

# TAGUNGSBAND

## TEIL B



Maritim Hotel Düsseldorf  
31. Mai. bis 2. Juni 2022

Telefon: 040 42847-2178

E-Mail: [service@htg-online.de](mailto:service@htg-online.de)

Internet: [www.htg-online.de](http://www.htg-online.de)

Vorsitzender: Reinhard Kligen

Stellvertretender Vorsitzender: Dipl.-Ing. Karlheinz Pröpping

Geschäftsführer: Michael Ströh

Registergericht: Amtsgericht Hamburg

Vereinsregister Nr. VR 1112

Ust-IdNr.: DE253776206

## Inhaltsverzeichnis der Langfassungen zu den Vorträgen

Hinweis: Die Titel der Langfassungen im Inhaltsverzeichnis entsprechen den Vortragstiteln

- 3** **Zum Reflexions- und Resonanzverhalten der Elbe – das Projekt RefTide**  
V. Sohr, M.Sc., Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau; S. Hein, M.Sc., Hamburg Port Authority, Abteilung Hydrologie; Dipl.-Ing. T. Strotmann, Hamburg Port Authority, Abteilung Hydrologie; Dr.-Ing. E. Nehlsen, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau; Prof. Dr.-Ing. P. Fröhle, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau
- 14** **Das Bauwerksmonitoring an der Retheklappbrücke**  
Dipl.-Ing. S. Müller, ONP Management GmbH, Hamburg; Dipl.-Ing. T. Menger, MKP GmbH, Weimar, Dipl.-Ing. A. Lüttmann, DMT GmbH & Co. KG, Essen; M. Sc. I. Jensen, Hamburg Port Authority AöR, Hamburg, Dipl.-Ing. (FH) J. Kapusta, Hamburg Port Authority AöR, Hamburg
- 25** **Berücksichtigung der Einbringung und der Drehbettung bei der Bemessung kombinierter Spundwände**  
Jannik Beuße, Technische Universität Hamburg, Hamburg; Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe, Technische Universität Hamburg, Hamburg
- 38** **Spülbohren als Mittel für den Rückbau von langen Stahlrohrpfählen**  
Nils Hinzmann, M.Sc., Technische Universität Braunschweig; Dr. Björn Böhle, Keller Grundbau GmbH; Patrick Lehn, M.Sc., Technische Universität Braunschweig; Dr. Jörg Gattermann, Technische Universität Braunschweig
- 53** **Hafenerweiterung in Odense (DK) - 50 ha Landgewinnung im Odensefjord und 1.000 m neue Kaimauer**  
M.Sc. Laura Isabell Disselnkötter, Küster & Petereit Ingenieure GmbH, Elmshorn; M.Sc. Niels Kiersgaard, Port of Odense, Munkebo (DK)
- 64** **Planung eines Passagierterminals auf den Britischen Jungferninseln**  
Dr. Karsten Galipp, Inros Lackner SE, Bremen; Dr. Klaus Richter, Inros Lackner SE, Bremen; Torsten Illgen, Inros Lackner Vietnam LLC; Matthew Purvis, Inros Lackner SE, Bremen
- 65** **Herausfordernde Spezialtiefbauarbeiten am inneren Hafen von Kopenhagen**  
Petra Peter, Karsten Beckhaus, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen
- 75** **Flächenhafter Küstenschutz durch Lahnungsbau im Mekong Delta, Vietnam**  
Prof. Dr.-Ing. Albers, T., Ostfalia Hochschule, Suderburg, Deutschland, Bremen

- 76 **Dialog zur Beschleunigung von großen Baumaßnahmen an Bundeswasserstraßen**  
Dr.-Ing. K. Rettemeier, Bundesministerium für Digitales und Verkehr; Dipl.-Ing. T. Rosen-  
stein, Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt; Dipl.-Ing. G. Peschken, Bundesminis-  
terium für Digitales und Verkehr
- 83 **Integrierte Projektallianz im Pilotprojekt iPAK5: Motivation und erste Erfahrungen**  
Dipl.-Ing. C. Muruszach, Hamburg Port Authority AÖR, Hamburg; Dipl.-Ing. M. Schubert,  
Hamburg Port Authority AÖR, Hamburg
- 94 **Wissen vermehrt sich, wenn man es teilt. Schlanke Prozesse und agiles Handeln mittels LCM**  
Michael Beckmann, Marie Herbst; Projektsteuerung INROS LACKNER SE, Rostock
- 105 **Preisträger HTG Förderpreis – Dissertationen**  
**Wellen-Bauwerks-Interaktion bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken**  
Dr.-Ing. Kreyenschulte, M., Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbrau-  
cherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Deutschland
- 107 **3D-digitale Planung und Wehrbetrieboptimierung für die höchste Fischaufstiegsanlage in den Niederlanden**  
J. Gatzweiler, MSc., Dipl.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. M. Redeker, CDM Smith, Düsseldorf
- 118 **Nachhaltiger Küstenschutz - Die Verstärkung und Modernisierung des Abschlussdeichs am IJsselmeer**  
Dr.-Ing. J. Ewert, Holcim (Deutschland) GmbH, Hamburg
- 125 **Tideanschluss Billwerder Insel – Planen und Bauen unter Tideeinfluss**  
Dipl.-Ing. C. Eggers, Hamburg Port Authority, Hamburg  
C. Brunsendorf M.Sc., WKC Hamburg, Hamburg
- 138 **Preisträgerin des Förderpreises der Victor-Rizkallah-Stiftung**  
**Beitrag zur Wirkung von Gehölzwurzeln in oberflächennahen Böschungszonen als natürli-  
che Bewehrung**  
Dr.-Ing. Anke Werner, Ingenieursozietät Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach GmbH, Darmstadt

# Zum Reflexions- und Resonanzverhalten der Elbe – das Projekt RefTide

V. Sohrt, M.Sc., Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau  
S. Hein, M.Sc., Hamburg Port Authority, Abteilung Hydrologie  
Dipl.-Ing. T. Strotmann, Hamburg Port Authority, Abteilung Hydrologie  
Dr.-Ing. E. Nehlsen, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau  
Prof. Dr.-Ing. P. Fröhle, Technische Universität Hamburg, Institut für Wasserbau

*Im BMBF-geförderten Forschungsvorhaben RefTide wird in einer Kooperation zwischen der Hamburg Port Authority (HPA; Teilprojekt Resonanz) und der Technischen Universität Hamburg (TUHH, Institut für Wasserbau; Teilprojekt Reflexion) das Reflexions- und Resonanzverhalten von Tidewellen in Ästuaren messdaten- und prozessbasiert untersucht mit dem Ziel, einen Beitrag zur Verbesserung des System- und Prozessverständnisses der Hydrodynamik im Elbeästuar zu leisten.*

*Auf der Grundlage einer prozessbasierten Beschreibung des Schwingungssystems der Tidewelle in Ästuaren wird das Reflexions- und Resonanzverhalten von Tidewellen mit verschiedenen Modellen analytisch und numerisch untersucht. Mit den Modellen werden die wesentlichen Reflektoren im Elbeästuar identifiziert und deren Reflexionsgrade quantifiziert. Zudem bilden die im Vorhaben entwickelten Modelle das sich als Folge von mehreren Reflektoren und mehrfachen Re-Reflexionen im Ästuar einstellende Schwingungssystem ab und liefern somit die Grundlage für die Bewertung von Einflüssen von Systemänderungen auf das Schwingungssystem der Tide in Ästuaren.*

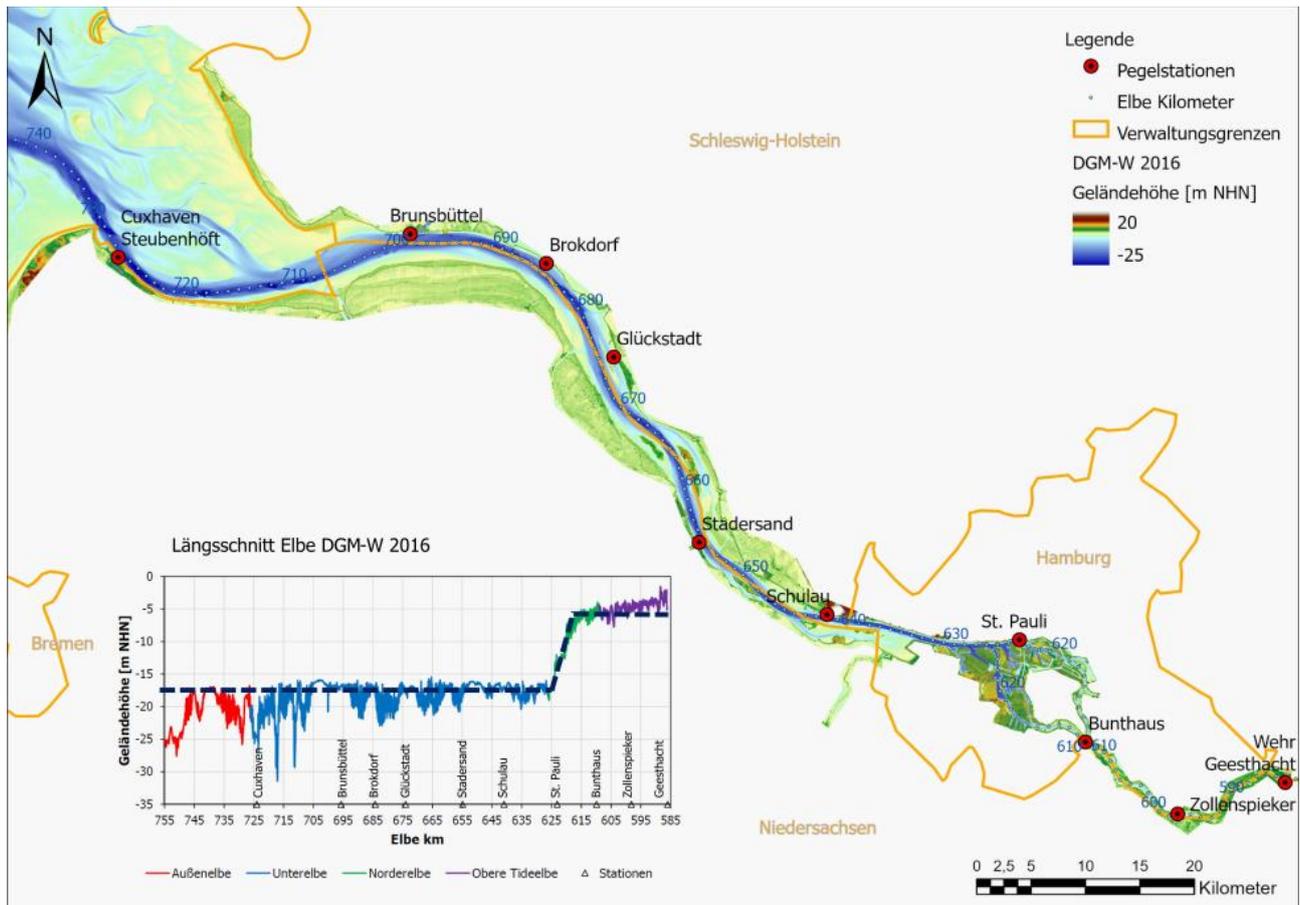
## 1. Einleitung

Die Tideelbe ist der gezeitenbeeinflusste Bereich der Elbe zwischen dem Wehr in Geesthacht und der Mündung bei Cuxhaven (Abb. 1). Die Elbe ist ein wertvoller Naturraum und ist zudem u.a. durch den rund 100 km stromauf der Mündung liegenden Hamburger Hafen ein wichtiger Wirtschaftsfaktor der Metropolregion Hamburg. Die hydrologischen Merkmale der Tideelbe (wie die gezeitenerzeugten Strömungen und Wasserstandsvariationen) bestimmen in einem hohen Maße die Bedingungen für die ästuartypischen Arten und die morphologische Entwicklung aber natürlich auch die Wassertiefenbedingungen in der Zufahrt zum Hamburger Hafen und damit für die wirtschaftliche Nutzbarkeit der Tideelbe.

In den letzten Jahrzehnten hat sich die Morphologie der Tideelbe durch natürliche Dynamik aber auch durch menschliche Aktivitäten (anthropogene Eingriffe) zur Verbesserung des Hochwasserschutzes und zur Verbesserung der Schiffbarkeit (Fahrinnenanpassungen, Eindeichungen, Bau von Sperrwerken an Nebenflüssen sowie Bau des Wehrs in Geesthacht) stark verändert. Die vorgenannten Veränderungen der Morphologie des Elbeästuars führen zu Veränderungen in den Strömungs- und Wasserstandsverhältnissen mit stark gestiegenen Tidehuben. Durch den Fahrinnenausbau und den damit verbundenen Querschnittsveränderungen im Elbeästuar bis hin zum Hamburger Hafen wurden die dämpfenden Effekte auf die Tidewelle reduziert, was zu einer einlaufenden Tidewelle mit höherem Tidehub führt. Zudem weist die Tideelbe in weiten Teilen dünenförmige Sohlstrukturen auf, die u.a. von der Wassertiefe abhängig ist und eine schwingungsdämpfende Wirkung auf die Tidewelle

hat. Eine Degradierung dünenförmiger Sohlstrukturen beispielsweise durch Feinsedimentablagerungen in den Dünentälern führt zu einer Reduktion der dämpfenden Wirkung.

Die natürliche und teilweise anthropogen erzeugte Querschnittskonvergenz im Elbeästuar führt zu einer Vergrößerung des Tidehubs. Zusätzlich tritt im Hamburger Hafen an den abrupten geometrische Änderungen (Sohlsprünge, Breitenänderungen) Teilreflexion und am Wehr in Geesthacht Totalreflexion auf (vgl. z.B. Längsschnitt in Abb. 1), was ebenfalls abschnittsweise den Tidehub gegenüber der einlaufenden Tidewelle erhöht.



**Abb. 1:** Höhenmodell der Tideelbe mit Längsschnitt entlang der Elbkilometrierung durch die Bathymetriedaten. Digitales Geländemodell des Wasserlaufes (DGM-W) 2016, Datengrundlage: Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) - [www.kuestendaten.de](http://www.kuestendaten.de).

Der Einfluss von Systemänderungen auf das komplexe Tideregime in dem Elbeästuar sowie die komplexen Wirkzusammenhänge der Einflussfaktoren sind trotz des in den vergangenen Jahrzehnten deutlich erweiterten Systemverständnisses zu den hydrodynamischen Bedingungen im Elbeästuar noch nicht verstanden. Ein wesentlicher Faktor des Systems ist das komplexe Schwingungs- und Reflexionsverhalten der Tidewelle. Hier setzte das BMBF-geförderte Forschungsprojekt RefTide (Reflexions- und Resonanzverhalten tidedominierter Ästuare) an. Im Forschungsvorhaben RefTide wurde das Reflexions- und Resonanzverhalten in gezeitenbeeinflussten Ästuaren im Detail betrachtet und analysiert und es wurde damit ein Beitrag zur Verbesserung des System- und Prozessverständnisses geliefert. Das Projekt RefTide wurde in enger Zusammenarbeit zwischen der Hamburg Port Authority

(HPA, Teilprojekt Resonanz) und der Technischen Universität Hamburg (TUHH, Teilprojekt Reflexion) durchgeführt.

Wesentliche Ergebnisse des Vorhabens resultieren aus den umfassenden Analysen zu Reflexion und Resonanz der Tidewelle im Ästuar sowie deren Auswirkungen auf die Tidedynamik im Ästuar. Zur Untersuchung des Reflexionsgrads der im Vorhaben ermittelten drei Hauptreflexionsstellen (Mündungsbereich, bathymetrische Änderungen im Hamburger Hafenbereich und Wehr in Geesthacht) wurden theoretische Untersuchungen zum Reflexions- und Resonanzverhalten der Tidewelle im Elbeästuar durchgeführt. Als Analysewerkzeuge wurden neben analytischen Modellen auch hydrodynamisch-numerische (HN) Modelluntersuchungen zur Abschätzung des Systemverhaltens eingesetzt. Im Folgenden wird das sich als Folge einer Teilreflexion im Ästuar ausbildende Schwingungssystem der Tide zunächst prozessbasiert und für ein idealisiertes Ästuar beschrieben (Kap. 2). Das im Vorhaben entwickelte analytische Modell zur parametrisierten Abbildung des reflexionsbedingt ausgebildeten Schwingungssystems mit dem Anwendungsfall der Resonanz wird in Kap. 3 vorgestellt. In Kap. 4 wird exemplarisch die Reflexionsanalyse auf der Grundlage des hydrodynamisch-numerischen Modells des Hamburger Hafens für eine ausgewählte Partialtide ( $M_2$ -Gezeit) gezeigt. Die Ergebnisse werden in Kap. 5 zusammengefasst und diskutiert.

## 2. Prozessbasierte Beschreibung eines Schwingungssystems mit Teilreflexion

Trifft eine fortschreitende Welle (einlaufende Welle) auf ein Hindernis, dann wird Wellenenergie entgegengesetzt zur ursprünglichen Fortschrittsrichtung der Welle reflektiert und eine entgegen der ursprünglichen Fortschrittsrichtung laufende fortschreitende Welle (reflektierte Welle) erzeugt. Der Grad der Reflexion hängt vom Hindernis ab und liegt zwischen 0% (keine Querschnittsänderung → keine Reflexion) und 100% (senkrechte Wand → Totalreflexion). Der nicht reflektierte Anteil der Wellenenergie wird über bzw. durch das Hindernis transmittiert. In Abb. 2a ist schematisch ein System mit Teilreflexion und entsprechender Transmission an einem vertikalen Sohl sprung dargestellt.

Eine fortschreitende Welle erzeugt an einem Ort über die Zeit variierende Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten. In einem System mit Teilreflexion überlagern sich die Wasserstände und die Strömungen der einlaufenden und reflektierten fortschreitenden Welle. In der Natur kann lediglich das überlagerte Signal (nicht die Einzelkomponenten) gemessen werden.

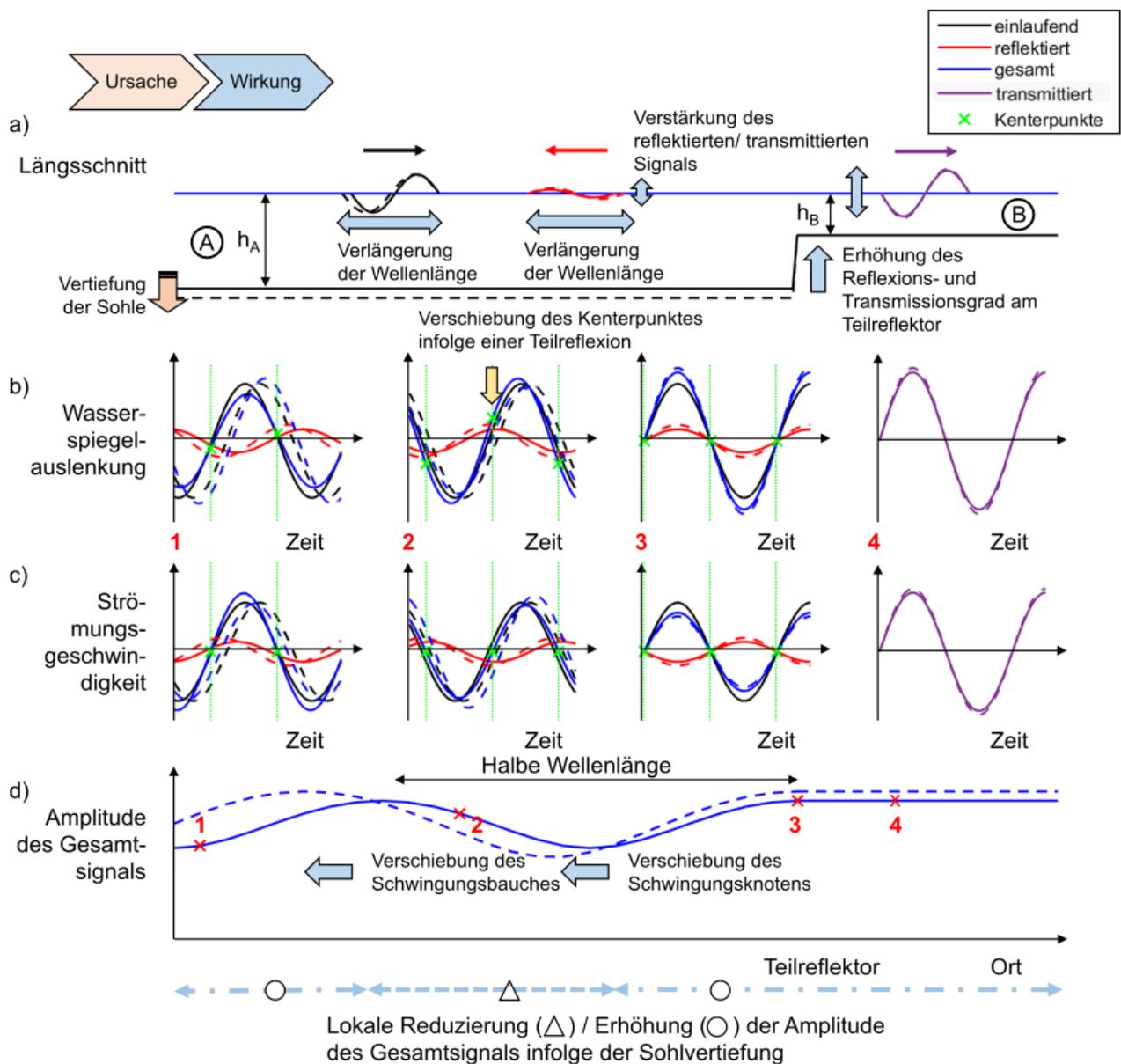
Abb. 2 zeigt die Reflexion und Transmission einer Welle an einem Teilreflektor (dargestellt durch einen abrupten Sohl sprung) sowie die entsprechenden Auswirkungen auf die Wasserspiegelauslenkungen und das Strömungsfeld. In Abb. 2 sind dargestellt:

Abb. 2 a) Längsschnitt durch ein vereinfachtes Modell: Gleichmäßiger rechteckiger Querschnitt mit einer unendlichen Länge und einem Teilreflektor ohne Berücksichtigung von Dissipation. Die einlaufende Welle (schwarz) trifft in dem Bereich A auf den Teilreflektor und wird in entgegengesetzte Fortschrittsrichtung teilreflektiert (rot). Stromaufwärts des Teilreflektors (Bereich B) propagiert die transmittierte Welle. In dem Bereich B findet aufgrund der unendlichen Modelllänge keine zusätzliche Totalreflexion an einem Rand statt. Die schwarz gestrichelte Linie deutet eine Vertiefung der Sohle an. Die prinzipielle Auswirkung der Sohlvertiefung wird später erläutert.

Abb. 2 b) /2c) Wasserspiegelauslenkungen und Strömungsgeschwindigkeiten der einlaufenden und reflektierten Wellenkomponenten sowie deren linear überlagertes Gesamtsignal (blau)

über die Zeit an verschiedenen Positionen (1-3; Bereich A). Das transmittierte Signal (violett) befindet sich oberstrom der geometrischen Änderung (Bereich B) und stellt das propagierende Signal dar. Als Ergebnis der Überlagerung der fortschreitenden einlaufenden mit der zurücklaufenden reflektierten Welle werden die Umkehrpunkte der Strömungen (Kenterpunkte, grüne Kreuze), d.h. die Zeitpunkte, an denen die Strömungsgeschwindigkeit des Gesamtsignals Null sind, von den Extrema der Wasserspiegelauslenkung aus verschoben.

Abb. 2 d) Amplitudenverlauf der Gesamtwelle über den Ort. Es ist der Amplitudenverlauf einer teilweise stehenden Welle zu erkennen (Bereich A). In dem Bereich B propagiert die transmittierte Welle mit einer konstanten Amplitude, da in dem vereinfachten Modell (Prinzipmodell) keine Dissipation berücksichtigt wird.



**Abb. 2:** Vereinfachte Darstellung der Reflexion und Transmission einer Tidewelle an einer abrupten bathymetrischen Änderung. In (a) sind die einlaufenden, reflektierten und transmittierten Wellen an einem Teilreflektor, in (b) die Wasserspiegelauslenkungen, in (c) die Strömungsgeschwindigkeiten an drei verschiedenen Orten stromabwärts der abrupten bathymetrischen Änderung (Bereich A) und einem Ort stromaufwärts der abrupten bathymetrischen Änderung (Bereich B) dargestellt. In (d) ist die Amplitude des Gesamtsignals (teilweise stehende Welle) dargestellt.

### Auswirkungen von Systemveränderungen

Wird beispielhaft als Folge einer Veränderung am System in Teilabschnitten (hier im Bereich A) die Sohlage vertieft (gestrichelte Linie im Längsschnitt a)), dann resultiert daraus eine Verlängerung der Tidewelle im vertieften Bereich A. Dies gilt natürlich sowohl für die einlaufende als auch für die reflektierten Anteile der Tidewelle. Durch die größeren Wellenlängen im Bereich A verschieben sich der Schwingungsknoten und der Schwingungsbauch des Gesamtsignals (siehe d in Abb. 2). Aufgrund der Vertiefung der Sohle, nimmt das Wassertiefen-Verhältnis ( $h_A / h_B$ ) zu, damit erhöhen sich der Reflexions- und der Transmissionsgrad im Bereich des Sohlensprungs und folglich auch die Amplituden der reflektierten Welle und der transmittierten Welle.

Die höhere Amplitude des reflektierten Signals führt zu einer Erhöhung der Differenz der maximalen Amplitude des Gesamtsignals zur minimalen Amplitude des Gesamtsignals. Zudem wird abhängig vom Ort die Amplitude des Gesamtsignals im Vergleich zum Ausgangszustand (nicht vertiefte Sohle) in Teilbereichen reduziert und in anderen Teilbereichen erhöht.

In dem schematisierten Prinzipmodell werden zunächst keine weiteren Reflexionen und Re-Reflexionen berücksichtigt. Das Modell vernachlässigt auch andere Einflüsse auf die Tidewelle (z.B. Oberwasser, Verzweigungen, Inseln, Bauwerke, ...), um zu vermeiden, dass die Amplitude und Form der Tidewelle entlang eines Ästuars vom theoretischen Modell abweichen. Das theoretische Modell dient als Grundlage für die Untersuchung des Reflexionsverhaltens verschiedener Teilreflektoren. Befinden sich in dem theoretischen Modell mindestens zwei (Teil-)Reflektoren, stellt sich ein Schwingungssystem ein, indem die einlaufende Welle mehrfach reflektiert wird. Je mehr Reflektoren vorliegen, desto mehr Wellenkomponenten werden überlagert und desto komplexer wird das gesamte Schwingungssystem.

### 3. Analytisches Modell

Die ortsabhängige Tide setzt sich zusammen aus mehreren regelmäßigen Wellenkomponenten mit konstanter Amplitude und Frequenz (den sog. Partialtiden).

Das im Folgenden beschriebene analytische Modell (RT-A) dient der parametrisierten Abbildung des Schwingungssystems der Tide in Ästuaren; zudem ist es in der Lage den Reflexionsgrad von Tidewellen an Teilreflektoren als Folge beispielsweise von abrupten Querschnittsänderungen zu quantifizieren. Das analytische Modell RT-A zur Berechnung der Ausbreitung von Gezeitenwellen in einem Ästuar basiert dem Grunde nach auf bereits entwickelten analytischen Modellen, ist jedoch deutlich weiterentwickelt. Die meisten existierenden analytischen Modelle (u.a. Hunt 1964; Dronkers 1972; Prandle und Rahman 1980; Friedrichs und Aubrey 1994; Lanzoni und Seminara 1998; Savenije et al. 2008; van Rijn 2011) basieren auf den Prinzipien der Massen- und Impulserhaltung und berücksichtigen beispielsweise die Reflexion in der Regel nur infolge eines einzelnen (Total-)Reflektors am landwärtigen Ende. Weitere Reflektoren und die Teilreflexion der Tidewelle werden nicht direkt berücksichtigt oder quantifiziert

Grundlage des analytischen Modells RT-A ist die lineare Wellentheorie (siehe z.B. Proudman 1953). Vereinfachend wird der Querschnitt des Ästuars durch einen Rechteckquerschnitt angenähert. Die Verformung der Tidewelle im Ästuar als Folge von Nichtlinearitäten wird nicht berücksichtigt. Zudem beschränkt sich das Modell in der aktuellen Version auf die Hauptkomponente der halbtägigen

lunaren Gezeit ( $M_2$ ), welche die dominante Gezeit im Elbeästuar ist. Die Periode der  $M_2$ -Partialtide ist ein halber mittlerer Mondtag (12 Stunden, 25 Minuten, 42 Sekunden) (z.B. Proudman 1953).

### 3.1 Reflexionskoeffizient an abrupten bathymetrischen Änderungen

Zur Berechnung der Ausbreitung und der Veränderung von Tidewellen kann u.a. wegen der geringen Wellensteilheit die lineare Wellentheorie herangezogen werden. Die Totalreflexion an künstlich geschaffenen Gezeitenbarrieren (z.B. Wehren) und die Ausbildung von total stehenden Wellensystemen (Clapotis) ist bereits gut dokumentiert (vgl. Lamb 1932; Hensen 1941; Proudman 1953; Parker 2007; van Rijn 2011, u.v.m.).

Für langperiodische Wellen – wie Tidewellen – kann der Reflexionsgrad eines Reflektors bestimmt werden basierend auf den Bedingungen, dass (i) die Wasserstände auf beiden Seiten eines abrupten Teilreflektors gleich sind (Stetigkeit des Druckes) und (ii) die Massenströme aus den Regionen stromaufwärts und stromabwärts der abrupten bathymetrischen Änderung gleich sind. Die Herleitung des Reflexionsgrades beruht dabei bei Lamb (1932) und bei Dean & Dalrymple (1991) auf der Kontinuität von Massenströmen und bei Sohr et al. (2021) auf einer Energiebilanzierung.

Auf Grundlage der Energiebilanzierung berechnet sich der Reflexionsgrad einer langperiodischen Welle an einer abrupten bathymetrischen Änderung nach Gl. 3.1.

$$C_r = \frac{1 - (b_2/b_1) \cdot (\sqrt{h_2}/\sqrt{h_1})}{1 + (b_2/b_1) \cdot (\sqrt{h_2}/\sqrt{h_1})} \quad (3.1)$$

In Gl. 3.1 sind  $b_1$  und  $b_2$  die Breiten und  $h_1$  und  $h_2$  die Wassertiefen in den jeweiligen Abschnitten A (Index 1, Unterstrom des Teilreflektors) und B (Index 2, Oberstrom des Teilreflektors). Der Transmissionsgrad für langperiodische Wellen an abrupten bathymetrischen Änderungen ergibt sich zu:

$$C_t = \frac{2}{1 + b_2/b_1 \cdot \sqrt{h_2}/\sqrt{h_1}} \quad (3.2)$$

Gl. 3.2 ist nur für  $a_i \cdot C_t < h_2$  gültig. Für  $h_1 = h_2$  ist der Reflexionskoeffizient 0 und der Transmissionskoeffizient 1, da keine Reflexion stattfindet. Gl. 3.1 und Gl. 3.2 berechnen die Reflexion und die Transmission sowohl für Querschnittsverengungen als auch für Querschnittsaufweitungen. Wenn das Verhältnis von  $h_1/h_2$  zunimmt, dann nimmt auch der Reflexionskoeffizient zu und nähert sich schließlich 1 an (d.h. Totalreflexion). Steigt das Verhältnis von  $h_2/h_1$  während  $h_2 > h_1$ , so steigt der Reflexionskoeffizient mit einem Phasensprung von  $180^\circ$  und nähert sich schließlich 1 an (Totalreflexion). Der Transmissionskoeffizient nähert sich asymptotisch gegen Null (Wellenenergie verbleibt im Bereich B, d.h. stromaufwärts der abrupten bathymetrischen Änderung).

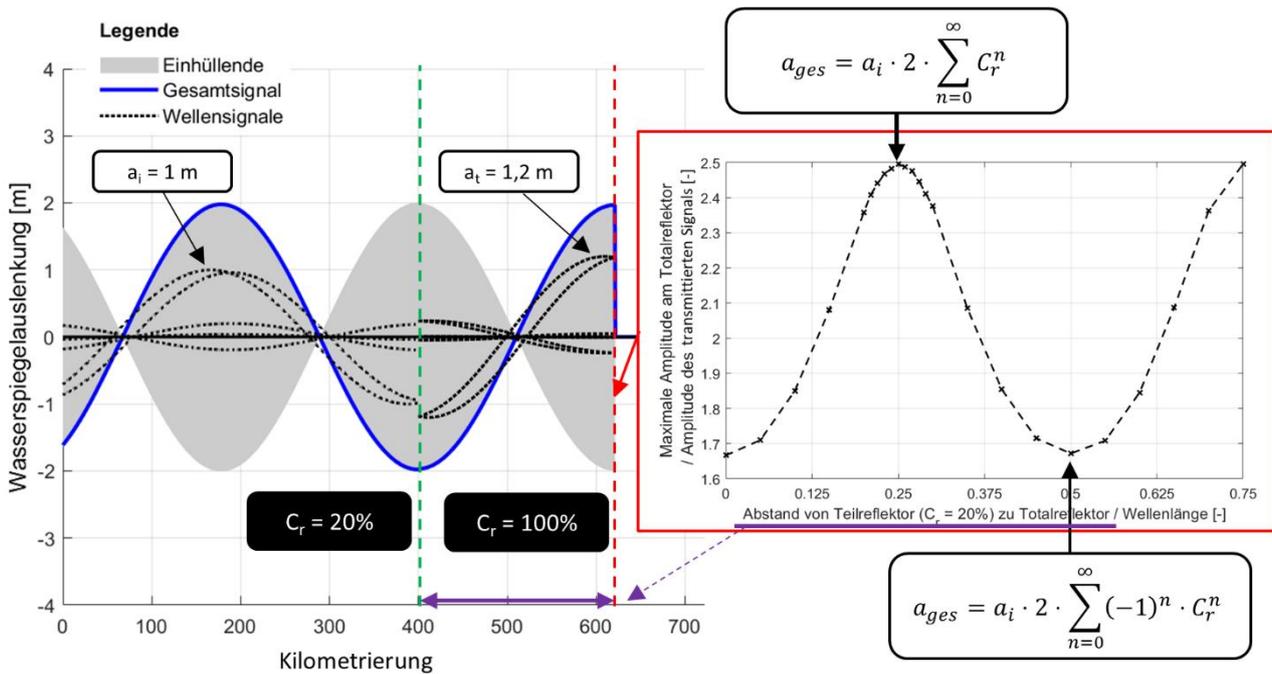
Die Wassertiefen gehen in den Gleichungen 3.1 und 3.2 in einem Wurzelterm  $(h_2/h_1)^{1/2}$  in den Reflexions- bzw. Transmissionsgrad ein, demgegenüber gehen die Breitenänderungen in einem linearen Term  $(b_2/b_1)^1$  ein. Entsprechend sind bei vergleichbaren relativen Veränderungen die Auswirkungen einer abrupten Breitenänderung auf die Reflexions- und Transmissionskoeffizienten größer als die Änderung der Tiefenverhältnisse.

Neben dem Reflexionskoeffizient an abrupten bathymetrischen Änderungen, beinhaltet das Modell RT-A Terme für die Berücksichtigung der Querschnittskonvergenz nach dem Green'schen Gesetz (1838) und eine exponentielle Dissipationsfunktion in Anlehnung an Ippen und Harleman (1966). Diese werden in diesem Zusammenhang nicht näher erläutert. Weiterhin werden im Modell RT-A mehrfache Re-Reflexionen an mehreren Teil- und einem Totalreflektor im Ästuar berücksichtigt. Mit dem parametrisierten Modell lassen sich die Tideverhältnisse unter sich ändernden Randbedingungen (Tiefenverhältnisse, Reflexionseigenschaften, Oberwasserabfluss, etc.) sehr schnell berechnen. Beispielhaft wird im Folgenden der Resonanzfall näher analysiert und erläutert.

### 3.2 Der Resonanzfall im analytischen Modell

Als Resonanz wird vielfach ein maximal konstruktiv (additiv) überlagertes Schwingungssystem bezeichnet, welches sich als Folge von Reflexion und mehrfacher Re-Reflexion für ein bestimmtes Systemlängen-Wellenlängen-Verhältnis ausbildet. Resonanz tritt in einem frei schwingenden System auf, wenn die Erregerperiode  $T_e$  gleich der Eigenperiode  $T_s$  des Systems ist. Für ein vereinfachtes ungedämpftes einseitig geschlossenes Becken von gleichbleibender Breite und Tiefe mit einem Totalreflektor an seinem geschlossenen Ende sei  $l$  die Länge des Systems. Wenn die Länge des Beckens  $l$  ein (oder ein ungerades Vielfaches eines) Viertel der Wellenlänge  $L$  der das System anregenden Gezeitenwelle beträgt, befindet sich ein Knoten am offenen Ende und die innere und äußere Schwingung sind synchron. Diese Bedingung wird oft als Quarter-Wavelength Kriterium bezeichnet und ist z.B. in Proudman (1953) ausführlicher erläutert.

Die Ausbildung eines Schwingungssystems wird durch das Verhältnis der Wellenlänge zu dem Abstand zwischen zwei Reflektoren geprägt (vgl. Abb. 3, links). Im analytischen Modell wird unter Berücksichtigung der Querschnittsverhältnisse zunächst unter Vernachlässigung der Dissipation eine Variation des Abstandes des ersten Teilreflektors ( $C_r = 20\%$ ) zum zweiten Totalreflektor (violetter Pfeil) durchgeführt, um für verschiedene Abstände des Teilreflektors zum Totalreflektor die maximal mögliche Einhüllende (Resonanzfall) zu ermitteln. In Abb. 3 (rechts) sind die Amplituden am Totalreflektor für unterschiedliche Abstands-Wellenlängen-Verhältnisse aufgetragen. Es wird deutlich, dass im Abstand von einem Viertel der Wellenlänge die maximal mögliche konstruktive Überlagerung erreicht wird und diese den Wert  $a_{ges} / a_t = 1,2 m \cdot 2 \cdot \sum_{n=0}^{\infty} 0,2^n / 1,2 m = 2,5$  annimmt, worin  $a_t$  die transmittierte Welle am Teilreflektor und  $a_{ges}$  die gesamtüberlagerte Welle ist. Die maximale destruktive (subtraktiv) Überlagerung der Wellen tritt bei einer halben Wellenlänge Abstand auf und beträgt  $a_{ges} / a_t = 1,2 m \cdot 2 \cdot \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot 0,2^n / 1,2 m = 1,66$ . Die erste und alle weiteren ungeraden re-reflektierten Wellen überlagern sich in diesem Fall destruktiv mit der einlaufenden und den geraden re-reflektierten Wellen am Reflektor. Die Amplitudenwerte werden in jeweils einer ganzzahligen Hälfte der Wellenlänge reproduziert.



**Abb. 3:** Ergebnis aus dem analytischen Modell – Variation des Abstandes zwischen dem Teilreflektor ( $C_r = 20\%$ ) und einem Totalreflektor ohne Dissipation. links: zeitliche Darstellung der überlagerten einlaufenden und mehrfach reflektierten Anteile, rechts: Variation der maximalen Amplitude.

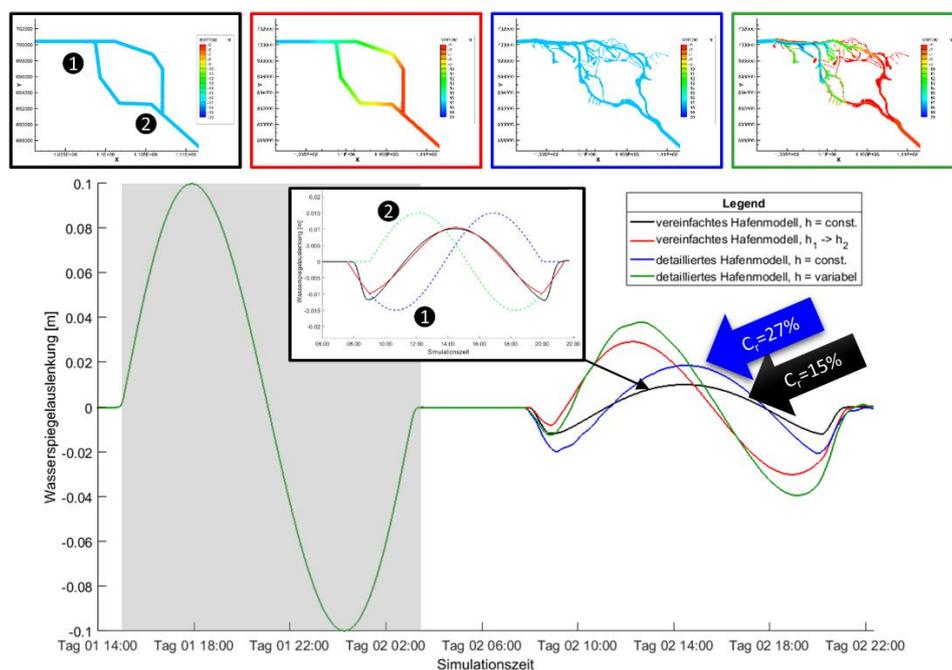
#### 4. Hydrodynamisch numerisches (HN) Modell

Die Lösung der Kontinuitäts- und Impulsgleichungen einschließlich nichtlinearer Terme wird vielfach mittels hydrodynamisch-numerischen (HN) Modellen durchgeführt. Die hier besprochenen numerischen Simulationen wurden mit dem Modellsystem Telemac2D durchgeführt. Um den grundsätzlichen Einfluss verschiedener Bedingungen auf das Reflexionsverhalten zu untersuchen und zu bewerten, wurde ein Basismodell (Kanalmodell) aufgesetzt. Ausgehend von diesem Basismodell wurden Teilmodelle abgeleitet, in die verschiedene Bedingungen integriert wurden. Nähere Informationen zum Modell sind in Soht et al. (2021) zusammengefasst.

Als Randbedingung wurde ein durch die  $M_2$ -Gezeit induziertes sinusförmiges Wellensignal eingesteuert und im HN-Modell simuliert. Da die Verformung der Tidewelle im Flachwasserbereich vom Verhältnis zwischen der Tideamplitude und der Wassertiefe abhängt, d.h. die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenbergs ist höher als die des Wellentals, wurde die Amplitude relativ klein gewählt (0,1 m), um den Verformungseffekt zu reduzieren. Dissipative Effekte wurden durch die Wahl der Modellparameter (Reibungskoeffizienten, Turbulenzparameter) so gering wie möglich gehalten. Einer der Hauptreflektoren im Elbeästuar stellt der Hamburger Hafenbereich dar (vgl. Einleitung). Um die Wirkung dieses Reflektors separiert untersuchen und bewerten zu können, wird ein HN Modell von dem Hamburger Hafen mit unterschiedlichen Detaillierungsgrad und Wassertiefen (konstante Wassertiefen oder Wassertiefen der DGM-W-Daten von 2016) unter Vernachlässigung der Bodenreibung erstellt. Unterstrom und oberstrom wird das Hafenmodell jeweils durch ein gerades Netz mit einem rechteckigen Querschnitt konstanter Wassertiefe und Breite erweitert. Es wurde eine relativ große räumliche Modellausdehnung (Gesamtlänge des Modells beträgt 2000km für die Simulation eines Wellenzuges) gewählt, um die einlaufende, transmittierte und reflektierte langperiodische Welle direkt in den Simulationsergebnissen zu identifizieren, ohne eine Re-Reflexion an den Randbedingungen zu erzeugen.

In Abb. 4 sind die verwendeten Hafenmodelle (Abb. 4, oben) sowie die Simulationsergebnisse für die Wasserspiegelauslenkungen an ausgewählten Punkten über die Zeit (Abb. 4 unten) abgebildet. Nach Trennung des einlaufenden (grau hinterlegt) und des reflektierten Signals (mit den entsprechenden Amplituden) kann der Reflexionskoeffizient aus der Reflexion der Tidewelle aus dem Quotienten der Amplitude des reflektierten und des einlaufenden Signals berechnet werden.

Exemplarisch wird in dem verkleinerten Diagramm in der Mitte der Abb. 4 das zurückgeworfene Signal in dem HN Simulationsergebnis des vereinfachten Hafenmodells konstanter Wassertiefe (schwarz) mit einem aus zwei harmonischen Signalen (grün/blau gestrichelt) überlagertes Gesamtsignal (rot) verglichen. Die harmonischen Signale (1 und 2) entstehen bei der Reflexion der Tidewelle an der Querschnittsaufweitung (1) bei der Trennung der Norder- und Süderelbe und der Querschnittseinengung (2) bei der Bunthäuser Spitze um 15%. Wird das detaillierte Hafenmodell mit den Verzweigungen und konstanter Wassertiefe (blau) für die Simulation verwendet, beträgt der Reflexionsgrad  $\pm 27\%$ . Infolge der zusätzlichen Überlagerung mit dem reflektierten Signal infolge der Tiefenveränderung von Köhlbrandhöft (Elbe km 625) bis zur Mündung Dove Elbe in der Norderelbe bzw. Harburger Elbbrücke in der Süderelbe (Elbe km 615) ( $C_r=29\%$ ; grün) steigt die Amplitude des reflektierten Signals. Die Tiefenänderung wurde in dem Modell mit Wassertiefen (Fahrrinne) von  $h_1=17\text{m}$  bis  $h_2=6\text{m}$  berücksichtigt. Gleichzeitig liegt beim Airbus-Gelände (Elbe km 633) eine abrupte Breitenänderung vor, bei der die Welle ebenfalls deutlich reflektiert wird. Die örtliche Distanz der Reflektoren mit der einhergehenden zeitlichen Verschiebung und einem Phasenversatz der Tidewellen führt in der phasengerechten Überlagerung allerdings zu einem Gesamtsignal, welches geringer ist als die Summe der Einzelamplituden. Dies wird bspw. aus Abb. 4 deutlich.



**Abb. 4:** Ergebnisse aus der HN Reflexionsuntersuchung des Hafenmodells. Oben: unterschiedlicher Modell-Detaillierungsgrad mit konstanter Tiefe (blau) oder variabler Tiefe (farbig); Unten: Zeitliche Darstellung der Simulationsergebnisse in 700 km Entfernung von der unteren Randbedingung und 300 km Entfernung von dem Hafenmodell. Das grau hinterlegte Signal ist das einlaufende Signal. Das verkleinerte Diagramm stellt das HN Simulationsergebnis für das vereinfachte Hafenmodell mit konstanter Wassertiefe (schwarz) gegen ein aus zwei harmonischen Signalen (grün/blau gestrichelt) überlagertes Gesamtsignal (rot) dar. Die Wellen (1 und 2) entstehen bei der Reflexion an der Querschnittsaufweitung (1) und der Querschnittseinengung (2).

## 5. Zusammenfassung und Diskussion

Im Forschungsvorhaben RefTide wurde das Reflexions- und Resonanzverhalten in tidedominierten Ästuaren mit dem Fokus auf das Elbeästuar mittels verschiedener Methoden und Modelle im Detail und in den Einzelprozessen analysiert. Das Vorhaben leistet damit einen Beitrag zur Verbesserung des System- und Prozessverständnisses. Die Tideelbe weist neben einem Totalreflektor (Wehr in Geesthacht) mehrere Teilreflektoren im Bereich des Hamburger Hafens sowie im Mündungsbereich durch – im Vergleich zu den Wellenlängen von Tidewellen – abrupte geometrische Änderungen auf. Zur Quantifizierung des Reflexionsgrads an abrupten bathymetrischen Änderungen wurde eine auf Wellenenergien basierende Gleichung für langperiodische regelmäßige Wellen abgeleitet. Da nur die Tiefen- und Breitenverhältnisse an der bathymetrischen Änderung für die Berechnung des Reflexionsgrads verwendet werden, ist dieser Ansatz sehr einfach auf bestimmte Bedingungen anwendbar. Eine Welle wird nicht nur durch eine abrupte Querschnittseinengung, sondern auch durch eine abrupte Querschnittserweiterung teilweise reflektiert. Der Reflexionsgrad ist derselbe wie bei einer Reflexion an einer Querschnittseinengung, die sich ausbildende Reflexionswelle weist jedoch eine Phasenverschiebung von  $180^\circ$  auf.

Das hydrodynamisch-numerische Modell löst die Flachwassergleichungen und kann daher im Vergleich zum analytischen Modell zur Abschätzung der Auswirkungen komplexerer Geometrien und komplexerer Geometrieänderungen im Zusammenhang mit Reflexion und Transmission eingesetzt werden. Mit dem HN-Modell wurden die Reflexionsgrade an einzelnen Reflektoren untersucht. Die Modellparameter wurden so gewählt, dass eine klare Trennung des einlaufenden, des transmittierten und des reflektierten Signals ohne eine Reflexion an den Modellgrenzen stattfinden kann.

Der vorliegende Beitrag zeigt exemplarisch einzelne Aspekte aus dem Vorhaben RefTide. Insgesamt ist das Schwingungssystem der Tide im Elbeästuar deutlich komplexer als in diesem Beitrag dargestellt werden kann. Dennoch geben die Untersuchungen einen Einblick in die komplexen Vorgänge in einem Ästuar: Die Tidewelle verformt sich beim Eintritt in das Ästuar aufgrund zahlreicher Faktoren wie Querschnittsänderungen, Rauheitseinflüsse, Biegungen und Zuflüssen und wird von mehreren Reflektoren teilweise und am Wehr in Geesthacht vollständig reflektiert. Die wichtigsten Reflektoren sind Totalreflektoren am Wehr in Geesthacht und die Teilreflektoren an abrupten Querschnittsänderungen, Hafeneinfahrten, Verzweigungen usw. Stromaufwärts von einem Teilreflektor bewegt sich das transmittierte Signal weiter zum Totalreflektor fort, wo das transmittierte Signal total reflektiert wird. Die reflektierten Wellen bewegen sich in die entgegengesetzte Richtung zurück in Richtung Mündung. An den in Laufrichtung der reflektierten Welle auftretenden bathymetrischen Änderungen wird das total reflektierte Signal erneut teilreflektiert (diesmal mit einem Phasensprung von  $180^\circ$ ) und in Richtung stromabwärts transmittiert. Der transmittierte Teil wird mit der einlaufenden und reflektierten Welle überlagert. Diese Idee lässt sich unendlich fortsetzen und verdeutlicht die Komplexität des Schwingungssystems, welches sich in Ästuaren einstellt.

## 6. Schrifttum

- Dean, R. G.; Dalrymple, R. A. (1991): Water wave mechanics for engineers and scientists. Singapore: World Scientific Publishing Company
- Dronkers, J. J. (1972): The schematization for tidal computations in case of variable bottom shape. In: Int. Conf. Coastal Eng. 1 (13)
- Friedrichs, C. T.; Aubrey, D. G. (1994): Tidal propagation in strongly convergent channels. In: Journal of Geophysical Research 99 (C2). DOI: 10.1029/93JC03219
- Hensen, Walter (1941): Die Entwicklung der Fahrwasserverhältnisse in der Außenelbe. In: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 1939-1940. Berlin, Heidelberg, s.l.: Springer Berlin Heidelberg, S. 91–165.

