rosenberg, M.
Nendza, M. | 11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004, Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004 |
| Nr. 75 | Kirsch, F. | Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen, Dissertation, 2004 |
| Nr. 76 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. | Geotechnik-Kolloquium, 30 Jahre IGB-TUBS, Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004 |
| Nr. 77 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. | Messen in der Geotechnik 2004, Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004 |
| Nr. 78 | Bergs, T. | Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion, Dissertation, 2004 |
| Nr. 79 | Scholz, C. | Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 2004 |
| Nr. 80 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. | Pfahl-Symposium 2005, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005 |
| Nr. 81 | Nendza, M. | Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rüttel-druckverfahrens, Dissertation, 2006 |
| Nr. 82 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. | Messen in der Geotechnik 2006, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006 |
| Nr. 83 | Stahlmann, J.
Rosenberg, M. | geotechnische Aspekte im Umweltschutz Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006 |
| Nr. 84 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M., Fischer, J. | Pfahl-Symposium 2007, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007 |

- | | | |
|--------|--|---|
| Nr. 85 | Kluge, K. | Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations , Dissertation, 2007 |
| Nr. 86 | Fritsch, M. | Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen , Dissertation, 2008 |
| Nr. 87 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Bruns, B. | Messen in der Geotechnik 2008 , Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008 |
| Nr. 88 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fischer, J. | Pfahl-Symposium 2009 , Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009 |
| Nr. 89 | Schmitt, J. | Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild , Dissertation, 2009 |
| Nr. 90 | Stahlmann, J.
Rosenberg, M. | Stahl im Wasserbau 2009 , Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009 |
| Nr. 91 | Kimme, N. | Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas – Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions , Dissertation, 2009 |
| Nr. 92 | Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Bruns, B. | Messen in der Geotechnik 2010 , Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010 |