- Hunt, J. N. (1964): Tidal Oscillations in Estuaries. In: *Geophys. J. Int.* 8 (4). DOI: 10.1111/j.1365-246X.1964.tb03863.x.
- Lamb, H. (1932): *Hydrodynamics*. 6. ed. University Press: Cambridge, UK
- Lanzoni, S.; Seminara, G. (1998): On tide propagation in convergent estuaries. In: *J. Geophys. Res.* 103 (C13). DOI: 10.1029/1998JC900015.
- Parker, B. B. (2007): *Tidal analysis and prediction*. Center for Operational Oceanographic Products and Services: Silver Spring, MD, USA
- Prandle, D.; Rahman, M. (1980): Tidal Response in Estuaries. In: *Journal of Physical Oceanography* 10 (10). DOI: 10.1175/1520-0485(1980)010<1552:TRIE>2.0.CO;2.
- Proudman, J. (1953): *Dynamical oceanography*. Methuen: London, UK
- Savenije, H.; Toffolon, M.; Haas, J.; Veling, E. (2008): Analytical description of tidal dynamics in convergent estuaries. In: *J. Geophys. Res.* 113, C10025. DOI: 10.1029/2007JC004408.
- Sohrt, V.; Hein, S. S. V.; Nehlsen, E.; Strotmann, T.; Fröhle, P. (2021): Model Based Assessment of the Reflection Behavior of Tidal Waves at Bathymetric Changes in Estuaries. In: *Water* 13 (4). DOI: 10.3390/w13040489.
- van Rijn, L. C. (2011): Analytical and numerical analysis of tides and salinities in estuaries. part I: tidal wave propagation in convergent estuaries. In: *Ocean Dynamics* 61 (11). DOI: 10.1007/s10236-011-0453-0.

# Das Bauwerksmonitoring an der Retheklappbrücke

Dipl.-Ing. S. Müller, ONP Management GmbH, Hamburg  
Dipl.-Ing. T. Menger, MKP GmbH, Weimar  
Dipl.-Ing. A. Lüttmann, DMT GmbH & Co. KG, Essen  
M. Sc. I. Jensen, Hamburg Port Authority AÖR, Hamburg  
Dipl.-Ing. (FH) J. Kapusta, Hamburg Port Authority AÖR, Hamburg

*Die 1933/1934 erbaute Rethhubbrücke im südlichen Hamburger Hafengebiet musste durch einen Neubau (eine zweiteilige, zweiflügelige Klappbrücke) ersetzt werden. Im Juli 2016 erfolgte die Verkehrsfreigabe des Straßenverkehrs, im Dezember 2017 die Freigabe des Bahnverkehrs über die neue „Rethedoppelklappbrücke“.*

*Die Rethedoppelklappbrücke mit ihrer Spannweite von 104,20m ist Europas längste Klappbrücke ihrer Art. Im Frühjahr 2023 sollen die vollständigen Rückbauarbeiten der noch vorhandenen alten Unterbauten der Rethhubbrücke in bis zu 12m Wassertiefe im Tidebereich beginnen, ohne dass die Verfügbarkeit der Rethedoppelklappbrücke beeinträchtigt wird. Durch die Rückbaumaßnahmen wird es jedoch zu unterschiedlichen Baugrundverformungen kommen, die sich auf die beiden tiefgegründeten Klappenpfeiler der Rethedoppelklappbrücke auswirken werden. Daher wurde ein gezieltes Monitoring für die Rethedoppelklappbrücke installiert.*

## 1. Einleitung

Die 1934 in Betrieb genommene Rethhubbrücke im südlichen Hamburger Hafen musste aufgrund ihrer langen Nutzungsdauer und der damit einhergehenden Gebrauchstauglichkeits- und Tragsicherheitsproblemen durch einen Neubau ersetzt werden. Angesichts der örtlichen Randbedingungen kam erneut nur eine bewegliche Brücke in Betracht. Aus Gründen der Durchfahrtshöhe, der Verfügbarkeit und der Wirtschaftlichkeit entschied sich HPA für eine zweiflügelige Klappbrücke, mit getrennten Überbauten für Bahn und Straße.

Nachdem im Juli 2016 die Verkehrsfreigabe für die Straßenklappbrücke erfolgte, fand die Freigabe für den Bahnverkehr über die Rethedoppelklappbrücke im Dezember 2017 statt. Im Frühjahr 2023 sollen die weiteren Rückbauarbeiten der noch vorhandenen alten Unterbauten der Rethhubbrücke beginnen.

Aufgrund der Randbedingungen für die Trassierung der Rethedoppelklappbrücke bestehen sehr enge Platzverhältnisse zwischen den beiden Brückenbauwerken. Die Abb. 1 stellt die örtliche Situation anschaulich dar.

Durch die Rückbaumaßnahmen wird es zu unterschiedlichen Baugrundverformungen kommen, die sich auf die beiden tiefgegründeten Klappenpfeiler (= Widerlager) der Rethedoppelklappbrücke auswirken werden. Geringfügige Bewegungen der Klappenpfeiler und der darauf drehbar gelagerten Brückenklappen werden sich nicht vermeiden lassen. Um diese kontrolliert zu erfassen und die

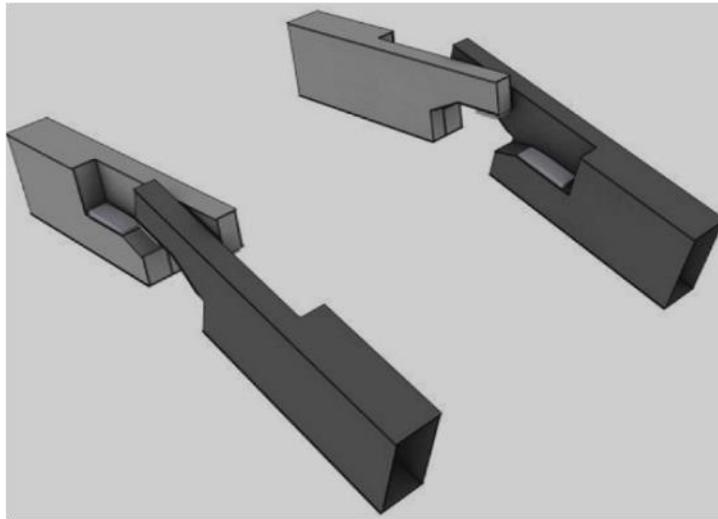
Verfügbarkeit der Rethedoppelklappbrücke nicht zu gefährden, wurde ein intensives Bauwerksmonitoring installiert.



**Abb. 1:** Rethedoppelklappbrücke mit Fundamenten der Rethehubbrücke (Quelle: Falcon Crest/HPA)

## 2. Rethedoppelklappbrücke - Technische Herausforderungen

Eine technische Besonderheit der Rethedoppelklappbrücke besteht in der sogenannten Fingerverriegelung an den Klappenspitzen der Straßen- und Bahnbrücke. Neben dem mechanischen Kraftschluss werden durch die Zwangszentrierung der Fingerverriegelung die Achsen der jeweils gegenüberliegenden Klappen beim Schließvorgang in eine Flucht gebracht (siehe Abb. 2).



**Abb. 2:** Fingerverriegelung an den Klappenspitzen: Draufsicht (links, Quelle: Stefan Hesse BILD), 3D Prinzipdarstellung (rechts, Quelle: ARGE Rethelbrücke)

Liegt z.B. ein setzungsbedingter Versatz der Klappenspitzen vor, entstehen bei der Zentrierung aufgrund der auskragenden Länge der Klappenflügel von 52m nicht unerhebliche Zwangskräfte am Drehlager, für die das Bauwerk nur begrenzte statische Reserven aufweist. Aus diesem Grund muss insbesondere dieser Wegparameter bei setzungsinduzierenden Arbeiten permanent überwacht werden.

Um den Rückbau der alten Unterbauten umsetzen und gleichzeitig den Zustand der Rethedoppelklappbrücke immer mit ausreichender Sicherheit bestimmen zu können, wird ein mehrteiliges und in Phasen unterteiltes, gezieltes Monitoring für die Bauwerksreaktionen infolge von Baugrundverformungen und/oder durch den Abbruch induzierte Erschütterungen für die Rethedoppelklappbrücke durchgeführt.

Das Monitoring umfasst folgende Bestandteile:

- Bewegungsmonitoring, im Wesentlichen sensorbasiert
- Erschütterungsmonitoring, sensorbasiert
- Geodätisches Monitoring

Das Monitoring ist unterteilt in folgende Phasen:

- Passivphase (Vorlaufphase ohne Bauaktivität, Start April 2021)
- Aktivphase (Bauphase, ab Anfang 2023 geplant)
- Nachlaufphase („abklingen“ evtl. Setzungen, ca. 6 Monate geplant)

Nachfolgend wird ein Einblick in die Konzeption des Bauwerkmonitorings, die Methodik der Bewegungserfassung, die zugehörigen Messsysteme, die Datenerfassung und die Datenauswertung gegeben werden, mit Fokus auf das Bewegungsmonitoring.

### 3. Anforderungen an das Bauwerksmonitoring

In den letzten Jahren hat sich das Bauwerksmonitoring als zusätzliches Werkzeug für die Bewertung des Bauwerksverhaltens weiter durchgesetzt. Die Kombination aus kontinuierlichem Monitoring und numerischem Bauwerksmodell hat sich dabei als zielführend erwiesen. Durch die Justierung des Modells auf Grundlage realer Eingangsparameter gelingt die bestmögliche und zuverlässigste Beurteilung relevanter Zustände. Besonders bei kritischen Bauzuständen ist es wichtig, belastbare Randbedingungen als Grundlage für eine zuverlässige Bauwerksbewertung zu erfassen.

Durch die kontinuierliche und automatisierte Überwachung der zeitlichen Entwicklung physikalischer Größen können zuverlässige Aussagen über die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit getroffen werden, ebenso kann kurzfristig auf Grenzwertüberschreitungen reagiert werden. Im Vergleich zu ausschließlichen Berechnungsmethoden wird durch ein ergänzendes Monitoring das realistische Bauwerksverhalten unter den tatsächlichen Einwirkungen und Randbedingungen besser abgebildet.

Die kontinuierliche Erfassung sowie Visualisierung der Messdaten sind erforderlich, um frühzeitig Anzeichen untypischer Bauwerkszustände zu erhalten. Die zunehmende Leistungsfähigkeit sowie

stetige Weiterentwicklung der Hard- und Software der Messdatenerfassung und Datenverarbeitung ermöglichen es, eine Vielzahl von Messgrößen quasi zeitgleich zu erfassen und zu verarbeiten. Es ist daher erforderlich, die Messdaten auf die wesentlichen Informationen zu reduzieren, um einen zügigen Vergleich mit zuvor definierten Grenzwerten ermöglichen zu können. Automatisierte Grenzwertüberwachungen mit Benachrichtigungsfunktionen wie bspw. E-Mail, SMS sowie optische und akustische Signalisierung sind nützliche Werkzeuge, die den Fachplaner/Sachverständigen bei der Bewertung des Bauwerkszustandes unterstützen. Neben dem frühzeitigen Festlegen von Grenzwerten sind die Handlungsabläufe für den Fall von Grenzwertverletzungen frühzeitig vorzudenken und zu definieren.

Bei planbaren Baumaßnahmen, insbesondere bei der Überwachung kritischer Bauprozesse, sollte mit dem Monitoring mit entsprechendem Vorlauf (Passivphase) begonnen werden, idealerweise über einen Zeitraum von einem Jahr. Das vorlaufende Monitoring hilft dabei, das individuelle und jahreszeitlich bezogene Bauwerksverhalten besser kennenzulernen und zu verstehen. Abweichungen vom „normalen“ Bauwerksverhalten lassen sich somit während der kritischen Bauphase (Aktivphase) schneller und zuverlässiger erkennen sowie die Gefahr von Fehleinschätzungen der Messdaten reduzieren. Neben der datenbasierten Anomaliedetektion ist jedoch auch eine statisch-konstruktive Einschätzung des Tragwerks erforderlich. Aus beiden Ansätzen heraus wird eine Bewertung der Grenzwerte erfolgen.

Das Bauwerksmonitoring an der Rethedoppelklappbrücke wird seit März 2021 betrieben. Der Fokus liegt dabei auf der Erfassung der Lage-, Höhenänderung und Neigung der Widerlager sowie auf der Erfassung von Versätzen an den Klappenspitzen. Neben den translatorischen und rotatorischen Bewegungen des Bauwerkes werden die Temperatureinwirkungen als eine Haupteinflussgröße gemessen und bewertet. Zielsetzung ist, eine Neigung/Verkippung der Widerlager sowie Toleranzüberschreitung des Versatzes der Klappenspitzen zueinander rechtzeitig zu erkennen. Zu diesem Zweck werden verschiedene Messverfahren eingesetzt, die in zusammengefasst sind:

**Tab. 1: Übersicht Messsysteme**

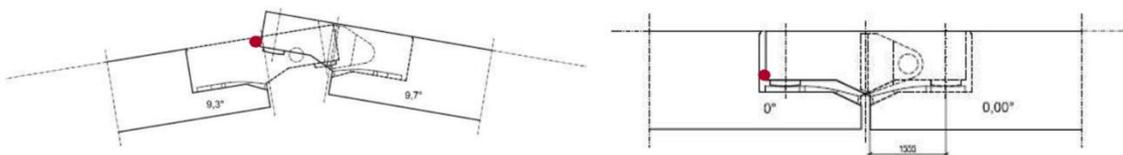
	Ziel der Messung	Messsystem
Widerlager	Setzung/ Hebung der Widerlager	3 Systeme Druckschlauchwaage <ul style="list-style-type: none"> <li>• Nordpfeiler (4 Messstellen)</li> <li>• Südpfeiler (4 Messstellen)</li> <li>• Verbindung Pfeiler Nord u. Süd (2 Messstellen)</li> </ul>
		Lasersensoren (2x PSD Sensoren Lateral- und Vertikalbewegung)
		GNSS (4 Messstellen)
	Neigung/ Verkippung der Widerlager	16 Neigungsmessstellen (biaxiale Neigungsmessung)
	Lageänderung der Widerlager	Lasersensoren (x-, y- und z-Richtung)
Klappenfinger	Bewegung der Klappenfinger in Bauwerkslängsachse u. lateral	Ultraschall Abstandsensoren (4 Sensoren je Brücke)
	Neigung der Klappen	4 Neigungssensoren
	Temperaturmessungen	Luft- und Sensortemperaturen

	Geodätische Messung	Tachymeter Messung
--	---------------------	--------------------

#### 4. Das Bauwerksmonitoring an der Rethedoppelklappbrücke

Zur Erfassung der möglichen Bewegungen der Klappenpfeiler der Rethedoppelklappbrücke werden zwei voneinander unabhängige Messsysteme vorgesehen. Es werden, wie im vorangegangenen Abschnitt erläutert, sowohl die Wegdifferenzen (Versatz) an den Klappenspitzen (Teilmesssystem 1) als auch die Starrkörperbewegung der Klappenpfeiler (Teilmesssystem 2) messtechnisch überwacht.

Das **Teilmesssystem 1** für die Klappenspitze besteht aus jeweils vier Neigungssensoren am Drehpunkt der jeweiligen Klappe sowie Ultraschallsensoren für die Quermessung, Ultraschallsensoren für die Längsmessung sowie zwei Temperatursensoren an den Fingern jeweils einer Brückenklappe ( Abb. 3). Beim Öffnen und Schließen der Brücken laufen die Finger aneinander vorbei und der Querabstand wird in der Bewegung mit 5 Hz gemessen.



**Abb. 3:** Fingerposition an der Klappenspitze und Position der Ultraschallsensoren

Für die Steuerung der Messdatenerfassung wird eine lokale SPS (kurz für „Speicher-programmierbare Steuerung“) mit 16 Messkanälen eingesetzt. An diese SPS werden alle Sensoren angeschlossen und es können verschiedene Abfragen bedingungsgesteuert eingestellt werden.

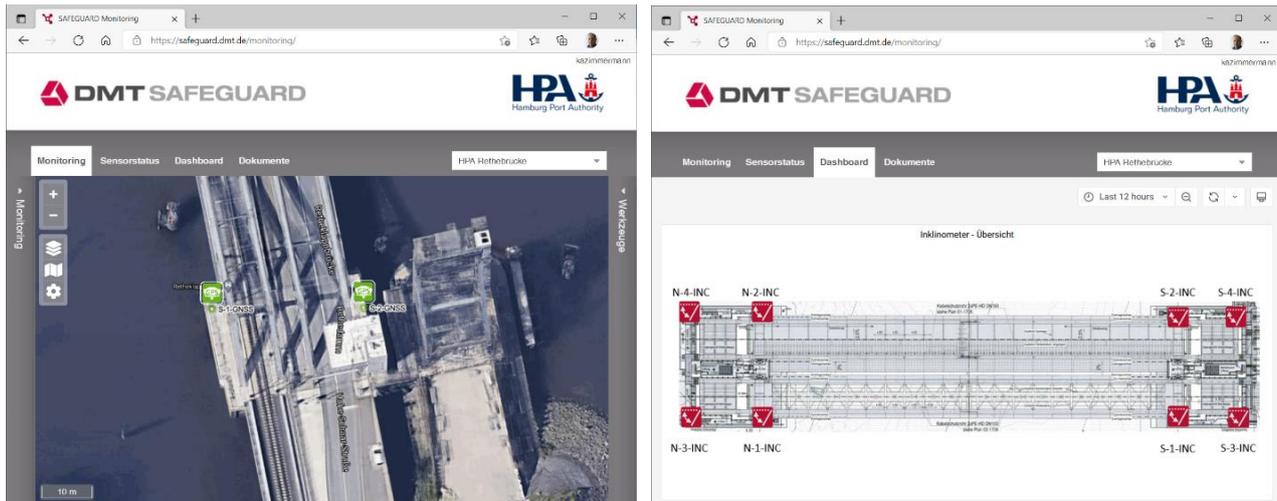
Aus der maßgebenden Ultraschall-Quermessungen an den Klappenspitzen werden bei jeder Klappenöffnung und -schließung virtuelle Kanäle berechnet, die eine direkte Aussage über den aktuellen lateralen Versatz der Brückenklappen zueinander zu lassen. Hierfür werden die Ultraschallmesswerte in zwei definierten Klappenstellungen miteinander verglichen. In der ersten Klappenstellung sind die Klappenspitzen noch über die Horizontalkraftlager zueinander zentriert, in der zweiten Stellung haben die Klappenspitzen die Zentrierung verlassen. Liegt ein lateraler Versatz der Klappenspitzen zueinander vor, so stellt sich dieser beim Öffnen der Zentrierung ein bzw. wird beim Schließen durch die Zentrierung zurückgestellt. Das Maß der Veränderung des Messwertes zwischen den beiden oben genannten Klappenstellungen, abzüglich der Bauwerkstoleranzen, wird im virtuellen Kanal als lateraler Versatz wiedergegeben.

Das **Teilmesssystem 2** für die Klappenpfeiler umfasst nachfolgende Messsysteme.

Auf der Fahrinnenseite sind jeweils zwei L1/L2-GNSS-Empfänger auf den Klappenpfeilern installiert. Die Lage der GNSS-Antennen ist aus der Abb. 4 zu entnehmen. Die Positionen der GNSS Antennen ist so gewählt, dass eine möglichst freie Sicht ohne Abschattung vorhanden ist. Ein fünfter GNSS-Empfänger außerhalb des Bauwerkes dient als Referenzstation zur Ermittlung der Basislinien. Bei der Auswertung der GNSS-Messungen sind verschiedene Zeitintervalle von 1h- bis zum 24h-Takt implementiert. Hierzu werden die Messdaten automatisiert zur Datenbank übertragen, ausgewertet und die Ergebnisse visualisiert. Die L1/L2-GNSS-

Empfänger sind mit einem u-blox-Chip Typ ZED-F9P ausgestattet. Die Messgenauigkeiten in dieser Konfiguration liegen bei den 24-Stunden-Auswertungen bei wenigen Millimetern.

Zusätzlich sind acht Inclinometer pro Klappenpfeiler vorgesehen, jeweils zwei Sensoren an einer Bauwerkswand (siehe Abb. 4). Mit den Inclinometersensoren wird jeweils die Bewegungsrichtung senkrecht zur Wand erfasst. Jeder Inclinometer ist mit zwei MEMS-Sensoren versehen (Y1 und Y2). Die Genauigkeit der MEMS-Sensoren liegt bei  $0,01^\circ$  bzw.  $0,16 \text{ mm/m}$ . Die Inclinometer haben eine digitale MODBUS-Schnittstelle die eine Datenübertragung zum Logger und Mobilfunkübertragung ermöglicht.

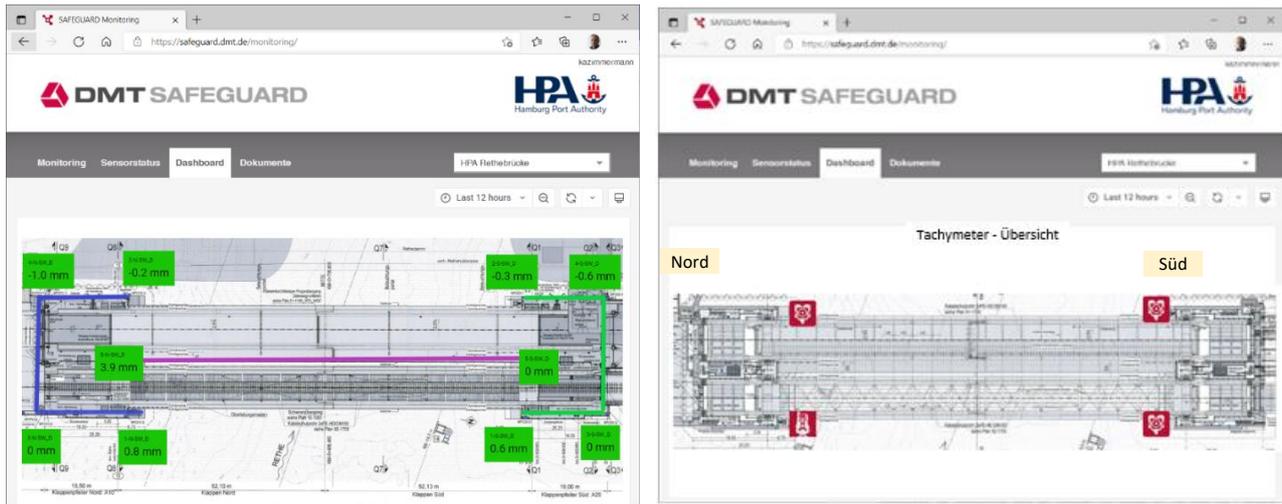


**Abb. 4:** Lage der GNSS Antennen (links) und Inclinometer, 2 Sensoren je Pfeilrecke (rechts) – dargestellt im DMT SAFEGUARD Webportal

Zur Erfassung der Höhenänderungen des nördlichen und südlichen Klappenpfeilers wurden jeweils vier Schlauchwaagensensoren in jedem Klappenpfeiler installiert. Da zwischen beiden Klappenpfeiler eine Dükerverbindung besteht, wurde zwei weitere Schlauchwaagensensoren für die Ermittlung der Höhenänderung zwischen den beiden Klappenpfeilern installiert (vgl. Abb. 5).

Jeder Schlauchwaagensensor ist mit einem Temperatursensor ausgestattet. Die Temperatureinflüsse am Sensor können somit berücksichtigt werden.

Als weitere Möglichkeit, die absolute Bewegungsänderung der Klappenpfeiler überwachen zu können, wurde ein Tachymeter-Monitoring-System installiert. Das Tachymeter wurde auf der Südwestseite des Klappenpfeilers Nord positioniert und erfasst zwei Prismen am Klappenpfeiler Süd und ein Prisma auf der südöstlichen Seite des Klappenpfeilers Nord (vgl. Abb. 5).



**Abb. 5:** Lage der Schlauchwaagen-Messpunkte mit Messwerten (links) und Lage des Tachymeters und Prismen (rechts) – dargestellt in DMT SAFEGUARD Webportal

Die Referenzpunkte liegen im Süden an verschiedenen industriellen tiefgegründeten Gebäuden. Die Stabilität des Standpunktes wird vor jeder Objektpunktmessung neu bestimmt. Zusätzlich wurden vier Prismen an den Brückenklappen in der Nähe der Drehachsen installiert. Hier soll die Lageänderung der Brückenklappen festgestellt werden.

Relative Lage- und Höhenänderungen zwischen den beiden Klappenpfeilern werden zusätzlich mit einem kombinierten Lasermesssystem (Dimetix und PSD-Sensor) erfasst.

Die im Projekt in verschiedenen Messstellen eingesetzten Sensoren und deren Daten werden per Mobilfunkverbindung an die zentrale datenbankgestützte und webbasierte Monitoring-Plattform DMT SAFEGUARD übermittelt (vgl.).

Abb. 6). Die Plattform ermöglicht die Integration von Daten und Sensoren unabhängig von Typ, Format, Hersteller und Quelle. Die raumbezogenen Daten (u.a. Lage der Sensoren, Karten und technische Zeichnungen) werden in einem relationalen Datenbankmanagementsystem (RDBMS) gespeichert, welches den Zugriff durch ArcGIS-Clients und die Kommunikation über ein interaktives Webinterface ermöglicht. Die Lösung ermöglicht den Zugriff auf die Daten der projektspezifischen Sensortypen in einem einheitlichen System.



**Abb. 6:** DMT SAFEGUARD – Schematische Darstellung des Datenflusses

Neben der Sensoranbindung und Datenübermittlung ist eine Fernkommunikation zurück zu den Sensoren möglich, z. B. für die Fernwartung oder Konfiguration. Eine integrierte Kartenfunktionalität stellt alle Sensordaten und -informationen in einem raumbezogenen Kontext zur Verfügung. Die Diagrammfunktion ist wichtig für die Visualisierung von Sensordaten mit anpassbaren Zeitreihenplots, Balkendiagrammen, Verteilungsdiagrammen usw. Das System ermöglicht außerdem den Export von Daten auf den PC des Benutzers, z. B. Tabellen mit rohen und berechneten Metriken zur weiteren lokalen Analyse. Eine wichtige Funktion ist die Warn- und Alarmfunktion. Hierfür kann jeder Sensordatenkanal mit benutzerdefinierten mehrstufigen Schwell- bzw. Grenzwerten versehen werden. Bei Überschreitung von Schwell- bzw. Grenzwerten sendet das System automatisch Meldungen per E-Mail oder Textnachricht auf das Mobiltelefon festgelegter Benutzer und Gruppen.

DMT SAFEGUARD ermöglicht die Integration von sogenannten Grafana-Dashboards. Dashboards ermöglichen eine flexible Visualisierung von Sensordaten in verschiedenen Formen, z.B. Kreisdiagramme, Balkendiagramme, Objektfotos und mehr und erlauben es, Ihren Verlauf abzufragen, verschiedene Sensordaten zu verschneiden und in geeigneter Weise zu visualisieren, Beispiele werden in den zuvor dargestellten Abbildungen gezeigt.

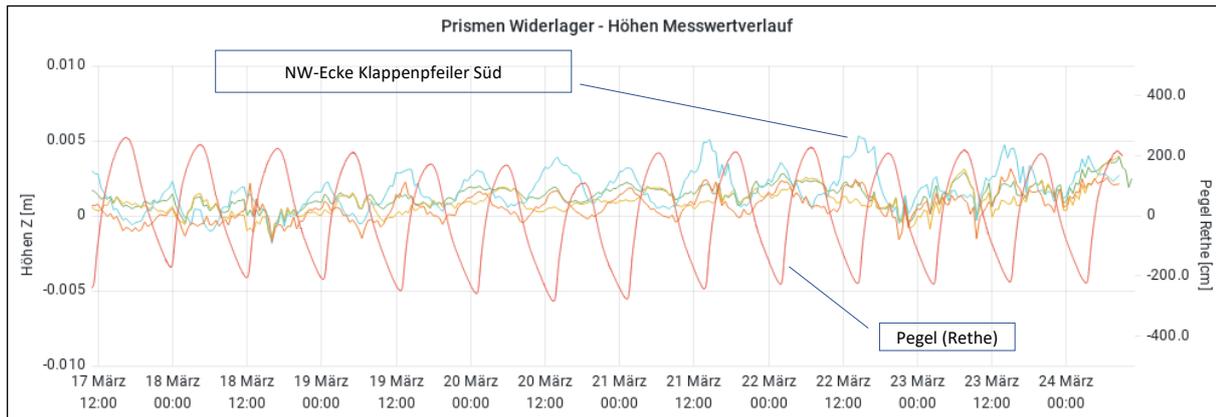
## 5. Erste Ergebnisse der Datenauswertung

Auf Grund der Erfahrungen zum Tideeinfluss auf Bauwerke im Hamburger Hafen wurden verschiedene Auswertungen zwischen den Messdaten, insbesondere Schlauchwaage und Tachymeter, und der kontinuierlichen Pegelmessung (Rethe) vorgenommen. Sowohl bei der relativen Messung (Schlauchwaage) als auch bei der absoluten Messung (Tachymeter) konnte der Tideeinfluss nachgewiesen werden.

Am Beispiel der Auswertung der Tachymetermessung zeigt sich, dass die vertikalen Bauwerksbewegungen mit dem Tideverlauf korrelieren, vgl.

Abb. 7. Bei Tidehochwasser senkt sich die Gewässersohle und die Klappenpfeiler bewegen sich leicht phasenversetzt nach unten. Bei Tideniedrigwasser (die Belastung nimmt ab und die Gewässersohle hebt sich) bewegen sich die Klappenpfeiler wieder nach oben. Zudem ist zu erkennen, dass infolge der dichteren Lage zur Gewässermitte (vgl.

Abb. 1), die Bewegungen am Klappenpfeiler Süd ausgeprägter sind.

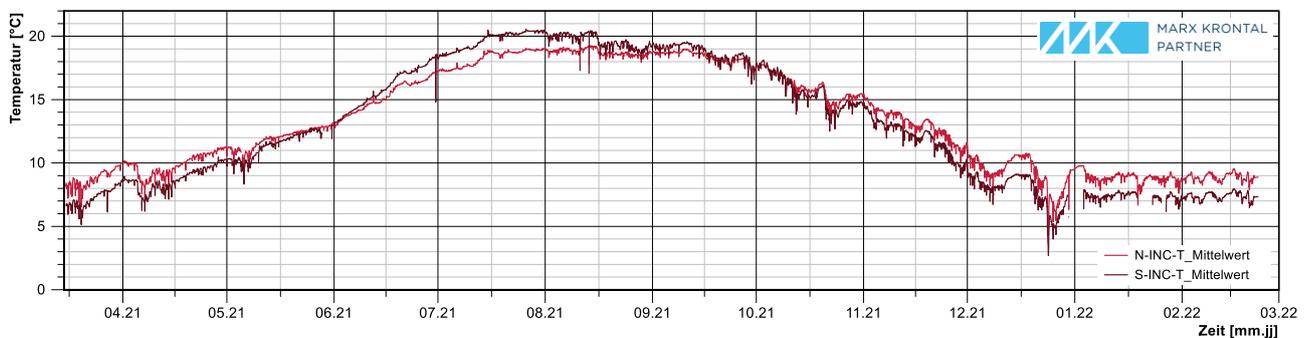


**Abb. 7:** Messwerte (Dauer 1 Woche) der Tachymeter-Messpunkte und des Pegels (Rethe)

Aus der Passivphase des Monitorings stehen mittlerweile die Messdaten eines Jahres zur Verfügung. Damit lassen sich jahreszeitlich bezogene Aussagen zum Bauwerksverhalten ableiten. Beispielhaft werden die Daten der Inklinometermessungen betrachtet.

Im Innenbereich des Nord- und Südklappenpfeilers wurden Inklinometersensoren an den Eckbereichen der Pfeiler installiert (vgl.

Abb. 4, rechts). Dort werden sowohl in Brückenlängsrichtung (x-Richtung) als auch in Brückenquerrichtung (y-Richtung) die Pfeilverkippung und die Temperaturen erfasst. Die Temperaturdaten können, wie in Abb. 8, für jeden Pfeiler als Mittelwert von den Messdaten an den vier Ecken zusammengefasst werden, so dass die Verformungen in Abhängigkeit der Temperaturen separat für jeden Pfeiler dargestellt werden können.



**Abb. 8:** Temperaturverläufe im Bereich der Pfeilerinnenbereiche

In

Abb. 9 sind die erfassten Messdaten der Inklinometersensoren am Beispiel des südlichen Klappenpfeilers über den Messzeitraum dargestellt. Im linken Teilbild sind die Bewegungen der vier Ecken in x- und im rechten Teilbild in y-Richtung zu sehen. Auf den ersten Blick fällt im Vergleich zum Verlauf des Temperaturgangs qualitativ die Temperaturabhängigkeit auf (siehe Abb. 10). Mit Zunahme der Temperaturen über die Sommermonate ist eine geringfügige, aber messbare Bewegung der Pfeilerwände zu beobachten. Die gegenüberliegenden Pfeilerwände bewegen sich voneinander weg, was auf eine temperaturbedingte Expansion der Pfeilerkonstruktion, der als Hohlkasten ausgebildet ist, schließen lässt. Neben den Rohmessdaten in x- und y-Richtung wurde zusätzlich der Mittelwert in jeder Richtung ermittelt. Diese bleiben hingegen nahezu in Ruhelage, so dass keine Verdrehung des Gesamtsystems festzustellen ist. Die Grafik (

Abb. 11, links) zeigt ein Modellabbild der Pfeilerbewegung. Bei einer sich einstellenden Verkippung der Pfeiler (Abb. 11, rechts) würde der Mittelwert der jeweiligen Neigungsrichtung größere Ausschläge bzw. eine kontinuierliche Messwertveränderung zeigen.

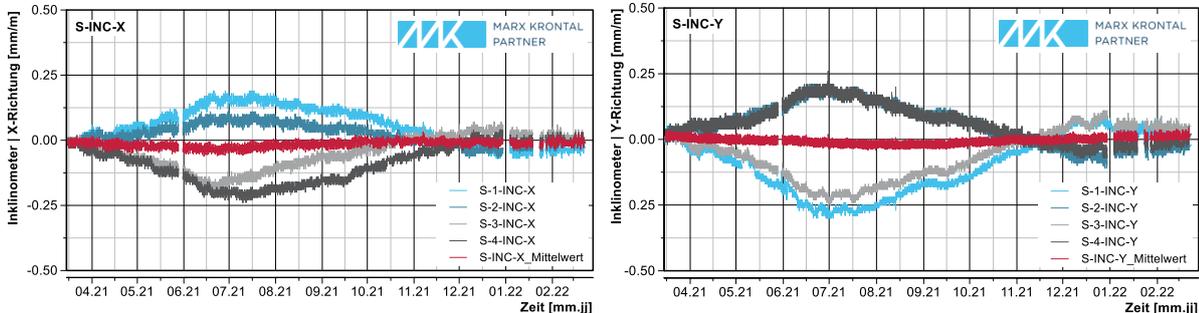


Abb. 9: Messdaten der Inklinometersensoren Südfeiler, links: X-Richtung, rechts: Y-Richtung

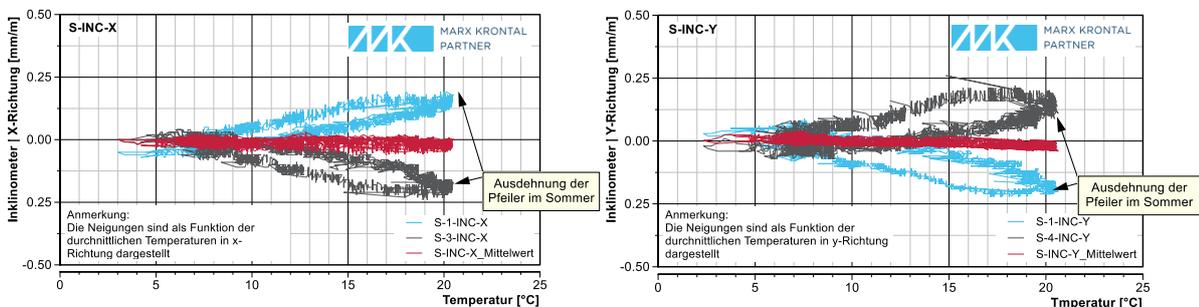


Abb. 10: Temperaturgänge der Inklinometermessungen Südfeiler, links: X-Richtung, rechts: Y-Richtung

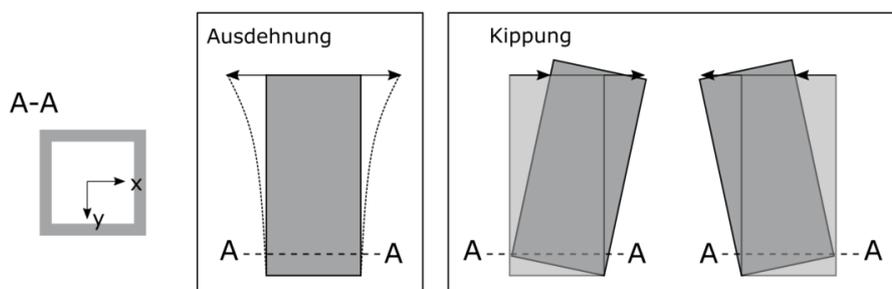
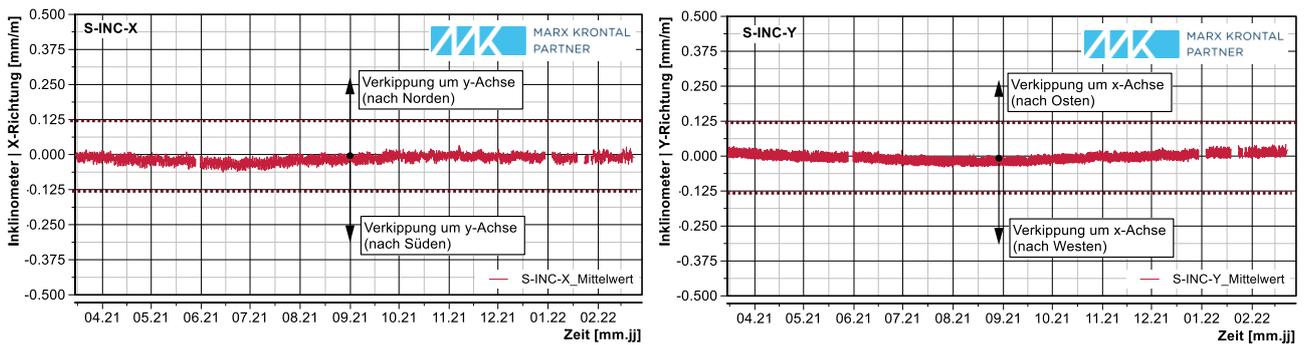


Abb. 11: Modellhafte Bewegungsformen der Pfeiler

Basierend auf der Auswertung dieses Datensatzes von einem Jahrgang kann dieser als „unauffällige“ Neigung der Klappenpfeiler in x- und y-Richtung interpretiert werden. Auf dieser Grundlage können Schwellen- und Grenzwerte für die bevorstehende Aktivphase (Phase der Bauausführung) abgeleitet werden. Die Diagramme in Abb. 12 zeigen die Reduktion der Messdaten. Beispielhaft sind die obere und untere Grenzwertlinie eingezeichnet, die für automatische Benachrichtigungen sowie als visuelle Unterstützung für den Betrachter herangezogen werden können. Im nächsten Schritt des Projektablaufes steht eine tragwerksplanerische Bewertung der erfassten Messdaten an, um Grenzwerte für die anstehende Aktivphase zu quantifizieren.



**Abb. 12:** Messdatenreduktion (Mittelwert) der Inclinometersensoren Südpfeiler mit Grenzwertlinien, links: X-Richtung, rechts: Y-Richtung

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Für die Durchführung eines geeigneten Monitorings zur Überwachung eines Bauwerkes hinsichtlich des Verhaltens und des Zustandes infolge äußerer Einwirkungen, ist die Durchführung einer Passivphase vor Beginn der zu überwachenden Bauaktivitäten von zentraler Bedeutung, um das Bauwerksverhalten unter den normalen Randbedingungen kennenzulernen! Die Messungen am Bauwerk sollten je nach örtlichen Randbedingungen etwa ein Jahr vor Beginn der Einwirkungen (z.B. benachbarte Baumaßnahmen, sog. „Aktivphase“) beginnen. Neben dem Kennenlernen des „normalen“ Bauwerksverhalten sind auch die Messsysteme, Soft- und Hardware sowie Datenanbindung und Stromversorgung, ausreichend auf ihre Zuverlässigkeit und auf Plausibilität der Messwerte zu testen und bei Bedarf anzupassen. Für die Konzeptions- und Installationsphase bis zur Inbetriebnahme sollte mindestens ein Jahr Zeit eingeplant werden. Die notwendigen Bauwerksparameter, wie beispielsweise zulässige Bewegungen und/oder Kraftgrößen, müssen für die Planung bereitgestellt werden.

In den kommenden Monaten (bis zum Start der Rückbaumaßnahmen Anfang 2023) werden noch weitere Erkenntnisse zum Bauwerksverhalten, insbesondere Tideeinfluss und metrologische/saisonale Effekte, gewonnen und ausgewertet. Parallel wird das Erschütterungsmonitoring auf Basis bereits erfolgter Testmessungen schrittweise installiert und in Betrieb genommen.

In Anbetracht der großen Herausforderungen für die anstehenden Bauaufgaben sollte es durch das beschriebene Monitoring gelingen, die Verfügbarkeit der -für den Hamburger Hafen elementar wichtigen- Rethedoppelklappbrücke kontinuierlich sicherzustellen.

# Berücksichtigung der Einbringung und der Drehbettung bei der Bemessung kombinierter Spundwände

Jannik Beuße, Technische Universität Hamburg, Hamburg  
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe, Technische Universität Hamburg, Hamburg

*Bedingt durch die großen Abmessungen sowie die Einwirkungen aus dem Betrieb von Kaianlagen sind kombinierte Stahlspundwände hohen Beanspruchungen ausgesetzt. Mit dem aktuellen Normenstand erfolgt lediglich eine Betrachtung des Endzustands unter Vernachlässigung des Einbringvorgangs und des Widerstands des Bodens gegen eine Verdrehung. Durch die Untersuchung der Einbringung mit messtechnischen und numerischen Methoden werden daher einzelne Einflussgrößen auf die Lageabweichungen identifiziert, um die Installation zu optimieren und eine Überbemessung zu verhindern.*

*Mit der bauaufsichtlichen Einführung des Eurocodes wird die Berücksichtigung der Bettung bei dem kombinierten Nachweis von Biegeknicken und Biegedrillknicken erforderlich, um eine wirtschaftliche Bemessung gegen Stabilitätsversagen zu ermöglichen. Dazu werden Drehfederansätze zur Optimierung des Biegedrillknick- und knicknachweises erarbeitet. Zusammen mit den im FOSTA Projekt 1327 durchgeführten stahlbautechnischen Versuchen wird eine wirtschaftliche Optimierung kombinierter Stahlspundwände in erzielt.*

## 1. Einleitung

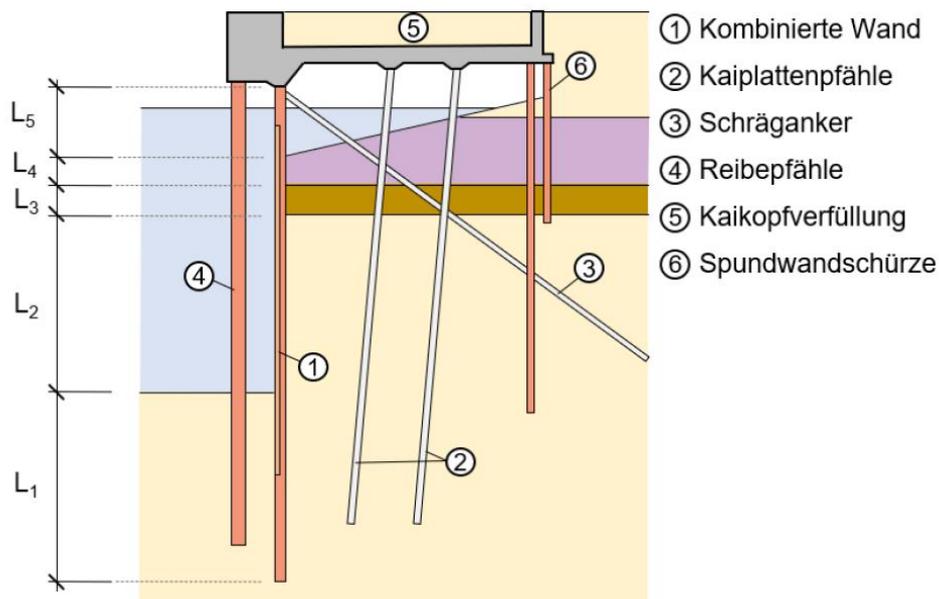
Kombinierte Spundwände, bestehend aus Doppel-T förmigen Trägern und Z-förmigen Zwischenbohlen, werden häufig im Kaimauerbau für die Absicherung von Geländesprüngen eingesetzt. Damit das System den großen Belastungen standhält und die Zwischenbohlen eingebracht werden können, müssen die Träger möglichst lagegetreu installiert werden. Aufgrund der komplexen dynamischen Abhängigkeiten ist die Wahl der geeigneten Einbringtechnik und Rammführung nicht immer einfach, so dass auf der sicheren Seite liegend häufig ein steiferes Profil als nach der Bemessung erforderlich gewählt wird. Daher sind die Einflüsse der Rammführung auf die Endlage zu untersuchen.

Neben der Verbesserung der Einbringung hat auch der Stabilitätsnachweis der Träger einen direkten Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit des Systems, da seit Einführung der Normen DIN EN 1993-5:2012-12 in Verbindung mit der DIN EN 1993-1-1:2010-12 der kombinierte Nachweis gegen Biegeknicken- und Biegedrillknicken gefordert wird. Seitdem sind viele Kaimauern rechnerisch nicht mehr standsicher, obwohl hinreichende Widerstände vorzuliegen scheinen. Daher liegt der Ansatz nahe, den Boden als Widerstand im Nachweis zu berücksichtigen. Hierzu fehlen allerdings Erkenntnisse über die Beschreibung der Träger-Boden-Interaktion. Neben weiteren stahlbautechnischen Untersuchungen an teilweise verpressten Zwischenbohlen und teilplastischen Berechnungsansätzen soll mit den nachfolgend dargestellten Untersuchungen das System der kombinierten Spundwand optimiert werden, damit dieses auch weiterhin eine wirtschaftliche Lösung gegenüber anderen Bauweisen sein kann.

Die Arbeit ist Teil des im Jahr 2021 abgeschlossenen IGF-Vorhabens 19937 / 1327 der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, mit dem Thema: „Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand“.

## 2.1 Typische Randbedingungen

Ein typischer Baugrundaufbau einer Kaimauer in einem norddeutschen Hafen ist geprägt durch einen mehrschichtigen Aufbau (siehe **Abb. 1**). Um für die geplanten Untersuchungen realistische Anwendungsbereiche zu definieren, werden 28 bestehende Kaimauerbauwerke betrachtet. Diese befinden sich zumeist im Bereich norddeutscher Häfen und werden im Detail in Kuhlmann et al. (2021) dargestellt. Die Längen der Kaimauern betragen dabei zwischen 40 m und 2300 m bei Geländesprüngen zwischen 10,0 m und 30,6 m. Zur Überbrückung der Geländesprünge waren bei den Baumaßnahmen Längen der Träger zwischen 16,0 m und 41,6 m erforderlich. Die in **Abb. 1** den Schnitt charakterisierenden Längen sind in der **Tab. 1** zusammengefasst.



**Abb. 1:** Typischer Kaimauerquerschnitt

**Tab. 1:** Minimale und maximale Längen der untersuchten Kaimauerquerschnitte

[m]	Geländesprung	$L_{ges}$	$L_1$	$L_2$	$L_3$	$L_4$	$L_5$
		Trägerlänge	tragfähig, voll gebettet	tragfähig, teilweise gebettet	Weichschicht	sandige Schicht über Klei	keine Bettung
min	10,0	16,0	5,0	3,0	0	0	0
max	30,6	41,6	19,9	27,0	6,0	21,0	5,5

## 2.2 Einbringung

Die horizontale Profilschwingung kann bei der Einbringung nach Osthoff (2018a) größer sein als die vertikale Profilschwingung und wird insbesondere beeinflusst durch die eingeleitete Anregung, die Klemmzange bzw. Rammhaube, die Rammführung, die Profilsteifigkeit und -länge sowie die aktuelle Einbindelänge im Boden. Das Abweichen von der Solllage wird durch Faktoren wie der Trägervorverformung, einer exzentrisch auf das Element angreifenden Kraft, Inhomogenitäten oder Hindernissen im Baugrund sowie Verspannungseffekten im Profil hervorgerufen. Die geometrischen Abweichungen von Trägern müssen durch Längung, Stauchung und Verdrehung der Zwischenbohlen ausgeglichen werden, da diese zwischen den Trägern eingebracht werden. Die genannten Effekte führen zu

einer Minderung der Tragfähigkeit. Darüber hinaus kann es beim Einbringen der Zwischenbohlen zu Schlossschäden, Schlosssprengungen durch Zwängungen und Reibungshitze kommen (Grabe & Osthoff, 2018). Da die Schlossreibung bei der Einbringung von Trägern entfällt, nimmt die Beeinflussung der Profilschwingung durch die Rammführung zu, so dass die wesentliche Aufgabe der Rammführung darin besteht, für das einzubringende Bauteil eine präzise Rammflucht sicherzustellen. Dazu sollte das Rammgut in zwei verschiedenen Höhen geführt werden, so dass man von einer oberen und einer unteren Rammführung spricht. Je größer der Abstand der beiden Ebenen, umso effizienter ist die Führung. Ist das Rammgut besonders lang, werden mehrere

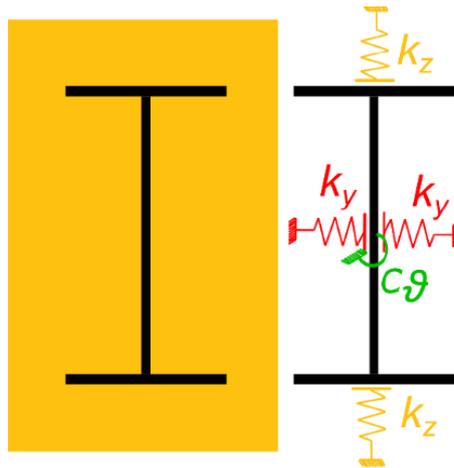
Da es nur sehr wenige Richtlinien für die Wahl einer hinreichenden Rammführung oder einer Berücksichtigung des Einbringverfahrens in der Nachweisführung gibt, erfolgt die Bemessung lediglich für den idealen Endzustand. Infolgedessen fällt die Wahl des auf Basis der Erdstatik bemessenen und optimierten Profils oftmals zu Gunsten eines steiferen Profils aus, um den Einbringprozess indirekt einzubeziehen. Für den wirtschaftlichen Bau von Kaimauern wird daher eine genauere Prognose der erforderlichen Rammführung sowie Einbringtechnik benötigt, um auf diese indirekte Überdimensionierung zu verhindern.

### 2.3 Biegeknicken und Biegedrillknicken

Neben den Nachweisen der äußeren Standsicherheit nach DIN EN 1990:2010 sowie DIN EN 1991:2010 unter Berücksichtigung von EAU (2020) ist die innere Standsicherheit der Stahlbaukonstruktionen mit dem Stabilitätsnachweis sicherzustellen. Die Bemessung erfolgt in der Regel nach DIN EN 1993-5:2010 in Verbindung mit der DIN EN 1993-1-1:2010 als statischer Nachweis für den Endzustand unter Berücksichtigung äußerer Einwirkungen. Der Nachweis wird nicht als kombinierter Nachweis unter Berücksichtigung der geotechnischen Nachweise und des Stabilitätsnachweises für das Bauteil, sondern unabhängig voneinander geführt. Für den Stabilitätsnachweis bleibt die stützende Wirkung der Tragelemente durch den Boden bisher unberücksichtigt. Im Hochbau ist es hingegen üblich, die stabilisierende Wirkung von Bauteilen durch Ansatz einer Drehbettung bei der Berechnung der Torsionssteifigkeit von Stahlbauteilen zu berücksichtigen (Lohse et al., 2016). Für einen äquivalenten Ansatz der Bettung von Trägern im Boden im Nachweisverfahren ist die Beschreibung der Profil-Boden-Interaktion mit Federn erforderlich. Ein Nachweisverfahren, welches diese Interaktion indirekt berücksichtigt, gibt es derzeit nicht.

Der Boden widersteht einer Rotation eines eingebetteten Trägers, ähnlich wie der Flügel bei einem Flügelscherversuch nach DIN 4094:2002. Dabei hängt der Rotationswiderstand u. a. von der Größe des Trägers, der Korngrößenverteilung, der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz des Bodens sowie dem Spannungsniveau im Boden ab. Bei bindigen Böden kann es einen zusätzlichen Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf den Widerstand geben. Zur Beschreibung vorgenannter Abhängigkeiten müssen Ansätze für die Rotationsbettung abgeleitet werden.

Vorgestellt wird in **Abb. 2** die Idealisierung der Träger-Boden-Wechselwirkung mit einer Rotationsbettungsfeder mit der Steifigkeit  $c\vartheta$  und den seitlichen, nur auf Druck belasteten Bettungsfedern mit den Steifigkeiten  $k_y$  und  $k_z$ .



**Abb. 2:** Darstellung eines von Boden umgebenen Trägers (links) und des idealisierten, statischen Systems (rechts)

### 3. Einfluss des Einbringvorgangs auf die Endlage

#### 3.1. Vorgehen

Zur Identifizierung der Dynamik bei der Einbringung wird zunächst die Einbringung eines Trägers mittels Vibration und anschließender Schlagrammung am Liegeplatz 23 in Rostock untersucht (siehe Beuße & Grabe, 2020a, 2020b, 2020d). Die Ergebnisse zeigen zum einen, dass die Rammführung die lateralen Beschleunigungen im Träger reduziert. Zum anderen kann messtechnisch die anfängliche Verformung, wie auch die Verformung und die Endlage des Trägers ermittelt werden. Trotz der Durchführung vorheriger Austauschbohrungen in der Rammtrasse zeigt die Messung, dass die lagegetreue Einbringung direkt von der Wahl der Rammführung und dem Einbringgerät abhängt.

Nach der Untersuchung der Einbringung mit Kontinuumsmethoden (Kuhlmann et al., 2021) wird aufgrund der Komplexität des Randwertproblems zur Untersuchung einzelner Einflussfaktoren ein numerisches Ersatzmodell entwickelt (Beuße & Grabe, 2021).

#### 3.2. Ersatzmodell

Das Randwertproblem wird durch eine dynamische Verformungsanalyse mit dem FE-Programm *Abaqus 2020* gelöst. Der Träger selbst wird mit Strukturelementen auf Basis der Timoschenko-Balkentheorie diskretisiert. Die seitliche Bettung des Trägers wird durch kombinierte Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet. Die Berücksichtigung der Mantelreibung erfolgt zusammen mit der Abbildung des Fußwiderstands mit einem kombinierten Feder-Dämpfer-Element unterhalb des Trägerfußes. Die Einbindetiefe  $t$  des Trägers wird über die Anzahl der Feder-Dämpfer-Elemente gesteuert.

Zunächst werden einzelne Schläge, der in Beuße & Grabe (2020a) gemessenen Trägerinstallation nachgerechnet, um das Modell zu validieren. Anschließend werden die Randbedingungen variiert, um deren Einflüsse zu untersuchen. Hierbei ist die Besonderheit die fortlaufende Simulation der Einbringung.

#### 3.3. Annahmen & Randbedingungen

Der Träger vom Typ *HZ 1180 C* mit einer Länge von 29 m wird idealisiert, in dem dieser mit zweidimensionalen Balkenelementen eines bezogen auf die Biegesteifigkeit um die schwache Achse

äquivalenten Durchmessers diskretisiert wird. Dabei werden die Koordinaten des Trägers im Anfangszustand so vorgegeben, dass sich die Vorverformung der Messung aus Beuße & Grabe (2020a) ergibt. Untersucht werden folgende drei Rammführungsvarianten (RF):

1. eine einzelne, obere RF (14 m oberhalb des Fußes),
2. eine zweifache, obere RF (14 m und 16 m oberhalb des Fußes),
3. Parallel- bzw. Schlittenführung (4 m oberhalb der Hafensohle) zusätzlich zur einzelnen oberen RF.

Diese drei Rammführungsvarianten werden jeweils mit und ohne Mäklerführung am Kopf (Wegrandbedingung) des Profils untersucht. Weiterhin werden die Rammführungen durch zwei Modellierungen mit unterschiedlichem „Einspanngrad“ erforscht. Zum einen werden bei der als „weiche Führung“ bezeichneten Modellierung Festkörper mit einem Abstand von 7 mm zum Träger angeordnet, um eine klassische Führung mit Begrenzung durch Stahlelemente zu simulieren. Zum anderen wird bei der als „steife Führung“ bezeichneten Modellierung mit einem Feder-Dämpfer-Element eine Rollenführung simuliert. Als Sollneigung des Trägers werden  $0^\circ$ ,  $1,5^\circ$  und  $3^\circ$  untersucht.

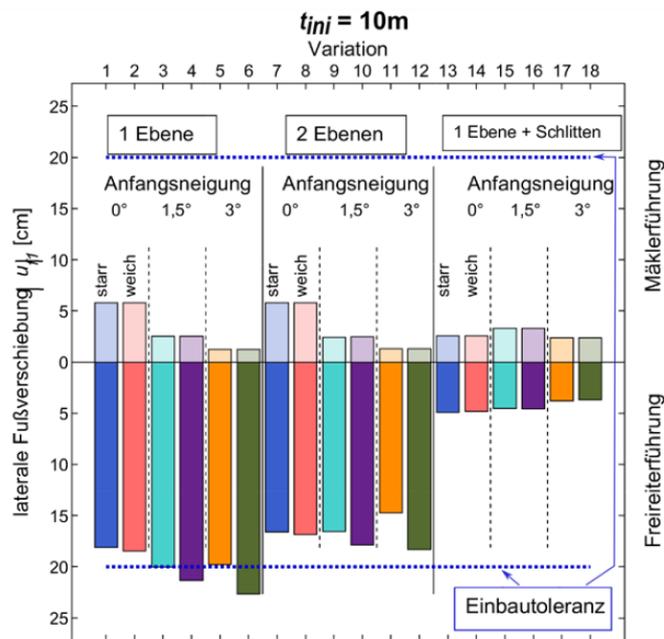
Die Interaktion zwischen dem Träger und dem Boden wird lateral zum Träger mit einer Parallelschaltung einer Feder und eines Dämpfers visko-elastisch abgebildet. Die Kennwerte werden tiefenabhängig für die Federsteifigkeit mit einem Ansatz nach dem  $p$ - $y$ -Verfahren API RP2A-WSD (2014) bestimmt. Die Dämpfungskonstante wird nach Gazetas & Dobry (1984) berechnet.

Für die Abbildung des Fußwiderstands werden die zwei Elemente in Reihe geschaltet, so dass sich ein elastoviskoses Materialverhalten ergibt, welches sich aufsummierende Dehnungen abbilden kann. Hier werden die Parameter nach Novak (1974) mit einer tiefenabhängigen Steifigkeit nach von Soos & Engel (2017) bestimmt. Die Validierung des Fußmodells erfolgt durch Vergleich der gemessenen Fußbewegung in der Messung der Einbringung.

Die Abbildung der Rammung erfolgt mit einer idealisierten Trapezlast nach Mahutka (2007). Die Besonderheit des Vorgehens ist die Durchführung einer Simulation je Rammschlag wobei mittels einer Python Programmierung die Zustandsgrößen, wie die Verformung und Spannungen der Balkenelemente, sowie die Federkräfte auf das neue Modell übertragen werden. Hiermit nimmt mit der Einbindetiefe die Anzahl der seitlichen Federelemente zu, so dass die Einbringung kontinuierlich abgebildet werden kann.

### 3.4. Ergebnisse

Für die Simulationen mit Beginn der Rammung bei einer Einbindetiefe von  $t_{ini} = 10$  m, sind in **Abb. 3** lateralen Fußverschiebungen als Betrag der Verschiebungen  $|uf_1|$  gegenüber der Variationsnummer aufgetragen. Weiterhin ist die definierte, maximal zulässige Fußverschiebung von der Solllage als Einbautoleranz der Zwischenbohlen mit  $|uf_1, tol| = 20$  cm oben und unten in den Abbildungen mit einer blau gepunkteten Linie eingezeichnet. Infolge der größeren Einbindetiefe zu Beginn der Rammung sind die lateralen Verschiebungen viel geringer als bei  $t_{ini} = 1$  m, sodass bereits bei einer Freireiterrammung und Rammführung mit zwei Ebenen die Einbautoleranz eingehalten ist. Durch Verwendung einer Mäkler- oder Schlittenführung können die Abweichungen von der Solllage auf unter 5 cm reduziert werden. Die geringeren Verschiebungen gehen mit der größeren seitlichen Bettung und der resultierenden Führung durch den Boden einher, wie auch in der Messung von Beuße & Grabe (2020a) gezeigt wird.



**Abb. 3:** Laterale Fußverschiebungen in der Endlage bei einer Rammung beginnend bei einer Tiefe von 10 m und Variation der Rammführung sowie der Sollneigung des Trägers

### 3.5. Diskussion und weiteres Vorgehen

Anhand der durchgeführten Variationen werden Zusammenhänge zwischen der gewählten Rammführungstechnik, der Ausbildung der Rammführung (Steifigkeit) und der Vorverformung des Trägers vor der Installation ausgearbeitet. Deutlich wird, dass die laterale Fußverschiebung im Endzustand im Weiteren abhängt von der Neigung des Trägers in Ausgangslage (Sollneigung) sowie der Einbindetiefe vor dem Start der Schlagrammung. Die Berechnungen zeigen, dass die laterale Fußverschiebung bei Verwendung einer klassischen Rammführung (bspw. Kammführung) mit zunehmender Anfangsneigung bei einer Freireiterführung steigt. Bei Verwendung einer Mäklerführung kann dies verhindert werden. Weiterhin kann gezeigt werden, dass durch zusätzliche Führungsebenen sowie mit zunehmendem Abstand dieser Ebenen die laterale Fußverschiebung minimiert werden kann.

Dieser Zusammenhang geht einher mit den Erkenntnissen aus der Beschleunigungsreduktion bei Kontakt des Trägers zur Rammführung in der Messung der Einbringung. Festgehalten werden kann, dass selbst bei einem mitteldicht gelagerten Baugrund ohne Hindernisse eine Freireiterrammung mit nur einer oberen Rammführung als unzureichend erscheint. Hierdurch werden die Erfahrungen von ArcelorMittal (2016) zur Verwendung von zwei Rammführungsebenen wie bspw. einer Käfigführung bestätigt.

Das Modell soll zu einem Prognosemodell weiterentwickelt werden, um die notwendige Rammführung sowie das Einbringgerät in Abhängigkeit der baustellenabhängigen Randbedingungen zu wählen (siehe Beuße & Grabe, 2021). Damit soll die Möglichkeit geschaffen werden, dass der Träger nicht unnötiger Weise steifer gewählt wird als aus der Bemessung hervor geht.

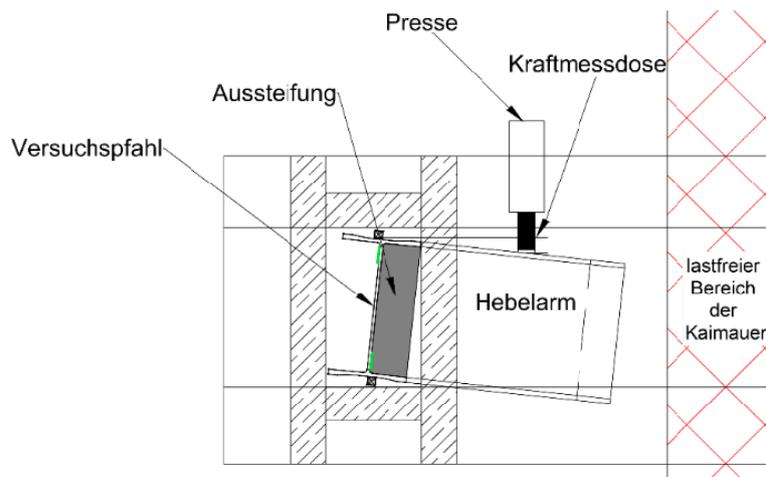
#### 4. Optimierung des Nachweises gegen Biegeknicken und Biegedrillknicken

Das Ziel der Untersuchungen ist die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit von Trägern in Klei sowie geschichtetem Baugrund (Klei über Sand), um diese in einem neuen Nachweis gegen Beigeknicken und -drillknicken zu berücksichtigen. Dazu werden nach den in Beuße & Grabe (2020c) vorgestellten Modellversuchen Versuche am Prototyp vor der Kaimauer am Wangeroogkai in Wilhelmshaven durchgeführt. Anschließend erfolgt mittels numerischer Simulationen die Übertragung auf andere Randbedingungen, um einen Formelansatz für die Drehfedersteifigkeit in Klei zu entwickeln. Mit diesen Ergebnissen werden dann am gabelgelagerten Träger von Kuhlmann et al. (2021) Untersuchungen bei direkter Berücksichtigung der neu entwickelten Drehfedersteifigkeiten durchgeführt.

##### 4.1. Messung am Wangeroogkai

Die Ergebnisse der Messung sind dem Abschlussbericht (Kuhlmann et al., 2021) oder in Beuße & Grabe (2022a) zu entnehmen.

Ein 19 m langer Träger vom TYP HZ 880 C wird mit exzentrisch angeordneten Inklinometerrohren und Hebelarmen ausgestattet (siehe **Abb. 4**). Über die Hebelarme kann in zwei unterschiedlichen Einbringtiefen eine Verdrehung mit einer weggesteuerten Presse aufgebracht werden. Dabei werden die Kraft, die Verdrehung bzw. Verschiebung am Kopf sowie über die Höhe des Trägers gemessen. Weiterhin werden mit kombinierten Erd- und Wasserdrucksensoren die Reaktion des Bodens aufgezeichnet.



**Abb. 4:** Draufsicht der Versuchsanordnung zur Verdrehung eines Trägers in Wilhelmshaven

Im ersten Versuch wird nach Abbau der Porenwasserüberdrücke der Träger nur im anstehenden Klei verdreht. Nach einer weiteren Einbringung in die Sande erfolgt die Verdrehung im Klei und Sand mit einer anschließenden lateralen Belastung. Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit erfolgt über die Lösung der Differentialgleichung (DGL) der Torsion eines elastisch gebetteten, dünnwandigen Stabes. Diese DGL ist nach Petersen (2013) in der Gl. (1) dargestellt

$$EI_{\omega} \cdot \vartheta'''' - GI_T \cdot \vartheta'' + c_{\vartheta} \cdot \vartheta = 0 \quad (1)$$

Hier sind  $EI_{\omega}$  die Wölbsteifigkeit,  $GI_T$  die St. Venantsche Torsionssteifigkeit und  $c_{\vartheta}$  die Drehfedersteifigkeit bei dem Verdrehwinkel  $\vartheta$  in [rad]. Die vollständige Herleitung der Koeffizienten der analytischen Lösung der homogenen DGL nach Wlassow & Duda (1964) ist in Kuhlmann et al. (2021) zu finden. Bei einer Verdrehung am Fuß, wie es beim Klei der Fall ist, ist die Lösung der DGL nicht eindeutig und erfolgt daher durch eine Optimierung im Gradientenverfahren. Für den Klei ( $q_c < 1 \text{ MN/m}^2$ ,  $q_{fv} = 2 \dots 15 \text{ kN/m}^2$ ) wird der Anfangswert der Drehfedersteifigkeiten mit  $c_{\vartheta, \text{Klei, ini}} \approx 244 \text{ kNm}/(\text{m rad})$  bestimmt. Für den Sand ( $q_c = 6 \dots 10 \text{ MN/m}^2$ ,  $f_s = 0,1 \text{ MN/m}^2$ ) wird der Anfangswert der Drehfedersteifigkeiten mit  $c_{\vartheta, \text{Sand, ini}} \approx 1800 \text{ kNm}/\text{m rad}$  bestimmt und liegt in der gleichen Größenordnung, wie im Versuch von Schallück & Grabe (2011).

Die Bestimmung der lateralen Federsteifigkeiten im Versuch 3 erfolgt iterativ nach der Lösung der DGL des elastisch gebetteten Balkens nach Kolymbas (2019). Im Sand wird die laterale Federsteifigkeit  $k = kR \cdot z$  [kN/m<sup>2</sup>] mit dem Proportionalitätsfaktor  $kR \leq 3640 \text{ kN/m}^3$  als maßgebend angesehen und bestätigt den Ansatz nach TERZAGHI für Pfähle.

#### 4.2. Drehfederansatz

Aufgrund der Erfahrungen zur Drehfedersteifigkeit bei Sanden (Schallück & Grabe, 2011; Kuhlmann et al., 2012) wird postuliert, dass die Funktion Drehfedersteifigkeit für Klei die Form  $c_{\vartheta}(B, H, t, I_c)$  haben muss. Die Variation der genannten Einflussgrößen erfolgt mit numerischen Simulationen (vgl. Kuhlmann et al., 2021; Beuße & Grabe, 2022c). Dabei zeigen sich folgende Zusammenhänge:  
Die Drehfedersteifigkeit

1. nimmt mit der Summe von  $B + H$  nahezu linear zu,
2. nimmt exponentiell über die Einbindetiefe  $t$  zu,
3. nimmt etwa linear mit der Konsistenzzahl  $I_c$  zu,
4. ist bei geringen Verdrehungen unabhängig von der Drehgeschwindigkeit.

Nach dem Produktansatz von Bernoulli ergibt sich  $U$ , um die Teilfunktionen ineinander umrechnen zu können

$$c_{\vartheta}(B, H, t, I_c) = 2/175 \cdot \left(\frac{B + H}{0,8\text{m}}\right)^{2,42} \cdot 50 \cdot \frac{t}{1\text{m}} \cdot (140 \cdot I_c + 70) \quad (2)$$

Weiterhin kann anstelle  $I_c$  auch die undrained Scherfestigkeit  $c_u$  nach der Korrelation nach Witt (2017) als eingehender Parameter verwendet werden

$$c_u = e^{(-0,54 + 4,6 \cdot I_c)}. \quad (3)$$

Für gängige Größen sind für die Gleichungen Diagramme in Kuhlmann et al. (2021) zu finden. Der Formelansatz wird erwartungsgemäß für norddeutsche, geologisch junge Hafensedimente im oberen

Baugrund von Kaimauern eine gute Abschätzung liefern. Insbesondere für gemischtkörnige Böden und tieferliegende, halbfeste bis feste, bindige Böden ist mit einer Unterschätzung der Drehfedersteifigkeit zu rechnen. Ebenso wird empfohlen, bei flüssiger Konsistenz sowie Sediment oberhalb der Berechnungssohle von Kaimauern auf die Berücksichtigung der Drehbettung zu verzichten. Für Sande wird weiterhin der Ansatz nach Kuhlmann et al. (2012) mit

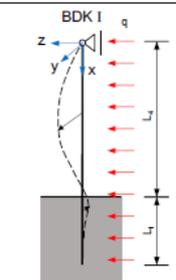
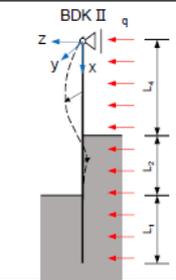
$$c_{\vartheta}(t, I_p, (B + H)) = c_{\vartheta,0} \cdot \left(\frac{B + H}{1,40}\right)^{\beta_{Pr}} \cdot \alpha_t \left(\frac{t^*}{1m}\right)^{\beta_t} \cdot (0,89 + 0,34I_D^2) \quad (4)$$

sowie der Anfangsdrehbettung in 10 m Tiefe  $c_{\vartheta,0}$  (50.000 kNm/(m rad) für Karlsruher Sand), den Trägergrößen B und H in [m], den Parametern zur Geometrie-  $\beta_{Pr}=1,87$  und Tiefenabhängigkeit  $\beta_t = 0,8$  sowie  $t^*$  in [m] empfohlen. Bei teilweiser Einbindung ist ein Abminderungsfaktor bei landseitiger Anordnung der Zwischenbohlen von 0,7 und bei wasserseitiger Anordnung von 0,8 zu berücksichtigen.

### 4.3. Vereinfachter Biegedrillknicknachweis

Unter Berücksichtigung der Formeln der Drehfedersteifigkeit eines mitteldicht gelagerten Sands sowie breiig bis weichen Kleis erfolgen 7614 Berechnungen, um das ideale Biegedrillknickmoment für gängige Randbedingungen zurückzurechnen. Die untersuchten Systeme, die Näherungslösungen sowie Kriterien für die Vernachlässigung des Nachweises sind der **Tab. 2** zu entnehmen.

Tab. 2: Näherungslösung und Kriterien für den Biegedrillknickbeiwert der Systeme BK I bis BK III

BDKI Näherungs-funktion		<b>Beiwert:</b> $\xi_{\text{I}} = \sqrt{\frac{k_{1,y} \cdot l^4}{EI}}$ ; $l = L_4$ ; $k_{1,y} = 30000 \frac{kN}{m^2}$ (5)				
		<b>Längenbeiwert:</b>				
		$\beta_{LTB} = \frac{1.345}{\xi^{0.55}} + t$ (6)				
		$t = 0.85 - \frac{0.1 \cdot (H[m] - 0.4[m])}{1.3[m]}$ (7)				
		$0.4 m \leq H \leq 1.2 m$ (8)				
BDKII Krit. $\lambda < 0.4$	Stahlsorte (el / pl)	S235(el)	S355GP(el)	S355GP(pl)	S430GP(el)	S430GP(pl)
	$L_4 / L_P \leq$	0.20				
	$L_2 / (L_2 + L_4) \geq$	0.750	0.80	0.825	0.850	0.875
BDKII Näherungs-funktion		<b>Beiwert:</b> $\xi_{\text{II}} = \sqrt{\frac{k_{1,y} \cdot l^4}{EI}}$ ; $l = L_2 + L_4$ ; $k_{1,y} = 30000 \frac{kN}{m^2}$ (9)				
		<b>Längenbeiwert:</b>				
		$\beta = \frac{m}{\xi^{0.55}} + t$ (10)				
		$m = 0.538 \cdot \left(\frac{L_2}{L_2 + L_4}\right) + 1.345 \leq 1.73$ (11)				
		$t = 0.618 \left(\frac{L_2}{L_2 + L_4} - 1.2\right)^2 - 0.04$ (12)				
BDKIII Krit. $\lambda < 0.4$	Stahlsorte (el / pl)	S235(el)	S355GP(el)	S355GP(pl)	S430GP(el)	S430GP(pl)
	$L_4 / L_P \leq$	0.20				
	$(L_2 + L_3) / (L_P - L_1) \geq$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$L_2 / (L_P - L_1) \geq$	0.55	0.70	0.80	0.833	0.85

Diese Ergebnisse berücksichtigen bereits auf der sicheren Seite liegend die Drehfedersteifigkeiten. Eine weitere Fallstudie in Kuhlmann et al. (2021) zeigt, dass alleine durch den Ansatz der

Drehfedersteifigkeit im Klei bei einem geschichteten Baugrund im Vergleich zur alleinigen Bettung im Sand der Biegedrillknicknachweis um bis zu 40 % optimiert werden kann. Berechnungsbeispiele sind ebenfalls im Abschlussbericht (Kuhlmann et al., 2021) zu finden.

Der Entwurf der prEN 1993-5:2021 deutet darauf hin, dass auf europäischer Ebene ebenfalls ein vereinfachter Nachweis über den Nachweis des Druckgurtnickens erfolgen könnte.

## 5. Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel dieses Beitrags war unter anderem den Einfluss der Einbringung auf die Endlage sowie die Berücksichtigung des Bodens im Stabilitätsnachweis zu untersuchen. Es wurden die folgenden Ergebnisse gewonnen:

### Einbringung:

Zur Identifizierung der Dynamik bei der Einbringung von Trägern wurde eine schwere Rammung messtechnisch begleitet und im Weiteren numerisch untersucht:

- Identifikation des Einflusses der Rammführung auf die Endlage wurde aufgezeigt
- Numerisches Ersatzmodell zur Abbildung des gesamten Einbringprozesses ermöglicht Prognose der Endlage
- Abgeleitete Empfehlungen zur Rammführung
  - Käfig- oder Kammführungen sollten maximal einen Abstand der Führungselemente zur Träger von je  $\leq 7\text{mm}$  aufweisen
  - Einzelne Rammführung als Kammführung ist in den meisten Fällen unzureichend

### Biegeknicken- und Biegedrillknicken:

Zur Berücksichtigung der lateralen und rotatorischen Bettung im kombinierten Nachweis von Trägern wurden Modell- und Feldversuche sowie Simulationen durchgeführt:

- Versuche in Klei und Sand liefern die Drehfedersteifigkeit sowie die laterale Federsteifigkeit.
- Numerische Untersuchungen und der Separationsansatz ergeben die Gl. (3) zur Bestimmung der Drehfedersteifigkeit im Klei.
- Der Ansatz der Drehfedersteifigkeit in Klei ist bereits ab weicher Konsistenz zu empfehlen. Wie in den Beispielrechnungen gezeigt, kann mit Ansatz der Weichschicht der Nachweis um bis zu 40 % reduziert werden.
- Die Drehfedersteifigkeit in Sand kann nach Gl.(5) nach P 813 ermittelt werden.
- Die Drehfedersteifigkeit ist aufgrund der nicht vollumfänglichen Bettung oberhalb der Berechnungssohle bei landseitiger Anordnung der Zwischenbohlen mit 30 % und bei wasserseitiger Anordnung mit 20 % abzumindern.
- Die laterale Federsteifigkeit kann nach *TERZAGHI* und *SHERIF*, wie für Pfähle mit Ansatz der Flanschbreite bzw. Steghöhe anstelle des Pfahldurchmessers erfolgen.
- Umfangreiche Knick- und Biegedrillknickuntersuchungen Trägern in geschichteten Böden ergeben Näherungsgleichungen für Längenbeiwerte für die Praxis sowie Kriterien, ab denen Knicken und Biegedrillknicken vernachlässigt werden kann.

Weitere Optimierungen des Tragsystems kombinierter Spundwände erfolgen im Nachfolgeprojekt (IGF-Vorhaben 21438 / 1480, Thema: Zum räumlichen Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden).

### Förderhinweis und Danksagung

Das IGF-Vorhaben 19937 / 1327 "Optimierte Auslegung von kombinierten Spundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand" der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Das Vorhaben wurde am Institut für Geotechnik und Baubetrieb (TUHH) sowie Institut für Konstruktion und Entwurf (Uni Stuttgart) vom 01.02.2018 bis zum 31.01.2021 durchgeführt. Es wird dem Mittelgeber und allen MitgliederInnen des Projektbeteiligten Ausschusses für die Unterstützung gedankt.

### Normen und Literatur

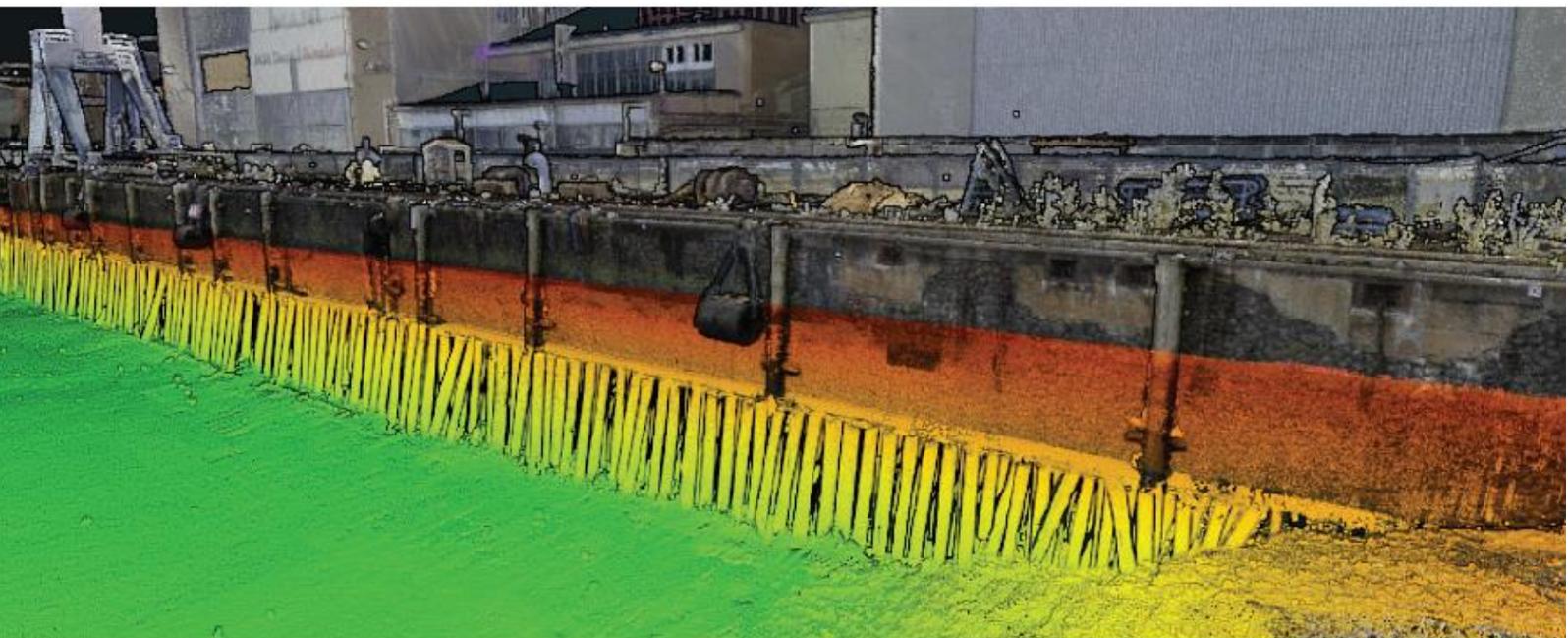
- DIN 4094:2002. Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 4: Flügelscherversuche. Beuth Verlag GmbH.
- DIN EN 1990:2010. Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- DIN EN 1991:2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.
- DIN EN 1993-1-1:2010. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- DIN EN 1993-5:2010. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 5: Pfähle und Spundwände.
- prEN 1993-5:2021. (2021). prEN 1993-5 for Technical Approval - Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling.
- API RP2A-WSD. (2014). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. American Petroleum Institute, Washington Dc.
- ArcelorMittal. (2016). Piling Handbook - 9th edition.
- Beuße, J., & Grabe, J. (2020a). Messtechnische Begleitung der Einbringung einer Träger mittels Vibration und Schlagrammung. *geotechnik*, 43(2). <https://doi.org/10.1002/gete.201900024>
- Beuße, J., & Grabe, J. (2021). Ersatzmodell zur Untersuchung der Einflüsse der Installation von Stahlträgern auf die Lagegenauigkeit. *Bautechnik*, 98(9), 640–649. <https://doi.org/10.1002/bate.202100035>
- Beuße, J., & Grabe, J. (2022c). Zur Ermittlung der Bettung von Doppel-T Trägern im Boden – Teil 2: numerische Simulationen und allgemeine Drehfedersteifigkeitsansätze. *Bauingenieur*.
- Beuße, J., & Grabe, J. (2022a). Zur Ermittlung der Bettung von Doppel-T Trägern im Boden – Teil I: Grundlagen und in situ Versuche. *Bauingenieur*.
- Beuße, J., & Grabe, J. (2020b). Installation of a heavy king pile using driving guidance. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 727, 012023.
- Beuße, J., & Grabe, J. (2020c). Investigation on the rotational bedding of king piles on the basis of model tests. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 727, 012024.
- Beuße, J., & Grabe, J. (2020d). Zum Messen der Bewegungen und Verformungen einer Träger im Zuge einer schweren Rammung. *Tagungsband zum Fachseminar Messen in der Geotechnik 2020 in Braunschweig*, 110.
- EAU. (2020). Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen. Ernst & Sohn.

- Gazetas, G., & Dobry, R. (1984). Horizontal response of piles in layered soils. *Journal of Geotechnical engineering*, 110(1), 20–40.
- Grabe, J., & Osthoff, D. (2018). Toleranzanforderungen bei langen kombinierten Spundwänden. *Bautechnik*, 95(9), 658–662. <https://doi.org/10.1002/bate.201800020>
- Kolymbas, D. (2019). *Geotechnik - Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau* (5. Auflage). Springer Berlin Heidelberg New York.
- Kuhlmann, U., Ender, A., Grabe, J., & Beuße, J. (2021). Forschungsvorhaben P 1327 - Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand. FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
- Kuhlmann, U., Leitz, B., Grabe, J., & Schallück, C. (2012). Forschungsvorhaben P 813 - Entwicklung von effizienten Dimensionierungsgrundlagen für die Trägern kombinierter Stahlspundwände. FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.
- Lohse, W., Laumann, J., & Wolf, C. (2016). *Stahlbau 1: Bemessung von Stahlbauten nach Eurocode mit zahlreichen Beispielen*. Springer-Verlag.
- Mahutka, K.-P. (2007). Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler.
- Novak, M. (1974). Dynamic stiffness and damping of piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(4), 574–598.
- Petersen, C. (2013). *Stahlbau*. Springer Fachmedien Wiesbaden. <https://doi.org/10.1007/978-3-8348-8610-1>
- Schallück, C., & Grabe, J. (2011). Rotational bedding of open-ended steel profiles in soil. Tagungsband Zum Workshop Ports for Container Ships of Future Generations, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 22, 329–344.
- von Soos, P., & Engel, J. (2017). Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor, in *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. John Wiley & Sons.
- Witt, K. J. (2017). *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. John Wiley & Sons.
- Wlassow, W. S., & Duda, E. (1964). *Dünnwandige elastische Stäbe*. Verlag für Bauwesen.



# HydroMapper

make visible

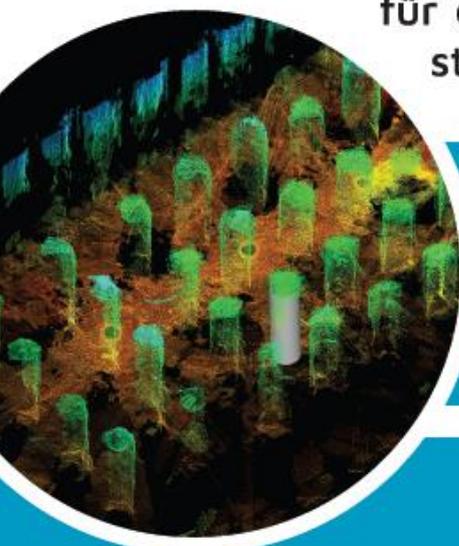


## Bauwerkserfassung 4.0 - über und unter Wasser

Präzise 3D Daten aus dem Webportal für alle Projektbeteiligten.

Unsere Scanverfahren liefern Genauigkeit und Präzision für die Zustandserfassung und -bewertung Ihrer Infrastrukturbauwerke bei wiederkehrenden Bauwerksprüfungen.

Wir scannen über und unter Wasser zur Qualitätssicherung und für die Steuerung von komplexen Bauprozessen für Infrastrukturbetreiber, Ingenieurbüros und Bauunternehmen.

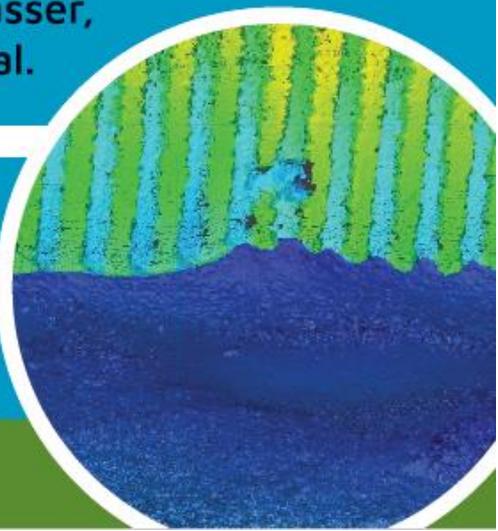


**Wir machen Ihre Bauwerke sichtbar:**

Über Wasser, unter Wasser,  
digital und dreidimensional.

**Entdecken Sie Ihre  
Infrastruktur neu:**

Wie sieht Ihr Bauwerk unter Wasser aus?



[www.HydroMapper.de](http://www.HydroMapper.de)

# Spülbohren als Mittel für den Rückbau von langen Stahlrohrpfählen

Nils Hinzmann, M.Sc., Technische Universität Braunschweig

Dr. Björn Böhle, Keller Grundbau GmbH

Patrick Lehn, M.Sc., Technische Universität Braunschweig

Dr. Jörg Gattermann, Technische Universität Braunschweig

*Der Rückbau offener Stahlrohrpfähle stellt sowohl Offshore als auch im Hafengebiet eine Herausforderung dar. Die Vielzahl an neuerrichteten Gründungsstrukturen der Offshore-Windenergie mit einer begrenzten Lebensdauer von 25 Jahren müssen ab dem Jahr 2030 zurückgebaut werden. Neben logistischen Herausforderungen des Abtransports, stellt besonders der Rückbau der Gründungsstruktur und in dem Zusammenhang der Stand der Technik ein Problem dar. Um einen möglichen Entwicklungsstau zu vermeiden, wird im Rahmen des Forschungsvorhabens DeCoMP an der Technischen Universität Braunschweig an geeigneten Verfahren geforscht, die einen vollständigen und effizienten Rückbau offener Stahlrohrpfähle ermöglichen sollen.*

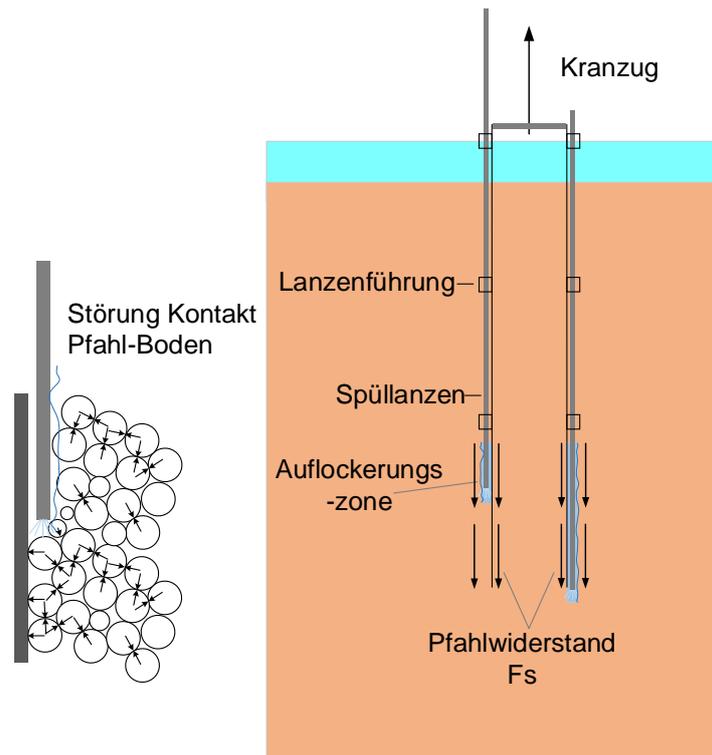
## 1. Motivation

Im Rahmen der Energiewende wurden in den letzten Jahren zahlreiche Offshore-Windenergieanlagen in der Nordsee errichtet. Nach der Deutsche Windguard [2021] betrug die Anzahl der bis 2020 in Deutschland installierten Offshore-Windenergieanlagen 1501. Der Großteil dieser Anlagen ist auf offenen Stahlrohrpfählen (auch Monopiles genannt) gegründet.

Der Rückbau der Offshore-Windenergieanlagen nach deren Nutzungsdauer ist für die Planer verpflichtend. Der derzeitige Stand der Technik sieht das Abtrennen der Stahlrohrpfähle etwa 2 m unterhalb des Meeresbodens von innen oder von außen vor.

Um einen vollständigen Rückbau der Gründungsstrukturen zu realisieren, werden im Rahmen des Forschungsprojektes DeCoMP (DeCommissioning of MonoPiles (FKZ: 0324316)) technische Möglichkeiten großmaßstäblich untersucht. Im Rahmen dieses Beitrags wird die Reduktion der Pfahlwiderstände durch den Einsatz von Spüllanzen thematisiert.

Die in Pfahlmitte sowie radial-symmetrisch um den Pfahl angeordneten Spüllanzen werden bis zum Pfahlfuß abgeteuft und sollen den Pfahlwiderstand so weit herabsetzen, dass die Krankkraft auf das Eigengewicht Pfahl plus Spüllanzenkonstruktion reduziert wird (s. Abbildung 1). Im Folgenden werden zunächst die bodenmechanischen Grundlagen für die Umsetzung beschrieben. Anschließend folgt eine Beschreibung der Modellversuche und Versuchsdarstellung.



**Abb. 1:** Schematische Darstellung der Pfahlextraktion mittels Jetting

## 2. Herangehensweise und Entwicklung

Die Verwendung von Wasserstrahlen aus Spüllanzen zur Pfahleinbringung (Jetting) ist im deutschsprachigen Raum wenig verbreitet und findet daher kaum Erwähnung in der gängigen Literatur. Üblicherweise wird das Jetting zur Pfahleinbringung verwendet, kann jedoch ebenfalls für den Rückbau eingesetzt werden.

### Pfahlwiderstand

Der axiale Pfahlwiderstand  $R$  eines Rohrpfahls setzt sich aus den Anteilen Fußwiderstand  $R_b$  und Mantelwiderstand  $R_s$  zusammen und kann grundlegend mit der folgenden Gleichung beschrieben werden:

$$R = R_b + R_s$$

Unter Zugbeanspruchung entfällt der Fußwiderstand und der Pfahlwiderstand entspricht dem Mantelwiderstand.

Bei offenen Stahlrohrpfählen kann sich der Boden im inneren des Pfahls verspannen und somit beim Herausziehen im Pfahl verbleiben [Witt, 2009]. Nach Lehane et al. [2001] ist nur bis zu einem Pfahldurchmesser  $\leq 1,5$  m mit einer Verspannung des Bodens im Pfahlinneren zu rechnen. Damit kann sich der Pfahlwiderstand beim Herausziehen aus den drei Anteilen Pfahlmantelwiderstand, Pfahleingewicht und dem Eigengewicht des verspannten Bodens im Pfahlinneren zusammensetzen.

## Durchlässigkeit

Darcy untersuchte die Durchlässigkeit von wassergesättigten, zylinderförmigen Bodenproben unter einer konstanten Potenzialdifferenz und wies dabei einen linearen Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit  $v$  und dem dimensionslosen hydraulischen Gradienten  $i$  nach. Dieser lineare Zusammenhang wird als Gesetz von Darcy bezeichnet. Demnach ist die Filtergeschwindigkeit  $v$  als Quotient aus dem Durchfluss  $Q$  und der durchströmten Fläche  $A$  definiert und entspricht somit einer fiktiven mittleren Geschwindigkeit über den Querschnitt und nicht der tatsächlichen Geschwindigkeit des durchströmenden Fluids.

$$v = Q/A$$

Der hydraulische Gradient  $i$  ist als Quotient aus Potentialdifferenz  $\Delta h$  und der durchströmten Distanz  $\Delta s$  definiert.

$$i = \Delta h / \Delta s$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  beschreibt die Proportionalität zwischen den beiden Größen.

$$k = v / i$$

Er hängt von der Korngröße, der Kornform, der Lagerungsdichte des Bodens sowie der Dichte und Viskosität des die Poren durchströmenden Fluids ab.

## Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwerts aus der Kornverteilung

In der Literatur finden sich zahlreiche Ansätze zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  anhand der Kornverteilungskurve des Bodens. Nach Hazen [1892] kann der Durchlässigkeitsbeiwert wie folgt abgeschätzt werden:

$$k = 0,0116 \cdot d_{10}^2 \text{ [m/s]}$$

Dabei ist der Wert  $d_{10}$  in [mm] einzusetzen [Witt, 2009].

## Hydromechanische Abschätzung der Verflüssigungszone

Damit sich die Bodenpartikel mit einem Wasserstrom aufwärtsbewegen, muss die Sickerströmungskraft  $F_w$  größer sein als die Gewichtskraft des Bodenpartikels:

$$F_w \geq F_G$$

Nach Beschorer [2017] gilt für den Widerstand umströmter Körper  $F_w$ :

$$F_w = c_w \cdot p_d \cdot A$$

Darin ist  $c_w$  ein dimensionsloser Widerstandsbeiwert,  $p_d$  der dynamische Staudruck und  $A$  die Schattenfläche des Körpers normal zu seiner Anströmungsrichtung. Für den dynamischen Staudruck wiederum gilt:

$$p_d = 1/2 \cdot \rho_f \cdot U_p^2$$

In dieser Gleichung fließen die Dichte des Wassers  $\rho_f$  und die Geschwindigkeit  $U_p$  des den Bodenpartikels umströmenden Wassers ein. Bei der Herleitung werden die Sandpartikel näherungsweise durch Kugeln, die sich in der Strömung äquivalent verhalten, angenommen (s. Abbildung 2).

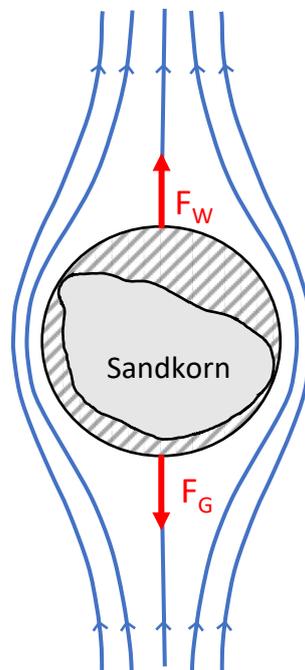
Die von der Strömung abgewandte Fläche im Schatten des Bodenpartikels, Schattenfläche genannt, beträgt mit dieser Vereinfachung:

$$A_d = \pi/4 \cdot d_p^2$$

Darin ist  $d_p$  der Durchmesser der äquivalenten Kugel. Für die Gewichtskraft ergibt sich:

$$F_G = (\rho_p - \rho_f) \cdot g \cdot V_p$$

Mit: Dichte des Partikels  $\rho_p$ , der Erdbeschleunigung  $g$  und dem Volumen der äquivalenten Kugel  $V_p$ .



**Abb. 2:** Kräftegleichgewicht auf ein Bodenpartikel nach [Brum Passini et al. 2018]

Durch Gleichsetzen der Kräftegleichungen  $F_w = p_d$  erhält man die Grenzströmungsgeschwindigkeit  $U_{p0}$ , die gerade so groß ist, dass sich die Bodenpartikel in der Schwebelage befinden, da ein Gleichgewicht zwischen den Kräften vorliegt.

$$U_{p0} = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{(\rho_p - \rho_f) \cdot g \cdot d_p}{\rho_f \cdot c_w}}$$

Der dimensionslose Widerstandsbeiwert  $c_w$  kann für Kugeln aus Abbildung 3 abgelesen werden. Unter der Annahme eines idealen, kreisrunden Ringraums zwischen Spüllanze und Boden, beträgt dessen Querschnittsfläche die Größe:

$$A_h = \pi/4 \cdot (d_h^2 - d_e^2)$$

Dabei ist  $d_h$  der Durchmesser der verflüssigten Zone und  $d_e$  der Außendurchmesser der Spüllanze. Mit der Annahme, dass der durch die Spüllanzen eingetragene Durchfluss im Spülloch die Richtung wechselt und mit einer über den Querschnitt  $A_h$  gleichmäßigen Geschwindigkeit aufsteigt, kann die tatsächliche Strömungsgeschwindigkeit  $U_P$  bestimmt werden.

$$U_{P0} = Q_0 / A_h$$

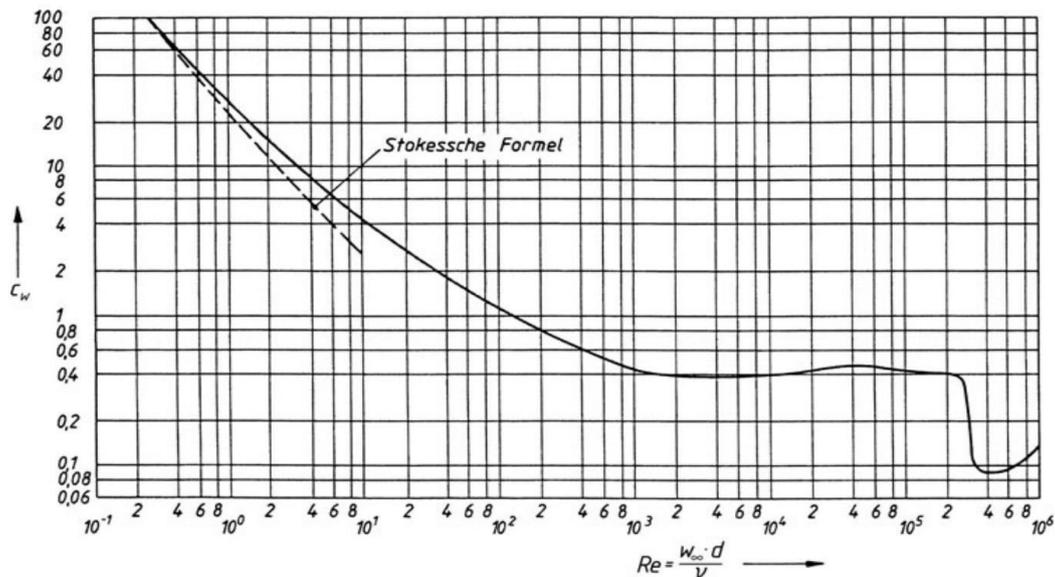


Abb. 3: Widerstandsbeiwert  $c_w$  einer glatten Kugel nach Wieselsberger [Beschorer 2017]

Setzt man schlussendlich die tatsächliche Strömungsgeschwindigkeit im Ringraum mit der Grenzgeschwindigkeit gleich, kann der Durchmesser der verflüssigten Zone  $d_{h0}$  direkt berechnet werden.

$$d_{h0} = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{Q_0}{U_{P0}} + d_e^2}$$

Für die Reynoldszahl der Bodenpartikel gilt:

$$Re_p = \frac{U_0 \cdot d_p}{\nu}$$

Die Herleitung der Formeln ist der Herleitung in Brum Passini et al. [2018] nachempfunden. Die kinematische Zähigkeit  $\nu$  kann der Tabelle 1 entnommen werden.

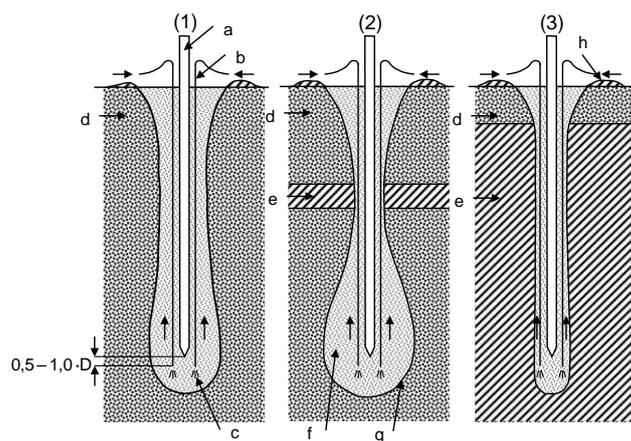
Tabelle 1: Kinematische Zähigkeit und Dichte Wassers in Abhängigkeit von der Temperatur [Witt, 2009]

Temperatur in [°C]	Kinematische Zähigkeit $\nu$ in [m <sup>2</sup> /s]	Dichte $\rho_w$ [kg/m <sup>3</sup> ]
0	$1,794 \cdot 10^{-6}$	999,84
10	$1,310 \cdot 10^{-6}$	999,70
20	$1,011 \cdot 10^{-6}$	998,20
30	$0,804 \cdot 10^{-6}$	995,65
40	$0,659 \cdot 10^{-6}$	992,21
50	$0,556 \cdot 10^{-6}$	988,04
60	$0,478 \cdot 10^{-6}$	983,21

### Funktionsweise

In Anlehnung an das Düsenstrahlverfahren (Jet Grouting) beschreibt Tsinker [1988] das Jetting, in der ursprünglichen Variante für die Installation von Pfählen, als eine sehr effektive und zeitsparende Methode der Pfahleinbringung.

Der Einsatz des Verfahrens empfiehlt sich hauptsächlich in sandigen Böden. Tsinker [1988] hebt jedoch hervor, dass das Verfahren bei Anpassung auch bei leicht kiesigen Böden bis zu hartem Ton eingesetzt werden kann. Das Jetting eignet sich für den Rückbau von Pfählen unterschiedlichster Materialien und Querschnitten. Es lassen sich damit insbesondere auch Pfähle mit Fußaufweitung effizient entfernen, da die Störzone zwischen Pfahl und Boden als relativ groß angesehen werden kann. Beim Jetting strömt ein Wasserstrahl, welcher auch mit Druckluft kombiniert werden kann, mit Hilfe von Lanzen an der Spitze und/oder entlang der Seiten des Pfahls aus. Der Boden wird durch diese Methode so stark aufgelockert, sodass der Pfahl durch sein Eigengewicht in den Boden eindringen würde. Bei der Anwendung in Sandböden ist die Durchflussmenge des Wassers entscheidender als die Geschwindigkeit des Wasserstrahls. Bei kiesigen Böden oder hartem Ton wird hingegen die Strahlgeschwindigkeit von wichtigerer Bedeutung.



**Abb. 4:** Jetting in verschiedenen Baugründen: (1) Sand, (2) Sand mit Tonschicht, (3) Sandschicht mit darunterliegendem Ton, a: Pfahl, b: Spüllanzen, c: Wasserstrahl, d: Sand, e: Ton, f: Sand- Wasser- Gemisch, g: Jetting- Loch, h: Feinpartikelablagerung nach [Tsinker, 1988]

Grundsätzlich gilt, dass die Wasserstrahlgeschwindigkeit ausreichend groß sein muss, um den Boden zu lösen und die Durchflussmenge so groß sein muss, dass das Wasser-Bodengemisch entlang des

Pfahls nach oben strömt. Wenn die Durchflussmenge nicht ausreicht, kann zusätzlich Luft eingeblasen werden, um die Auftriebskraft des induzierten Wassers zu vergrößern. Durch das teilweise Herausspülen der Feinpartikel in schluffigen Sanden wird die Pfahlmantelreibung durch das Jetting verbessert. Diese Feinpartikel werden an der Oberfläche abgelagert. Treten mächtige Tonschichten zwischen überwiegend sandigen Schichten auf, kann der Ringraum, in dem das Wasser zurückströmt, verstopfen. Daher müssen in diesen Fällen der Durchfluss und die Strahlgeschwindigkeit so angepasst werden, dass der den Pfahl umgebende Ton gelöst und mit an die Oberfläche befördert wird. Besonders wichtig wird diese Betrachtung, wenn Pfähle durch weiche Tonböden gespült werden sollen. Dabei ist sicherzustellen, dass der weiche Ton den Ringraum nicht verschließt. Abbildung 4 zeigt die Geometrien, die sich beim Jetting in verschiedenen Bodenverhältnissen einstellen. Die Düsen der Spüllanzen sollten zum Lösen des Pfahls etwa um das 0,5 bis 1,0-fache des Pfahldurchmessers tiefer als die Pfahlspitze liegen.

Sind große Felsblöcke oder viele Grobanteile im Boden enthalten, kann das Jetting an die Grenzen der Durchführbarkeit stoßen. Beim Jetting in Böden mit einem hohen Anteil an großen Körnern ist der Einsatz von großen Durchflussmengen unabdingbar. Allerdings kann dieser Umstand als Vorteil genutzt werden, indem die herausgespülten feineren Körner durch zusätzlich eingebrachte grobe Körner ersetzt werden und somit die Körnungslinie vorteilhaft für die Tragfähigkeit verschoben wird.

### Wasserbedarf aus empirischen Gleichungen

Mithilfe der folgenden Formeln kann der für das Jetting in sandige Böden erforderliche Wasserbedarf im Verhältnis zum Pfahldurchmesser ermittelt werden. Dabei ist zwischen trockenen Sandböden mit einem unterhalb des Pfahlfußes liegenden Grundwasserspiegel und vollständig oberhalb des Grundwasserspiegels liegenden Sandböden zu unterscheiden.

Für trockene Sandböden gilt nach [Tsinker, 1988]:

$$\frac{Q}{D} = 530 \cdot (d_{50})^{1,3} \cdot l^{0,5} + 0,1 \cdot \pi \cdot l \cdot k$$

Bei vollständig wassergesättigten Schichten gilt:

$$\frac{Q}{D} = 530 \cdot (d_{50})^{1,3} \cdot l^{0,5} + 0,017 \cdot \pi \cdot l \cdot k$$

Dabei geht die mittlere Korngröße  $d_{50}$ , die geplante Abteuftiefe  $l$  der Spüllanzen und der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  des Bodens in die Gleichung mit ein. Für das Abteufen von Spüllanzen wird der in die Gleichung eingehende Pfahldurchmesser durch den Lanzendurchmesser ersetzt.

Ist mit einem inhomogenen Schichtenverlauf zu rechnen, kann ein mittlerer Durchlässigkeitswert  $k_m$  genutzt werden:

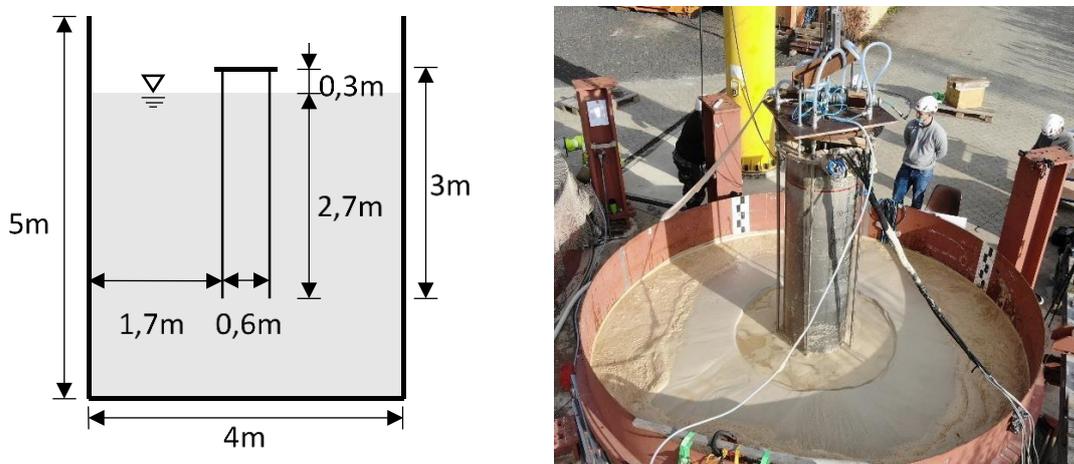
$$k_m = \sum k_n \cdot \frac{l_n}{l}$$

$k_n$  beschreibt dabei Durchlässigkeitsbeiwert der jeweiligen Bodenschicht mit der Dicke  $l_n$ .

### 3. Modellversuche

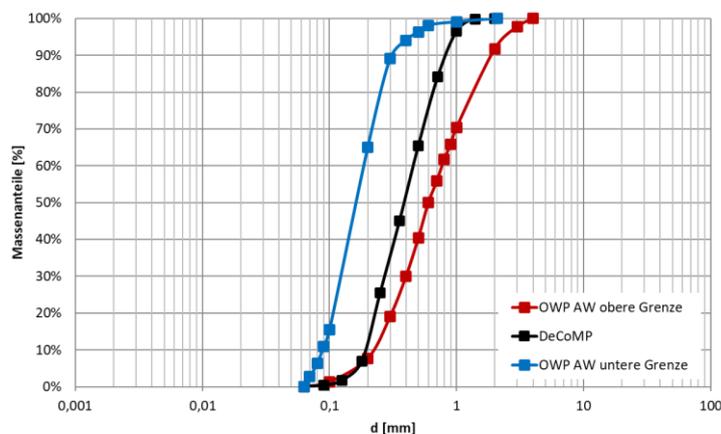
Um die aus der Literatur beschriebenen Ansätze zu validieren, wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens DeCoMP großmaßstäbliche Versuche zum Rückbau offener Stahlrohrpfähle durchgeführt. Genutzt wurde die Versuchseinrichtung des IGG-TUBS mit den Pfahldimensionen wie in Abbildung 5 dargestellt.

Der Versuchspfahl weist eine Länge von 3 m und einen Außendurchmesser von 61 cm auf. Aus der Wandstärke von 8 mm folgt der Innendurchmesser von 59,6 cm. Bei einer Stahlrohddichte von  $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$  beträgt die Gewichtskraft des Pfahlmantels 3,5 kN. Inklusiv der Messtechnik und dem Pfahlkopfflansch liegt das Gesamteigengewicht bei etwa 3,8 kN. Der Pfahl wurde vor dem Einbau mit insgesamt 11 Totlastspannungsgebern und 11 Porenwasserdruckgebern auf der Außenseite und 3 Totlastspannungsgebern sowie 3 Porenwasserdruckgebern auf der Innenseite versehen. Die Totlastspannungsgeber und die Porenwasserdruckgeber wurden jeweils paarweise mit geringem Abstand untereinander an den Pfahl angebracht.



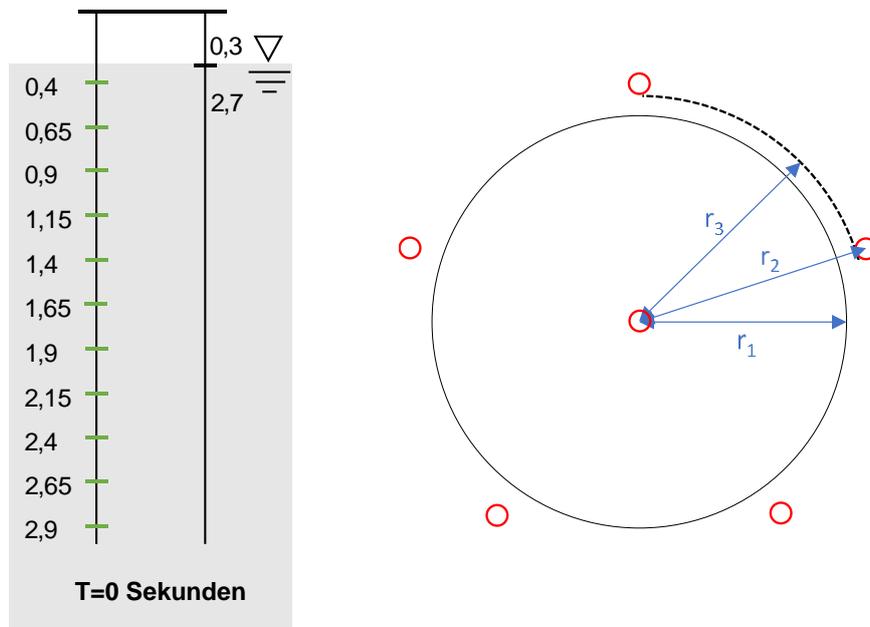
**Abb. 5:** links: Schnitt des Versuchsstands des IGG-TUBS mit Modelldimensionen, rechts: Jet-Extraktion im Versuchstrog

Für eine möglichst realitätsnahe Durchführung wurde ein Boden mit einer in der deutschen Nordsee anzutreffenden Kornverteilung genutzt (s. Abbildung 6).



**Abb. 6:** Kornverteilung des Modellbodens (schwarz), innerhalb der Bandbreite der Kornverteilungen des Windparks Amrumbank West

Der Pfahl wurde 2,7 m tief in den vollständig gesättigten Boden geschlagen. Abbildung 7 zeigt den Pfahl im installierten Zustand, sowie die Positionen, an denen sich die Messaufnehmer befinden. Die Sensoren werden im Folgenden nach ihrem Abstand zum Pfahlkopf benannt. Das oberste Messaufnehmerpaar PWD 0,4 (Porenwasserdruckgeber) und TS 0,4 (Totalspannungsgeber) hat demnach einen Abstand von 0,4 m zum Pfahlkopf und liegt damit bei 0,1 m Einbindetiefe. Im Rahmen der Versuche wurden fünf Lanzen symmetrisch um den Pfahl angeordnet (s. Abbildung 7, rechts).



**Abb. 7: links:** Versuchspfahl mit Sensorpositionen (Sensorpositionen in grün) in [m], **rechts:** Spüllanzenanordnung mit Abständen zum Pfahlmittelpunkt ( $r_1 = 30,5 \text{ cm}$ ,  $r_2 = r_1 + 4,25 \text{ cm}$ ,  $r_3 = r_1 + 3 \text{ cm}$ )

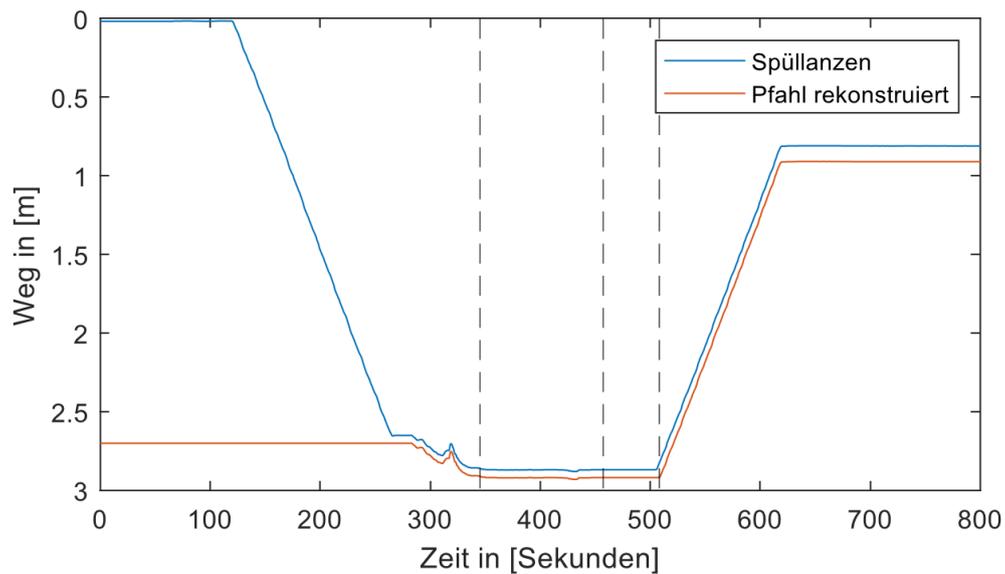
Der Abstand zwischen Pfahlwandung und Lanze betrug ca. 3 cm. Eine Einzellanze wurde zentrisch im Pfahlinneren positioniert, um die Bodensäule im Inneren zu verflüssigen. An den Enden der Lanzen wurden zusätzlich durch kleine Schläuche ein Luftdruck aufgebracht. Die insgesamt sechs Lanzen wurden in Reihe geschaltet und mithilfe einer zusätzlichen Auflast abgeteuft. Die Abbildung 8 zeigt die Gesamtkonstruktion vor dem Abteufen (links) und während des Abteufens (rechts).



**Abb. 8:** Spüllanzenkonstruktion während der Versuchsdurchführung

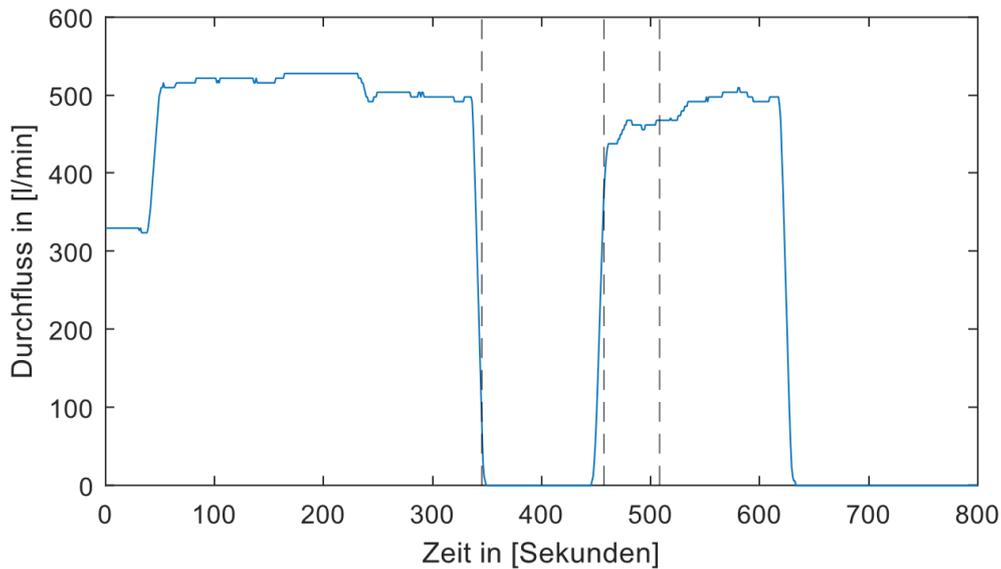
#### 4. Versuchsdarstellung

Die Lanzen wurden bis zur Lage des Pfahlfußes (2,7 m) abgeteuft. Beim Erreichen der maximalen Penetration wurde die Lanzenkonstruktion mit dem Pfahl verbunden und gemeinsam extrahiert. In der Abbildung 9 sind die Tiefenlagen der Spüllanzenkonstruktion (blau) und die Penetration des Pfahls (rot) dargestellt.



**Abb. 9:** Penetration der Spüllanzenkonstruktion und Modellpfahls während der Versuchsdurchführung

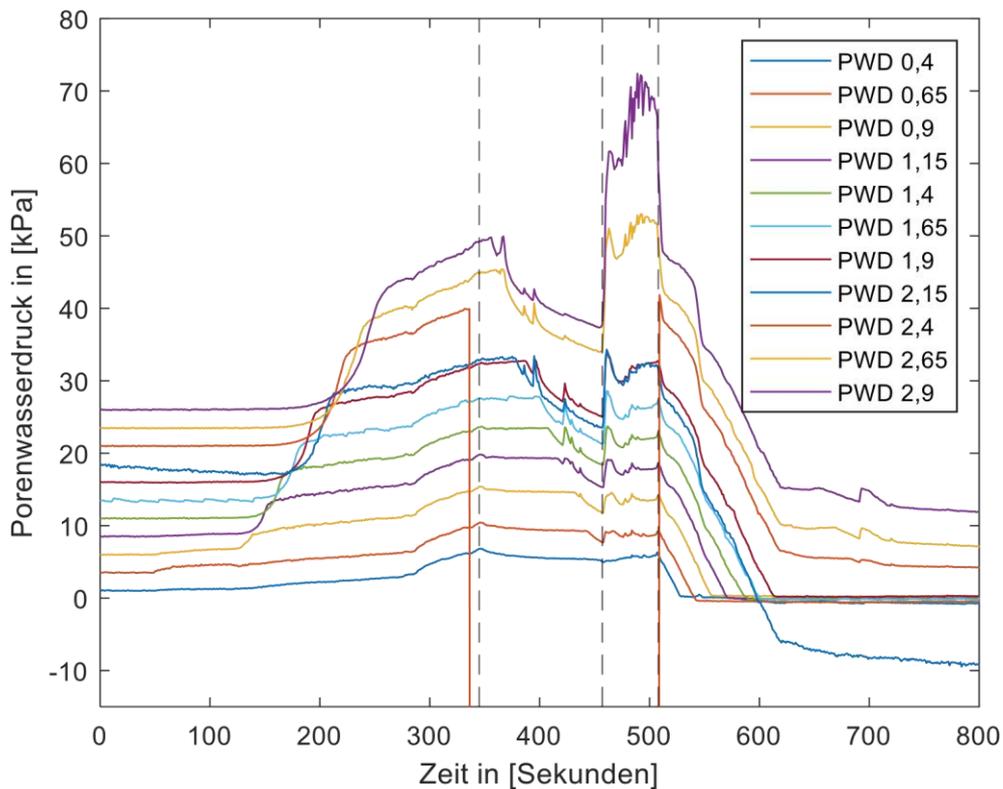
Der aufgebrauchte Wasser- und Luftdruck lag in einem Bereich zwischen 1,0 und 2,0 bar. Der Durchfluss  $Q$  lag während des Abteufens und der Extraktion relativ konstant bei 500 l/min (vgl. Abbildung 10).



**Abb. 10:** Durchfluss  $Q$  [l/min] während des Versuches

Während des Abteufens der Spüllanzen musste für das Anschlagen des Pfahls, kurzzeitig die Zufuhr des Wasser-Luft-Gemischs unterbrochen werden (Zeitpunkt ca. zwischen Sekunde 350 und Sekunde 450). Ab etwa 500 s wurde die Gesamtkonstruktion gezogen. Die Penetration bei finaler Extraktion lag bei ca. 0,80 m.

Anhand der PWD-Verläufe in der Abbildung 11 ist zu erkennen, wie bei steigender Penetration der Wasserdruck um den Pfahlmantel zunimmt. Ebenfalls ist das Erreichen der Sensorebenen durch die Spüllanzen durch einen rapiden Anstieg der Porenwasserdrücke gut zu erkennen. Während der Abschaltung der Spüllanzen fallen die Porenwasserdrücke und steigen nach Wiederaufnahme der Spülung schlagartig an. Während der Extraktion nehmen die Porenwasserdrücke ab, da sich die Relativpositionen der Pfahlsensorik durch die Extraktion verändert.



**Abb. 11:** PWD-Verläufe am Pfahlmantel

Wie bereits zu Beginn dieses Beitrags beschrieben, kann die effektive Horizontalspannung durch Subtraktion des Porenwasserdrucks von der horizontalen Totalspannung bestimmt werden. In der Abbildung 12 sind die Effektivspannungen an der Pfahlaußenseite zeitlich dargestellt. Hier ist das Erreichen der Spüllanzen durch einen signifikanten Abfall der Effektivspannung klar erkennbar. Eine Änderung der Effektivspannung während der Spülpause (zw. 350 s und 450 s) ist nicht zu erkennen. Somit kann festgehalten werden, dass nahezu der gesamte Pfahlwiderstand herabgesetzt und die geschaffene Störzone permanent offengehalten wurde.

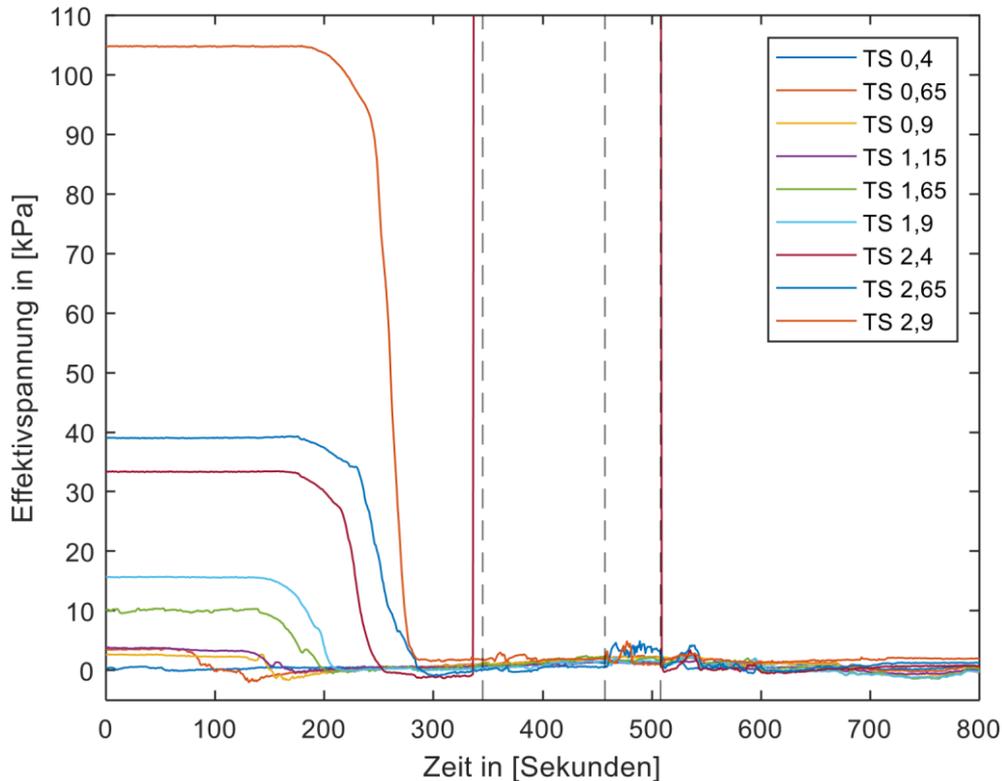


Abb. 12: Verläufe der effektiven Horizontalspannung

### Vergleich Wasserbedarf

Wie der Abbildung 10 entnommen werden kann, betrug die Durchflussmenge während des Versuchs ca.  $Q = 500$  l/min, bzw. 83,3 l/min je Lanze. Mithilfe des in Abschnitt 2 vorgestellten Bemessungsansatzes kann die für den Extraktionsvorgang erforderliche Wassermenge ansatzweise ermittelt werden. Während des gesamten Versuchs ist von einer vollständigen Sättigung des Bodens auszugehen. Daher gilt:

$$\frac{Q}{D} = 530 \cdot (d_{50})^{1,3} \cdot l^{0,5} + 0,017 \cdot \pi \cdot l \cdot k$$

Mit der Pfahlpenetration von  $l = 2,7$  m, einem Lanzendurchmesser von  $D = 0,02$  m und dem Wert  $d_{50} = 0,39$  mm ergibt sich die erforderliche Wassermenge zu:

$$Q = \left( 530 \cdot (0,39 \text{ mm})^{1,3} \cdot 2,7^{0,5} + 0,017 \cdot \pi \cdot 2,7 \cdot 36,18 \frac{\text{m}}{\text{Tag}} \right) \cdot 0,02 \text{ m}$$

$$Q = 5,22 \text{ m}^3/\text{h} = 87,1 \text{ l}/\text{min}$$

Die erforderliche Wassermenge nach dem Ansatz von Tsinker [1988] zeigt damit eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

### Betrachtung der Verflüssigungszone

Soll die Verflüssigungszone wie im Abschnitt 2 ermittelt werden, muss zunächst die Wasserstrahlgeschwindigkeit berechnet werden:

$$U_p = \frac{Q_0}{A_0} = \frac{83,1 \text{ l/min}}{302 \text{ mm}^2} = 0,458 \text{ m/s}$$

Bei einer Wassertemperatur von ca. 14 °C, beträgt die kinematische Zähigkeit des Wassers  $\nu = 1,131 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  (linear interpoliert nach Tabelle 2) sowie die Dichte  $\rho_w \approx 1 \text{ kg/l}$ . Wird für den Partikeldurchmesser  $d_p = d_{95} = 0,95 \text{ mm}$  angenommen, kann die Reynoldszahl berechnet werden:

$$Re_p = \frac{U_0 \cdot d_p}{\nu} = \frac{0,458 \text{ m/s} \cdot 0,95 \text{ mm}}{1,131 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 384,7 \text{ [-]}$$

Somit kann aus der Abbildung 3 der Widerstandsbeiwert zu  $c_w = 0,63$  abgelesen werden. Unter Berücksichtigung der Korndichte wird im Folgenden die Grenzströmungsgeschwindigkeit  $U_{p0}$  berechnet.

$$U_{p0} = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{(2,65 \text{ g/cm}^3 - 1 \text{ g/cm}^3) \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 0,95 \text{ mm}}{1 \text{ g/cm}^3 \cdot 0,63}} = 0,1804 \text{ m/s}$$

Damit beträgt der Durchmesser der verflüssigten Zone:

$$d_{h0} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{83,1 \text{ l/min}}{0,1804 \text{ m/s}} + (25 \text{ mm})^2} = 10,2 \text{ cm}$$

Ein verflüssigter Durchmesser von ca. 10 cm unterschätzt tendenziell die tatsächliche Verflüssigungszone. In dem Ansatz nach Brum Passini et al. [2018] wird die zugefügte Luft nicht berücksichtigt. Anhand einer visuellen Dokumentation in Abbildung 13 kann ein Durchmesser der Verflüssigungszone von ca. 20 cm (zur Relation: Lochabstand des Flansches  $d > 10 \text{ cm}$ ) abgeleitet werden.



**Abb. 13:** Verflüssigungszone während der Versuchsdurchführung

## 6. Fazit

Die durchgeführten Modellversuche haben einen möglichen Rückbau von offenen Stahlrohrpfählen mittels Spüllanzen gezeigt. Die Verläufe der Totspannungsgeber und die berechneten effektiven Spannungen am Pfahlmantel zeigen eine sehr große Reduktion der Pfahlwiderstände. Die Berechnungen der benötigten Wassermenge zum Abteufen der Lanzen, sowie der Durchmesser der Störzone liefern eine mittelmäßige bis gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Eine Implementierung der zugegebenen Luft in die Ansätze der Literatur kann diese Ungenauigkeit reduzieren und eine bessere Prognose und damit Übertragbarkeit auf In-Situ-Verhältnisse ermöglichen.

## 7. Literatur

**Beschorer, S. (2017):** Technische Strömungslehre. Ingolstadt: Springer Vieweg.

**Brum Passini, L. de; Schnaid, F.; Rocha, M. M.; Möller, S. V. (2018):** Mechanism of model pile installation by water jet fluidization in sand. In: *Elsevier*, 2018, S. 160–170.

**Eck B.; Kearton, W. J. (1929):** Turbo- Cebalse und Kompressoren: Springer Verlag.

**Hazen, A. (1892):** Some physical properties of sands and gravels with special reference to their use in filtration. In: 24th Annual Report Massachusetts State Board of Health: Pub, No.34, S. 539–556.

**Lehane, B. M.; Gavin, K. G. (2001):** Base Resistance of Jacked Pipe Piles in Sand.

**Tsinker, G. P. (1988):** Pile Jetting. In: *Journal of Geotechnical Engineering*, 1988, S. 326–334.

**Witt, K. J. (Hg.) (2009):** Grundbau- Taschenbuch Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke. Ernst und Sohn.

## Hafenerweiterung in Odense (DK) - 50 ha Landgewinnung im Odensefjord und 1.000 m neue Kaimauer

M.Sc. Laura Isabell Disselnkötter, Küster & Petereit Ingenieure GmbH, Elmshorn  
M.Sc. Niels Kiersgaard, Port of Odense, Munkebo (DK)

*Der 1805 gegründete Hafen von Odense verlagert seit einiger Zeit schrittweise seine Aktivitäten vom ehemaligen Stadthafen auf das Werft- und Industriegelände Lindø bei Munkebo. In der hier thematisierten Ausbaustufe wurde das bestehende Hafengebiet um etwa 40 ha in den Odense-Fjord erweitert und eine mehr als 1.000 m lange neue Kaianlage realisiert.*

*Die Hafenerweiterung wurde als flexibler Hafenterminal für schwere Sonderprojekte wie Windkraftanlagen, maritime Projekte, Stilllegung (Abwrackung) und Infrastrukturprojekte konzipiert. Ebenso wurde die gewonnene Fläche für Umschlagplätze von Schüttgütern und andere traditionelle Hafenbetriebe vorgesehen.*

*Im Mittelpunkt dieses Beitrages stehen vertragliche und bauliche Herausforderungen sowie Unterschiede zur Vorgehensweise bei der Umsetzung vergleichbarer Projekte in Deutschland. Kennzeichnend für dieses Projekt ist unter anderem die Realisierung einer Kaimauer-Fläche für Schwer- und Sondertransporte (Heavy Load Area), in welcher größte Mobilkräne operieren können. Besondere Herausforderungen aus technischer Sicht waren zudem die zu überbauenden, gering tragfähigen Böden im Odensefjord und die schweren Geschiebeböden im Liegenden.*



**Abb. 1:** Erweiterung des Terminals Nord des Lindø Port of Odense

## 1. Einleitung: Der Hafen Odense

Der ehemalige *Lindø Port of Odense (LPO)* ist heute einer der größten Häfen in Dänemark, er liegt im Odense Fjord zwischen Nord- und Ostsee auf der Insel Fünen (Fyn). Im Zuge der Umstrukturierung erhielt der Hafen im Jahr 2021 den Namen *Port of Odense*. Im Folgenden wird jedoch der während der Projektphase geltende Name (LPO) verwendet.

Der Hafen in Odense wurde 1805 gegründet. Im Laufe der Jahrzehnte unterlagen die dortigen Industrie- und Stadtgebiete wie vielerorts großen Wandlungen. Dabei wurde eine Verbindung zwischen Hafen und Stadt geschaffen. Aufgrund steigender Aktivitäten wurden diese vom ehemaligen Stadthafen allmählich auf das Werft- und Industriegelände Lindø bei Munkebo verlagert. 1992 wurde das Terminal für den Umschlag von Schüttgütern in Munkebo außerhalb Odenses in Betrieb genommen, 2009 der Lindø Industrie Park gegründet und im Jahr 2017 erfolgte der Zusammenschluss des Hafens und des Industrie Parks.

Vor der Baumaßnahme bestand bereits eine Kai-mauer mit 16 Liegeplätzen (60 bis 76), auf einer Gesamtlänge von 1750 m mit einer Wassertiefe von 7,5 m bis 11 m. Unter anderem beheimatet LPO mehrere Mobilkräne und Trockendock von 90 m x 315 m. Als Abschluss der ersten Phase der Hafenerweiterung erfolgte 2017 die Fertigstellung des Ostdamms, siehe Abb. 2. Auf dem Ostdamm wurden drei Windkraftträder errichtet.



**Abb. 2:** Luftbild des Hafens vor Baubeginn (<https://www.lpo.dk/en/port-expansion/>, Link nicht mehr verfügbar)

Unter dem Projektnamen LPO OST Nord - *Lindø Port of Odense Offshore Supply Terminal Nord* - wurde eine weitere Ausbaustufe des Hafengebietes zwischen dem bestehenden *Ostdamm* und dem vorhandenen Terminal realisiert. Das Hafengebiet wurde somit um etwa 40 ha (ursprünglich vorgesehen waren 50 ha) in den Odense-Fjord mit einem mehr als 1.000 m langen Kaimauerabschnitt erweitert. Im Zuge der Planung der Landgewinnung mit Uferwand stellte der Baugrund eine technische Herausforderung dar. Dieser ist in weiten Teilen des Projektgebietes im Odense Fjord durch organische

Gyttja und die Kertemide Moräne (Geschiebeeböden) gekennzeichnet. Des Weiteren waren Oberflächenlasten von bis zu 350 kN/m<sup>2</sup> zuzüglich punktueller Einwirkungen als Bemessungsgrundlage der Kaimauerkonstruktion vorzusehen. Das Industrie- und Hafengebiet besteht heute aus den drei Bereichen Terminal City (Industrie Hafen in Odense) sowie Terminal North und South in Lindø (Hafenterminal und Industriepark bei Munkebo).

Als Kompensationsmaßnahmen wurden zwei Naturschutzprojekte ins Leben gerufen. In Lumby an der Westküste wurden hierzu ein 100.000 m<sup>2</sup> großes Feuchtgebiet angelegt und im Nord-Osten des Fjords zwei Vogelinseln gebaut.

Der Bericht dieses großen dänischen Hafenbauprojektes umfasst einen Überblick von den ersten Planungen, eingebettet in ein Konversionsvorhaben für eine ehemals bedeutende Schiffbauwerft, über die Ausschreibungs- und Vergabephase bis hin zur Realisierung.

## 2. Ausschreibungs- und Vergabephase

Die Erweiterung der Hafenfläche wurde über eine funktionale Leistungsbeschreibung ohne Leistungskatalog veröffentlicht. Somit ist der Auftragnehmer neben der Ausführung ebenso für die Planung und Konzeption der Leistungen verantwortlich, wobei durch den Auftraggeber definiert wird, welche Bauleistungen Vertragsgegenstand sind. Dem Bauherrn obliegt, die Anforderungen eindeutig und erschöpfend zu beschreiben. „*Funktionalausschreibungen bieten Flexibilität für Auftraggeber und Bewerber. Dieser Ansatz kann innovative Lösungen hervorbringen, stellt durch die freiere Gestaltung aber auch erhöhte Anforderungen an die Ausschreibung und die Angebotserstellung.*“ (www.ibau.de, letzter Abruf 31.03.2022)

Zur Erstellung der Ausschreibung wurden im Vorwege Planungen und Untersuchungen seitens des Bauherrn vorgenommen. Der Großteil notwendiger Genehmigung wurde eingeholt. Zudem wurden Peilungen der Verklappungsfläche und des Sandlagers in der Ostsee sowie hydrographische Untersuchungen hinsichtlich des Wasserstandes durchgeführt.

Die geotechnischen Randbedingungen wurden anhand diverser Bohrungen, Drucksondierungen, geophysikalischer und umwelttechnischer Untersuchungen bewertet. Auf dieser Basis wurden bodenmechanische Kennwerte festgelegt und mit weiteren geotechnischen Gutachten zum Projektgebiet der Ausschreibung beigelegt.

Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen wurde das in der Fläche zu baggernde Volumen auf etwa 1,009 Mio. m<sup>3</sup> und das einzubauende Volumen, bezogen auf das Urgewässerbett, auf etwa 1,400 Mio. m<sup>3</sup> abgeschätzt.

Wichtigste Vertragsbestandteile aus der funktionalen Ausschreibung wurden die allgemeinen und besonderen Vertragsbedingungen (*General and Particular Terms - GT u. PT*) sowie die Leistungs- bzw. Projektbeschreibungen (*Project Description - PD*).

Die besonderen Bedingungen beinhalteten nebst anderem Sozialklauseln, vertragliche Themen, Anforderungen hinsichtlich Arbeitsbedingungen, SiGeKo, umwelttechnischen Aspekten, Qualitätssicherung sowie Arbeits- und Zeitplänen.

### Gewerke

Die Leistungsbeschreibung war in fünf Projektbeschreibungen aufgeteilt. Nach einer allgemeinen Beschreibung des Projekts in *PD1*, stellten die weiteren Teile *PD2* bis *PD5* die unterschiedlichen Gewerke Kaimauerkonstruktion, Nassbaggerung und Landgewinnung, Oberflächenbefestigung sowie Oberflächenentwässerung dar. Jedem dieser Bereiche wurden Mindestanforderungen zugewiesen, welche mit der Übergabe der Flächen über definierte Garantiezeiträume erfüllt sein müssen. Zusätzlich wurden Anforderungen an Umweltschutz, durchzuführende Messprogramme und zu beachtende Normen und Richtlinien gegeben.

*PD2* behandelte die Kaimauerkonstruktion inkl. ihrer Ausrüstung wie Poller und Fender. Die Leistungen umfassten den Anschluss an den vorhandenen Kai 76, die Herstellung der neuen Kaimauer mit einer Länge von 1.035 m und einer Wassertiefe von 11 m und abschließend eine ca. 40 m langen Flügelwand im Anschluss an das nördliche Deckwerk.

Die Kaimauer war für eine Lebensdauer von mind. 50 Jahren zu bemessen, die Anbauteile wie Leitern und Fender für 20 Jahre. Der Hauptkaimauer und Flügelwand wurden eine gleichmäßige Oberflächenbelastung von 40 kN/m<sup>2</sup> und eine definierte konzentrierte Belastung durch einen Mobilkran zugewiesen. Für einige Flächen inkl. des Anschlusses an die Bestandskaimauer galt neben selbiger konzentrierter Last eine charakteristische, gleichmäßige Oberflächenbelastung von 100 kN/m<sup>2</sup>. In der sogenannten *Heavy Load Area* war eine gleichmäßige Oberflächenbelastung von 350 kN/m<sup>2</sup> anzusetzen. Die gesamte Kaimauerkonstruktion war für eine zukünftige Gewässersohle bei -12,5 mDVR90 und eine Oberkante bei +2,5 mDVR90 zu bemessen.

Die Gewerke Nassbaggerung und Landgewinnung wurden im Teil *PD3* zusammengefasst. Dieser beinhaltete die Baggerung und Verklappung / Entsorgung der Böden aus der zukünftigen Liegewanne (zwischen Fahrrinne und Kaimauer) sowie aus der Erweiterungsfläche. Die Landgewinnung hatte mittels in der Ostsee gebaggerter nicht bindiger Böden zu erfolgen. Wo möglich sollten in der Liegewanne gewonnene Sande und Kiese zwecks Landgewinnung wieder verwendet werden. Des Weiteren war die Herstellung eines 260 m langen Deckwerks als nördlicher Abschluss der Fläche Teil dieser Projektbeschreibung. Als Mindestanforderungen wurde eine minimale Wassertiefe von -11,0 mDVR90 mit Baggertoleranzen von +1,0 / +0,0 m in horizontaler und +0 / -30 cm in vertikaler Richtung definiert.

In *PD4* wurde die geplante Oberflächenbefestigung im Bereich der Kaimauerflächen und des Hinterlands beschrieben, in *PD5* die Entwässerung und weitere infrastrukturelle Einrichtungen dieser Flächen. Die Geländeoberkante inkl. Oberflächenbefestigung war auf Flächen hinter der Uferwand bei +2,50 mDVR90 herzustellen, eine Anpassung von max. 0,2 m für Neigungen zwecks Entwässerung zulässig. Für das Hinterland galt eine Bauwerks-höhe von +2,0 mDVR90.

Die Fertigstellung des Projektes wurde mit Erstellung der Ausschreibungsunterlagen auf den 30. Juni 2020 terminiert.

Mit der Submission wurden die Bieter zur Einreichung von Aufmaßen und Mengen, Materialspezifikationen, vorgesehenen Technischen Lösungen und Ausführungs-Methoden (Zeichnungen, Projektbeschreibung), Ablaufplan und Organisation (Daten Meilensteine, Bauablaufplan, Organigramm, Qualifikationen) aufgefordert. Zusätzlich erfolgte die Aufforderung zur Prüfung, ob die durchgeführten Untersuchungen als ausreichend einzustufen waren oder durch weitere ergänzt werden sollten.

Es handelte sich um eine Europäische Ausschreibung mit Vorauswahl und Verhandlungen (Verhandlungsverfahren). Die Komplexität des Bauvorhabens ließ diese Art der Ausschreibung zu. Die Vergaberhandlungen fanden in zwei Runden statt. Nach Auswertung der Angebote wurden intensive Gespräche über technische und vertragliche sowie monetäre Randbedingungen geführt. Am Ende des Prozesses stand von jedem Bieter ein „*Best and Final Offer*“ (BAFO). In der ersten Runde konnte der finanzielle Rahmen des Bauherrn nicht eingehalten werden. In der zweiten Runde hatten die Bieter die Möglichkeit die Bauleistung entsprechend den zur Verfügung stehenden Finanzmitteln anzupassen und z.B. bestimmte Flächenanteile, die vom Bauherrn erst zu einem späteren Zeitpunkt benötigt werden, in einem „Rohbauzustand“ herzustellen.

Mit der Vergabe übernahm die Bietergemeinschaft neben dem Planungs- und Ausführungsrisiko auch in Teilen das Baugrundrisiko. Angesichts eines umfassenden Baugrundmodells wurde der zukünftigen ArGe das Baugrundrisiko für die Arbeiten der Nassbaggerung und der Flächenaufhöhung übertragen. Hinsichtlich der Rammarbeiten erfolgte eine Teilung des Baugrundrisikos in Abhängigkeit von der Rammtiefe. Die Angebote wurden zu 50 % auf Grundlage des angebotenen Preises, zu 30 % an den Technische Lösungen und Ausführungsmethoden und zu 20 % am Bauzeiten- / Bauablaufplan und der Organisation bewertet. Der Zuschlag wurde im April 2018 erteilt. Zu diesem Zeitpunkt betragen die kalkulierten Gesamtkosten für die Realisierung des Projekts etwa 350 Mio. dänische Kronen, das entspricht knapp 47 Mio. €.

Im Vorwege sowie begleitend zu den Ausführungen wurden durch die beauftragte Arbeitsgemeinschaft (Joint Venture - JV) Planungsdokumente mit notwendigen Nachweisen zu Standsicherheit, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erstellt. Diese wurden durch vom Bauherrn beauftragte FachberaterInnen gesichtet und bedurften deren Freigabe. Gleiches galt für erstellte „Method Statements“, in welchen die Ausführungsmethoden zur Herstellung der in der Planung definierten Voraussetzungen erläutert wurden. Es handelte sich jedoch um keine klassische Prüfung wie vergleichsweise in Deutschland durch unabhängige PrüfstatikerInnen.

Das Aufgabenfeld der vom Bauherrn beauftragten Ingenieur-Gemeinschaft (InGe) umfasste den „Design-Check“ sowie baubegleitende Überwachungs- und Kontrolltätigkeiten. Es erfolgte die Abstimmung hinsichtlich der Grundlagen zur Ausführungsplanung mit dem JV und deren FachplanerInnen bei der Erstellung und Prüfung der Planung unter Betrachtung vertraglicher und technischer Randbedingungen und letztlich eine ausführungsbegleitende Beratung von LPO als Unterstützung der örtlichen Bauüberwachung.

### 3. Ausführung

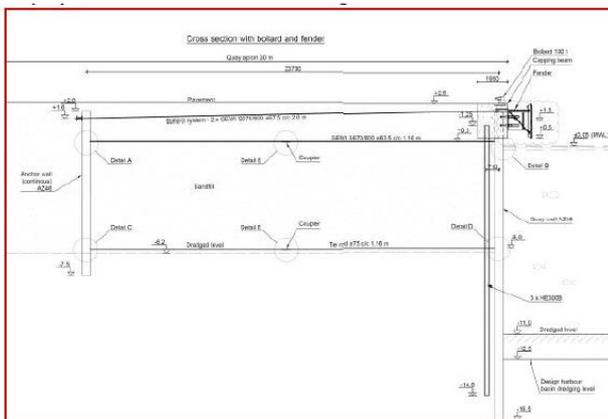
Die Herausforderungen des Projektes aus baulicher Sicht stellten der Baugrund und der geplante Umschlag schwerer Einheiten mittels Mobilkränen dar. Der Baugrund in der Erweiterungsfläche ist durch das Vorhandensein organischer Gytta charakterisiert. Die Mächtigkeit der Schichten variierten von 1-2 m bis hin zu 10 m im Bereich der Liegewanne. Die Weichböden werden in der Regel von Sanden und Kiesen unterlagert. Den Abschluss stellen kohäsive Böden, vorwiegend Geschiebemergel / Moräne, dar.

## Technische Lösungen des Projekts

### PD2 Kaimauer

Die Planung der Kaimauerkonstruktion wurde je nach Anforderungen auf unterschiedliche Lebensdauern bemessen. Zudem wurden gemäß geplanter Nutzung der Flächen verschiedene Flächen- und punktuelle Lasten in Ansatz gebracht. Grundlage für das Design ist eine zukünftige Gewässersohle von -12,5 mDVR90, wobei in dieser Ausbauphase zunächst eine Tiefe von -11,0 mDVR90 hergestellt wurde.

Die 1.075 m lange Hauptwellenwand besteht aus Spundwandprofilen AZ46 S430GP bzw. AZ52 S430GP, die der Ankerwand je nach Abschnitt aus AZ12 S430GP, AZ46 S355GP oder AZ26 S355GP. Für die temporäre Stützung der im Bauzustand noch unverankerten Konstruktion wurden HE-Profile S355J2 hergestellt. Die Stützkonstruktion war beim rammenden Einbau der Wellenwand Bestandteil der Rammführung. Als horizontale Rundstahl-anker kamen GEWI Anker der Klasse S670/800 mit einem Durchmesser von 63,5 mm und 75 mm zum Einsatz. Diese wurden im Abstand von 2,8 m angeordnet. Im Bereich der *Heavy Load Area* wurde eine zweite, tieferliegende Ankerlage vorgesehen, siehe Prinzipquerschnitt in der folgenden Abb. 3.



**Abb. 3:** Prinzipquerschnitt Kaimauer mit 2facher Ankerlage (JV Lindø Port of Odense I/S, 22.11.2019)

**Abb. 4:** Herstellung der Hauptwand

Die Spundwände wurden vom Wasser aus hergestellt, siehe Abb. 4. Nach dem Einbau der Rammführung erfolgte die Einbringung der Spundwandbohlen über hydraulisches Rammen. Die Hauptwand wurde vom Ponton aus unter einer Neigung von 1:100 gerammt. Die Bohlen der Ankerwand wurden mit einem Hochfrequenzrüttler mit variablem Moment vibrierend eingebracht.

### PD3 Nassbaggerungen und Landgewinnung

Als wichtigster Aspekt dieses Gewerkes galten die vertraglich definierten Maximalverformungen (Setzungen) unter Einwirkung von Oberflächenlasten über einen Zeitraum von fünf Jahren nach Übergabe der Flächen. Gleichzeitig hatte eine erfolgreiche Ausführung der Baggerungen und Landgewinnung unmittelbaren Einfluss auf die weiteren Gewerke, insbesondere auf die Kaimaueranlage.

Anhand der vorliegenden Baugrunddaten wurden die Setzungen je Fläche abgeschätzt und hieraus ein Baggerkonzept entwickelt. Zudem blieben die Standsicherheit von Unterwasserböschungen während der Baggerung und die Tragfähigkeit des Untergrundes (u.a. Durchstanzen, Auspressen) zu prüfen.

Weiterhin wurde diesem Gewerk der nördliche Abschluss der Erweiterungsfläche in Form einer mit Deckwerk befestigten Böschung zugeschrieben.

Die Baggerungen innerhalb der zukünftigen Liegewanne und Erweiterungsfläche erfolgten größtenteils mittels Tieflöffelbaggern (*BHD*) von schwimmenden Pontons aus, auch als Stelzenbagger bezeichnet. Das Baggergut wurde an Klappschuten übergeben, welche dieses zum Zielort transportierten. Die geringen kontaminierten Chargen wurden an Land verbracht. Die organische Gytija wurde in weiten Teilen der Erweiterungsfläche vor dem Einbau von Sand gebaggert und in Klappstellen in der Ostsee verbracht. Im Projektgebiet gewinnbare Sande und Kiese fanden innerhalb der Erweiterungsfläche Wiederverwendung.

In Bereichen geringer Wassertiefe wurde zur Baggerung der Gytija ein Schneidkopfsaugbagger eingesetzt. Von diesem aus wurde das Baggergut über Schwimmleitungen in Richtung Klappschuten befördert.



**Abb. 5:** BHD mit anliegender Schute

Der für die Erweiterung notwendige Sand wurde aus Entnahmestellen in der Ostsee durch einen *TSHD (Trailing Suction Hopper Dredger)* gewonnen und in die Fläche gespült. Der Laderaumsaugbagger wurde hierzu an Schwimmleitungen angeschlossen, welche in Landleitungen übergingen. Über diese wurde dann das Sand-Wasser-Gemisch in die Fläche eingespült. Der Einspülvorgang erfolgte nach vorgegebenen Sequenzen, sodass während der Verdrängung von Wasser der Transport von Feinstteilen auf ein Minimum reduziert wurde. Konstruktiv wurde dem mittels Mönchkonstruktionen und zuvor hergestellten Unterwasserdämmen entgegengewirkt. Die sensitiven Bereiche hinter der Kaimauerachse wurden vorwiegend nicht hydraulisch, sondern mechanisch über Bagger von Land aus aufgefüllt.



**Abb. 6:** TSHD mit Schwimmleitungen

Verbliebene Weichschichten wurden mit lagenweise verrieseltem Sand überbaut, hierbei wurde das Verrieselungsponton über Anker und Seile in vorgegebenen Bahnen geführt. Die Andienung erfolgte über Schwimmleitungen vom TSHD.

Den durchgeführten Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweisen wurden Annahmen hinsichtlich geotechnischer Eigenschaften der eingebauten Böden zu Grunde gelegt. Um die in der Planung angesetzten Kenngrößen erfüllen zu können sind üblicherweise Verdichtungsarbeiten der eingebauten Böden notwendig.

Der Fokus liegt dabei bei der Verdichtung des Auffüllungsbereiches oberhalb des Wasserspiegels. Die oberflächennahe Verbesserung des Baugrundes ist am wirkungsvollsten. Sie erfolgte mit Glattmantelvibrationswalzen und Polygonwalzen.

Aufgrund der mächtigen Auffüllungsschichten, von welchen teilweise große Anteile im gesättigten Bereich lagen sowie der stellenweise im Baugrund verbliebenen Weichschichten, wurden über Oberflächenverdichtung hinaus Maßnahmen zur Verbesserung des Baugrundes ergriffen. In der definierten *Heavy Load Area* kam die Tiefenverdichtung mittels Rüttelbohlen zum Einsatz. Weiter ergriffene Maßnahmen zur Tiefenverdichtungen werden im Folgenden aufgeführt.

Bei der *dynamischen Tiefenverdichtung* wird durch ein schweres Fallgewicht Energie in den Untergrund übertragen. In ungesättigten Böden führt dies zu der Neuordnung der Körner in einer dichteren Lagerung. In gesättigten Bodenkörpern entsteht Porenwasserüberdruck, dies löst eine Verflüssigung mit anschließender Neuordnung in ebenfalls dichterer Lagerung aus.

Bei im Untergrund verbleibenden Weichschichten größerer Mächtigkeit wurde, wo möglich, die *dynamische Verdrängung* als Maßnahme der Baugrundverbesserung eingesetzt. Hierbei wird ebenfalls ein Gewicht über eine große Höhe auf die Geländeoberkante fallen gelassen. Die erzeugten Sandsäulen verdrängen lokal die weichen Böden und erhöhen gleichzeitig die Tragfähigkeit des Systems.

Während der Baugrundverbesserungen erfolgte die Anpassung der Maßnahmen nach indirekten Baugrunduntersuchungen über Drucksondierungen (Raster 25 m x 25 m).

### PD4 Straßen und Oberflächenbefestigung und PD5 Infrastruktur

Je nach geplanter Nutzung der Flächen wurden jeweils unterschiedliche Oberflächenbefestigungen vorgesehen. Hierzu gehören Asphalt, Betondecken (Blöcke), Schotter und Nass-ansaat. Als Teil dieses Gewerkes wurde die Hauptstraße des Geländes auf der Erweiterungsfläche verlängert.

Zur Entwässerung der Ebenen wurde ein Dränagesystem mit Auslässen innerhalb der Spundwand installiert, hierbei wurden Ölabscheider und Sandfänge vorgesehen.

### **Qualitätssicherung**

Insbesondere bei Großprojekten, welche unterschiedliche Gewerke umfassen, ist eine de-taillierte Qualitätssicherung von zentraler Bedeutung. Hierzu zählen die Kontrolle verwendeter Materialien sowie ausgeführter Arbeiten. Bezüglich der Kaimauer stellen dies zum Beispiel Dokumentationen von Schweißnähten oder angefertigte Rammprotokolle dar.

Über Aufmaße, über- und unter Wasser (Peilungen), wurden einzuhaltende Toleranzen des konstruktiven Bauwerks und des Erdbauwerks geprüft. Des Weiteren erfolgten Inspektionen der Spundwand in Tauchgängen sowie über Screenings. Gebaggerte und eingebaute Volumina an Boden wurden über Schutenaufmaße und Peilungen an den Abtrags- und Einlagerungsorten dokumentiert.

Als ein weiteres Element der Qualitätssicherung wurden bodenmechanische Versuche der Sandauffüllung und Untersuchungen der gewonnenen Fläche im Feld vorgenommen. Mögliche Verformungen wurden in situ über Setzungsplatten, hydrostatische Sensoren und Horizontalinklinometer beobachtet. Über ein Monitoring Programm wurden im definierten Raster Drucksondierungen vor und nach den erläuterten Bodenverbesserungsmaßnahmen durchgeführt. Im Falle unerwarteter Baugrundsichtungen wurden die Setzungsberechnungen entsprechend angepasst.

Die Ausführung wurde durch den Bauherrn und seine Fachplaner begleitet. Der Austausch von Dokumenten die Planung, Dokumentation und Qualitätssicherung betreffend erfolgte vor und während der Ausführung über eine Online Projekt Plattform. Hier bestand zudem die Möglichkeit für beide Projektpartner Abweichungen während der Ausführung festzuhalten. Die ArGe dokumentierte dies in *Non-Conformity Reports*, der Bauherr in *Technical Queries*.

### **Problemstellungen während der Ausführung**

Im Folgenden werden während der Ausführung aufgetretene Problemstellungen kurz erläutert.

#### Verbleibende Weichschichten im Untergrund

Nach dem Erreichen der planmäßigen Endhöhe der Erweiterungsfläche wurden in einem Untersuchungsraster von 25 m x 25 m Drucksondierungen durchgeführt. Während der Planung getroffene Annahmen sollten überprüft bzw. validiert werden. Hierbei wurden im Untergrund stellenweise deutlich größere Weichschichtmächtigkeiten erkundet, als dies in der Planung berücksichtigt wurde. In Bereichen unmittelbar hinter der neuen Kaimauer mussten daraufhin Bemessungsprofile der Ausführungsplanung angepasst werden und lokal entsprechende konstruktive Zusatzmaßnahmen geplant und umgesetzt werden.

Für der Erweiterungsfläche wurden die Setzungsberechnungen der Ausführungsplanung ebenfalls an die angetroffene Baugrundsichtung angepasst. Durch die höhere Verformbarkeit der Gytta werden unter Auflast größere Setzungen erzeugt. Aus den Erkenntnissen wurde daher die Ausführung in Hinblick Verdichtung der Fläche(n) und Erreichen der Qualitätsanforderungen angepasst, so zum Beispiel mittels der erwähnten Tiefenverdichtungen.

Im Vergleich zu Dänemark liegt in Deutschland das Baugrundrisiko grundsätzlich auf Seiten des Bauherrn.

### Schlosssprengungen

Schlosssprengungen sind häufig durch schwere Rammungen und / oder Hindernisse im Boden versachte auftretende, meist lokal begrenzte Schäden an Fädelschlössern der Spundwand. Bei diesem Projekt im Odense Fjord traten einige solcher Schlosssprengungen auf, welche in der Regel durch das Vorsetzen von angeschweißten Stahlplatten behoben wurden.

### Schaden Fläche 4

Im Juni 2019 kam es während der Einspülung von Sand auf einer Länge von etwa 52 m zu einer plötzlichen Verformung bzw. Verschiebung der Hauptwand. Die temporäre Stützkonstruktion aus HEB-Blöcken blieb dabei größtenteils an Ort und Stelle, während die maximale horizontale Verschiebung der Spundwandbohlen ca. 1,66 m betrug (in Bezug auf die plan-mäßige Spundwandachse).

Zu dem Schadensfall wurde durch einen unabhängigen Dritten ein Gutachten erstellt. In diesem wurde ein Zusammenspiel dreier Hauptfaktoren als Ursache für den Schaden postuliert. Durch mehr Auffüllung hinter der Wand wurde die Belastung auf Wand und Anker erhöht. Zudem konnten Schweißnähte nicht durchweg erforderliche Qualitätsmerkmale erfüllen. Letztlich ließen weitere Untersuchungen eine lokale niedrigere Qualität des Geschiebemergels vermuten, in welchen die Bohlen einbinden.

Im Zuge der Sanierung wurden zwei zusätzliche Querwände zwischen Haupt- und Ankerwand hergestellt. Verformte Spundwandbohlen und Stützträger wurden dabei entfernt und durch neue Elemente ersetzt.



*Abb. 7: Schaden Spundwandabschnitt 4*

#### 4. Meilensteine

Die Ausführung des Projekts begann im Sommer 2018 und wurde Ende 2020 abgeschlossen, das gesamte Projekt war durch drei Meilensteine (MS) gekennzeichnet. Die Erweiterungsfläche mit Kaimauer wurden im Zuge des zweiten und dritten Meilensteins übergeben.

Der erste Meilenstein beinhaltete die Einreichung einer vollständigen Beschreibung des Projektes im Detail einschließlich zu führender Berechnungen sowie detaillierter Zeichnungen und Mengen bis spätestens 4 Monate nach dem Datum des Vertragsabschlusses. Mit dem zweiten Meilenstein wurde die Fertigstellung der ersten 375 m Uferwand mit Anschluss an den Bestandskai 76 sowie weiterer Flächen des Hinterlands festgelegt. Die Leistungen des *MS II* waren spätestens 14 Monate nach Vertragsabschluss zu erbringen.

Alle weiteren in der Ausschreibung enthaltenen Arbeiten wurden im letzten *MS III* fixiert. Zu der *As-Built-Dokumentation* zählten unter anderem die erforderlichen rechnerischen Nachweise der Gerüststandsicherheit und der Kaimauerkonstruktion sowie die ermittelten Verformungen inklusive Differenzsetzungen als Gebrauchstauglichkeitsnachweise. Zudem waren mit der Übergabe sämtliche die Qualitätssicherung betreffende Dokumente zu liefern.

Im Zuge dieser ausführungsbezogenen, funktionalen Meilensteine wurden Vereinbarungen zu Reparaturen getroffen. Mit der Übergabe der Leistungen des dritten Meilensteins erfolgte der Abschluss des Bauprojekts und es begann die Garantieperiode von fünf Jahren.

#### 5. Ausblick

Das hier vorgestellte, durch Akteure verschiedener Länder umgesetzte Projekt OST Nord auf dem flächenmäßig größten Hafengebiet Dänemarks stellt sich als ein erfolgreicher Schritt in die Zukunft dar.

Der Odense Havn bietet mit seiner heutigen Infrastruktur und der zusätzlich gewonnenen Terminalfläche auf internationaler Ebene eine Vielzahl an Möglichkeiten, den Umschlag diverser Güter zu realisieren. Die Einrichtungen umfassen unter anderem einen Portalkran einer Hubkraftleistung von 1.200 t sowie einen LHM 800 Mobilkran. Mit letzterem werden durch den elektrobetriebenen Motor jährlich etwa 300 Tonnen CO<sub>2</sub> Emissionen eingespart.

Mittlerweile werden die europaweit größten Monopiles sowie Gondeln für Offshore-Windkraftanlagen an den neuen Kaianlagen umgeschlagen.

Der Hafen befindet sich stetig im Wandel. Zusätzliche Ausbaustufen sind in der Planung. Nebst Flächenerweiterungen und einer Vertiefung der Fahrrinne auf -12,0 mDVR90 sollen die bestehenden Kaianlagen zum Beispiel mit höher belastbaren Pollern ausgestattet werden.

## Planung eines Passagierterminals auf den Britischen Jungferninseln

Dr. Karsten Galipp, Inros Lackner SE, Bremen  
Dr. Klaus Richter, Inros Lackner SE, Bremen  
Torsten Illgen, Inros Lackner Vietnam LLC  
Matthew Purvis, Inros Lackner SE, Bremen

Das West End Ferry Terminal (WEFT) befindet sich an der südwestlichen Spitze der Insel Tortola (Britischen Jungferninseln), die zu den Kleinen Antillen in der Karibik gehören. Der WEFT ist der verkehrsreichste Passagierhafen der Britischen Jungferninseln mit einem Passagieraufkommen von 170.000 Passagieren im Jahr 2016. Während der Hurrikan-Saison 2017 wurde das WEFT durch die Hurrikane Irma und Maria nahezu vollkommen zerstört. Infolge der Zerstörung war das Terminal bis zum August 2019 nach der Errichtung provisorischer Terminalanlagen nicht mehr in Betrieb.

Vor seiner Zerstörung war der WEFT das wichtigste Drehkreuz für:

- internationale Passagierfähren, die zwischen den BJI und den US Virgin Islands verkehren (inkl. Einreise- und Zollformalitäten),
- lokale Passagierfähren, die zwischen Tortola und den kleineren Inseln der Britischen Jungferninseln Touristen transportieren, und
- private Charteryachten und Wassertaxis.

Um den modernen Ansprüchen an einen internationalen Fährterminal zu genügen, soll das gesamte Terminal, inklusive Gebäude, Anleger und Außenanlagen, modernisiert und erweitert werden, um wieder zum wichtigsten Passagierdrehkreuz auf den Jungferninseln zu werden.

Für das Layout des gesamten Terminalgeländes und die Architektur des Terminalgebäudes wurden drei Varianten ausgearbeitet, von denen jeweils eine Version nach Vorgabe des Kunden der Öffentlichkeit vorgestellt wurden. Die Bewertung der Entwürfe erfolgte unter Einbeziehung der Umweltverträglichkeit und der verkehrstechnischen Aspekte. Die Architektur der vom Kunden ausgewählten Vorzugsvariante des Terminalgebäudes spiegelt die natürliche Schönheit der Britischen Jungferninseln mit ihren vulkanischen Erhebungen und den Meereswellen wieder. Das Terminalgebäude soll ein neues Wahrzeichen der Britischen Jungferninseln werden und ein Vorzeigeobjekt für eine nachhaltige und zukunftsorientierte Entwicklung.

# Herausfordernde Spezialtiefbauarbeiten am inneren Hafen von Kopenhagen

Petra Peter, Karsten Beckhaus, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Mit dem Projekt „Operaparken“ entsteht eine Tiefgarage im Zentrum von Kopenhagen und in direkter Nachbarschaft zur königlichen Oper. BAUER Spezialtiefbau GmbH wurde vom Auftraggeber A.P. Møller Foundation mit der Ausführung einer zweilagig rückverankerten Schlitzwand als permanente Außenwand für die spätere Tiefgarage beauftragt.

Entscheidend für den Erfolg war eine intensive Arbeitsvorbereitung einschließlich einer kritischen Baustoffauswahl, vor allem für die Stützflüssigkeit zur Sicherung des offenen Schlitzes. Im Weiteren ist ein sehr detaillierter Qualitätssicherungsplan umgesetzt worden, um eine hohe Ausführungsqualität in hochanspruchsvollen Baugrundverhältnissen zu gewährleisten.

Key words: Kalkstein, Schlitzwand, Stützflüssigkeit, Qualitätssicherung, Dauerhaftigkeit

## Operaparken

Die Königliche Oper der dänischen Hauptstadt, die Operaen, liegt auf der Insel Holmen (vgl. Abb. 1) und ist eine der modernsten Bühnen der Welt, wurde 2005 eröffnet und trägt zur weltweit bekannten hohen Lebensqualität von Kopenhagen bei. Das Gebäude sowie die verantwortlichen Architekten und Ingenieure erhielten 2008 den Outstanding Structure Award der International Association for Bridge and Structural Engineering (aus: Wikipedia).

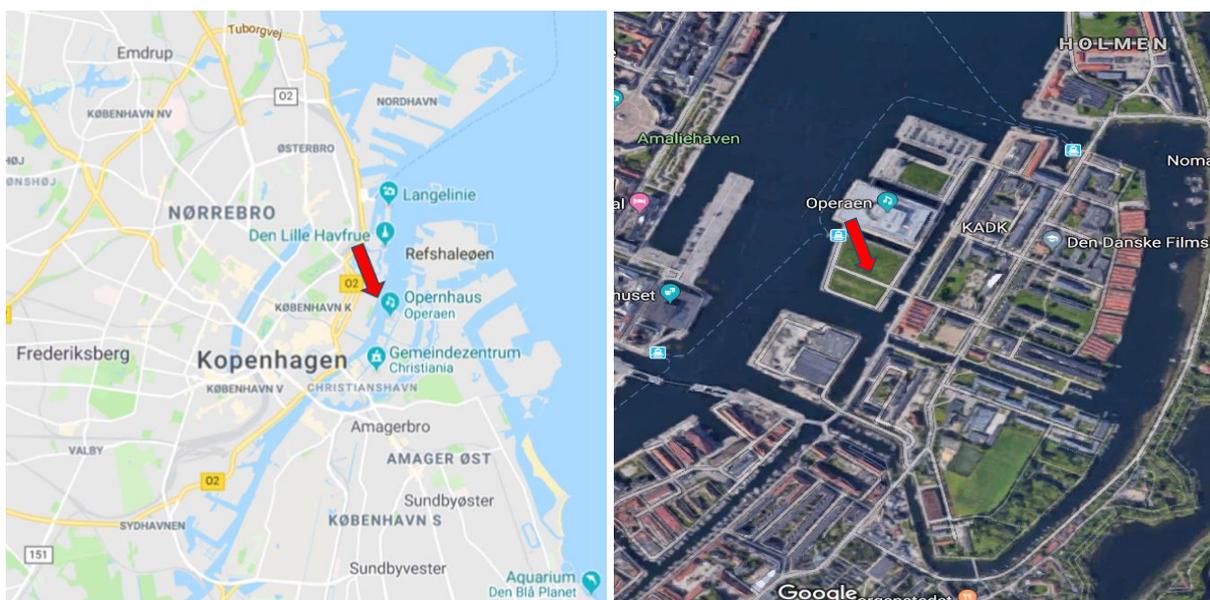


Abb. 1: Lage des Projekts Operaparken im Zentrum Dänemarks Hauptstadt (Google Maps)

Mit dem Projekt „Operaparken“ entsteht eine Tiefgarage unter einer öffentlich zugänglichen Parkanlage im Zentrum der dänischen Hauptstadt, direkt neben dem Opernhaus am inneren Hafen von Kopenhagen (vgl. Abb. 2). Das Projekt Operaparken im Auftrag der Opera Park Fund soll bis 2023 fertiggestellt werden.



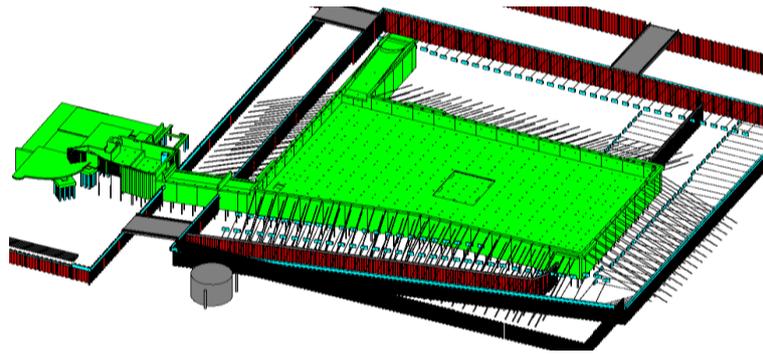
**Abb. 2:** Entwurf der Parkanlage Operaparken mit darunterliegender Tiefgarage (Opera Park Fund)

### Geologie und Entwurf

Die Geologie in Kopenhagen ist im generellen Aufbau einfach, in den Schichtdicken aber über kurze Abstände variabel und im Detail ungleich anspruchsvoll, wenn es um Arbeiten des Spezialtiefbaus geht, insbesondere um die Bohrfahl- und Schlitzwandherstellung.

Ausgehend von einer Geländeoberkante von +2 bis +3 m üNN liegen zunächst Auffüllungen bis -1,8 bis -4,5 m üNN vor. Darunter folgt die glaziale Moräne des Quartärs in unterschiedlicher toniger, sandiger und kiesiger Ausprägung, im unteren Bereich aber überwiegend als grobkörnig mit Steinanteil angesprochen wurde. Solche Groblagen können beim Aushub auch bei korrekter Ausführung zu Überprofilen führen, die in der offenen Baugrube dann ggf. sichtbar werden. Auch Findlinge mit bis zu 2 m Kantenlänge waren zu erwarten. Unter den Ablagerungen der Moräne liegt ab -7,6 bis -11,1 m üNN der Kalkstein, der ab etwa 5 m Schichtstärke kompakter vorliegt. Beachtenswert sind hier auch die wiederholten Einschlüsse von Flint, einem quarzreichen Kieselgestein, welche die Fräsleistung beeinflussen und damit die Standzeiten des offenen Schlitzes signifikant erhöhen können.

Der Bauherrnentwurf wurde in der objektorientierten und BIM unterstützenden Software Revit von Autodesk in eine 3D-Planung umgesetzt, die in der Konstruktionsphase dann als digitaler Zwilling zur Verfügung stand. In Abbildung 3 ist ein Entwurf aus der Angebotsphase dargestellt, in dem noch eine statisch relevante Verbindung der Tiefgarage mit der Oper geplant war, die schließlich nicht ausgeführt wurde. Die Standsicherheitsnachweise des offenen Schlitzes sowie die Statik zum Baugrubenverbau wurden hausintern erarbeitet. Schon in der frühen Angebotsphase wurde das Projekt Operaparken intensiv durch den Bauer Construction Process begleitet. „BCP“ ist ein systematisch organisierter und gesteuerter Prozess, der die transparente und integrale Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten in einem weltweit einheitlichen Ablaufschema fördert. BCP folgt der Lean-Philosophie, bildet die Basis für eine prozessoptimierte Abwicklung der Baustelle, und insbesondere die frühzeitige Etablierung technisch sinnvoller oder notwendiger Ausführungsschritte erlaubt so eine möglichst nachhaltige Baustelle.



**Abb. 3:** 3D-Modell der verankerten Schlitzwandbaugrube, mit geplantem Verbindungstunnel zur Oper

Insbesondere wurden im Vorfeld der eigentlichen Arbeiten auf dem Baufeld sorgsame und detaillierte Ablaufplanungen der Arbeiten und Eignungsuntersuchungen der Baustoffe durchgeführt und dafür auch die notwendige Zeit reserviert.

### Die Spezialtiefbauarbeiten

Für den Bau der geplanten Tiefgarage auf dieser künstlichen Insel war die Erstellung einer dichten Baugrube erforderlich. Zur Sicherstellung der ausreichenden Wasserdichtigkeit der Baugrube mit Restwasserhaltung war das Durchhörtern der Moräne sowie die ausreichend tiefe Einbindung in die untergelagerte Kalksteinformation erforderlich.

Bauer Spezialtiefbau war mit der Herstellung von insgesamt 6.400 m<sup>2</sup> Schlitzwand beauftragt, die mithilfe der Seilbagger BAUER MC 76 und MC 96, jeweils ausgestattet mit einem Seilgreifer und einer Schlitzwandfräse BC 48 hergestellt wurden. Ausführungszeitraum für die gesamte Baugrubenumschließung war April 2020 bis März 2021.

Für die Planung der Baustellenlogistik kam unter anderem das Software-Paket Virtual Site Installer der Bauer Spezialtiefbau zum Einsatz (vgl. Abb. 4, oben). Diese digitale 3D-Darstellung erlaubt allen Beteiligten ein schnelles und einfaches Verständnis der Baustellensituation und geplanten Ablaufplanung, dient durch eine integrale Detailplanung auch der Fehlervermeidung bzw. erlaubt in kurzer Zeit und transparent notwendige Anpassungen an neue Gegebenheiten.

Zur Sicherstellung der ausreichenden Mengen an Bentonit-Suspension für die Standsicherheit der offenen Schlitzte, deren erforderliche technische Eigenschaften sich bei Bauer grundsätzlich aus rechnerischen Nachweisen ergeben [Idda, 2022], wurden Containerburgen zur Vorhaltung aufgestellt. Eine CMS Mischanlage und eine BE Entsandungsanlage von BAUER MAT sorgten für den ausreichenden Nachschub bzw. die erforderliche Trenntechnik zur Wiederaufbereitung der sogenannten Arbeitssuspension, bevor diese die technischen Eigenschaften nicht mehr erfüllen konnte, also, bevor sie etwa einen zu hohen Anteil an Feinteilen aufweisen oder die rheologischen Solleigenschaften (Fließgrenze und Viskosität) nicht mehr einhalten konnte. Grundlegende Zusammenhänge und Empfehlungen zu Stützflüssigkeiten für Tiefgründungen sind etwa in einem entsprechenden Leitfaden zusammengefasst, das unter Mitarbeit der Fa. Bauer entstanden ist [EFFC/DFI, 2019].

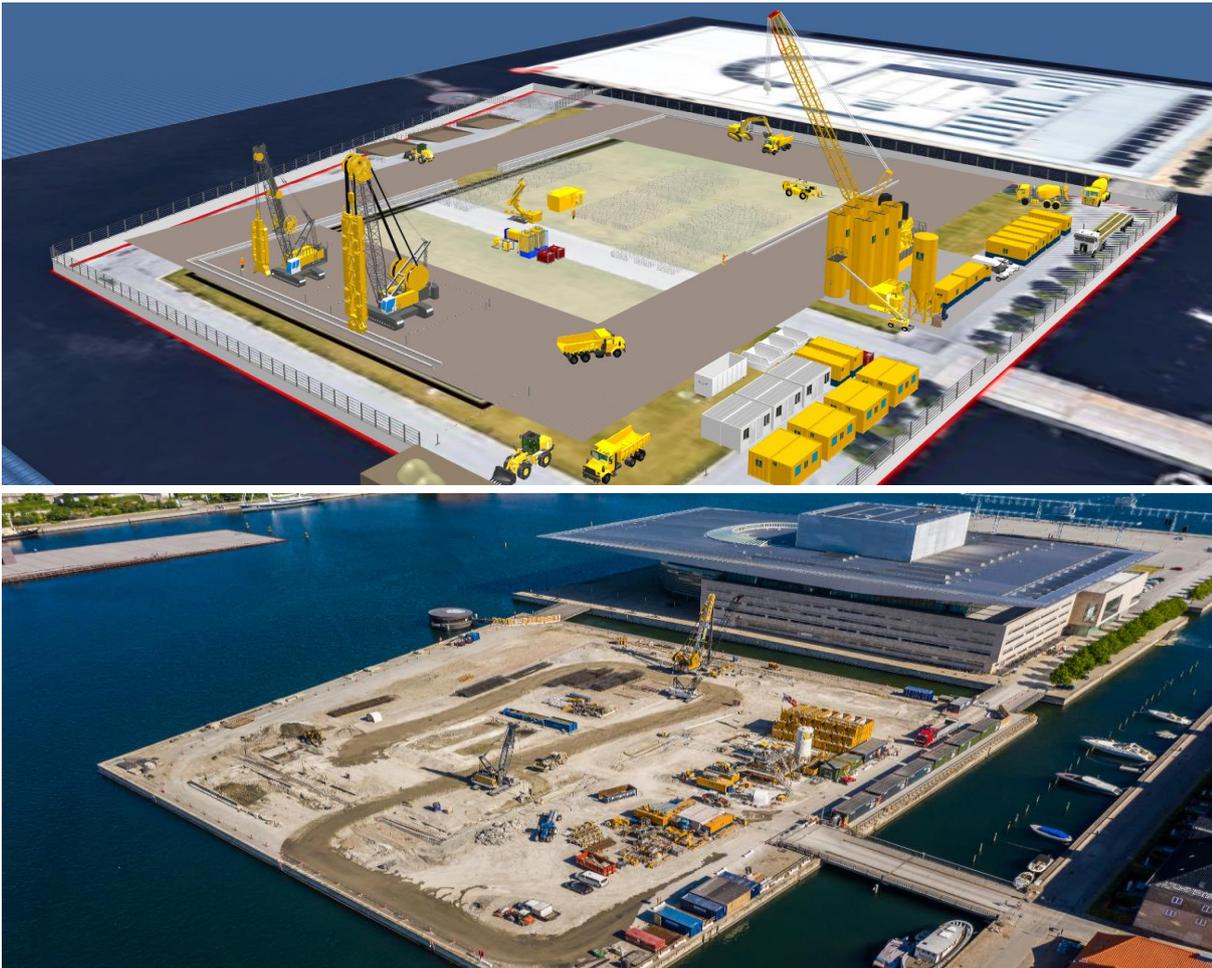
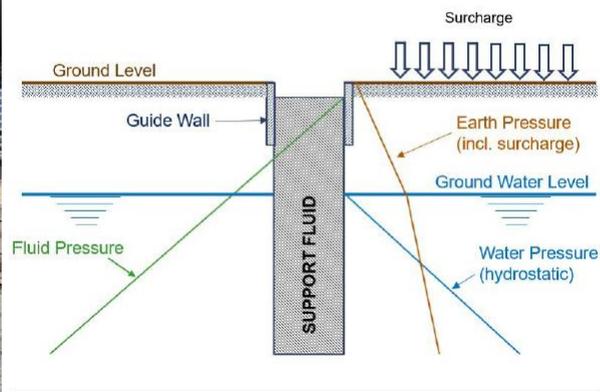
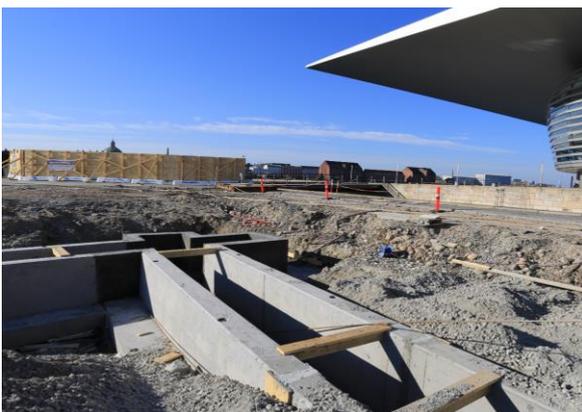


Abb.

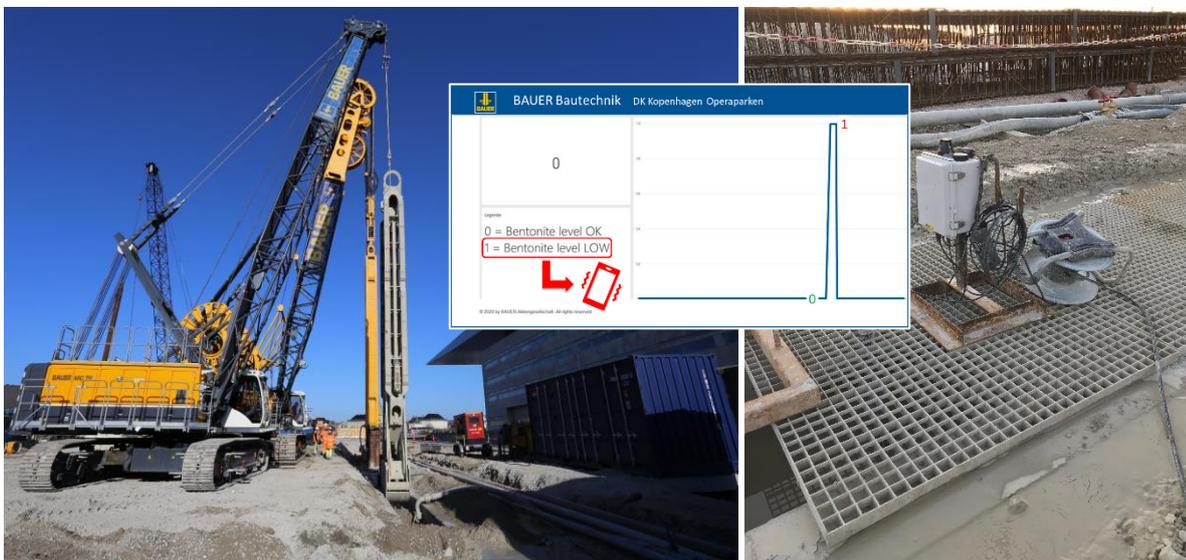
**Abb. 4:** Vorplanung der Baustelleneinrichtung mit dem Virtual Site Installer (oben) und laufende Schlitzwandarbeiten im Baufeld von Operaparken im Sommer 2020 (unten)



**Abb. 5:** Vorlaufend hergestellte Leitwand („Guide Wall“) mit Eckausbildung (links) und schematische Funktionsweise der hydraulischen Stützung eines offenen Schlitzes (rechts), aus [Fluid Guide]

Maßgebend für den technischen Erfolg war hier insbesondere die Ausarbeitung eines spezifischen „Konzepts Stützflüssigkeit“. Aufgrund der salinen Umgebung – das anstehende Grundwasser entspricht dem Meerwasser im Hafenbecken – wurde eine klassische Bentonitsuspension mit üblicher Dosierung als nicht ausreichend geeignet erachtet die geforderten rheologischen Eigenschaften

während der Zeit zu erhalten, die der jeweilige Schlitz offen zu halten ist. Aus wirtschaftlichen Gründen und auch aus Nachhaltigkeitsaspekten heraus wurde auch die zu erwartende „Aufladung“ der Suspension mit Feinteilen, die beim Einbinden mit der Fräse in den Kalkstein unvermeidlich entstehen, als kritisch gesehen. Eine hohe Aufladung erschwert nicht nur den kontinuierlichen und kontrollierten Austausch der Suspension, sondern kann auch den Aufbau eines exzessiven Filterkuchens begünstigen, dessen tatsächliche Stärke wiederum in situ nur schwer zu beurteilen ist (EFFC/DFI, 2019). Ziel war eine niedrigviskose Stützflüssigkeit, welche im Filterpressenversuch (Standard gemäß DIN EN 1538) einen – auch nach Aufladung – nur dünnen Filterkuchen bildet. Hierbei ist anzumerken, dass die in DIN EN 1538 angegebenen Grenzwerte (von z.B. 6 mm maximaler Filterkuchendicke für eine Suspension zur Wiederverwendung) zwar ebenso für eine tatsächlich aufgeladene, aber eben auch bereits regenerierte Suspension gelten. Das vorliegende Konzept sah vor, das Ausmaß der Aufladung der Stützflüssigkeit – mit zwangsläufiger Verstärkung des Filterkuchen – möglichst schon im Schlitz gering zu halten, gleichzeitig aber die Feinteile für den Aufbau eines „dünnen“ Filterkuchens – und damit für die gewünschte Membranwirkung [Idda, 2022] – nutzbar zu machen.



**Abb. 6:** Fräse und Greifer beim Aushub (links) und Inbetriebnahme der Suspensionskontrolle (rechts) mit Überwachung über ein Dashboard (mittig) inkl. automatischem Alarmsystem als Nachtwache

Im Rahmen der frühzeitig gestarteten Eignungsprüfungen im eigenen Baustofflabor wurden insgesamt zwölf Varianten für die Stützflüssigkeit getestet. Schließlich wurde ein polymermodifizierter Bentonit ausgewählt, der auf Grundlage der Eignungsprüfungen den besten Kompromiss aus Absetzmaß, Filtratwasserabgabe und Filterkuchendicke bei erforderlichen rheologischen Eigenschaften erlaubt hat.

Erstmals auf dem Projekt Operaparken wurde ein von der Abteilung Bautechnik entwickeltes automatisches System zur Suspensionsspiegelkontrolle getestet und erfolgreich eingesetzt (Abb. 6). Redundante Messungen mittels auf vordefinierte Tiefen eingebaute Stabsonden mit Mehrpunktdetektion ermöglichten über Nacht und an Wochenenden eine kontinuierliche Überwachung und Alarmierung bei Unterschreitung einer vorgegebenen Spiegelhöhe, mit Personal auf Stand-By, um bei Bedarf die erforderlichen Maßnahmen ergreifen zu können. Zur Kontrolle und Einstellung der Alarmfunktionen wurde ein Informationsmanagementsystem in Form eines sogenannten Dashboards eingerichtet (vgl. kleines Bild mit Visualisierung der binären Messwerte „0 = Spiegel in Ordnung“ oder „1 =

Spiegel zu tief“ in Abbildung 6), das automatisch aktiviert wurde, wenn die Mess- und Sendeeinheit am Schlitz mit Strom versorgt wurde.

Nach dem Aushub der ersten Lamellen wurde das vorhandene Schlitzwandprofil mit einem Ultraschallmessgerät (der Fa. Koden) vermessen, um das Ausmaß des erwarteten Überprofils in der Höhenlage mit grobkörnigem Lockergestein oberhalb des Festgesteins zu überprüfen. Wenn auch ein Überprofil vor allem baugrundbedingt ist, wird durch die Ausführung versucht, das Überprofil möglichst gering zu halten, um negative Einflüsse auf den nachfolgenden Betonierprozess gering zu halten. Das hier tatsächlich festgestellte nur geringe Übermaß zeigte, dass der Bauablauf in Kombination mit der Stützsuspension und laufenden Qualitätssicherung richtig gewählt wurden.

Eine mindestens ebenso große Bedeutung für die finale Qualität der ausgeführten Schlitzwand kommt den nachfolgenden Arbeitsschritten bis zum Ende der Betonage zu. Dabei müssen vor dem Betonieren zunächst die Schlitzwandsohle von Sedimenten befreit werden und die Arbeitssuspension gegen eine frische „Betoniersuspension“ ausgetauscht werden. Bei sekundären Lamellen, die nach ausreichender Erhärtung zwischen zwei Primärlamellen betoniert wird, sind vorher noch die Abschaltbohlen zu entfernen (Abb. 7, links). In diesen Fällen wurden außerdem vor dem Beginn der Betonage die Stirnflächen mit einer Bürste (Abb. 7, rechts) mechanisch gereinigt, um einen möglicherweise in der Zwischenzeit entstandenen Filterkuchen zu entfernen und die Betonierfuge klein zu halten, wenngleich das einbetonierte Fugenband die Funktion der wasserdichten Fuge sicherstellt.



**Abb. 7:** Abschaltbohle mit Fugenband vor dem Einstellen in Primärlamellen (links) sowie „Bürste“ für das Säubern des Fugenbereichs nach dem Ausbau der Abschaltbohle und vor Betonage der schließenden Sekundärlamellen (rechts)

Der „Leitfaden Kontraktorbeton für Tiefgründungen“ [EFFC/DFI 2018], im englischen Original: „Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations“ (kurz: Tremie Guide) der gemeinsamen Arbeitsgruppe Beton von EFFC<sup>1</sup> und DFI<sup>2</sup> enthält nützliche Empfehlungen zum Entwurf und zur Qualitätssicherung geeigneter Frischbetone sowie zur Ausführung solcher anspruchsvollen Betonagen mit planmäßigen Betonierzeiten von rund 4 Stunden. Diese sind „on top“ zu den ohnehin anspruchsvollen Designanforderungen an den Festbeton zu beachten, hier v.a. die hohe Festigkeitsklasse C40/50 und höchste Expositionsklasse E für extrem aggressive Umgebungsbedingungen gemäß Betonnorm DS EN 206-1. Dabei hat die Entwicklung eines geeigneten Mix Designs erschwert, dass lediglich ein sehr fein

<sup>1</sup> European Federation of Foundation Contractors, [www.effc.org](http://www.effc.org)

<sup>2</sup> Deep Foundation Institute, [www.dfi.org](http://www.dfi.org)

gemahlener Portlandzement CEM I 52,5 und keine puzzolanischen oder latent-hydraulischen Zusatzstoffe des Typs II (Flugasche oder Hüttenmehl) zur Verfügung standen. In Anbetracht der Abhängigkeit von (chemischen) Zusatzmitteln für das zielsichere Erreichen der erforderlichen Verarbeitbarkeit (Konsistenzmaß) und der notwendigen Konsistenzhaltung bis zum planmäßigen Abschluss der jeweiligen Betonage wurden zwei Mischungen für den „Winter“ und den „Sommer“ entwickelt, mit angepasstem Qualitätssicherungsprogramm.

Einfluss auf die erforderlichen Verarbeitungseigenschaften des Kontraktorbetons hat insbesondere die „Lichte“ der Stahlstäbe des Bewehrungskorbs. Anders als bei Stahlbetonelementen des Hoch- oder Ingenieurbaus sind im Spezialtiefbau, für Ortbetonpfähle oder -schlitzwände, vergleichsweise hohe Stababstände von normativ i.d.R. mindestens 100 mm sowie eine große Betondeckung einzuplanen, damit der Beton zielsicher in die Betondeckungszone fließen und sie vollständig ausfüllen kann. Die Abbildung 8 links gibt die im Tremie Guide vorgestellten Zusammenhänge wieder, die grundsätzlich in Übereinstimmung mit den aus dem Hoch- und Ingenieurbau bekannten Regeln ist: gezeigt werden die Mindestbetondeckung  $c_{min}$ , die nominelle Betondeckung  $c_{nom}$  inklusive Vorhaltemaß ( $\Delta c_{dev}$ ) zur Berücksichtigung unplanmäßiger Abweichungen, sowie ein zusätzlich zu beachtendes Toleranzmaß  $\Delta d_c$ , um den Einbau des Bewehrungskorbs in den ausgehobenen Schaft sicher zu ermöglichen. Im tremie Guide wird außerdem darauf hingewiesen, dass neben der konstruktiven Mindestbetondeckung (nach DIN EN 1992, z.B. zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit des Festbetons) auch die für Ausführung mit dem Frischbeton erforderliche Mindestbetondeckung (nach DIN EN 1538) erforderlich werden kann.

Entsprechend spielt auch für die im Vorfeld durchgeführten Eignungsprüfungen die tatsächliche Bewehrungsführung (vgl. Abb. 8, Mitte) eine wesentliche Rolle, da der Beton eine umso geringere Fließgrenze (gleichbedeutend mit einem höheren Konsistenzmaß) haben muss, je enger die Stababstände sind. Da mit einer geringeren Fließgrenze im Allgemeinen auch die Frischbetonstabilität geringer ist, gilt auf den Frischbeton besonderes Augenmerk zu legen. Entsprechend sieht die Empfehlung im „Tremie Guide“ vor, dass je Bauaufgabe eine spezifische Festlegung für die Frischbetonkonsistenz festzulegen ist, vgl. Abbildung 8 rechts.

Bei der anschließenden im Kontraktorverfahren durchgeführten Betonage muss der Frischbeton die Stützsuspension von unten nach oben aus dem Schlitz verdrängen, dabei den Schlitz vollständig ausfüllen und dabei die Bewehrungsstäbe des unmittelbar vorher eingestellten Korbs vollständig umfließen. Damit die für die geforderte Dauerhaftigkeit geplante Betondeckung zielsicher erreicht wird, ist neben der „sauberen“ Stützflüssigkeit und dem rheologisch angepassten Beton vor allem auch geschultes Personal erforderlich, um die Qualitätssicherungsmaßnahmen richtig durchzuführen und das Risiko von Betonierfehlern maximal klein zu halten. Abbildung 9 illustriert den kritischen Betonierstart bis nach der ersten Betonierunterbrechung und rechts zwei Bilder von der Ausführung in Kopenhagen.



Die fertige Schlitzwand wurde im Anschluss mithilfe einem Ankerbohrgerät Klemm 806 mit 189 Anker für den temporären Aushubzustand gesichert. Abbildung 10 zeigt die Baugrube während des Aushubs.



**Abb. 10:** Die Baugrube mit umlaufender Schlitzwand für das Projekt Operaparken in Kopenhagen

Im Projekt Operaparken wurden neben modernen Baugeräten und der klassischen Qualitätssicherung im Labor und am Schlitz außerdem digitale Werkzeuge eingesetzt. Dabei wurden relevante Daten aus der Bauplanung mit Daten aus der Herstellung und Qualitätskontrolle systematisch getrackt und vernetzt sowie mit Hilfe des o.g. digitalen Zwillings sichtbar bzw. nutzbar gemacht.

Mit der Speicherung im integralen Datenmanagementsystem b-project der Bauer Spezialtiefbau werden automatisiert Maschinendaten interpretiert sowie alle abhängigen digitalen Bauprozessdaten miteinander vernetzt. Automatisierte Dashboards mit allgemeinen Leistungs- und Qualitätsinformationen werden in Abstimmung mit dem Vertragspartner in einem freigeschalteten Bereich einer webbasierten Datenplattform (von BAUERdigital) online verfügbar gemacht, etwa Daten aus dem Modul „COW Productivity“.

Zur vereinfachten Orientierung wird der Fertigstellungsgrad in der Regel als 3D-AsBuilt-Modell georeferenziert in der BAUER GIS Plattform dargestellt. Abbildung 11 zeigt beispielhaft die zu einem bestimmten Zeitpunkt fertig gestellten Schlitzwandelemente (Geländemodell ausgeblendet) mit Überschnitten von Sekundär- in Primärelemente. Durch einfache Tools kann der Anwender die Messebene verschieben und sich so durch die Konstruktion navigieren. Zudem sind im parametrisierten Modell weitere in der Plattform vernetzte und freigegebene Informationen (z.B. Druckfestigkeit der Betonprobe aus dem Element) direkt aufrufbar.

Abbildung 12 zeigt das Standbild aus dem 4D-AsBuilt. Die Entstehung des digitalen 3D-Zwillings durch den digital getrackten Bauablauf stellt eine konsequente Ableitung aus dem 3D-Modell dar, das durch die digital in b-project gespeicherten Ausführungsdaten und das parametrisierte BIM Modell ermöglicht wird. In der Bauphase können somit Auswirkungen von notwendigen Ablaufänderungen schnell erkannt und gemäß BCP bestmögliche Anpassungen gefunden werden.

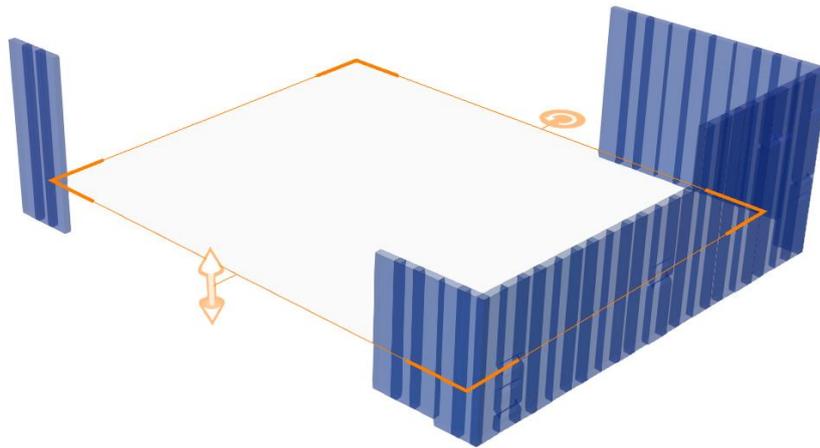


Abb. 11: 3D-Schlitzwandmodell in AsBuilt-Darstellung (Beispiel mit Fugenüberschnitt)



Abb. 12: Die Schlitzwand in der planmäßigen (links) und tatsächlichen (rechts) Entstehung

## Literatur

- K. *Idda*, K. *Beckhaus*: Planung und Umgang mit Risiken bei der Stützung offener Schlitzte im Spezialtiefbau. 13. Österreichische Geotechniktagung. Tagungsband. 2022
- EFFC, DFI: Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations. 2nd Edition. 2018 (Deutsche Ausgabe: Leitfaden Kontraktorbeton für Tiefgründungen.)
- EFFC, DFI: Guide to Support Fluids for Deep Foundations. 2019

## Flächenhafter Küstenschutz durch Lahnungsbau im Mekong Delta, Vietnam

Prof. Dr.-Ing. Albers, T., Ostfalia Hochschule, Suderburg, Deutschland

Die tiefliegenden Deltagebiete Südostasiens sind oftmals durch schmale Mangrovingürtel vor Erosion geschützt. Die dem Siedlungsdruck geschuldete, unkontrollierte Nutzung natürlicher Ressourcen im Küstenraum gefährdet zunehmend die Schutzfunktion des Mangrovenwaldes. Dieser Effekt wird durch die Auswirkungen des Klimawandels verstärkt. Vielerorts ist eine Rehabilitation von Mangroven und damit die Wiederherstellung eines natürlichen Schutzsystems nicht ohne weitere technische Maßnahmen möglich.

Nach umfangreichen Voruntersuchungen (physikalische, numerische Modellierung, Messkampagnen) wurden an der Küste des Mekong Deltas im Auftrag der Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit insgesamt 15 km Lahnungsbauwerke aus Bambus projektiert und installiert. Bambus hat entscheidende Vorteile hinsichtlich der Stabilität, Verfügbarkeit und Kosten. Ein umfangreiches Monitoring dokumentierte die Effektivität (Sedimentationsraten, Wellendämpfung u.a.) der Maßnahmen und liefert wichtige Erkenntnisse für eine Optimierung der Bemessung und des Baus sowie für die weitere Etablierung flächenhaften Küstenschutzes (Vorlandaufbau, Mangroven-Rehabilitierung) an den Küsten von Ländern Südostasiens (weitere Anwendung u.a. in Indonesien), deren Etat für (linienhaften) technischen Küstenschutz limitiert ist. Die Ergebnisse des Monitorings wurden auch mit Hilfe weiterer physikalischer Modellierung zur Verbesserung des Designs verwendet.

Über 10 Jahre nach Beginn der Untersuchungen liegen wichtige Erkenntnisse über die Anwendbarkeit aber auch Grenzen der beschriebenen Methodik vor. Differenzierte, ortsspezifische und ganzheitliche Ansätze des Küstenschutzes werden im Kontext steigender Meeresspiegel und steigender Häufigkeiten und Intensitäten von Extremereignissen wie Sturmfluten zunehmend an Bedeutung gewinnen.

# Dialog zur Beschleunigung von großen Baumaßnahmen an Bundeswasserstraßen

Dr.-Ing. K. Rettmeier, Bundesministerium für Digitales und Verkehr  
Dipl.-Ing. T. Rosenstein, Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt  
Dipl.-Ing. G. Peschken, Bundesministerium für Digitales und Verkehr

*Das anstehende Bauvolumen in Deutschland stellt uns alle vor große Herausforderungen. Auch im Bereich der Bundeswasserstraßen müssen dringend mehr Bauprojekte umgesetzt werden. Hierfür sind neue Ansätze in der Abwicklung von Bauprojekten erforderlich. Insbesondere sind Lösungsansätze zu finden, damit wichtige Ressourcen nicht in Konflikten zwischen Bauherrn und Auftragnehmer gebunden sind. Hierzu sind Strukturen zu schaffen, die das Klima auf der Baustelle verbessern und ein durch die partnerschaftliche Zusammenarbeit gefördert wird. Dafür werden eine auf gemeinsame Ziele ausgerichtete Projektkultur und Vergabestrategien, die auf die Bauanforderungen und Bauabläufe ausgerichtet sind, benötigt.*

*Vor diesem Hintergrund wurde ein strukturierter Dialog mit allen an Bauprojekten Beteiligten im Rahmen einer Konferenzreihe initiiert, in dem Rollen verstanden, Transparenz gestärkt und Veränderungspotenziale ausgelotet werden sollen. Des Weiteren soll der Austausch über bewährte und neue Vorgehensweisen gefördert werden, um so eine produktive und konstruktive Zusammenarbeit zu erreichen. Das Thema Fehler- und Entscheidungskultur ist dabei eine Voraussetzung, um zu einer besseren Zusammenarbeit zu gelangen. Mit der Bauindustrie müssen Wege gefunden werden, Projektziele so zu definieren, dass beide Vertragsparteien davon profitieren. Es wurden Pilotprojekte initiiert, um Bauverträge mit einem partnerschaftlichen Ansatz zu generieren.*

*Erfolgreiche Beschaffungsstrategien benötigen langfristige Etatsicherheit. Für die Steuerung der hohen Anzahl an Bauprojekten ist ein Multiprojektmanagement entwickelt worden, so dass sich alle am Bau Beteiligten auf die kommenden Projekte vorbereiten können.*

*Zusammengeführt werden die Initiativen in einem agilen Ansatz der Zusammenarbeit, um so hierarchieübergreifend Expertenwissen schnell und effizient einbinden zu können. Eine solche Arbeitsweise fördert in einem besonderen Maß konstruktive und interdisziplinäre Zusammenarbeit.*

## 1. Einleitung

Bei den Baumaßnahmen steht die öffentliche Hand zunehmend vor den Herausforderungen immer höherer Komplexität von Umwelt- und Vergaberecht sowie technischer Anforderungen. Dies führt regelmäßig dazu, dass Baumaßnahmen länger dauern und teurer werden.

Das Bundesministerium für Digitales und Verkehr hat gemeinsam mit der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) für Maßnahmen an Bundeswasserstraßen einen Prozess zur erfolgreichen Umsetzung von Baumaßnahmen initiiert. Durch Vereinfachungen und optimale Bearbeitungsprozesse sollen Beschleunigungen und eine Steigerung des Investitionsumsatzes mit den verfügbaren Fachkräften erreicht werden. In einem Dialogprozess mit den am Bau Beteiligten werden

die wesentlichen Veränderungspotenziale identifiziert und konkretisiert (Abb. 1). Gemeinsam mit der Bauindustrie werden diese Punkte in Gesprächen auf einer sehr konstruktiven und kooperativen Basis vertieft.



## Dialog zur erfolgreichen Umsetzung von Baumaßnahmen



**Abb. 1:** Dialog zur erfolgreichen Umsetzung von Baumaßnahmen

## 2. Agile Vorgehensweise zum schnelleren Planen und Bauen

Bei Bauprojekten ist der Umgang mit Ungewissheiten wesentlich ausschlaggebender als in der industriellen Fertigung. Trotz Standardisierung bleiben Bauprojekte, insbesondere an Bundeswasserstraßen, Unikate und damit Prototypen. Alle Beteiligten müssen ihr Handeln darauf ausrichten, Entscheidungen auch auf einer nicht umfänglich abgesicherten Basis treffen zu können. Voraussetzung dafür ist, den Entscheidungsprozess stärker leistungsorientiert und weniger absicherungsorientiert zu führen.

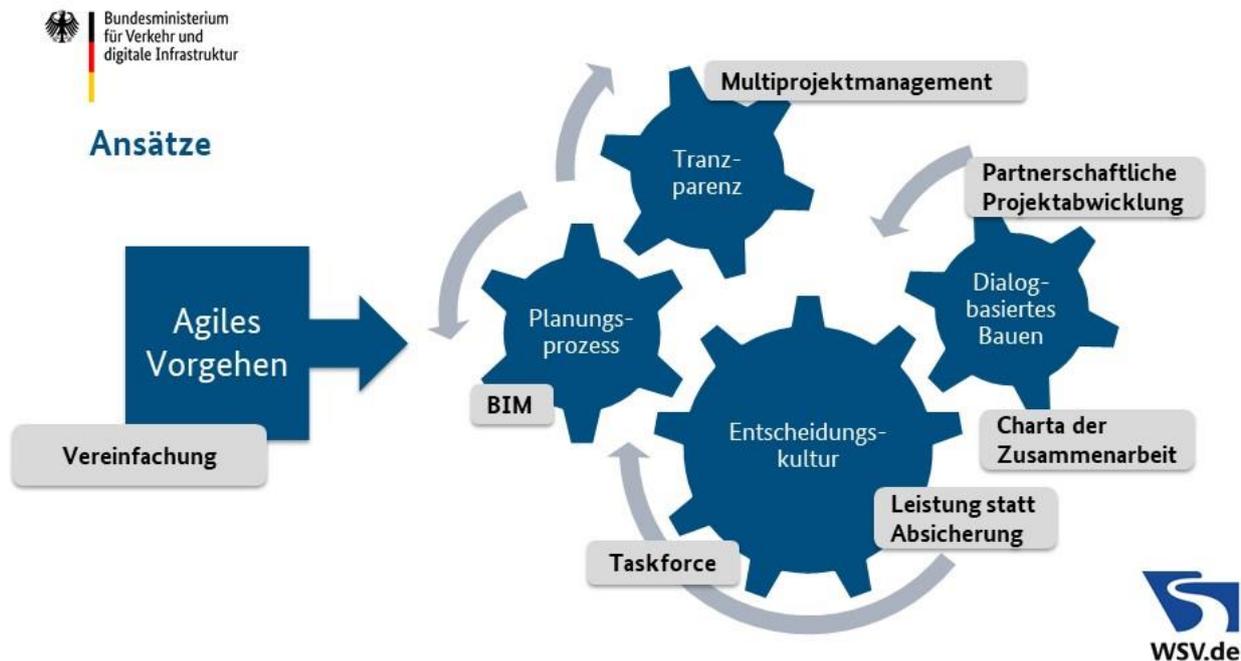


Abb. 2: Agile Vorgehensweise

Hierfür wurde eine Agile Vorgehensweise (Abb. 2) gewählt, die in besonders hohem Maß die konstruktive, interdisziplinäre, hierarchieübergreifende Zusammenarbeit fördert:

- Ein Schlüsselfaktor ist die Vereinfachung von Arbeitsabläufen. Tätigkeiten werden auf die Erfüllung der Bauaufgabe konzentriert. Daher werden im Rahmen der internen Optimierung relevante Verwaltungsabläufe hinterfragt, soweit möglich durch die Festlegung von Mindestanforderungen, einheitlichen Bauteilen, Checklisten, u.a. standardisiert und vereinfacht.
- Ein wichtiger Aspekt für die erfolgreiche Umsetzung von Baumaßnahmen ist der Dialog mit den am Bau Beteiligten. In einer Konferenzreihe wurde ein strukturierter Dialog mit allen an Bauprojekten Beteiligten initiiert (Abb. 1). Klare Entscheidungsstrukturen und Mut zur Verantwortung sind als Faktoren für die Reduzierung von Konflikten identifiziert worden. Hierfür haben Vertreter des Hauptverbandes der Bauindustrie und der Wasserstraßen und Schifffahrtsverwaltung als Bauherr eine gemeinsam getragene Charta für die Zusammenarbeit auf der Baustelle aufgestellt. Mit diesem Verhaltenskodex soll einer Eskalation von Konflikten entgegen wirkt.
- Die Auswahl der geeigneten Beschaffungsmethode/Vergabestrategie wird wesentlich von der zu lösenden Bauaufgabe beeinflusst. Dabei können bereits im Rahmen der Ausschreibung für den Projekterfolg fördernde Aspekte in das Vergabeverfahren integriert werden. Bei der vergaberechtlichen Umsetzung sollen insbesondere bei komplexen Bauvorhaben verstärkt Elemente dialogorientierter Vergabeverfahren zum Einsatz kommen, die zu einem frühen Zeitpunkt die Zusammenarbeit von Bauherr, Planer und Bauindustrie fördern. Durch die Anwendung von Verhandlungsverfahren können kritische Punkte bereits vor Vertragsabschluss herausgearbeitet werden.
- Erfolgreiche Beschaffungsstrategien brauchen langfristige Etatsicherheit. Mit dem in der WSV im Aufbau befindlichen Multiprojektmanagement können die Projekte nach außen hin transparent und nachvollziehbar dargestellt werden und schaffen Planungssicherheit für die am

Bau Beteiligten. Diese Ansätze sind für alle am Bau Beteiligten gut, weil sie hieraus eine höhere Sicherheit für die Kapazitätsplanung gewinnt und damit Investitionsentscheidungen besser planen kann.

### **3. Einfache Prozesse**

Für Baumaßnahmen aller Art müssen die Zusammenarbeit und die Entscheidungsprozesse verbessert werden. Trotz Standardisierung bleiben Bauprojekte an Bundeswasserstraßen in der Regel Unikate, so dass Entscheidungen auf Grundlage sich entwickelnder und ändernder Erkenntnisse getroffen werden müssen. Dies erfordert flexibles und verantwortliches Handeln mit einfachen Verwaltungsabläufen und Teamgeist. Auf allen Ebenen bedarf es der Entscheidungsunterstützung in Sinne von Mut machen sowie Kompetenzen und Bereitschaft zur Übernahme von Verantwortung fördern. Dies erfordert eine entsprechende Entscheidungskultur, die nicht durch Sanktionsdruck auf Entscheider geprägt ist.

Die Entscheidungsprozesse und damit die Verwaltungsabläufe spielen hierbei eine zentrale Rolle. Vor diesem Hintergrund werden z.B. die Zustimmungsgrenzen für Entscheidungen regelmäßig überprüft. Die Zustimmungsgrenzen werden so angepasst, dass ein Mehr-Augen-Prinzip oder ein Mehr-Ebenen-Prinzip für die Entscheidung auf das notwendige Maß beschränkt wird. Hierfür wurden bereits Anpassungen durchgeführt und die Entscheidungskompetenz wieder näher an die Baustelle gerückt.

Um die Veränderung der Entscheidungskultur innerhalb der Verwaltung einzuleiten hat die GDWS eine „Task-Force“ gegründet. Konflikte zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber führen oftmals zu erheblichen Bauzeitverlängerungen bzw. verhindern die Inbetriebnahme der Wasserbauwerke. Die Vertragsparteien sind in ihren Positionen dann häufig so gefangen, dass Streitigkeiten oft in formalen Verfahren (§18 Abs. 2 VOB) und in der Folge vielfach in Gerichtsverfahren münden. Der Streitprozess ufert aus, wenn Rechtsvertreter ein vitales, finanzielles Eigeninteresse an der Fortsetzung und Steigerung der Streitigkeiten besitzen. Um eine solche Eskalation zu verhindern, wurde innerhalb der GDWS eine „Task Force“ eingerichtet, die mit hoher fachlicher Kompetenz im Rahmen eines Vier-Augen-Prinzips den Konflikt auf der Baustelle entschärfen soll.

### **4. Dialogorientiertes Bauen – Charta für die Zusammenarbeit**

Mit dem Ziel, dass Rollen verstanden, Transparenz gestärkt und Veränderungspotenziale ausgelotet werden wurde ein strukturierter Dialog mit allen am Bau Beteiligten im Rahmen einer Konferenzreihe initiiert. Im Ergebnis sind sich die Beteiligten einig, dass für Baumaßnahmen aller Art die Zusammenarbeit und die Entscheidungsprozesse verbessert werden müssen.

Für die Bundeswasserstraßen haben Vertreter der Bauindustrie und des Bauherrn gemeinsam eine Charta für einen fairen Umgang auf der Baustelle entwickelt. Die erfolgreiche Fertigstellung des Bauwerks wird zum Maßstab für das Handeln. In 14 Statements werden einfache und klare Umgangsformen für das Miteinander vereinbart.

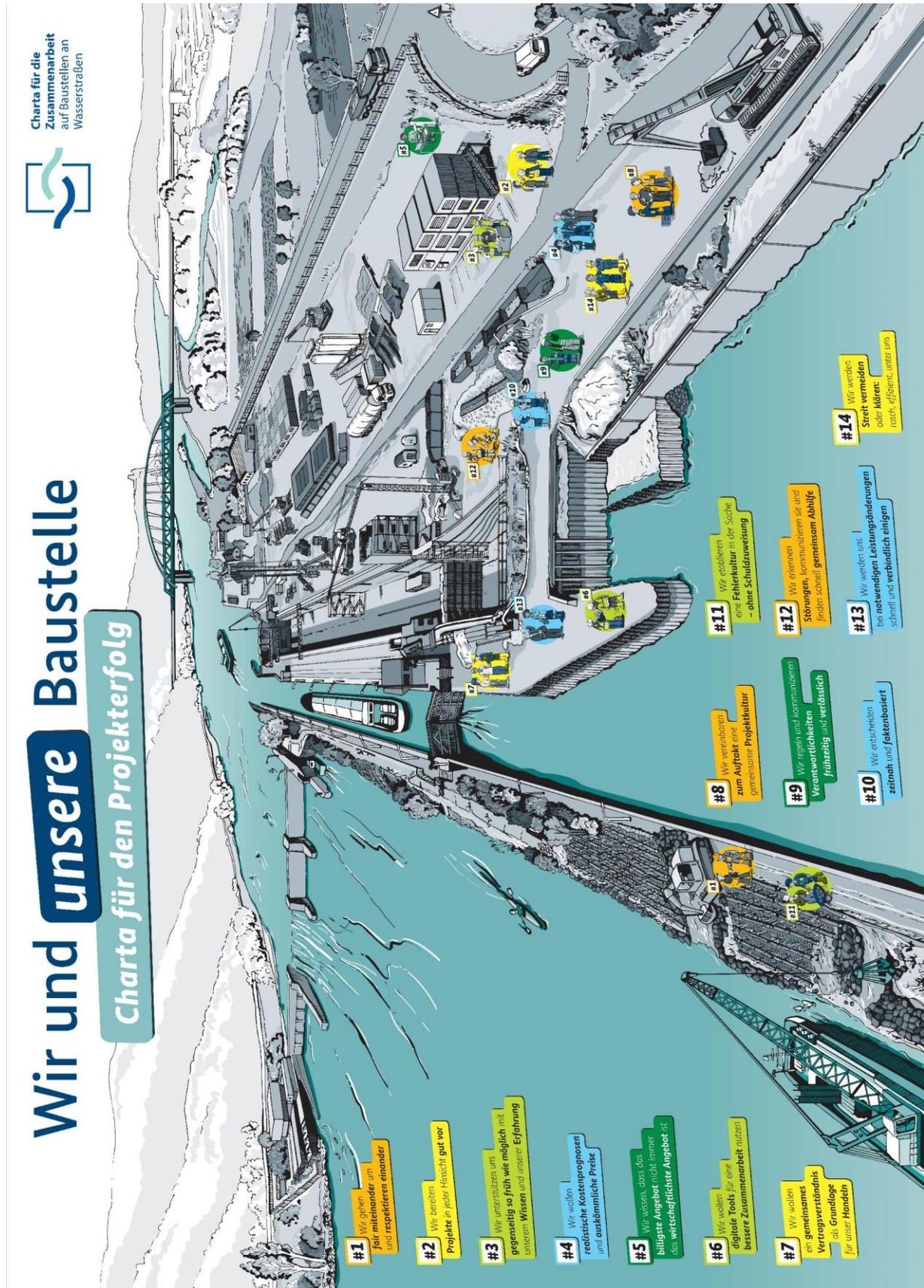


Abb. 3: Charta für die Zusammenarbeit

Die gemeinsam mit der Bauindustrie entwickelte Charta für die Zusammenarbeit auf Baustellen an Bundeswasserstraßen wird von den Vertretern des Hauptverbandes der Bauindustrie und den Vertretern aus der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung gleichermaßen getragen. Vor dem Hintergrund der fortlaufenden Kritik aus dem politischen Raum, dass öffentliche Bauprojekte weder kosten- noch termintreu umgesetzt werden, stellt die Charta einen Beitrag zur Konfliktvermeidung dar. Sie soll dazu führen, dass Entscheidungen frühzeitig und auf der Baustelle getroffen und damit aufwändige gerichtliche Auseinandersetzungen minimiert werden.

## 5. Dialogfördernde Vergabestrategien

Auch die bisherige Vergabepaxis ist nicht geeignet, das Konfliktpotential zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber bei Großprojekten zu reduzieren. Seitens des Auftraggebers ist ein striktes Leistungsverzeichnis vorgegeben, das wenig Gestaltungsfreiraum lässt. Bauaufträge werden häufig ausschließlich auf Basis des Angebotspreises vergeben. Angebote seitens des Auftragnehmers werden daher oft nicht kostendeckend abgegeben, sondern zielen auf Nachträge zur Erzielung einer späteren Auftragsrendite. Hierbei bildet die Schnittstelle zwischen Planung und Ausführung eine wesentliche Rolle.

Vertreter aus Wirtschaft, Politik und Verwaltung sind sich einig, dass zwischen allen Vertragsparteien eine Kooperationskultur herrschen sollte. Hierfür bieten sich vor allem bei komplexen Baumaßnahmen dialogfördernde Vergabestrategien an, die in der WSV pilotiert werden:

- Qualitätsbasierte Vergaben, bei denen die qualitativen Vergabekriterien gegenüber dem Preis eine höhere Bedeutung haben.
- Zweistufige Auswahlverfahren, bei denen durch einen vorgeschalteten Teilnahmewettbewerb die geeigneten Teilnehmer leistungs- und qualitätsbasiert ausgewählt werden. Die Zuschlagserteilung erfolgt dann nach dem Preis.
- Vergabeverfahren mit funktionalen Bestandteilen, bei denen über die Umsetzungsmöglichkeiten in einem Verhandlungsverfahren betrachtet werden (Planen-und-Bauen-Modell).
- „Zwei-Phasen-Modell“ bei denen zu einem frühen Zeitpunkt die bauausführende Firma in die Planung mit eingebunden wird, um diese Kompetenz bei der Planung mit berücksichtigen zu können.
- Integrierte Projektabwicklung (Mehrparteienprinzip)

Diese Optionen bei der Auswahl der Vergabestrategie schafft auch die erforderliche Transparenz, so dass sich der Unternehmer zum Bauprojekt bekennt und deutlich sein Interesse vermittelt, zu bauen, anstatt beispielsweise über Nachträge zu lähmen.

## 6. Informationssystem Multiprojektmanagement

Um zu einem digitalen, WSV-weit vernetzten Infrastrukturmanagement zu kommen, baut die GDWS sukzessive ein datengestütztes Informationssystem in definierten Multiprojekt-Management-Gebieten (MPM-Gebieten) auf. Für einen aktuellen, transparenten und umfassenden Überblick werden die projektrelevanten Informationen vor Ort standardisiert eingegeben und vierteljährlich aktualisiert. Aus dem System können dann je nach Fragestellung flexible Auswertungen der für das Management erforderlichen Kennzahlen und Reports erstellt werden. Maßnahmen können besser aufeinander

abgestimmt, finanzielle und personelle Ressourcen transparent und nachvollziehbar dargelegt werden.

Das Informationssystem Multiprojektmanagement wurde prototypisch für das MPM-Gebiet Neckar entwickelt. Nach erfolgreichem Testbetrieb wurde das System auf die MPM-Gebiete Westdeutsche Kanäle, Main-Donau-Wasserstraße und den ostdeutschen Wasserstraßen erweitert und zurzeit für weitere Gebiete (NOK, Weser/MLK und Rhein) aufgebaut. Ab 2022 wird es zusammen mit einem einheitlichen Projektmanagement WSV-weit eingeführt.

### **7. Zusammenfassung**

Erster Erfolge dieser geänderten Strategie können bereits beobachtet werden. So entwickelt sich Projekte, wie z.B. die 5 Schleusen an der DEK Nordstrecke (hierzu gibt es ebenfalls einen Beitrag im Rahmen des HTG-Kongresses), welche von Beginn auf eine kooperative Zusammenarbeit gesetzt haben, derzeit weitestgehend Termin und Kosten neutral.

Als nächster Schritt sollen die Abläufe für die Entscheidung auch dahingehend überprüft werden, dass die erforderliche Dokumentation und Absicherung der Entscheidung in einem ausgewogenen Verhältnis liegen. Dies erfordert Mut zur Verantwortung und Stärkung der Entscheidungskompetenz durch Vorgesetzte.

Weitere Strategien zur Beschleunigung von Großprojekten an Bundeswasserstraßen zielen auf mehr Transparenz (Multiprojektinformationssystem), auf eine stärkere Einbindung des Auftragnehmers noch vor der Vergabe (Planen-und-Bauen-Modell) und auf die Nutzung digitaler Methoden (Building Information Modeling).

Am Ende geht es darum, weniger Streiten mehr Bauen, so dass Bauen wieder Spaß macht.

# Integrierte Projektallianz im Pilotprojekt iPAK5: Motivation und erste Erfahrungen

Dipl.-Ing. C. Muruszach, Hamburg Port Authority AöR, Hamburg

Dipl.-Ing. M. Schubert, Hamburg Port Authority AöR, Hamburg

*In Großprojekten führen die technische Komplexität und Koordination zahlreicher Schnittstellen immer wieder zu Streitigkeiten zwischen den Projektbeteiligten. Diese führen häufig zu Mehrkosten und Terminverlängerungen und erfordern viel Energie und Aufwand für die Bearbeitung dieser Konflikte. Mithilfe von alternativen Vertragsmodellen wie der Integrierten Projektallianz können Interessen der Projektbeteiligten auf ein gemeinsames Ziel ausgerichtet und das Knowhow der Bauunternehmen möglichst früh auch im Planungsprozess genutzt werden. Ein solches Projektentwicklungsmodell hat die Hamburg Port Authority bei der Grundinstandsetzung der Kattwykbrücke im Projekt iPAK5 pilotiert und positive Erfahrungen in den Aspekten der Zusammenarbeit sowie technischer Leistung, Terminen und Kosten gesammelt.*

## Anlass

Bei anspruchsvollen Bauvorhaben sind in den vergangenen Jahren in Deutschland immer wieder Kostenexplosionen, übermäßige Terminüberschreitungen und oft auch Qualitätsmängel zu beobachten. Trotz moderner Technologien und Werkzeuge im Projektmanagement werden Kosten- und Terminziele häufig in erheblichem Maße nicht erreicht. Insbesondere in Großprojekten führen u.a. die technische Komplexität und Koordination zahlreicher Schnittstellen immer wieder zu Streitigkeiten zwischen den Projektbeteiligten, die schlimmstenfalls in gerichtlichen Auseinandersetzungen enden, die bis weit nach der Fertigstellung des eigentlichen Bauwerks noch andauern.

Die Ursachen für die genannten Probleme sind vielschichtig. Da bei der Planung und Ausführung von anspruchsvollen Bauvorhaben eine Vielzahl von Akteuren zusammenwirken müssen, sind viele Ursachen in der Art der Zusammenarbeit dieser Projektbeteiligten zu finden. Diese Zusammenarbeit wird maßgeblich durch die Gestaltung der organisatorischen und vertraglichen Beziehungen in einem Projekt geprägt.

Während sich konventionelle Projektentwicklungsmodelle für „einfache“ Bauaufgaben als gute Werkzeuge bewährt haben, scheinen bilaterale Vertragsbeziehungen für risikobehaftete und schnittstellenreiche Bauvorhaben weniger geeignet zu sein. Gerade bei anspruchsvollen Projekten ist eine gute Zusammenarbeit der Beteiligten als ein Team von herausragender Bedeutung für den Projekterfolg. Dies setzt jedoch voraus, dass die Teammitglieder ein gemeinsames Ziel verfolgen. In konventionellen Projektentwicklungsmodellen führen die sehr spezifische Zuweisung von Verantwortlichkeiten und Risiken in Einzelverträgen unweigerlich dazu, dass die Verfolgung ihrer Einzelinteressen im Fokus ihres Handelns steht. Dies begünstigt die Abgrenzung der Teammitglieder voneinander und steht einer Zusammenarbeit im Sinne der Projektziele im Wege.

Betrachtet man die Interessen der einzelnen Projektbeteiligten in konventionellen Projektentwicklungsmodellen, so weichen diese insbesondere in Großprojekten stark voneinander ab:

- Für die planenden Unternehmen erfolgt die Vergütung ihrer Aufträge in den meisten Fällen nach den Regeln der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI). Das Honorar basiert hierbei auf der Höhe der sog. anrechenbaren Kosten des Bauwerks. Je höher die Kosten für das Bauwerk sind, desto höher ist das Honorar des Planers.
- Die bauausführenden Unternehmen erhalten ihre Aufträge im öffentlichen Bau nach den Regeln des EU-Vergaberechts. Obwohl die Hamburg Port Authority (HPA) bei der Bewertung der Angebote üblicherweise auch einen technischen Wert oder vergleichbare Kriterien heranzieht, sind die Bieter dennoch häufig gezwungen, mit nicht auskömmlichen Preisen anzubieten, um den Zuschlag zu erhalten. Um dennoch bei einem Auftrag einen Gewinn zu erzielen, verfolgen die Unternehmen nach Erhalt des Auftrags im Rahmen des Nachtragsmanagements das Ziel auskömmliche Zusatzerlöse zu generieren. Daneben besteht für Bauunternehmen keinerlei Anreiz, dem Bauherrn Vorschläge für Kostenoptimierungen zu unterbreiten, da diese wiederum allein dem Bauherrn zugutekommen würden.
- Der Bauherr und die Planer haben häufig keine Erkenntnisse darüber, über welche technischen oder logistischen Möglichkeiten Bauunternehmen verfügen und wie das zu planende Bauwerk in dieser Hinsicht optimiert werden kann. Oft sind eine gute Ausgestaltung von Bauwischenzuständen, die Nutzung zur Verfügung stehender Baumaschinen und der kluge Umgang mit erkannten Risiken erfolgsentscheidend. Bauzeit und Bauwischenzustände haben großen Einfluss auf die Kosten. Die Bauunternehmen, die hier über relevante Erfahrung und Kompetenz verfügen, sind jedoch in der Planung des Bauwerks noch nicht involviert, sodass Optimierungspotentiale zugeschnitten auf die späteren Ausführungsmöglichkeiten nicht genutzt oder gar ausgeschöpft werden.

Der Schlüssel für ein erfolgreiches Projekt liegt zum einen in der Ausrichtung der Interessen der Projektbeteiligten auf ein gemeinsames Ziel, sodass die Partikularinteressen in den Hintergrund treten, sowie zum anderen darin, das Knowhow der Bauunternehmen möglichst früh auch im Planungsprozess zu nutzen.

Mit der Sanierung der Kattwykbrücke im Hamburger Hafen ging die HPA neue Wege und leitete einen Paradigmenwechsel in der Zusammenarbeit mit Planungsbüros und Unternehmen aus der Bauwirtschaft ein. Dabei setzte die HPA als erster öffentlicher Auftraggeber in Deutschland auf das Modell der Integrierten Projektallianz (IPA) mit einer kollaborativen Projektkultur unter konsequenter Anwendung der Prinzipien von Lean Management und Lean Construction.

Im vorliegenden Bericht werden die Motivation und erste Erfahrungen im Pilotprojekt mit dem eigens hierfür kreierte Projektnamen „iPAK5“ (integrierte Projektallianz Kattwyk mit 5 Partnern) zusammengefasst.

### **Vorstellung des Projekts iPAK5**

Die Kattwykbrücke (KWB) ist eine der größten Hubbrücken der Welt und stellt eine wichtige Ost-West Verbindung im Hamburger Hafen dar sowie die wichtigste Alternativroute zur Köhlbrandbrücke. Seit ihrer Inbetriebnahme 1973 bot die Kattwyk-Hubbrücke im Hamburger Hafen dem Bahn- und Straßenverkehr die Möglichkeit einer schnellen Überquerung der Süderelbe und gewährleistet gleichzeitig dem Schiffsverkehr freie Durchfahrt.

Gemäß Nachrechnung auf Basis der Vorgaben des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) war die Brückenkonstruktion nicht für die heutigen Verkehrsaufkommen ausgelegt und konnte die Anforderungen für den kombinierten Straßen- und Bahnverkehr nicht mehr voll erfüllen.

Der Bau der „Neuen Bahnbrücke Kattwyk“ (NBK) nördlich der bestehenden KWB ermöglichte ab Ende 2020 die Trennung von Bahn- und Straßenverkehr, sodass die vorhandene KWB nach Fertigstellung der NBK zu einer reinen Straßenbrücke umgenutzt werden konnte. Die Verringerung der Verkehrsbelastung durch den Entfall des Eisenbahnbetriebes führt zu einer Lebenszeitverlängerung der KWB, sofern entsprechende Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt werden. Weiterhin kann durch den Entfall des Bahnverkehrs die KWB die straßenverkehrlichen Anforderungen nach heutigem Stand erfüllen.



**Abb. 13:** Lage der Kattwykbrücke im Hamburger Hafen, © HPA, LGV

Das Hauptziel des Projektes iPAK5 ist es, den Kattwykdamm auszubauen und als wichtige, leistungsfähige Ausweichroute im Hafen bis mindestens 2035 zu erhalten. Das Projekt iPAK5 bündelt somit fünf wesentliche Teilleistungen, welche erst gemeinsam ermöglichen, diese Ziele zu erreichen:

- Begradigung des Kattwykdamms nach Ausbau der Gleistrasse im unmittelbaren westlichen und östlichen Anschlussbereich
- Herrichtung eines kreuzungsfreien Anschlussbereiches im Osten durch Rückbau der dort vorhandenen Bahnübergänge
- Grundinstandsetzung der Kattwykbrücke mit Umbau zur reinen Straßenbrücke
- Erneuerung der Elektro-, Mess-, Steuer und Regeltechnik der Kattwykbrücke und Anschluss an den neuen Leitstand Bahnbrücke
- Instandsetzung der Kattwykdamm Brücke (Bw. 185) mit Umbau zur reinen Straßenbrücke.



*Abb. 14: Kattwykbrücke im Vordergrund (gelb/blau), NBK im Hintergrund (grau), © HPA*

## Das Modell der integrierten Projektallianz

### *vertragliche Randbedingungen in einer integrierten Projektallianz (IPA)*

Die integrierte Projektallianz sieht die frühe Einbindung des Bauunternehmers und damit die Kompetenz der Bauausführung in der Planungsphase vor. Die Projektentwicklung erfolgt in folgenden Phasen:

**Phase 0** beinhaltet die auftraggeberseitige Vorbereitung sowie die Ausschreibung mit dem Vergabeverfahren; sie dient der Findung und Bindung der Vertragspartner sowie der näheren Definition der Vertragsinhalte und der Randbedingungen der Zusammenarbeit in der Integrierten Projektallianz. Nach Abschluss dieser Phase erfolgt die Zuschlagserteilung hinsichtlich der Planungsleistungen und optional auch bereits für die Bauleistungen.

**Phase 1** ist die gemeinsame Validierungs- und Planungsphase, die auch das Genehmigungsverfahren umfasst. Dabei durchlaufen die Vertragspartner grundsätzlich zunächst eine gemeinsame „Validierungsphase“, in der die konkrete Projektausgestaltung und die Zielerreichung definiert werden. In diesem Zeitraum werden auch die terminlichen Ziele bestimmt und die Zielkosten verifiziert, hinterfragt und festgelegt (Basiszielkosten). Im Projekt iPAK5 wurde aus Zeitgründen auf die gemeinsame Validierungsphase vorab verzichtet.

Die darauffolgende Planungsphase dient der gemeinsamen Erstellung des Leistungsprogramms und der Planung der Bauleistungen durch die Partner bis zu dem erforderlichen Stand, auf dessen Basis gemeinsam die Zielkosten und der Zieltermin mit hinreichender Genauigkeit bestimmt werden können. Als Ergebnis dieser Phase liegt neben der Abschätzung der Kosten, eine verbindliche Vereinbarung des Grundkonzeptes sowie die Betrachtung und Bewertung von Risiken und Chancen vor. Es wird ein gemeinsames Verständnis des Bau-Solls geschaffen und der finale Zielpreis festgelegt, sodass auf dieser Grundlage entschieden werden kann, ob die Partnerschaft in Abhängigkeit der vertraglichen Randbedingungen weitergeführt und damit in die Allianzphase 2 eingestiegen wird. Bei einem positiven Planungsergebnis und akzeptablen Zielkosten, die das Bauherrenbudget nicht überschreiten, liegt nach Phase 1 also auch eine verbindliche Zusage hinsichtlich einer zukünftigen Zusammenarbeit vor.

**Phase 2** beginnt mit der Beauftragung der einseitigen Option und endet mit der Abnahme. Sie dient der Durchführung aller erforderlichen Planungs- und Bauleistungen zur Erstellung des Bauwerks entsprechend den Vorgaben des Leistungsprogramms.

Phase 3 beginnt mit der Abnahme aller Leistungen und endet mit Ablauf der Gewährleistungszeit bzw. etwaigen dann noch erforderlichen Mängelbeseitigungsarbeiten.

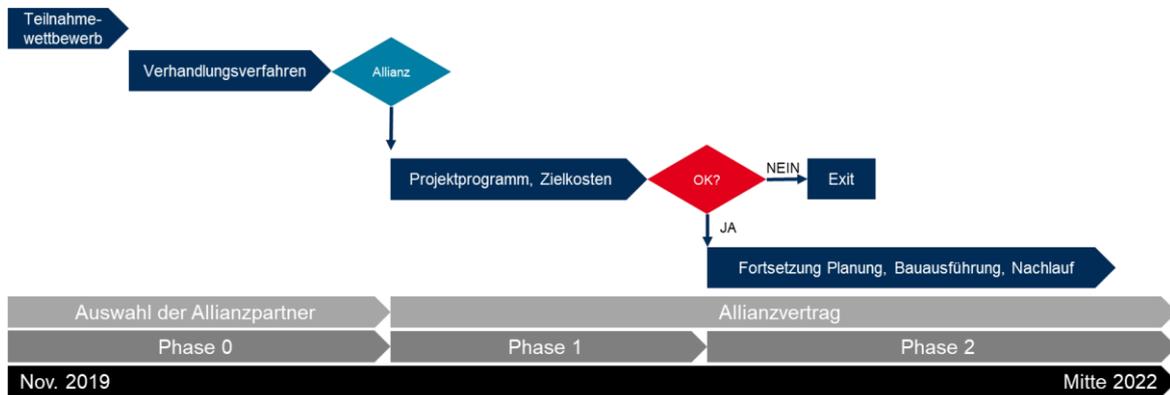


Abb. 15: Projektphasen im Projekt iPAK5, © HPA

**IPA-Vergütungsmodell**

Ein zentraler Baustein der Integrierten Projektabwicklung ist ein anreizbasiertes Vergütungssystem mit Zielkosten, also der Erstattung tatsächlich entstandener Kosten, dem Incentive Share und kann durch ein Bonussystem bezogen auf die wesentlichen Projektziele ergänzt werden. Ein weiteres wichtiges Element ist die Zuordnung und gemeinsame Verantwortung für Chancen und Risiken mit einem Risikomanagementsystem.

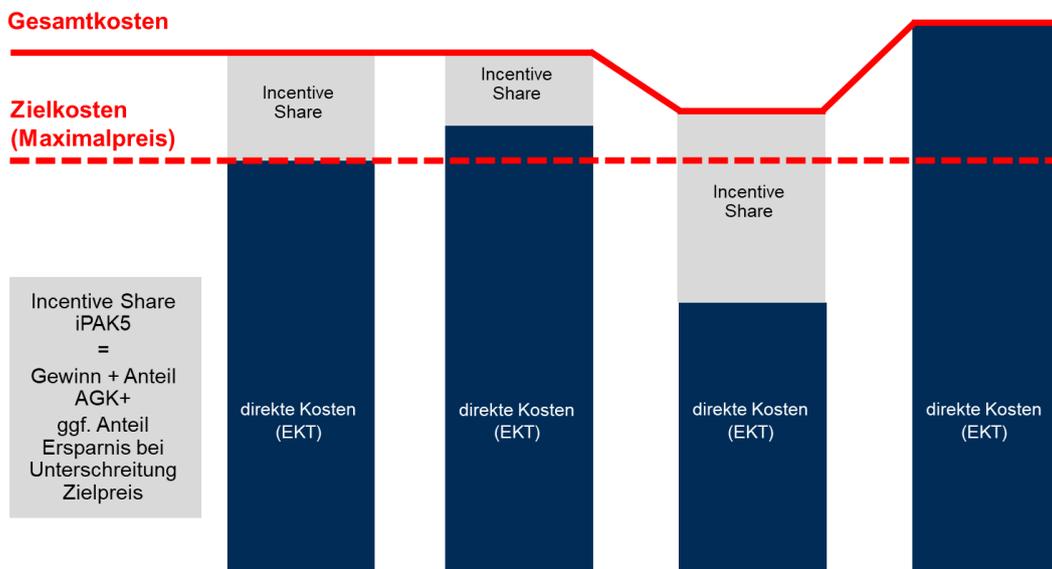


Abb. 16: Vergütungsmodell, © HPA

Das IPA-Vergütungsmodell soll in Analogie zu Selbstkostenerstattungsverträgen eine faire Vergütung des individuellen Aufwandes der Partner darstellen. Die Partner bekommen daher unabhängig vom Projektergebnis unter anderem die Einzelkosten der Teilleistungen, die Baustellengemeinkosten sowie einen Teil der Allgemeinen Geschäftskosten erstattet. Diese Kostenteile wurden im Projekt als „Erstattbare Kosten“ zusammengefasst.

Zur Schaffung der erforderlichen Anreize wird darüber hinaus ein sogenannter „Incentive Share“ implementiert. Bestandteil dieses Incentive Share sind die abgestimmten und kalkulierten Gewinne der Projektbeteiligten sowie Teile der AGK, im Projekt iPAK5 waren dies 50 %.

Zum Zeitpunkt der Zielkostenfestlegung setzen sich die Zielkosten aus den erstattbaren Kosten sowie dem Incentive Share zusammen. Im weiteren Projektverlauf werden die tatsächlich entstandenen Kosten immer vergütet. Sollte es im Projektverlauf zu Mehrkosten kommen, bleiben die vom Bauherrn zu erstattenden Zielkosten unverändert und nur der Incentive Share verringert sich. Wie

Abb. 16 verdeutlicht, kann dies im extremen Fall dann auch dazu führen, dass der Incentive Share nach und nach durch die Mehrkosten aufgebraucht wird. Wenn der Incentive Share komplett aufgebraucht ist, trägt der Bauherr weiterhin die tatsächlich entstandenen Kosten, die Allianzpartner erzielen aber keinerlei Gewinn und müssen zusätzlich 50 % ihrer AGK selbst tragen.

Liegen dagegen die tatsächlichen direkten Kosten unter dem Niveau der vereinbarten Höhe der Zielkosten, wird der Incentive Share um einen vertraglichen festgelegten Prozentsatz des Unterschreitungswertes vergrößert, im Projekt iPAK5 waren dies 60 %. Das bedeutet, dass bei Vergabegewinnen oder gut gelösten Risiken nicht nur die Partner durch eine Vergrößerung des Incentive Share profitieren, sondern auch der Bauherr 40 % der vereinbarten Zielkosten spart. Dieser Mechanismus führt dazu, dass wirklich alle Beteiligten kein Interesse an Kostensteigerungen haben und alle gemeinsam von eingesparten Kosten profitieren. Das IPA-Prinzip „gain-share, pain-share“ bietet also einen enormen Anreiz für alle Beteiligten, im Projekt wirtschaftlich zu entscheiden und zu handeln. In

Abb. 16 sind die wesentlichen Vergütungsszenarien visualisiert.

Die Erstattung der Selbstkosten erfolgt nach dem Open-Book-Prinzip durch Offenlegung der jeweiligen Buchhaltung hinsichtlich der tatsächlich aufgewendeten Ausgaben. Um sicher zu stellen, dass in den Selbstkosten keine verdeckten Zuschläge enthalten sind, muss dies durch einen unabhängigen gemeinsam bestimmten Wirtschaftsprüfer validiert und bestätigt werden.

### **Projektorganisation**

Die Organisations- und Entscheidungsstruktur im Mehrparteienmodell wird mit nachfolgender Grafik veranschaulicht.

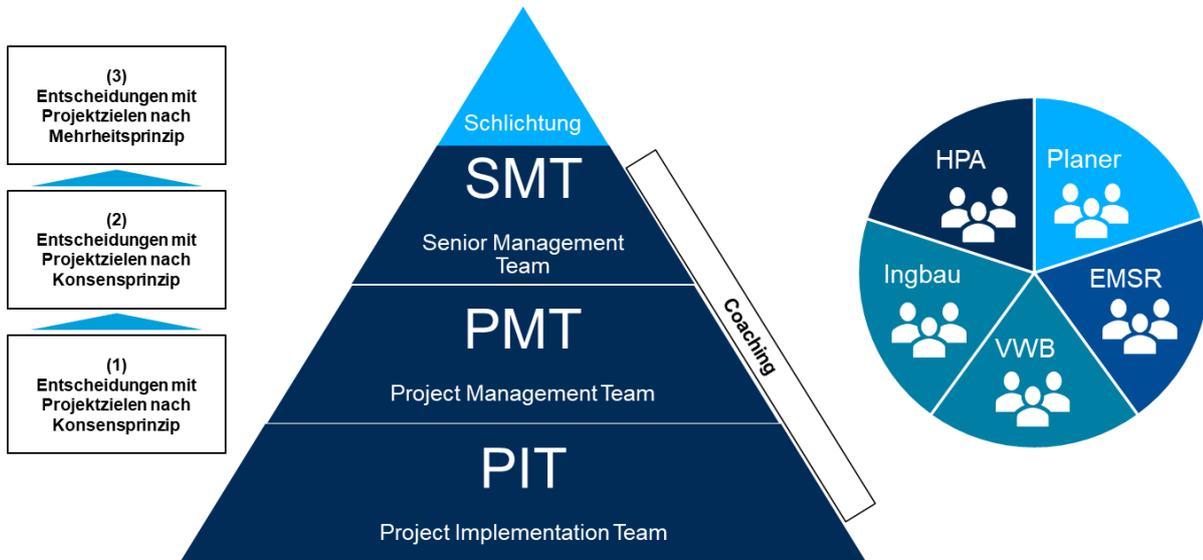


Abb. 17: Organisations- und Entscheidungsstruktur, © HPA

Das Projekt Management Team (PMT) setzt sich aus je einer Person pro Partner zusammen und bildet die verantwortliche Gesamtprojektleitung. Im Projekt iPAK5 waren je eine Person des Planers, des Ingenieurbau (Ingbau), des Verkehrswegebau (VWB) und für die Elektro, Mess- und Steuerungstechnik (EMSR) sowie des Bauherrn HPA als Realisierungsträger und als späterer Betreiber vertreten. Das PMT organisiert das „Tagesgeschäft“ der Projekt-Implementation-Teams (PIT), die für die inhaltliche Bearbeitung der Planungs- und Bauaufgaben der einzelnen Teilbereiche (z.B. Ingenieurbau, Straßenbau etc.) verantwortlich sind. Das PMT entscheidet schnell und zielgerichtet alle planerischen, baulichen, terminlichen und finanziellen Fragen nach dem Konsensprinzip einstimmig. Sofern eine Entscheidung im Konsens nicht gelingt, wird dies in das Senior Management Team (SMT) gegeben. In diesem Gremium sind ebenfalls alle Partner mit je einer Person mit Vollprokura für das Projekt vertreten, eine Entscheidung im SMT erfolgt nach einem im Vertrag festgelegten Mehrheitsverhältnis.

Sollten einzelne Themen auch auf der obersten Ebene nicht geregelt werden können, so können die im Vertrag vorgesehenen außergerichtlichen Streitbeilegungsverfahren Adjudikation oder Schlichtung durchgeführt werden.

Um den Allianzgedanken bei den Mitarbeitenden zu implementieren und auch im weiteren Projektverlauf zu erhalten, wird das IPA-Team durch einen Coach oder einen Moderator unterstützt. So soll dabei unterstützt werden, nicht wieder in die „alten“ Rollen zu fallen. Im Projekt iPAK5 wurde die Ebene des PMT gecoacht, die Ebene des SMT durch einen Moderator unterstützt.

## Erfahrungen aus iPAK5 im Vergleich zu konventionellen Bauverträgen

### Auswirkungen auf die Zusammenarbeit

Im Pilotprojekt iPAK5 zeigte sich, dass die Anwendung des IPA-Modells insbesondere einen großen Einfluss auf die Zusammenarbeit hatte. Hierfür wurde zu Beginn der Planungsphase ein intensives Onboarding durchgeführt, um den Projektmitarbeitenden den Allianzgedanken zu vermitteln. Aber auch im weiteren Projektverlauf mussten die Beteiligten immer wieder daran erinnert werden, damit sie nicht wieder in ihre alten Rollen gemäß HOAI und VOB verfallen.

In Allianzphase 1 zeigte sich im Projekt iPAK5, dass die neue Art der Zusammenarbeit für alle Beteiligten zunächst nicht einfach war. Während es für einen Planer ungewohnt ist mit dem späteren Bauausführenden gemeinsam planen zu müssen, ist es auch für einen Bauausführenden sehr ungewohnt, dass mehrere Varianten durchdacht werden müssen, bis das eigentliche Planungsergebnis vorliegt. So bedurfte es insbesondere in Phase 1 viel Unterstützung durch den Coach sowie bei den Beteiligten Offenheit für neue Ideen und andere Denkansichten sowie die Bereitschaft für Kritik, Selbstreflexion und offene Kommunikation.

In Phase 2 war ein großer Teil des Teambuildings bereits abgeschlossen. Während der Bauausführung vor Ort ließ sich so eine sehr partnerschaftliche Zusammenarbeit beobachten, die durch alle Beteiligten als sehr angenehm, konstruktiv und erfolgreich sowie als weniger konfliktanfällig empfunden wurde. Das Partnerschaftliche Miteinander ging so weit, dass sich die Beteiligten unternehmens- und kolonnenübergreifend unterstützten. Wenn z.B. eine Kolonne noch nicht arbeiten konnte, weil die dafür erforderlichen Arbeiten durch eine andere Kolonne noch nicht abgeschlossen waren, gab es bei der wartenden Kolonne keine Stillstandszeiten, sondern sie haben kurzerhand gewerke- und firmenübergreifend unterstützt. Während der Bauausführung waren zudem sehr komplexe Abstimmungen erforderlich, die durch Fragstellungen wie „Wer arbeitet auf dem Hubteil?, Wer kann gleichzeitig noch auf das Hubteil?, Wie sehen die Wegebeziehung aus?, Wie können wir mit der Nicht-Befahrbarkeit der Kattwykdammbrücke umgehen?“ etc. geprägt waren. Hätte man diese komplexe Bauaufgabe, mit den beengten Platzverhältnissen und der Komplexität der Abstimmungen während der Ausführung mit einem konventionellen VOB-Vertrag umgesetzt, wäre auch hier schon die Wahrscheinlichkeit von Behinderungsanzeigen und genereller Unzufriedenheit sehr hoch gewesen. Mit dem Allianzmodell haben sich alle Beteiligten im Sinne von „best for project“ und insbesondere ohne großes Zutun des Bauherrn selbst koordiniert und die Verkehrsfreigabe zum Meilenstein erreicht. Auch weitere IPA-Prinzipien wie „best person for the job“ oder „gain-share, pain-share“ haben sich positiv auf die Zusammenarbeit ausgewirkt.

Ein weiterer IPA-Bestandteil, der sich auf die Zusammenarbeit auswirkt, ist der Einsatz von Lean-Methoden. So wurde im Projekt iPAK5 beispielsweise eine Co-Location mit Big-Room eingerichtet, so dass – wenn es Corona zuließ – alle Partner vor Ort waren und so deutlich enger zusammengearbeitet haben, als wenn jeder bei sich im Unternehmen geblieben wäre. Auch Methoden wie Target-Value-Design oder Last Planner wurden angewendet.

### ***Auswirkungen auf Leistung und Qualitäten***

Ein Vorteil des IPA-Modells ist es, dass alle wesentlichen Wertschöpfungspartner von Beginn der Planung an eingebunden werden. Durch die frühzeitige Integration steht bereits zu Projektbeginn das gesamte Knowhow dem Projektteam zu Verfügung, sodass die Planungsqualität und -effizienz erhöht und damit das Problem der Fragmentierung von Planung und Ausführung in konventionellen Projektabwicklungsmodellen adressiert werden.

Dies zeigte sich auch im Projekt iPAK5 als sehr vorteilhaft. Während die Planungsbüros in konventionellen Projekten zwar theoretisch planen, können sie die technischen und logistischen Möglichkeiten der Bauunternehmen dabei nicht berücksichtigen. Im Projekt iPAK5 waren die späteren Bauunternehmen bereits bei Beginn der Planung dabei, sodass deren Wissen und Möglichkeiten von Anfang an berücksichtigt wurden. Es zeigte sich im Projekt iPAK5 deutlich, dass dieses Wissen eine sinnvolle Erweiterung zum Knowhow des Planungsbüros war, um z.B. Bauzwischenstände zu optimieren oder

die Logistik auf der Baustelle frühzeitig zu durchdringen. Diese Aufgaben übernahmen dann die bauausführenden Unternehmen.

Die frühe Einbindung der Bauunternehmen hatte in der Planungsphase insbesondere den Vorteil, dass die Planung durch das Einbringen des technischen Ausführungs-Knowhows qualitativ hochwertiger und effizienter war. Es zeigten sich im Pilotprojekt iPAK5 aber auch in der Bauausführungsphase Vorteile. So wussten unmittelbar zum Zeitpunkt der Vereinbarung der Zielkosten alle am Bau Beteiligten genau, was, wann und wie gebaut werden sollte. In konventionellen Projekten arbeiten sich die Bauunternehmen erst nach Auftragsvergabe in die eigentliche Bauaufgabe ein, sodass erst dann Abstimmungen und Detailplanungen erfolgen können. Dieses wird in einem IPA-Projekt vorgezogen und führt somit zu einer höheren Effizienz.

Es zeigte sich jedoch auch, dass es sehr gut war, den Planer weiterhin in der Allianzphase 2 eng einzubinden. So konnte beispielsweise bei Unvorhersehbarkeiten oder Änderungen während der Bauausführung unmittelbar durch Umplanungen reagiert werden. Im Pilotprojekt iPAK5 wurde beispielsweise während der Phase 2 festgestellt, dass der alte Steuerungsstand an der Brücke im Zuge von iPAK5 demontiert werden sollte. Dies war nicht Bestandteil in Phase 1 gewesen, sodass nicht nur die Planung, sondern auch der Bauablauf und die Zielkosten entsprechend angepasst werden mussten. Dies geschah ohne Behinderungs- oder Änderungsanzeigen und die Demontage erfolgte innerhalb kürzester Zeit.

Weiterhin ist bei einem IPA-Projekt nicht unbedingt klar definiert, welcher Planungsstand (z.B. Entwurfsplanung) zum Zeitpunkt der Festlegung der Zielkosten erreicht sein muss. Die Anforderung ist „lediglich“, dass die Berechnung der Zielkosten eindeutig möglich sein sollte. Dies führte im Projekt iPAK5 dazu, dass zum Zeitpunkt der Vereinbarung der Zielkosten zwar viele Planungen die Reife einer Ausführungsplanung vorwiesen, bei anderen kleineren oder weniger zeitkritischen Bauteilen oder bei Detailfragestellungen aber teilweise zunächst nur „grobe“ Annahmen getroffen wurden. So wurde in einzelnen PITs auch in Phase 2 noch intensiv geplant, um die für das Bauwerk beste Lösung zu finden.

### ***Auswirkungen auf Termine***

Im Projekt Management Team (PMT) wird die Terminplanung und -steuerung gemeinsam durchgeführt und Abweichungen und Maßnahmen gemeinsam diskutiert. Die Termine wurden kontinuierlich transparent für alle Beteiligten dargestellt und es erfolgte sofort durch das PMT eine Gegensteuerung, sobald terminliche Schwierigkeiten in einem konkreten Bereich erkannt wurden. Da die Einhaltung der Termine für alle Projektbeteiligten von großem Interesse ist, um den Gewinn nicht zu reduzieren, liegt die sofortige Offenlegung terminlicher Schwierigkeiten im Interesse jedes Einzelnen und wird daher nicht zum eigenen Vorteil verschleiert.

Das Pilotprojekt iPAK5 startete offiziell mit dem Teilnahmewettbewerb im November 2019 und das Projektende ist für Mitte 2022 vorgesehen. In Abb. 15 sind die wichtigsten Phasen dargestellt.

Das Allianzmodell hat sich bei iPAK5 in Bezug auf Terminstabilität und Gesamtprojektdauer bewährt. Allein schon durch den Wegfall einer Vergabephase für die Bauausführung und durch die Optimierung des Bauablaufes durch parallele Arbeiten hat sich die Gesamtprojektdauer im Vergleich zu Standardbauverträgen um ca. 6 bis 9 Monate verkürzt.

Die wichtigste Herausforderung während der Bauausführung war allerdings die Einhaltung der Sperrtermine für den Straßenverkehr von April bis Dezember 2021. Da dies eine Hauptverkehrsstraße und

eine wichtige Straßenverbindung im Hafen ist, müssen im Rahmen der hamburgweiten Baustellenkoordinierung diese weit im Voraus festgelegt und mit den anderen Baustellen im Verkehrsnetz abgestimmt werden. Nichtsdestotrotz hatte sich im Juli die Verkehrssituation insbesondere auf den Autobahnen rund um den Hafen so verschlimmert, dass einen Tag vor dem geplanten Vollsperrungstermin dieser um 2 Wochen nach hinten geschoben werden musste. Der Bauablauf und die Disposition der Kolonnen und Geräte musste praktisch über Nacht umgestellt werden. In einem Standard-VOB-Vertrag hätte dies zu Behinderungsanzeigen, Stillstand und somit massiven Verzögerungen und Mehrkosten geführt. Nicht so bei der Allianz: der Endtermin für die Sperrzeit im Dezember 2021 konnte eingehalten werden. Die unterschiedlichen Gewerke/ Allianzpartner haben eine gemeinsame Lösung gefunden, um das Projektziel zu erfüllen. Außerdem reduzierte sich durch die Abstimmung der Allianzpartner untereinander, der Koordinierungsaufwand für den Bauherrn.

### ***Auswirkungen auf Kosten***

Aufgrund des IPA-Vergütungsmodells besteht ein sehr hoher Anreiz, dass die einmal angesetzten Zielkosten nicht überschritten werden. Wenn es doch zu einer Kostenüberschreitung kommen sollte, werden die Gewinne und ggf. auch die AGKs der Allianzpartner gekürzt, während es für den Bauherren zunächst keine Auswirkung hat, da die Mehrkosten aus dem Incentive Share gezahlt werden (vgl. Abschnitt 3.2). Das bedeutet, dass allein aufgrund des Vergütungssystems die Kosten für den Bauherren über den Projektverlauf wesentlich stabiler sind als bei konventionellen Projekten, bei denen sich jeder Nachtrag etc. unmittelbar auf die Bauherren-Kosten auswirkt.

Weiterhin wirkte sich das gemeinsame und aktive Risiko-Management durch alle Partner sehr positiv auf die Projektkosten aus. Zum Zeitpunkt der Zielkostenermittlung wurden die Risiken mit einem Risikomanagement-Tool der HPA ermittelt. Hierbei wurden möglichen Risiken sowie deren Kosten bei Eintreten ermittelt und mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit multipliziert. Im weiteren Projektverlauf wurde dieses Risikoregister weiterhin geführt und verfolgt. Änderungen und Störungen wurden von allen Vertragspartnern sofort nach Erkennen den anderen Partnern angezeigt, sodass unmittelbar reagiert werden konnte. Da die frühzeitige Behandlung von Risiken im Sinne aller Parteien war, um die Einhaltung der Zielkosten nicht zu gefährden, bestand eine hohe Motivation zur konsequenten Umsetzung.

Beides bestätigte sich auch im Pilotprojekt iPAK5, bei dem zum Abrechnungsstand März sogar von einer Zielkostenunterschreitung von 4 bis 5 % ausgegangen wird. Gemäß dem vereinbarten Vergütungsmodell wird der Incentive Share der Partner um 60 % des Unterschreitungswertes vergrößert, 40 % der Kostenunterschreitung werden von HPA einbehalten.

Bei näherer Betrachtung der Gesamtkosten des Projektes ist aber auch zu beobachten, dass die Baunebenkosten im Projekt iPAK5 relativ hoch waren. So nahmen die Baunebenkosten 24 % der Gesamtprojektkosten ein, was ggf. mehr ist als in konventionellen Projekten sonst üblich. Dies ist insbesondere auf die höheren Planungskosten in Allianzphase 1 zurückzuführen, die zum einen durch die im Sinne des Target-Value-Designs erwünschten mehrmaligen Umplanungen und Anpassungen während der Zielkostenfindung aber zum anderen auch durch die Zeit, die für Onboarding, Teambuilding und das Erlernen des Allianzgedanken genutzt wurde, zu begründen sind. Aufgrund der sehr erfolgreichen Bauausführung ist aber davon auszugehen, dass sich diese Mehrkosten im weiteren Projektverlauf ausgeglichen haben.

### Fazit

Die Hamburg Port Authority hat bei der Grundinstandsetzung der Kattwykbrücke im Pilot-Projekt iPAK5 positive Erfahrungen mit der Projektallianz gesammelt, sodass zukünftig weitere Projekte mit dieser neuen Art der Vertragsgestaltung und Zusammenarbeit umgesetzt werden können. IPA ist insbesondere für komplexe Bauvorhaben geeignet, um eine hohe Leistungs-, Termin- und Kostensicherheit zu gewährleisten.

Die Anwendung des Allianzmodells erfordert ein Umdenken für alle Projektbeteiligten hin zu einer Vertrauenskultur und Teamdenken im Sinne von „best for project“.

Grundsätzlich sollte die Allianz schon nach der Grundlagenermittlung starten. Nach den Erfahrungen im Pilotprojekt überwiegen die Vorteile bei der Bauausführung, sodass der Einstieg in ein Allianzmodell auch in einer späteren Planungshase sinnvoll sein kann. Gerade bei auftretenden Problemen in der Bauausführung liegt der Fokus auf der gemeinsamen Lösungsfindung, da alle Allianzpartner davon profitieren. Im Projekt iPAK5 wurden alle Projektziele in Bezug auf Qualität, Kosten und Termine erreicht und es kam zu keinen Rechtsstreitigkeiten.

# Wissen vermehrt sich, wenn man es teilt. Schlanke Prozesse und agiles Handeln mittels LCM

Michael Beckmann; Niederlassungsleitung INROS LACKNER SE, Rostock

Marie Herbst; Projektsteuerung INROS LACKNER SE, Rostock

*Die Implementierung des Lean Gedankens im Bauwesen verspricht Großes. Mit Begeisterung und Engagement im Gepäck beginnt die Reise oft im Rahmen von einzelnen Projekten und zeigt bei guter Vorbereitung und Ausdauer auch hohe Erfolge. Mittel- und langfristig bietet die Anwendung des Lean-Gedankens sogar eine fundamentale Änderung in der Sicht auf Prozesse und im Verständnis einer jeden Organisationseinheit sowie eines jeden Mitarbeitenden. Doch es gibt auch einige Stolpersteine, die den Weg zum Ziel erschweren können. Ein Reisebericht, der einerseits eigenes Handeln reflektiert und andererseits Impulse für die selbstständige Lean-Expedition bietet.*

## 1. Einleitung

Höher, schneller, weiter - unsere heutige Gesellschaft strebt kontinuierlich nach Gewinnen und Erfolgen. Wachstum scheint dabei das höchste Gut. Doch unbegrenztes Wachstum in einer Welt mit begrenzten Ressourcen scheint genauso realistisch, wie die Existenz eines Perpetuum mobile – es bleibt eine Illusion. Durch Gesellschaft, Technologie und Globalisierung sind Unternehmen getrieben ihre Werte, Vorgehensweisen und Ressourceneinsätze zu hinterfragen. Sind Techniken, Umgangsweisen und Führungsmethoden noch zeitgemäß? Passt das Angebot zum Marktgeschehen? Es obliegt jedem Unternehmen selbst, den Wettbewerbsdruck auch als **Chance auf Veränderungen** zu begreifen. Veränderungen, die helfen, versteckte Potentiale zu erkennen und die letztendlich ein nachhaltiges und langfristiges Marktbestehen sichern. Durch Offenheit, Flexibilität und Anpassungsfähigkeit entstehen auf diese Weise neue Taktiken, Konzepte und Methoden, welche veraltete Prozesse ablösen und sich immer mehr in der Praxis etablieren (vgl. Fiedler, 2018).

Ein Beispiel für eine solche Veränderung ist das Ende des 20. Jahrhunderts entstandene **Lean Management**. Abgeleitet aus dem sogenannten Toyota-Production-System setzte die neue Denkweise vor allem in der Automobilindustrie weltweit Standards hinsichtlich Effizienz und Qualität. Der Erfolg war enorm und die Neugier weiterer Branchen geweckt. So haben seitdem einige Wirtschaftszweige den Leitsatz der schlanken Produktion adaptiert: Lean Development (Forschung und Entwicklung), Lean Administration (Wirtschaft und Verwaltung) oder Lean Construction Management (LCM) (Baubranche) sind nur wenige Beispiele, bei welchem der Grundgedanken des Lean Managements Einzug erhielt (vgl. Fiedler, 2018).

Dieser Bericht stellt dar, warum die Anwendung von **Lean Construction Management** eine Welle positiver Neuerungen verspricht und wieso es sich auch für die Baubranche lohnt, die Welle mitzunehmen und ins Vertrauen zu springen. INROS LACKNER hat den Sprung bereits gewagt, sodass die nächsten Seiten eine Mischung aus Theorie und Praxiserfahrung widerspiegeln. Warum hat unsere Reise begonnen? Welche Meilensteine haben wir schon hinter uns gelassen und welche Aussichten bietet die Zukunft?

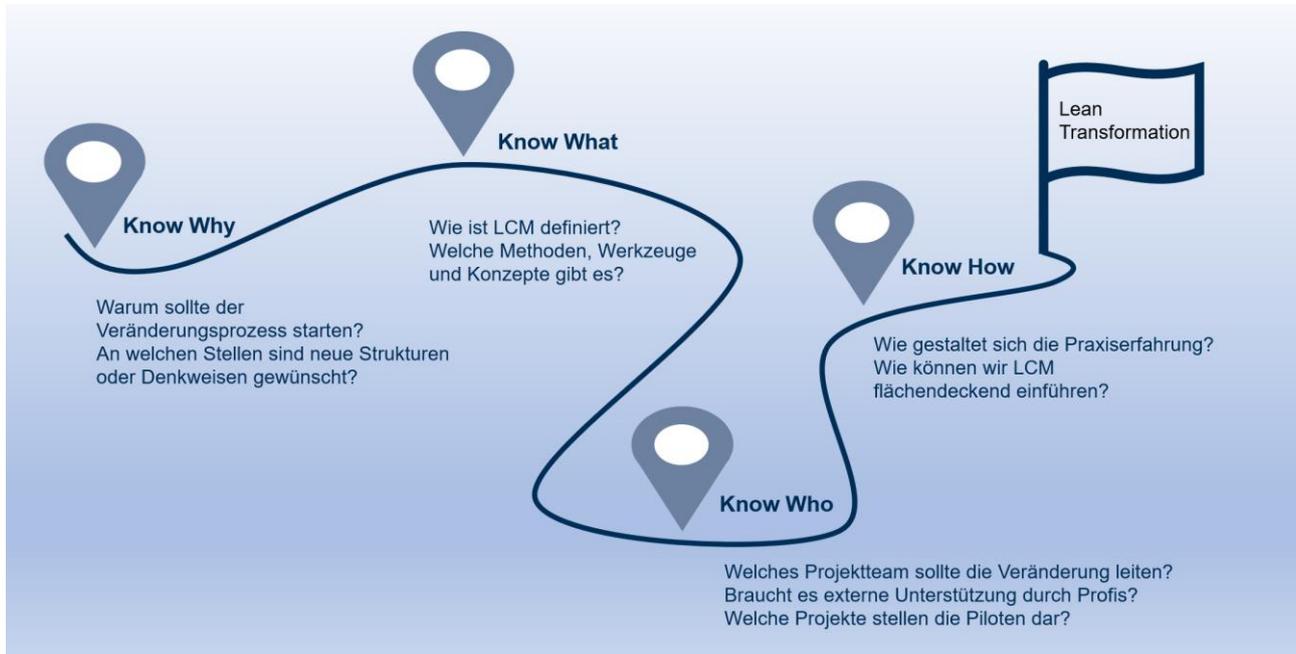


Abb. 1: Roadmap Lean Transformation (Eigene Darstellung)

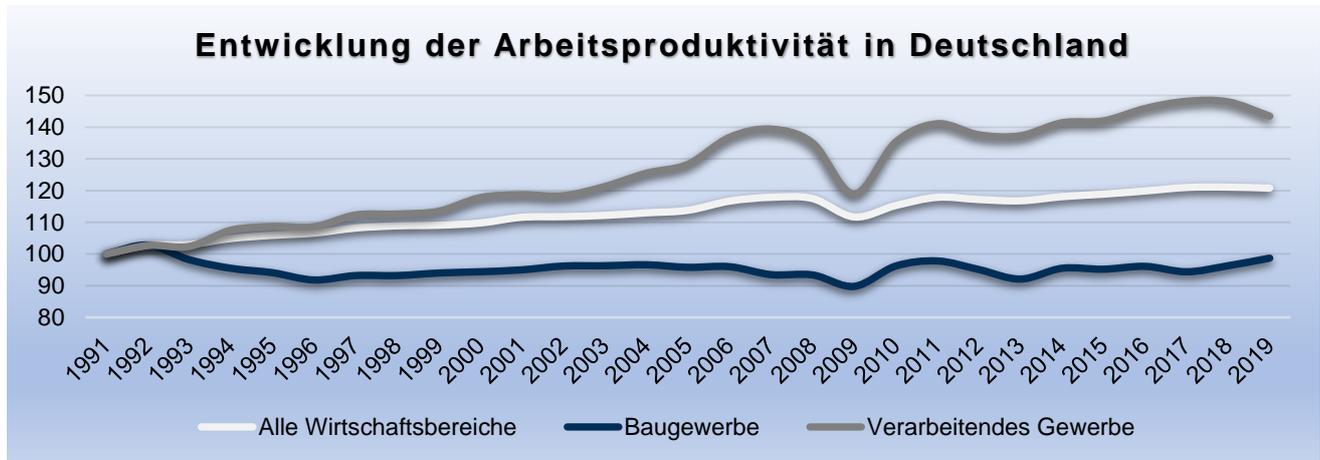
## 2. Zeit für einen Tapetenwechsel – Notwendigkeit und Gründe für Veränderung

Für die erfolgreiche Verwirklichung einer angestrebten Veränderung braucht es nicht nur ein Know-How, sondern in erster Linie ein **Know-Why**. Das „Warum“ spiegelt den Ausgangspunkt einer jeden Neuerung wider. An dieser Stelle werden die Weichen für den Erfolg gestellt. Schließlich ist systembedingte Trägheit ein wahrer Gegner, wenn es um die Einleitung eines Wandels geht. In Konsequenz bedarf es überzeugender Argumente, die belegen, warum aktuelle Verhaltensweise nicht für die Zukunft geeignet sein sollen.

Ein Vergleich der Produktivität zwischen Baubranche und anderen Wirtschaftszweigen liefert eine deutliche Antwort auf dieses „Warum“. Nach Berechnungen des Statistischen Bundesamtes ist die **Produktivität der Baubranche** innerhalb der letzten 28 Jahre um 1,3 % eingebrochen. Ein Fakt der beunruhigt - vor allem mit Blick auf die Entwicklung anderer Branchen. So nahm im gleichen Zeitraum die Produktivität der Gesamtwirtschaft um 20,8 % zu. Andere Bereiche wie z. B. das verarbeitende Gewerbe verzeichnen sogar einen Anstieg von 43,5 % (vgl. Statistisches Bundesamt, 2020).

Ähnliche Prognosen gelten für die **Stabilität der Kosten**. Die Hertie School of Governance untersuchte die Kostensteigerung und Zeitverzögerung bei 170 Großprojekten in Deutschland seit 1960. Das Ergebnis: 73 % aller Großprojekte überschreiten ihr ursprünglich geplantes Budget. Während sich Infrastrukturprojekte im Durchschnitt um 33 % verteuern, beträgt die Differenz zwischen Plan- und Mehrkosten beim Bau öffentlicher Gebäude im Mittel sogar 44 % (vgl. Hertie School of Governance, 2015). Die Hamburger Elbphilharmonie steht beispielhaft für eine Vielzahl von Projekten und beweist, dass die Höhe einer solchen Überschreitung keine Grenzen kennt. Ursprünglich geschätzt auf 77 Millionen Euro, betrafen die tatsächlichen Kosten mehr als 800 Millionen Euro. Eine Verzehnfachung der Ausgaben, welche das Bauwerk schon vor Fertigstellung durch Negativschlagzeilen bundesweit bekannt machte (vgl. NDR; 2017). Ähnliches gilt auch für Wasserbauprojekte – wie zum Beispiel die

Kanalschleuse in Brunsbüttel, deren Kostenschätzung innerhalb von drei Monaten von 830 Millionen Euro auf 1,2 Milliarden Euro anstieg (vgl. NDR; 2020).



**Abb. 2:** Entwicklung der Arbeitsproduktivität in Deutschland – Branchenvergleich (Eigene Darstellung auf Basis der Daten des statistischen Bundesamtes)

Zusätzlich wird kaum ein Projekt zum geplanten Datum fertiggestellt. **Verzögerungen** innerhalb der Planungs- und Bauphase wirken nicht nur auf die Kosten, sondern auch auf die Motivation der Beteiligten. Immer wieder werden wichtige Meilensteine nicht erreicht. Die Frustration wächst und die eigene Motivation bezüglich termingerechter Abgaben sinkt. So wird der Zeitplan kontinuierlich unterlaufen, sodass zwischen Planung und Realisierung teilweise Jahrzehnte liegen.

Derartige Diskrepanzen sind nicht auf das Versagen einzelner Personen zurückzuführen, sondern weisen auf **strukturelle Probleme** hin. Strukturelle Probleme, die sich im Wesentlichen in drei Hauptursachen widerspiegeln. Zum einen fehlt es an exakt definierten Erwartungsbildern. Oft ist die Aufgabenstellung undeutlich beziehungsweise ändert sich während des Projektverlaufes, sodass Leistungen falsch oder doppelt ausgeführt werden. Die Folge: Frustration sowohl auf Auftraggeber- als auch auf Auftragnehmerseite. Zum anderen mangelt es an transparenten Entscheidungen – ein Katalysator für Verwirrung und Misstrauen; negative Effekte, die durch das Teilen von Gründen und Verantwortlichkeiten bezüglich getroffener Entscheidungen vermieden werden können. Eine der wesentlichsten Ursachen für den ausbleibenden Erfolg beziehungsweise nur schleppenden Projektfortschritt bleibt jedoch der Mangel an Kommunikation. Statt miteinander zu reden, wird zu viel übereinander oder aneinander vorbeigeredet. Dabei ist der kontinuierliche Austausch entscheidend für ein transparentes Vorgehen, eine klare Zielvorstellung und gemeinsame Standards.

In Konsequenz möchte auch die INROS LACKNER SE aus veralteten und bremsenden Strukturen ausbrechen. Es gilt Konfrontation, Projekt egoismus und Silodenken abzulösen. **Die Lösung:** Zielgerichtete Kommunikation, wertschätzende Teamarbeit sowie kontinuierlicher Wissenstransfer. Schließlich ver-rät der Blick in die Zukunft, dass Herausforderungen nicht ab- sondern zunehmen. Unabhängig der Projektgröße wird die Komplexität von Bauprojekten steigen, Planungsteams werden größer und auch der Bedarf an Fachexpertisen wird weiterhin zunehmen. Dies zeigen unter anderem aktuelle Planungsausschreibungen, in denen immer mehr Generalplaner gefragt und somit die Koordination und Organisation der Projekte zum Teil an die Ingenieurbüros abgegeben werden. In Konsequenz braucht es einen Wandel in unserem Denken, in unserer Herangehensweise und unserem Umgang miteinander. Wenn wir gemeinsam aus Fehlern lernen und persönlich wachsen, dann können

Projekte auch stabiler und Beteiligte zufriedener werden. Genau an dieser Stelle setzt Lean Management an und versucht mit dem Gedanken der Prozessoptimierung, Verschwendung zu vermeiden und gleichzeitig einen Kulturwandel einzuleiten. Ein Kulturwandel, der uns Mehrwerte auf jeglicher Ebene schafft – für das Unternehmen, für die Projekte als auch für jeden einzelnen Mitarbeitenden. Nun kennen wir das Ziel – daher ist es jetzt an der Zeit, die Schwierigkeiten hinter sich zu lassen und den Fokus auf die Lösung zu setzen.

### 3. Erste Orientierung - Lean Construction Management

Die Theorie bildet die Basis für die Praxis. Daher ist ein fundiertes Grundlagenwissen essenziell, um neue Wege zu beschreiten. So kommen wir noch vor dem Know-How zum **Know-What**. Das „Was“ ist jedoch derartig vielfältig und facettenreich, dass es durch einzelne Artikel und Textblöcke kaum greifbar wird.

Ziel des Lean Managements ist die Entwicklung eines Mindsets, welche Verschwendung erkennt, auf ein Minimum reduziert und bestenfalls vollständig eliminiert. So sollen durch kontinuierliche Reflexion und Verbesserung, Prozesse optimiert und der höchstmögliche Wert für KundInnen und MitarbeiterInnen geschaffen werden. Das Mindset muss von allen immer und überall gelebt werden. Der Erfolg des Toyota-Production-Systems war enorm, sodass AmerikanerInnen in einer groß angelegten Studie zur Konkurrenzfähigkeiten das „System Toyota“ untersuchten und unter dem Begriff Lean Production zusammenfassten. Mittlerweile ist die Denkweise nicht mehr nur der Produktion vorbehalten. Viele andere Wirtschaftszweige wollten am Erfolg partizipieren und adaptierten Lean auf ihre Weise, sodass der einst im Produktionsprozess verankerte Urbegriff u. a. auch in der Baubranche als **Lean Construction Management** Einzug erhielt.

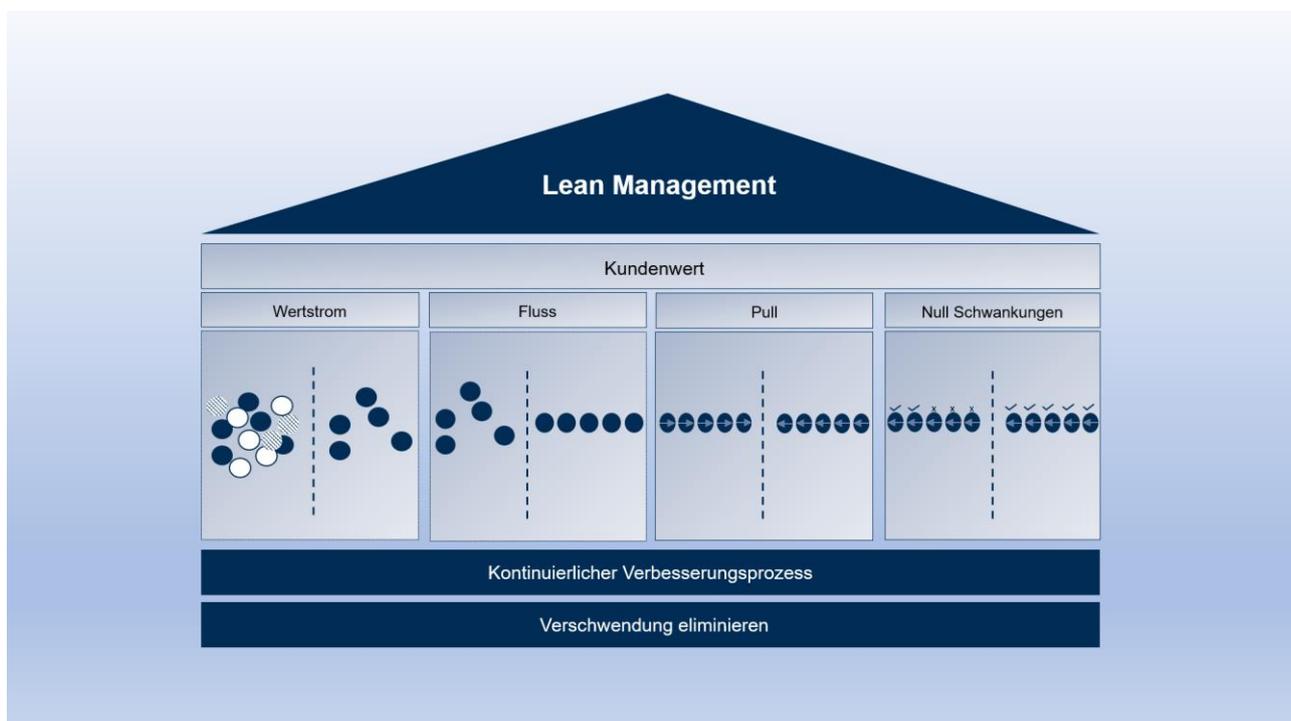


Abb. 3: Prinzip Lean (Eigene Darstellung)

Dabei bilden fünf Prinzipien die Säulen für den Erfolg (vgl. Kitzmann & Brenk, 2018):

### **Kundenwert definieren**

Die Grundlage für den Prozessablauf bilden die Wünsche und Bedürfnisse des Kunden. Dabei können diese im Projekt durch den Input aller Beteiligten weiter verfeinert und abgewandelt werden.

*Was möchte und schätzt der Kunde? Für was ist er bereit zu bezahlen?*

### **Wertstromprinzip**

Identifikation des Wertstroms durch Definition und Darstellung aller notwendigen Schritte, welche zur Erreichung des Zieles beitragen.

*Welche Prozesse, Entscheidungen und Abstimmungen sind zur Zielerreichung notwendig? Welche sind davon wertschöpfend und bringen tatsächlich einen Mehrwert?*

### **Flussprinzip**

Ablauf der Prozesse ohne Unterbrechungen und Verzögerungen unter Einbezug einer übergeordneten Sichtweise.

*Wie ist die Reihenfolge der einzelnen Abläufe? Welche Abhängigkeiten, Synergieeffekte gilt es zu beachten?*

### **Pull-Prinzip**

Steuerung der Prozesse nach Bedarf von hinten (Ziel) bis nach vorn (Anfang).

*Wann werden die Prozesse gebraucht und wann liefern diese den größten Mehrwert?*

### **Null Schwankungen**

Ständige Optimierung durch kontinuierliches Fragen und Leben einer offenen Fehlerkultur.

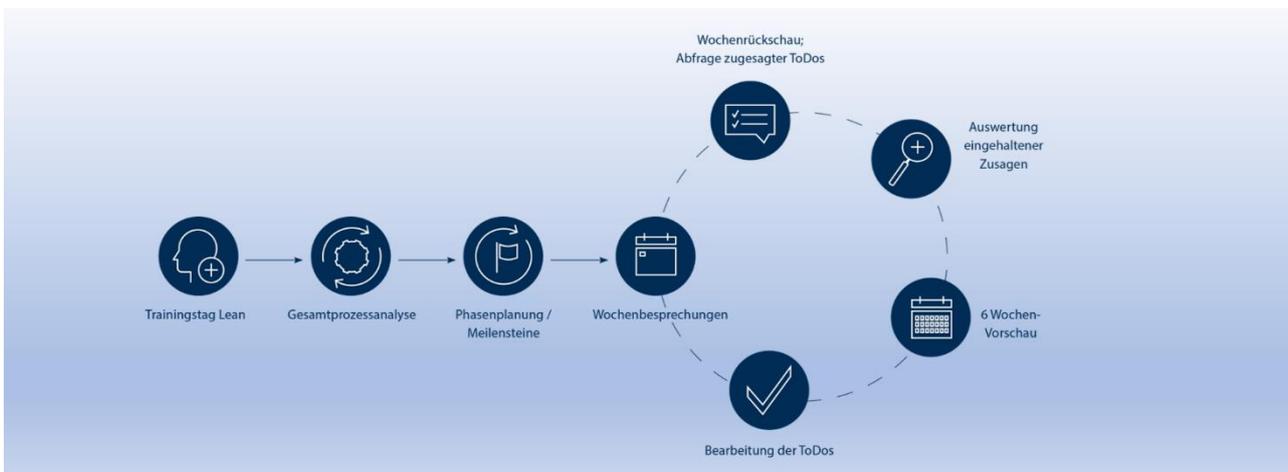
*Wie lernen wir am besten mit- und voneinander?*

Die Anwendung dieser fünf Prinzipien führt zu eindeutigen Zielvorstellungen, transparentem Vorgehen und einem gemeinsamen Verständnis – optimale Randbedingungen für eine erfolgreiche Projektentwicklung. Allerdings findet LCM bis jetzt nur vereinzelt Anwendung (vgl. Kitzmann & Brenk, 2018). Während sich in der Automobilbranche der Einsatz derartiger Prinzipien bei über 90 % befindet, liegt die aktive Nutzung im Bausektor unter 10 %. Eine Tatsache, die mit Blick auf die in Kapitel 2 aufgeführten Zahlen, Daten und Fakten beunruhigt (vgl. Staufen, 2016). In Anbetracht dessen wirkt es kaum verwunderlich, dass kundenseitig vermehrt die Anwendung von LCM eingefordert wird. Aber auch Auftragnehmer, welche auf dem Gebiet weit vorne liegen, bieten KundInnen die damit verflochtenen Methoden proaktiv an. Schließlich birgt die Prozessoptimierung einen Vorteil für beide Seiten. KundInnen profitieren durch Termin-, Budgettreue und Qualität und die Bauindustrie durch zuverlässige Ressourceneinsätze und berechenbaren Projektlaufzeiten. Die konsequente Umsetzung der Prozessoptimierung bietet somit eine klassische **Win-Win-Situation** (vgl. Demir & Theis, 2018).

## **4. Schnupperkurse und erste Ausflüge – Anwendung von LCM in Projekten**

Nachdem wir das „Warum“ und das „Was“ hinter uns gelassen haben, gilt es nun sich auf das „Wie“ zu fokussieren. Zeit eigene Erfahrungswerte zu sammeln und in die Praxis einzutauchen. Durch die Durchführung von Pilotprojekten wird ein erstes „**Know-How**“ entwickelt, welches mit jeder weiteren Projekterfahrung wächst. Eine der aufregendsten Phasen – denn hier zeigt sich, ob sich die Theorie in der Praxis bestätigen lässt.

INROS LACKNER SE befindet sich seit 2019 in dieser Phase und ist mit verschiedenen Auftraggebern und Projektbeteiligten in den Lernzyklus eingetreten. So begleiten wir mittlerweile seit einem Jahr zwei Großprojekte im Infrastrukturbereich bei der Implementierung und Durchführung des Lean Gedankens. Das erste Projekt läuft bereits seit mehreren Jahren – jedoch nicht stabil, weshalb der Kunde die Einführung von LCM explizit wünschte. Das zweite Projekt startete bereits von Anfang an mit LCM, wobei wir die Implementierung dem Auftraggeber aufgrund der positiven Erfahrung proaktiv angeboten haben. Für beide Projekte entschieden wir uns gemeinsam mit dem AG für die Methode des **Last Planner Systems (LPS)**, welche einer der bekanntesten Praktiken des LCM darstellt. Abbildung 3 gibt einen Überblick der wichtigsten Schritte des LPS, wobei jeder einzelne Vorgang notwendig ist, um den Lean Gedanken mittels dieser Methodik vollumfänglich und erfolgreich zu implementieren.



**Abb. 4:** Das Last Planner System (Eigene Darstellung in Anlehnung an Bosch)

Da der Gedanke des Lean Managements noch kaum verbreitet ist, empfiehlt sich am Anfang eines jeden Projektes einen **Trainingstag** durchzuführen. In wenigen Stunden wird allen Beteiligten das Prinzip, das Vorgehen und der dahinterstehende Mehrwert in Form von Theorie und Praxis nähergebracht. Dabei hat uns diese Vorgehensweise drei wesentliche Vorteile vor Augen geführt. Erstens wird von Anfang an transparent kommuniziert, welche Werte und Prinzipien das Miteinander und die Arbeit prägen sollen. Zweitens schafft dieses Verfahren gemeinsames Wissen, auf welchem im laufenden Prozess Schritt für Schritt aufgebaut werden kann. Der dritte Vorteil ergibt sich daraus, dass alle Beteiligten vor dem eigentlichen Projektgeschehen zusammenkommen, sich kennenlernen und gemeinsam in Form eines Simulationsbeispiels eine Aufgabe meistern. Im Rahmen dieses Spiels wird ein simples Lego-Haus in zwei Runden gebaut. Während in der ersten Runde das Haus nach der üblichen Arbeitsweise zusammengestellt wird, erfolgt die zweite Runde nach dem Vorgehen des Last Planner Systems. Um den Unterschied konkret messbar zu machen, erhoben wir in beiden Runden Messzahlen, wie Bauzeit, Kosten der Verschwendung oder Verstöße auf der „Baustelle“. In allen bis jetzt durchgeführten Trainingstagen sprechen die Unterschiede für sich – teilweise konnte die Bauzeit sogar um ein Vierfaches reduziert werden. Wenngleich einzelne TeilnehmerInnen vorab dem Spiel als auch dem Last Planner System skeptisch gegenüberstanden, überzeugte der direkte Kennzahlenvergleich, sodass Zweifel in Neugier umgewandelt wurden. Auf diese Weise entstand nach jedem Trainingstag eine besondere Teamdynamik, die mit heutigem Wissen, einen wesentlichen Faktor für den nachhaltigen Projekterfolg darstellt.



## VILLEGO®-SIMULATIONEN MIT LAST PLANNER SYSTEM (LPS)

### Ergebnisse im Vergleich

	Runde 1 ohne LPS	Runde 2 mit LPS
Bauzeit (Min)	13:26	<b>2:52</b>
Produktivität (Steine/Min)	4	<b>18</b>
Montage auf Baustelle	72	<b>17</b>
Tage Still-/Leerstand	9	<b>0</b>
Qualitätsdefekte	1	<b>0</b>
Sicherheitsverstöße	0	<b>0</b>
Verschwendung (Nappen)	50	<b>0</b>

*Abb. 5: Trainingstage LCM*

Im zweiten Schritt steht das Projekt im Fokus. In Form einer **Gesamtprozessanalyse** definierten alle Beteiligten an einer Planwand wesentliche Phasen und Meilensteine des Projektes. Entscheidend an dieser Stelle ist die Anwendung des Pull-Prinzipes – anders als üblich, wird bei der Steuerung von Prozessen rückläufig geplant, sodass der erste Meilenstein am Projektende und der letzte am Projektanfang festgesetzt wird. Das Pull-Prinzip und die Visualisierung an der Planwand helfen den optimalen Projektfluss zu identifizieren, indem nicht nur die Phasen, sondern gleichzeitig Abhängigkeiten und mögliche Synergieeffekte festgestellt werden.

Auch ein fester Bestandteil des Last-Planner-Systems ist die **Phasenplanung**, welche auf dem Ergebnis der Gesamtprozessanalyse aufbaut. Grobe Masterpläne decken sich nach bestimmter Zeit oft nicht mehr mit dem tatsächlichen Projektablauf. Schließlich ist Weitsicht wichtig, jedoch dürfen dabei kurzfristige Ziele nicht übersehen werden. Das Planen der einzelnen Phasen auf Wochenbasis gibt einen detaillierten Überblick, welche Schritte und Prozesse für die definierten Meilensteine dieses Abschnittes notwendig sind. Als Personenkreis haben wir all diejenigen Projektbeteiligte ausgewählt, welche für die Arbeiten tatsächlich verantwortlich sind oder aber welchen relevanten Input an Informationen liefern. Auf diese Weise entstanden getaktete Ablaufpläne, die mit und durch Wissen aller Beteiligten erstellt und somit auch gesamthaft akzeptiert wurden. Abbildung 4 zeigt einen solchen Ablaufplan, den wir gemeinsam im Projekt erstellt haben. Die Phasenplanung fand inmitten der Lock-down-Zeit statt, sodass wir uns, obwohl im Lean Management sehr viel Wert auf Präsenztreffen gelegt wird, leider nicht vor Ort treffen konnten. Um keinen Raum für Verzögerungen zu bieten, suchten wir gemeinsam mit dem Kunden nach Lösungen und haben diese letztendlich auch gefunden. Schließlich stellten wir mittels eines digitalen Whiteboards Phasenpläne für die Vorplanung von sieben Verkehrsstationen auf und haben gemeinsam bewiesen, dass die kollaborative und simultane Zusammenarbeit auch digital reibungslos funktionieren kann.

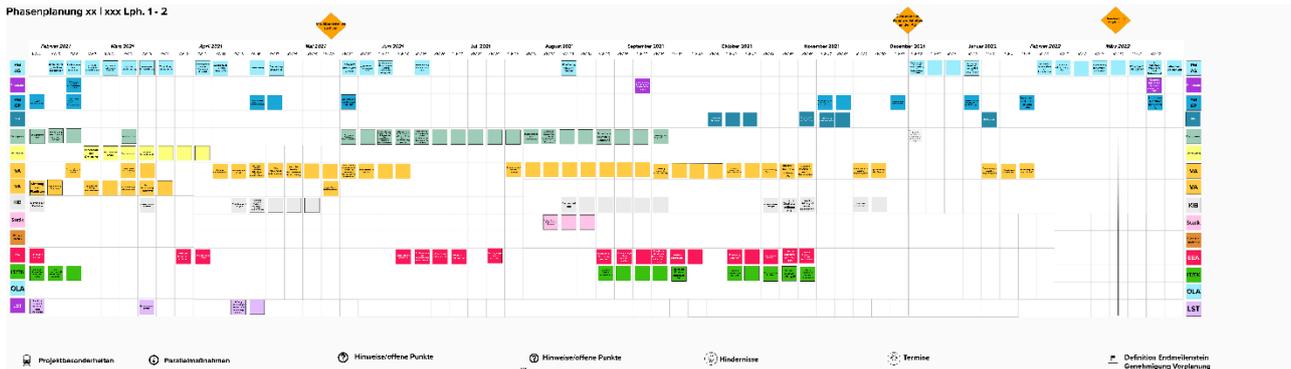


Abb. 6: Beispiel - digitale Phasenplanung

In beiden Projekten haben wir die ersten Schritte des LPS erfolgreich gemeistert und befinden uns nun im Zyklus der **regelmäßigen Wochenbesprechungen**. Dabei wird zunächst geprüft, welche Aufgaben innerhalb der letzten Tage anstanden und ob versprochene Zusagen auch tatsächlich eingehalten wurden. Bei der Nichterfüllung von Aufgaben fragen wir nach dem „warum“ nicht nach dem „wer“. Schuldzuweisungen münden oft in Frustration, wohingegen ein offener Umgang mit Schwierigkeiten und Hindernissen motiviert, gemeinsam zu prüfen, wie diese umgangen oder gelöst werden können. Rechtzeitig kommunizierte Hindernisse stellen somit keine schlechten Nachrichten dar, sondern bieten uns die Chance früh genug Korrekturmaßnahmen einzuleiten. Das Leben einer offenen Fehlerkultur findet vor allem in der Wochenrück- und Vorschau Anwendung. Die Vorschauplanung besteht aus einer Ablaufplanung der kommenden sechs Wochen. Dieses Vorschauenfenster genügt, um gemeinsam die folgenden Prozessschritte zu prüfen, Tagesdoings zu definieren und Risiken aufzudecken.

Natürlich spielt bei der Durchführung dieser Schritte der Leanmanager eine entscheidende Rolle. Wir kannten zwar Lean aus der Theorie, aber vorab noch nicht aus der Praxis. Folglich haben wir für den Start des ersten Projektes auch einen externen Berater hinzugezogen, der bereits viel praktische Erfahrung mitbrachte und uns auf den ersten Höhenmetern begleitete. Unter dem Stichwort Wissenstransfer konnte auf die Weise interne Kompetenz aufgebaut und Schritt für Schritt eigene Handlungsfelder selbstständig übernommen werden. Dementsprechend entsteht neben dem „**Know-How**“ auch ein „**Know-Who**“ – ein Team, welches die Implementierung, Durchführung und Reflexion der Lean Reise eigenständig leitet. Entscheidend ist, dass der Reiseleiter nach wie vor zur Verfügung steht, vor allem bei Wegegabelungen, Schwergängen oder Stolpersteinen.

Mit einem dieser **Stolpersteine** haben wir nach wie vor zu kämpfen. Vor allem in dem Projekt, welches bereits seit einigen Jahren ohne Lean vorangeschritten ist. Dieser Stolperstein soll beispielhaft thematisiert werden, da es ein Hindernis darstellt, welches bei jeder Einführung von Veränderungen eine Gefahr darstellt – und zwar der Einfluss der ewigen Bedenkenträger: Projektbeteiligte, die sich vor jedem Wandel chronisch verschließen. Bekanntlich können diese die Gruppendynamik schnell negativ beeinflussen. Auch wir hatten und haben teilweise noch immer damit zu kämpfen. An dieser Stelle ist es entscheidend, die Pioniere, welche Lean akzeptieren und die Anwendung vorantreiben, kontinuierlich zu unterstützen und ihnen eine Kommunikationsplattform zu bieten. Denn mit positiver Energie und Begeisterung kann die Gruppe, welche anfangs noch unentschlossen ist, schnell überzeugt werden. Die Unterteilung der Beteiligten in Beharrende, Unentschlossene und Pioniere bedarf besonderer Aufmerksamkeit - der Trainingstag hilft dabei ein erstes Stimmungsbarometer aufzunehmen. Auch hier ist Kommunikation der Schlüssel – je nach Ausgangssituation hilft es, die

veränderungsbegeisterten Menschen häufiger zu Wort kommen zu lassen und mit den scheinbaren Veränderungsresistenten das Gespräch zu suchen, worin mögliche Zweifel begründet liegen. Auf diese Weise werden Bedenken ernst genommen und im besten Fall beseitigt. Auch wenn wir damit nicht im Komfortbereich der Projektleitung liegen, muss bei Dauer-Blockierenden darüber nachgedacht werden, wie sinnvoll ein Verbleib dieser Personen im Projekt ist – schließlich behindern diese Menschen den Veränderungsprozess und damit die Dynamik des restlichen Teams.

Natürlich gibt es weitere Stolpersteine auf dem Weg zum gemeinsamen Ziel. Einige unserer **Erfahrungswerte**, die wir bis dato bei der Anwendung des Last Planner Systems sammeln konnten, sind in Abbildung 5 dargestellt. Während die linke Seite beschreibt, auf welche Sachverhalte besonders geachtet werden sollte, spiegelt die rechte Seite die entsprechende Begründung wider. Die regelmäßige Reflexion der Fortschritte im Projekt, der Zusammenarbeit als Team und der Eignung eingesetzter Mittel helfen und helfen uns immer noch dabei, unsere Fähigkeiten und unser Wissen im Umgang mit Lean zu vertiefen. Wissen, welches es auch außerhalb der Projektwelt erhebliches Potential verspricht und daher weitergetragen werden sollte.



Abb. 7: Anwendung LPS – Lessons Learned (Eigene Darstellung)

## 5. Aufbruch in eine ganzheitliche Veränderung – Lean als Kultur in im Unternehmen

Die ersten Erfolge hinsichtlich Prozessstabilität, Teamdynamik und Kundenzufriedenheit, welche in beiden Projekten mit Lean deutlich wurden, lassen keinen Zweifel daran, dass eine Anwendung auch projektübergreifend vielversprechend ist. Nun gilt es diesen Wandel weiterzuleben, weiter zu tragen und weiterzuentwickeln. Das Vorgehen zwischen Rollout im Projekt und **Rollout im Unternehmen** ist nahezu identisch. Im ersten Schritt sollten MitarbeiterInnen für die anstehende Veränderung begeistert und in den Part der aktiven Gestaltung mit einbezogen werden. Jeder einzelne nimmt eine Schlüsselrolle im Unternehmen ein und dementsprechend wichtig ist es, auch jeden auf diese Reise mitzunehmen. Schließlich wissen MitarbeiterInnen selbst am besten, an welcher Stelle die größten Zeittreiber versteckt liegen, welche Faktoren demotivieren und welche einen Arbeitsfluss regelrecht verhindern. Diese Aspekte gilt es zu identifizieren, sodass gemeinsam Lösungen geschaffen werden

und letztendlich freie Kapazitäten entstehen. Kapazitäten, welche MitarbeiterInnen entlasten, ihnen Freiraum für Kreativität und Zeit zum Entwickeln ermöglichen.

Zwei der entscheidendsten Begleitmerkmale der Reise zu einem schlanken Unternehmen sind **Kommunikation und Wertschätzung**. So zeigte eine 2019 durchgeführte Gallup-Studie, dass knapp 70 % der MitarbeiterInnen Dienst nach Vorschrift machen und dieser Aspekt hauptsächlich in fehlender Anerkennung begründet liegt (vgl. Haufe, 2019). Davon gilt es Abstand zu nehmen, schließlich stellen Demotivation und nicht erkanntes Potential ebenso Verschwendung dar, wie die Suche nach Dokumenten oder ineffiziente Besprechungen. Kommunikation auf Augenhöhe, eine transparente und vertrauensvolle Umgebung sowie Förderung der Stärken schaffen ein Gefühl der Selbstwirksamkeit und stellen damit die Eckpfeiler für eine Lean Transformation.

Bezüglich einer unternehmensweiten Einführung stecken wir noch in den Kinderschuhen, entwickeln jedoch aktuell eine mögliche Roadmap, sodass eine **allumfassende Implementierung** innerhalb der nächsten Jahre vollzogen werden kann. Dabei wollen wir Schritt für Schritt den Lean Gedanken in einzelne Projekte einführen und in einem iterativen Prozess die daraus resultierenden Erfahrungen wieder in die nächsten Projekte integrieren. Bewegungen, wie Building Information Modelling, Integrierte Projektallianzen oder Nachhaltiges Bauen sind dabei wichtige Pfade, die uns auf den Weg begleiten und die Einführung einer ganzheitlichen Lean Philosophie begünstigen. In diesem Sinne blicken wir voller Vorfreude in die Zukunft und wünschen positive Erfahrungen bei Ihrer ganz eigenen Lean-Reise.

#### Quellen:

Demir, S. T., & Theis, P. (2018). Lean Construction Management (LCM®). In *Lean Construction–Das Managementhandbuch*. Springer Gabler, Berlin, Heidelberg, S. 137-162).

Fiedler, M. (2018). *Lean Construction–Das Managementhandbuch*. Springer Berlin Heidelberg.

Haufe (2019). Arbeitsklima: Fast 6 Millionen haben innerlich gekündigt. [Arbeitsklima: Fast 6 Millionen haben innerlich gekündigt | Arbeitsschutz | Haufe](#). Zugegriffen: 21.05.2021.

Hertie School of Governance (2015): Großprojekte in Deutschland — Zwischen Ambition und Realität.

Kitzmann, Q. & William B. (2018). "Entwicklung von Lean Management hin zu Lean Construction." *Lean Construction–Das Managementhandbuch*. Springer Gabler, Berlin, Heidelberg, S. 79-92.

Norddeutscher Rundfunk (2020). Kanalschleuse in Brunsbüttel: Kritik an Kostenexplosion. [Kanalschleuse in Brunsbüttel: Kritik an Kostenexplosion | NDR.de - Nachrichten - Schleswig-Holstein](#). Zugegriffen: 21.05.2021.

Norddeutscher Rundfunk (2017). Elbphilharmonie: Die wichtigsten Etappen. [Elbphilharmonie: Die wichtigsten Etappen | NDR.de - Kultur - Elbphilharmonie](#). Zugegriffen: 21.05.2021.

Statistisches Bundesamt (2020), Volkswirtschaftliche Gesamtrechnungen – Inlandsproduktberechnung Detaillierte Jahresergebnisse: Endgültige Ergebnisse, Statistisches Bundesamt, Wiesbaden.

Staufen AG & Institut für Produktionsmanagement, Technologie und Werkzeugmaschinen (2016). 25 Jahre Lean Management.

# Preisträger HTG Förderpreis – Dissertationen

## Wellen-Bauwerks-Interaktion bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken

Dr.-Ing. Kreyenschulte, M., Ministerium für Umwelt, Landwirtschaft,  
Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Deutschland

Deckwerke schützen Deiche vor Erosion durch Wellen- und Strömungsbelastung und stellen damit ein wesentliches Element des Hochwasser- und Sturmflutschutzes dar. Das an der Nordseeküste häufig eingesetzte mörtelvergossene Schüttsteindeckwerk wird derzeit aufgrund eines geringen Prozessverständnisses der Wellen-Bauwerks-Interaktion mit Erfahrungswerten dimensioniert. Dieses Vorgehen birgt die Gefahr der potenziellen Unterbemessung oder unwirtschaftlichen Überbemessung der Deckwerke und kann insbesondere die Auswirkung sich ändernder Wellenbelastungen auf die Bauwerkssicherheit nicht berücksichtigen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es daher, prozessbasierte Modelle für die maßgebenden Schadensmechanismen mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke hinsichtlich der strukturellen Integrität bei Wellenbelastung aufzustellen. Dafür werden die Grenzzustandsgleichungen der maßgebenden Schadensmechanismen „Rissbildung in der Deckschicht“ und „Lösen eines Einzelsteins“ aufgestellt. Mit den in dieser Arbeit aufgestellten Modellen werden erstmals die Einwirkungen und Widerstände in den Grenzzustandsgleichungen beschrieben und damit die Grundlage für die prozessbasierte Dimensionierung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke geschaffen. Diese beruht auf den physikalischen Vorgängen bei Wellenbelastung und berücksichtigt sowohl die Wellenparameter als auch die konstruktiven, hydraulischen, mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften der Deckwerke.

Da die Durchlässigkeit einer der wesentlichen hydraulischen Parameter ist, die die Wellen-Bauwerks-Interaktion bestimmen, werden zuerst Durchlässigkeitsversuche an mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche zeigen infolge der geringeren Porosität und höheren Tortuosität deutlich geringere Durchlässigkeiten mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke als loser Schüttsteindeckwerke. Mit den Ergebnissen der Durchlässigkeitsversuche wird erstmals eine Gleichung zur Abschätzung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke in Abhängigkeit der Porosität aufgestellt.

Für den Grenzzustand „Rissbildung in der Deckschicht“ werden die in naturmaßstäblichen Versuchen im Großen Wellenkanal in Hannover aufgezeichneten Drücke auf und unter der Deckschicht als Randbedingung an der als elastisch gebetteter Träger modellierten Deckschicht angesetzt und damit die Biegezugspannungen in der Deckschicht berechnet. Die Analyse der maßgebenden Lastfälle zeigt, dass die alleinige Betrachtung der Druckschlagbelastung zur Ermittlung der maximalen Biegezugspannung nicht für alle Wellenparameter ausreichend ist, sondern die Belastung infolge des Wellenrücklaufs ebenfalls berücksichtigt werden muss. Die maßgebenden Lastfälle werden erstmals als Lastfiguren in Abhängigkeit der Wellenparameter und der Bauwerkseigenschaften mit semiempirischen Gleichungen parametrisiert. Als Widerstand wird die in bruchmechanischen Ersatzversuchen bestimmte Haftbiegezugfestigkeit zwischen Mörtel und Wasserbaustein verwendet.

Für den Grenzzustand „Lösen eines Einzelsteins“ wird das Kräftegleichgewicht aus Einwirkungen und Widerständen am Einzelstein unter Wellenbelastung aufgestellt. Als Einwirkungen werden die Wellenaufschlaggeschwindigkeit und die Druckdifferenz am Einzelstein mit den Ergebnissen der naturmaßstäblichen Versuche im Großen Wellenkanal anhand von semiempirischen Gleichungen beschrieben. Mit Laborversuchen und erstmals durchgeführten in-situ-Versuchen wird die Datenbasis zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vergrößert. Damit wird ein existierendes semiempirisches Modell zur Beschreibung der verbundwirksamen Kraft validiert und als Widerstand in der Grenzzustandsgleichung verwendet. Ein mögliches Vorgehen zur statistischen Beschreibung der verbundwirksamen Kraft und damit zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit wird vorgestellt.

# 3D-digitale Planung und Wehrbetrieboptimierung für die höchste Fischaufstiegsanlage in den Niederlanden

J. Gatzweiler, MSc.,  
Dipl.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. M. Redeker  
CDM Smith, Düsseldorf

*Die Fischaufstiegsanlage Doesburg wurde mittels BIM- und 3D-HN-Modellierung durchgehend digital geplant. Die iterative digitale Planung machte es möglich, den ambitionierten Projektzeitplan einzuhalten und die fristgerechte Projektumsetzung binnen von nur 28 Monaten zu sichern. Nach Fertigstellung wurde die Wehrsteuerung an den Betrieb der Fischaufstiegsanlage angepasst. Das neue Wehrsteuerungskonzept wurde mithilfe eines kombinierten Ansatzes aus hydraulisch-analytischen und 2D-hydrnumerischen Untersuchungen erarbeitet. Erstmals wurde eine Fischaufstiegsanlage durchgehend 3D-digital realisiert und seine Effektivität durch eine anschließende Betriebsanpassung des benachbarten Wehres optimiert.*

## 1. Einleitung

In den Niederlanden wurden im Rahmen des gemeinsamen Maßnahmenprogramms „*Blauwe Knoop-punten*“ von *Rijkswaterstaat* und *Waterschap Rijn en IJssel* (Wasserverband - WRIJ) an insgesamt 22 Standorten an den Zuständigkeitsgrenzen von Wasserstraße IJssel zu regionalen Gewässersystemen/Zuflüssen verschiedenste gewässerökologische Maßnahmen umgesetzt, darunter auch fünf Fischaufstiegsanlagen (FAA) (*Waterschap Rijn en IJssel*, 2015). Der herausforderndste FAA-Standort ist Doesburg. Unweit der niederländisch-deutschen Grenze wird dort die Oude IJssel (dt. Issel) unmittelbar an der Mündung in die IJssel zur Gewährleistung der Schifffahrt aufgestaut. Die FAA soll an der Staustufe Doesburg die stromaufwärts gerichtete Durchgängigkeit für Fische in das 1.208 km<sup>2</sup> große grenzübergreifende IJssel-Einzugsgebiet wiederherstellen und die Biodiversität sowie das ökologische Potential verbessern.

## 2. Standortbedingungen

Die Staustufe Doesburg besteht aus einer Schiffsschleuse, einer 5-feldrigen Wehranlage (5 x 4,60 m Breite) und einem Pumpwerk zur Hinterlandentwässerung. Eine Kreisstraße und ein Radweg queren die Schleuse, die FAA und das Wehr (**Abbildung 1**).

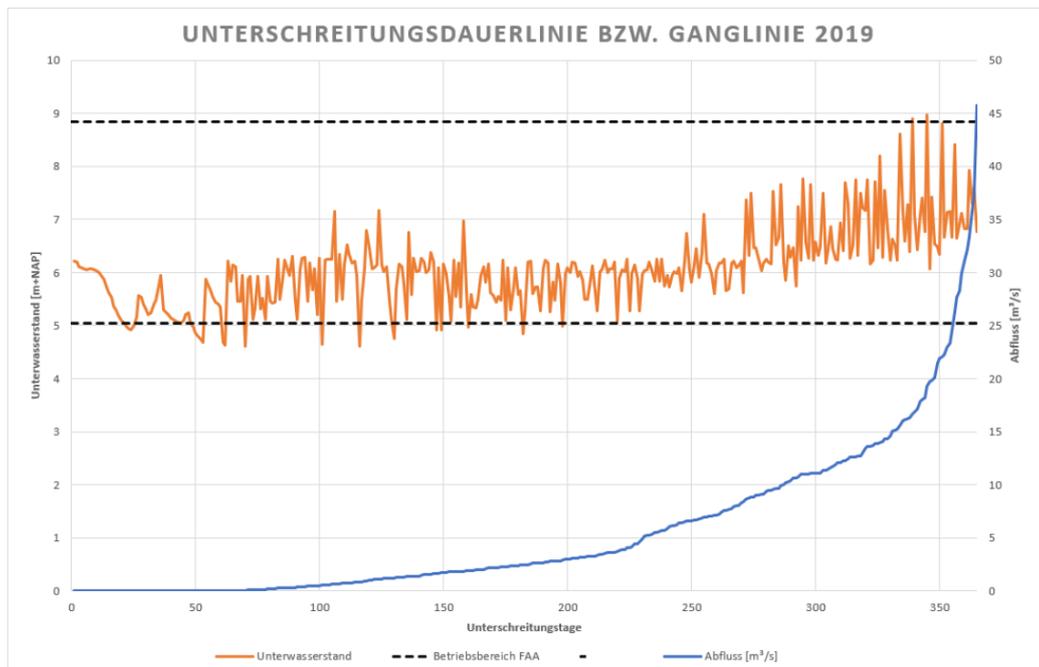
Der Mittelwasserabfluss der IJssel in Doesburg beträgt 10,5 m<sup>3</sup>/s. Lange Niedrigwasserperioden sind typisch für die IJssel; während in nassen Jahren Q30 rund 4 m<sup>3</sup>/s beträgt, liegt Q30 in trockenen Jahren bei nur 0,34 m<sup>3</sup>/s.

Das Stauziel beträgt konstant 10,0 m+NAP. Der Unterwasserstand (der IJssel) schwankt hingegen stark und ist u. a. beeinflusst von der Abflussaufteilung im Rhein-Maas-Delta und Pannerdens-Kanal (**Abbildung 2**). Mit Blick auf die konstruktive und hydraulische Auslegung der FAA war auch eine prognostizierte Sohlintiefung mit Wasserstandabsenkung in der IJssel von 0,84 m binnen der nächsten 50 Jahre zu berücksichtigen (*Rijkswaterstaat*, 2017).

Bei IJssel-Hochwasser können die Staustufe, die Schleuse und das umliegende Gelände überflutet werden; in den Jahren 1970 - 2017 betrug der Höchstwasserstand der IJssel elf Mal >10,0 m+NAP.



**Abb. 1:** Luftbild der Staustufe Doesburg mit 5-feldrigem Wehr, fertiggestellter Fischaufstiegsanlage, Schleuse und Vorfluter (am unteren rechten Bildrand) (Bild: Waterschap Rijn en IJssel, 09/2019)



**Abb. 2:** Abflussdauerlinie der IJssel und Unterwasserganglinie in 2019 sowie UW-Betriebsbereich der Fischaufstiegsanlage

### 3. Beschreibung der Fischaufstiegsanlage

Die FAA wurde im Wehrrarm angeordnet, da die Schiffsschleuse wenig betrieben und der Schleusenarm nur intermittierend schwach durchströmt wird. Der FAA-Einstieg ist unmittelbar am Ende der linken Wehrflügelwand (Tosbeckenende) positioniert, weil das Ufer unterstrom einen leichten Rechtsbogen beschreibt und dort die Hauptströmung anliegt (**Abbildungen 1 und 5**).

Die FAA wurde US-amerikanischen Richtlinien folgend auf Bemessungs-/Unterwasserstände UW18 und UW347 (=W95 und W5, vgl. USFWS 2017) ausgelegt. Vorgenannte prognostizierte Sohleintiefung berücksichtigend, wurde die FAA für Unterwasserschwankungen von 5 - 8,84 m+NAP und eine maximale Fallhöhe von 5 m bemessen. Die extremen Unterwasserschwankungen und begrenzte Flächenverfügbarkeit bedingten die Wahl eines Schlitzpasses (SP).

Um bei den stark schwankenden Unterwasserständen eine gute Leitströmung zu gewährleisten, wurde ein neues Einstiegskonzept mit Zusatzdotation (Redeker & Heimerl, 2018) umgesetzt. Höhere Unterwasserstände verursachen einen Ein-/Rückstau der unteren FAA-Becken. Damit die Fließgeschwindigkeit im Wanderkorridor in den Becken nie unter die rheoaktive Fließgeschwindigkeit (0,2 m/s für Cypriniden) sinkt, war eine zweite Dotationseinrichtung im unteren Beckenstrang erforderlich.

Die FAA Doesburg sollte explizit für die Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden. Die WRIJ wünschte dazu eine (Besucher-)Fläche zwischen den beiden Beckensträngen, die gleichzeitig der Wartung der FAA dienen sollte. Die Zufahrt für Betriebsfahrzeuge wurde mittels einer Brücke über das Wendebcken realisiert. Die Brückenbreite erzeugte jedoch ein rund 11 m langes Wendebcken. Die beiden 90°-Wenden wurden neueren Erkenntnissen folgend jeweils als 2x45°-Wenden gestaltet (Gatzweiler et al., 2016).

Issel und Issel sind Tieflandgewässer mit einer typspezifischen, überwiegend potamodromen Fischfauna der Brachsenregion. In den Niederlanden betragen die Wasserspiegeldifferenzen zwischen FAA-Becken i.d.R. rund  $\Delta h = 6-7$  cm (Sportvisserij Nederland & Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, 2011). Als Kompromiss zwischen Entwicklungslänge bzw. Beckenzahl und Flächenbedarf wurde in Doesburg jedoch von der niederländischen FAA-Richtlinie abgewichen und die Wasserspiegeldifferenz der FAA-Becken gemäß Merkblatt DWA-M 509 (DWA, 2014) zu  $\Delta h = 9$  cm festgesetzt. Die wesentlichen Kennwerte der FAA sind:

- Anzahl Becken: 54
- Beckendimensionen (L x B): 2,40 x 1,85 m
- Minimale Wassertiefe: 0,90 m
- Schlitzbreite: 0,28 m
- Basisdurchfluss im SP: 0,30 m<sup>3</sup>/s
- Max. Zudotation: 0,70 m<sup>3</sup>/s
- Betriebsdurchfluss FAA: 0,7 - 1,0 m<sup>3</sup>/s
- Gesamtlänge: 167 m inkl. Ein-/Auslaufkanäle

Der Basisabfluss der FAA ist vergleichsweise niedrig, so dass selbst in trockenen Jahren eine lange Betriebsdauer gewährleistet ist. Aus staustufenbetrieblicher Sicht genießt die Schleuse (Schifffahrt) allerdings die höchste Priorität. Die FAA wurde daher mit einem automatisierten Einlaufschütz ausgestattet, so dass der Durchfluss in Trockenzeiten bei Bedarf gedrosselt werden kann.

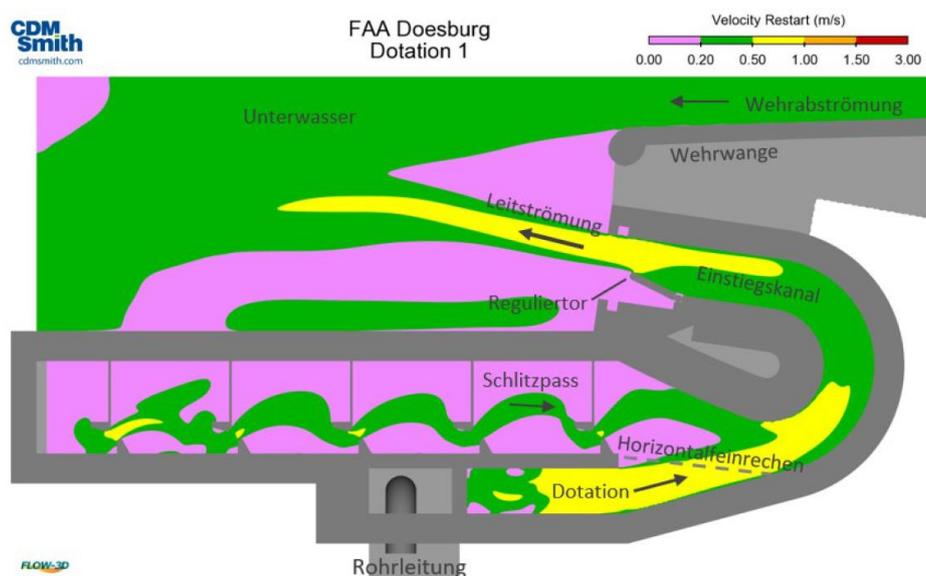
#### 4. 3D-digitale Planung der Fischaufstiegsanlage

Die Planung und Projektumsetzung musste Maßnahmenprogramm und Fördermittel bedingt in einem engen Zeitfenster erfolgen. Der Baubeginn war für März 2018 terminiert. Es standen fünf Monate für die Entwurfs-/Genehmigungsplanung sowie erste Ausführungs-/Detailplanungen zur Verfügung.

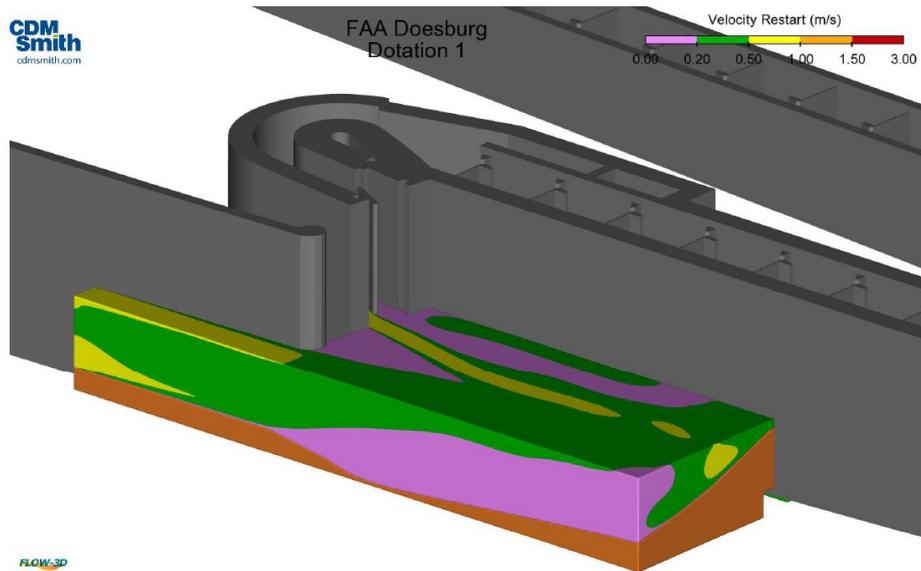
Der Einstieg mit Dotation, die zusätzliche Dotation in das SP-Becken sowie das langgezogene Wendebcken sind keine Standardbauten, die mithilfe von FAA-Regelwerken bemessen werden können, sondern bedurften einer individuellen Auslegung. Wir entschieden uns daher unmittelbar nach Beauftragung für eine durchgehende digitale Planung mittels 3D-HN-Modellierung und BIM-fähigem 3D-CAD (Revit).

Die Auslegung der o. g. FAA-Sonderbauteile führten wir iterativ mittels 3D-HN-Modellierung durch. Der Vorteil der digitalen 3D-Planung zeigte sich rasch bei der Auslegung des SP-Beckens mit Zudotation, dessen Länge die Beckenaufteilung in bzw. zwischen den beiden Beckensträngen beeinflusste. Vor den einzelnen 3D-HN-Modellläufen konnten die konstruktiven Modifikationen im CAD-Modell zügig umgesetzt und im stl-Format ins HN-Modell übertragen werden; nur die Außenflächen/Vektorisierung musste nachbearbeitet werden.

Die Konzeption des Einstiegs mit Dotation stellte die herausforderndste Detailplanung dar. Das HN-Modell beinhaltete einen Ausschnitt der Wehrabströmung und Bathymetrie im Unterwasser, den Einstiegskanal mit regulierbarem Auslauftor, die Dotation mit Feinrechen so wie die untersten SP-Becken (**Abbildungen 3 und 4**). Unter anderem wurden Ausströmwinkel, Toranschlag und Ausbildung/Länge des Dotationsbeckens optimiert und diese für verschiedene Unterwasserstände sowie Durchflüsse modelliert. Angesichts des limitierten Planungszeitraums legten wir zu Modellierungsbeginn ein Optimum von Modellgittergröße und resultierenden Rechenlaufzeiten fest.



**Abb. 3:** Strömungsmuster am FAA-Einstieg bei UW-Stand 6,0 m+NAP und 1 m<sup>3</sup>/s FAA-Durchfluss. Horizontalschnitt 30 cm unter WSP; Leitströmung  $v_a = 0,53$  m/s. Ergebnisdarstellung mit ichthyologischer Geschwindigkeits-/Farbskala.



**Abb. 4:** Unterwasserseitige Visualisierung des Leitströmungsmusters am Einstieg der FAA

Bei den HN-Modellen half die Ergebnisdarstellung mit einer ethohydraulischen Geschwindigkeits-/Farbskala bei der Interpretation der Modellierungsergebnisse mit den beteiligten Fischereibiologen (Abbildungen 3 und 4).

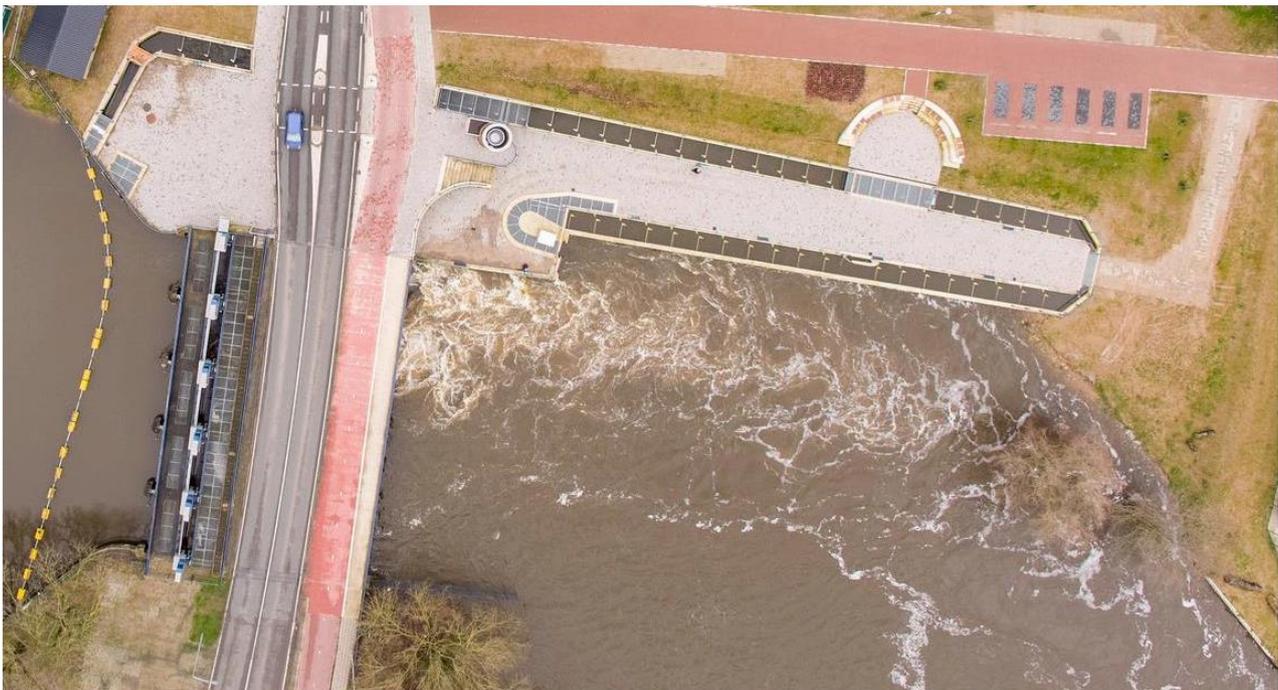


**Abb. 5:** Trennwände wurden zur Reduzierung der Bauwerkslänge in Stahlbauweise ausgeführt (Bild: Redeker, 17.09.2019)

Die vorab durchdachte Parametrisierung der Schlitzpassbecken-Familie im Revit-Modell reduzierte den Aufwand konstruktiver Änderungen enorm. Beispielsweise konnte eine Umstellung der Trennwände in Stahlbetonbauweise auf Stahlkonstruktion (**Abbildung 5**) zum Zwecke der Abwicklungslängenreduzierung praktisch in wenigen Minuten planerisch-konstruktiv umgesetzt werden. Mit Hilfe der 3D-Planung und einhergehenden 3D-hydraulischen Simulationen konnte der ambitionierte Projektzeitenplan eingehalten werden. Der feierliche Spatenstich fand am *World Fish Migration Day* am 21. April 2018 statt. Nach nur 28 Monaten Planungs- und Bauzeit wurde die FAA Doesburg im September 2019 in Betrieb genommen (Redeker, 2020).

## 5. Wehrbetrieboptimierung

Im ersten Betriebsjahr der FAA wurden - je nach Wehrdurchfluss/-betriebszustand und Unterwasserstand - Wehrabströmung induzierte starke Turbulenzen und hohe Fließgeschwindigkeiten nahe dem FAA-Einstieg beobachtet (**Abbildung 6**). Zwischenergebnisse einer laufenden FAA-Funktionsüberprüfung legten den Verdacht nahe, dass diese die Auffindbarkeit der FAA beeinträchtigen könnten (evtl. eine hydraulische Barriere für bestimmte Arten und/oder Altersstadien darstellen). Die WRIJ wünschte deshalb die Wehrsteuerung an den FAA-Betrieb anzupassen. Die Wehrsteuerung sollte dergestalt verbessert werden, dass eine gute Auffindbarkeit der FAA bei unterschiedlichen hydrologischen und hydraulischen Bedingungen gewährleistet wird.



**Abb. 6:** Abstrom der Wehrfelder 1 und 2 maskiert die Leitströmung der FAA (Bild: Waterschap Rijn en IJssel, 09.03.2020)

Zur Optimierung der Wehrsteuerung wählten wir einen kombinierten Ansatz aus hydraulisch-analytischen und 2D-hydrnumerischen Untersuchungen.

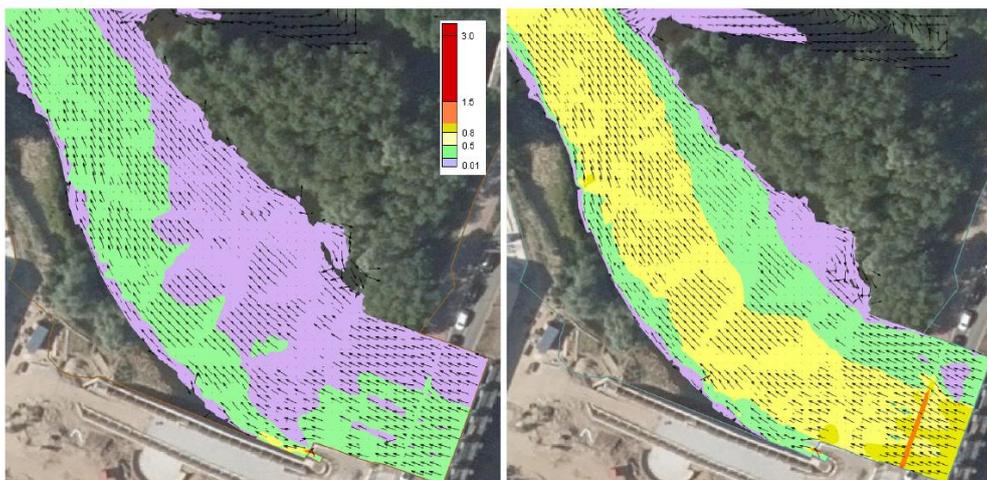
Zunächst wurden mittels retrospektiver Daten die bisherigen Unterwasserstand-Abfluss-Konstellationen während der Betriebsdauer der FAA (vgl. Kap. 3) untersucht. Die Analyse machte deutlich, dass der Unterwasserstand (der IJssel) praktisch unabhängig vom IJssel-Abfluss schwankt und somit eine unendliche Kombination möglicher Unterwasserstände und Abflüsse zu berücksichtigen war. Die anschließende Betrachtung der hydraulischen Verhältnisse für unterschiedliche Durchfluss/Wehrüberfall-Unterwasserstand-Zustände an und stromab der überströmten Senkschützen zeigte, dass verschiedene hydraulische Bedingungen vorherrschen können (**Abbildung 7**):

- Überfall: vollkommen und unvollkommen
- Energieumwandlung (im Tosbecken und stromab): gewellter Abfluss, gestaute Deckwalze, Grenzfall gestaute-ungestaute Deckwalze und ungestaute Deckwalze

Entsprechend entwickelten wir eine Durchfluss-Unterwasserstand-Beziehung für einen guten FAA-Betrieb (bestmögliche Energiedissipation im Unterwasser), die alle 5 Wehrfelder berücksichtigt.



**Abb. 7:** Verschiedene hydraulische Zustände am Wehr/Tosbecken. Links: Vollkommener Überfall und ungestaute Deckwalze unterstrom Wehrfeld 1 am 18.12.2019. Rechts: Unvollkommener Überfall und gewellter Abfluss unterstrom Wehrfeld 1 am 09.03.2020 (Bilder: Redeker)



**Abb. 8:** Ergebnisse der 2D-Simulationen für  $UW = 5,35 \text{ m+NAP}$ . Links:  $Q_{tot} = 12 \text{ m}^3/\text{s} \sim MQ$  ( $Q_{FAA} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ , Wehrfelder 1-3 jeweils  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ , Wehrfelder 4-5 jeweils  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Rechts:  $Q_{tot} = 32 \text{ m}^3/\text{s} \sim Q330$  ( $Q_{FAA} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ , Wehrfelder 1-3 jeweils  $9 \text{ m}^3/\text{s}$ , Wehrfelder 4-5 jeweils  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Darauf aufbauend untersuchten wir die Strömungsmuster im Unterwasser des Wehres mittels 2D-Strömungssimulationen für verschiedene Betriebszustände, d. h. unterschiedliche Wehrfeldbeaufschlagungen und Unterwasserstände (**Abbildung 8**). Grundlage für die Erstellung des 2D-HN-Modells (Software: Hydro\_AS-2D) war das FAA-(BIM-)Modell aus der Planung, eine mittels Echolotung erstellte Unterwasser-Bathymetrie und ein Wehrmodell basierend auf 2D-digitalen Bestandsplänen der WRIJ. Die Strömungsmuster der 2D-Strömungssimulationen wurden beurteilt im Hinblick auf a) Ausbildung der FAA-Leitströmung, b) Verlauf der Hauptströmung / Vermischung der Abflüsse und c) evtl. (großräumige) Rückströmungen. Für die Auswertungen nutzen wir wiederum eine ethohydraulische Farbskala.

Aus den Untersuchungsergebnissen wurde ein neues Wehrsteuerungskonzept abgeleitet, dass a) eine ausreichende Energiedissipation innerhalb des Tosbeckens, b) eine gute Abströmung am linken Ufer zur FAA hin und c) eine gute Ausbildung der Leitströmung FAA, um die großräumige Auffindbarkeit sicherzustellen. Das neue Wehrsteuerungskonzept sieht, abhängig vom Abfluss der Isel und unabhängig vom Unterwasserstand, unterschiedliche Durchflussaufteilungen bzw. Verschlussstellungen an den Wehrfeldern vor (**Abbildung 9**). Zur Vereinfachung der Steuerung ist das Konzept auf sechs unterschiedliche Wehrverschlusseinstellungen und sieben Abflussspannen beschränkt worden. Das Konzept wurde noch im Jahr 2020 durch die WRIJ in die elektro-mechanische Wehrsteuerung übertragen.



**Abb. 9:** Durchfluss in allen Wehrfeldern bei  $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $UW = 7,26 \text{ m} + \text{NAP}$  am 1.3.2022 (Bild: Redeker)

## 6. Zusammenfassung und Erfahrungen

Die BIM-Konstruktion bietet sich der Erfahrung nach bei „technischen“ Beckenpässen an. Eine Parametrisierung der Becken-Familie in Revit macht insbesondere dann Sinn, wenn sich Parameter, z. B. Becken-/Trennwandgeometrie oder Gefälle, im Laufe der Planung ändern können.

Das 3D-FAA-Modell war gleichzeitig Basis für die 3D-Strömungssimulationen im Rahmen der FAA-Planung sowie die 2D-Strömungssimulationen zur Wehrbetrieboptimierung. Mit den 3D-Strömungssimulationen konnte bereits in der FAA-Planungsphase beurteilt werden, ob die gewünschten Strömungsmuster sowie hinreichende Strömungsgeschwindigkeiten im Wanderkorridor bei allen Betriebswasserständen vorherrschen werden.

Der Datenaustausch zwischen den beteiligten Disziplinen und dem Bauunternehmen war mit dem Revit-Modell reibungslos möglich und erfolgte entweder im nativen Format oder offenen ifc-Standard. Das Modell wirkte Kollisionen der verschiedenen Gewerke vor.



*Abb. 10 Visualisierung der Fischaufstiegsanlage Doesburg auf Basis des BIM-Modells*

Von großem Vorteil erwies sich die 3D-Planung insbesondere in der Interaktion/Kommunikation mit fachlichen Laien, wie lokalen Stakeholdern und dem Finanzausschuss des Wasserverbands, denn die einhergehende Visualisierbarkeit vereinfacht das Projekt- bzw. Bauwerksverständnis sehr (**Abbildung 10**). Autodesk® bietet mit einem „Viewer“ die Möglichkeit die Konstruktion über eine URL freizugeben; der Empfänger muss weder Software installieren noch sich anmelden, um sie anzuzeigen. Auf diese Weise kann ein Planungsstand je-derzeit mit Projektpartnern geteilt werden, die sich das Planungsobjekt rundum und in allen Details betrachten können.

Die Wehrbetrieboptimierung zur Verbesserung der Auffindbarkeit der FAA war mittels des kombinierten Ansatzes aus hydraulisch-analytischen und 2D-hydrnumerischen Untersuchungen möglich, erforderte aber ein iteratives Vorgehen. Mit den 2D-Strömungssimulationen mit stationären Betrachtungen konnten - trotz bekannter Einschränkungen (tiefengemittelte Ergebnisse und vereinfachte Berücksichtigung der Turbulenz) - in kurzer Zeit und auf wirtschaftliche Weise qualitativ und quantitativ geeignete Ergebnisse für die zahlreichen erforderlichen Modellläufe produziert werden. Erstmals wurde eine Fischaufstiegsanlage durchgehend 3D-digital realisiert und seine Effektivität durch eine spätere Betriebsanpassung des benachbarten Wehres optimiert.

## Literatur

CDM Smith (2018): *Vispassage Doesburg – Rapportage Definitief Ontwerp & Uitvoeringsontwerp*. Im Auftrag der Waterschap Rijn en IJssel, 06.04.2018, unveröffentlicht

CDM Smith (2020): *Hydraulische Untersuchung Wehr Doesburg*. Im Auftrag der Waterschap Rijn en IJssel, 14.07.2020, unveröffentlicht

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (2014): *Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke - Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung*. Merkblatt DWA-M 509, Hennef, 334 S.

Gatzweiler, J., Lehmann, B., Mewis, P. & Redeker, M. (2016): *Eignung von 3-D-HN-Modell zur hydraulischen Optimierung von Umlenkbecken von Beckenpässen*. Wasserwirtschaft 7/8/2016, S. 18-24  
 Redeker, M. & Heimerl, S. (2018): *Improved Fish Pass Entrance Design Involving Surplus Attraction Flow*. Daniel Bung, Blake Tullis, 7th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures, Aachen, Germany, 15-18 May. doi: 10.15142/T3WS9R (978-0-692-13277-7) <https://digitalcommons.usu.edu/ishs/2018/session4-2018/9/>

Redeker, M. (2020): *Durchgehende 3-D digitale Planung für die höchste Fischaufstiegsanlage in den Niederlanden - Von der Idee bis zur Inbetriebnahme in nur 28 Monaten*. In: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.): *Interdisziplinärer Wasserbau im digitalen Wandel*. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 63. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik. S. 169-178  
<https://henry.baw.de/handle/20.500.11970/107060>

Rijkswaterstaat (2017): *Verkenning ontwikkeling laagwaterstanden Pannerdensch Kanaal en Boven-IJssel*. 21.04.2017, unveröffentlicht

Sportvisserij Nederland & Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap (2011): *Vismigratie - Een handboek voor herstel in Vlaanderen en Nederland*. 205 S.

U. S. Fish and Wildlife Service (2017): *Fish Passage Engineering Design Criteria*. USFWS, Northeast Region R5, Hadley, Massachusetts, 224 S.

Waterschap Rijn en IJssel (2015): *Waterbeheerplan 2016-2021*. November 2015  
<http://www.wrij.nl/publish/library/22/w>



## Kompetenz im Wasserbau.

Unsere Planung verbessert die Infrastruktur an Flüssen und in Häfen. Wir verknüpfen langjährige Erfahrung mit neuester Technik und finden mit kreativem Blick solide und passgenaue Lösungen für einen nachhaltigen Projekterfolg.

[wtm-engineers.de](http://wtm-engineers.de)

# Nachhaltiger Küstenschutz - Die Verstärkung und Modernisierung des Abschlussdeichs am IJsselmeer

Dr.-Ing. J. Ewert, Holcim (Deutschland) GmbH, Hamburg

*Beton ist nach Wasser das meistverbrauchte Material weltweit und somit für einen Großteil des weltweiten CO<sub>2</sub>-Ausstoßes und dem Verbrauch natürlicher Ressourcen verantwortlich. Dennoch kann Beton, insbesondere dann einen wertvollen Beitrag zum Klimaschutz leisten, wenn dieser mit klimafreundlichem Zement und unter besonderer Berücksichtigung der Ressourcenschonung in innovativen Bauprodukten, wie dem Basalton® Quattroblock verwendet wird.*

## 1. Einleitung

Die Folgen des weltweiten Klimawandels zeigen sich auch in Europa. Neben sommerlichen Dürren, ausbleibendem Regen, Starkregenereignissen mit Überflutungen im Binnenland, steigen auch die Pegel an Nord- und Ostsee immer weiter an. Neben der Bekämpfung des Klimawandels gilt es mit dessen Begleiterscheinungen zu leben. Dies impliziert den Ausbau des Hochwasserschutzes insbesondere an den Küsten zum Schutz und Erhalt von Städten und ganzen Landstrichen.

Beton ist nach Wasser das meistverbrauchte Material weltweit. Ein wichtiger Bestandteil des Betons ist Zement, der bei der Herstellung für einen Großteil des weltweiten CO<sub>2</sub>-Ausstoßes verantwortlich ist, so dass das Image des Betons derzeit unter negativen Schlagzeilen leidet. Dennoch ist Beton mit seinen herausragenden Werkstoffeigenschaften als Konstruktionsbaustoff im Hoch- und Tiefbau unverzichtbar. Seine Dauerhaftigkeit, Wartungsfreiheit und hohen Festigkeiten machen ihn zu einem idealen Werkstoff für Bauwerke im und am Wasser. Hinzu kommt, dass Beton aus natürlichen Ausgangsstoffen lokal produziert wird und damit unabhängig von Rohstoffimporten ist und lange Transportwege entfallen.

Deshalb sind sich alle Akteure der Wertschöpfungskette Bau bewusst, dass sich die Herstellung, Zusammensetzung und Verwendung von Beton und Betonprodukten einem Wandel unterziehen muss. Ein "weiter so wie bisher" darf es nicht mehr geben, wenn die klimapolitische Wende im Rahmen des "European Green Deal" gelingen soll.

Auch Holcim ist sich als innovativer Baustoffproduzent und Lösungsanbieter seiner Verantwortung bewusst und hat die Reise Richtung Klimaneutralität in der Zementproduktion sowie bei CO<sub>2</sub>-reduzierten oder klimaschonenden Produkten und Lösungen längst angetreten. Klimaneutrale Zemente sind derzeit nicht verfügbar, aber ein großes Portfolio an Zementen mit vergleichsweise geringem CO<sub>2</sub>-Fußabdruck. Ein wesentliches Ziel ist es, mit weniger Material mehr zu bauen.

Diese Leitideen haben Holcim Coastal B.V. auch dazu bewogen gemeinsam mit Rijkswaterstaat und anderen Produzenten besondere Lösungen für die Renovierung des Abschlussdeiches am IJsselmeer anzubieten und umzusetzen. Insgesamt wurden über 700.000 Quadratmeter Basalton® Quattroblock als unverzahntes Deckwerk verbaut.

## 2. Hintergrund

Der 32 Kilometer lange Abschlussdeich gilt seit Jahrzehnten als Paradebeispiel niederländischer Wasserbaukunst. Er verbindet, wie in Abbildung 1 erkennbar ist, die Provinzen Noord-Holland und Friesland und gilt als das wichtigste Einzelbauwerk der Zuiderzeewerke zur Landgewinnung und zum Küstenschutz in den Niederlanden und trennt die ehemalige Südersee von der Nordsee ab.



**Abb. 1:** Der Abschlussdeich - Übersicht (Quelle: RB-DESKKART [www.welt-atlas.de](http://www.welt-atlas.de))

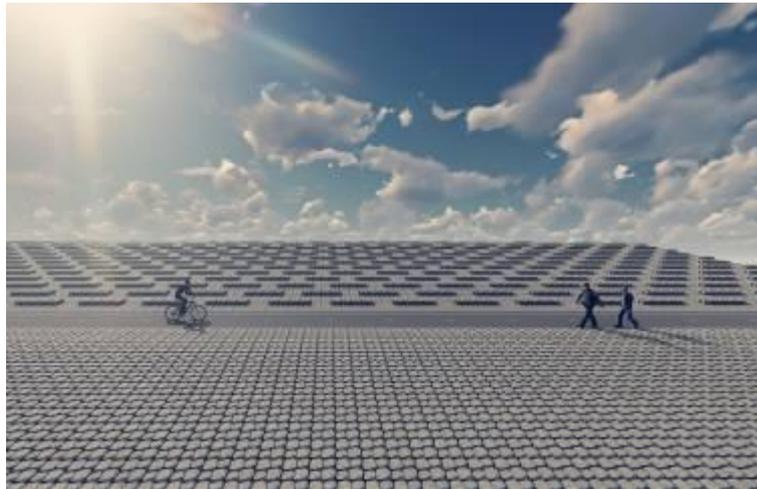
Da ein Großteil der Niederlande unterhalb des Meeresspiegels liegt würde ohne Küstenschutzbauwerke die Hälfte des Landes unter Wasser stehen. Bereits im 17. Jahrhundert gab es Pläne für die Errichtung eines Damms, die aber mit den damaligen technischen Mitteln nicht umzusetzen waren. Nach der Flutkatastrophe im Jahr 1916 begannen die Planungen für den Damm in seiner heutigen Form. Mit dem Bau wurde 1927 begonnen. Die offizielle Eröffnung fand am 25. September 1933 statt. Mit der Schließung der Nordseebuchtsüdersee entstand das IJsselmeer und die bisherige Deichlinie konnte um mehr als 200 km verkürzt werden, so dass umfangreiche Bau- und Unterhaltungsmaßnahmen an den Deichen der ehemaligen Südersee entfallen. Die Breite des Abschlussdeiches beträgt ungefähr 90 Meter. Die ursprüngliche Höhe betrug zunächst 7,25 Meter über Amsterdamer Pegel (NAP = Normaal Amsterdams Peil) in einer späteren Ausbaustufe ungefähr 10 Meter über NAP.

Im Abschlussdeich wurden bereits in seiner Grundform zwei große Tidesperrwerke vorgesehen, über die Süßwasser aus dem Binnenland in die Nordsee gepumpt werden kann. Auf dem Damm wurden die Autobahn A7 sowie ein Rad- und Gehweg errichtet.

In der Flutkatastrophe von 1953 wurde der Abschlussdeich zwar stark beansprucht und teilweise überströmt, hielt aber den Wellen stand und konnte weitreichende Überschwemmungen des Hinterlandes verhindern.

Nach mehr als 85 Jahren ist der Deich renovierungsbedürftig. Die derzeit laufenden Renovierungsmaßnahmen sollen ihn für die Belastungen der Zukunft standfest machen und gegen ein 10.000-

jähriges Hochwasserereignis sichern. Dieses Hochwasserereignis berücksichtigt eine extreme Springflut in Kombination mit heftigem Nordweststurm. Hierzu sind umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen erforderlich. Zudem wurde in der Planung der prognostizierte Anstieg des Meeresspiegels berücksichtigt, so dass eine lokale Ausbauhöhe auf 11,5 Meter über NAP beschlossen wurde. Gegen die steigenden Fluten und die höheren Wellen wird der Deich, wie in der Visualisierung in Abbildung 2 dargestellt, auf der kompletten Seeseite stärker befestigt und gleichzeitig gegen ein Überströmen gesichert.



**Abb. 2:** Visualisierung des fertiggestellten Abschlussdeichs (Quelle: Holcim)

Zudem wird neben der Verstärkung des Deichkörpers auch die Schleusenkapazität der Sielbauwerke erhöht, um größere Wassermengen aus dem Binnenland ins Wattenmeer abzuführen. Während die Deicherhöhung als Maßnahme auf den steigenden Meeresspiegel notwendig ist, wurde der Ausbau der Sielbauwerke zur Vorbeugung von Überflutungen im Binnenbereich bei Starkregenereignissen eingeplant. Des Weiteren werden während der Bauarbeiten die bestehenden Schleusenanlagen für die Schifffahrt ausgebaut, da diese nicht mehr den aktuellen Standards entsprechen. Darüber hinaus wird auch die Autobahn auf dem Damm ausgebaut und renoviert und zahlreiche weitere sich im Rahmen der Baumaßnahmen ergebende Bau- und Umbaumöglichkeiten in den Bereichen nachhaltige Energie, Natur, Erholung und Tourismus genutzt.

Nach 10 Jahren intensiver Planungsarbeit wurde dann im November 2016 mit der Ausschreibung für das Projekt zur Verstärkung und Modernisierung des Abschlussdeichs gestartet. Die Arbeiten begannen 2018 und werden 2022 abgeschlossen sein. Das Projekt wird vom Level-Konsortium umgesetzt, zu dem die Unternehmen BAM, Van Oord und Rebel gehören. Die Gesamtkosten für das Projekt, das aktuell zu den größten Infrastrukturerneuerungen der Niederlande gehört, liegen bei 550 Millionen Euro.

### 3. Technische Lösung

Aufgrund der extrem starken Belastungen auf der Wattenmeerseite wurde sehr frühzeitig beschlossen den Deich entsprechend der auftretenden Belastungen zu verstärken. Zum Einsatz kommen ausschließlich vorgefertigte Betonelemente oder innovative Betonsteine.

In extrem beanspruchten Bereichen wird der Deich auf der Wattenmeerseite im unteren Bereich mit Level-Blöcken und im oberen Bereich mit Basalton® Quattroblocks von Holcim verstärkt. Im Bereich zwischen Kornwerderzand und der friesischen Küste werden ausschließlich Basalton® Quattroblocks verbaut.

Die speziell entwickelten Level-Blöcke sind so dimensioniert, dass sie auch schwersten Stürmen standhalten können. Das Einzelgewicht eines Blocks beträgt etwa 6500 Kilogramm. Auf der Baustelle können die Level-Blöcke wie Legosteine zusammengesetzt werden und bieten durch ihre Formgebung der Vegetation bestmögliche Voraussetzungen zur Besiedelung. Zudem wird durch die besondere Formgebung, bei gleicher Stabilität, wesentlich weniger Beton eingesetzt. Zum Versetzen der insgesamt etwa 75000 Level-Blöcke wird ein spezieller Kranponton genutzt, der auf eine Verlegeleistung von 35 laufenden Metern pro Tag kommt. Gefertigt werden die Level-Blöcke in Harlingen und bei der Produktion mit einem Chip versehen, der eine durchgängige Nachverfolgung während Produktion, Lagerung, Transport und der Platzierung auf der Baustelle ermöglicht. Die Anlieferung der Level-Blöcke erfolgt per Schiff zur Baustelle, so dass die Straßen und letztlich auch die Umwelt geschont werden.

Neben den Level-Blöcken werden bei der Baumaßnahme die von Holcim Coastal B.V. neu entwickelten Basalton® Quattroblocks verbaut. Diese innovative Lösung aus Betonstein ist eine Weiterentwicklung der Basalton® Betonsäule. Die ursprüngliche Form der Basalton® Betonsäule entspricht der jahrhundertlang im Deichbau bewährten Form natürlicher Basaltsäulen und wurde bereits für viele Deichprojekte verwendet. Der Name des Basalton® Quattroblock leitet sich aus der Form ab: Ein Basalton® Quattroblock besteht aus vier, durch Stege miteinander verbundenen Betonsäulen mit den Abmessungen von ca. 55 x 55 cm. Bei einem Fugenanteil von etwa 11% ergibt dies eine Fläche von 1,18 m<sup>2</sup> (siehe Abbildung 3). Die Steinhöhe kann in Abstufungen von 5 cm in Schritten von 20 bis 55 cm, entsprechend den auftretenden Belastungen, gewählt werden. Diese feinen Abstufungen in der Steinhöhe ermöglichen bei der Bemessung und Konstruktion das gezielte Einbringen sogenannter Störsteine, die aus dem Verlegeverband herausragen. Diese Art des Einbaus, wie in Abbildung 2 dargestellt, bewirkt einen Bremseffekt, wenn die Welle auf diesen Teil des Deckwerks aufläuft und reduziert die Wellenenergie nochmals deutlich.



**Abb. 3:** Holcim Basalton® Quattroblock

Als Aufbau wird ein klassischer Deichkern aus Klei oder Lehm mit einem vollflächig verlegten Geotextil empfohlen, über das eine Filterschicht aus Splitt aufgebracht wird. Als oberste Lage werden dann die Betonsteine verlegt. Nach dem Verlegen sollten die Fugen mit einem gebrochenen Basaltsplitt gefüllt werden, um die Reibung zwischen den einzelnen Elementen zu vergrößern. Das System bestehend

aus Basalton® Betonsäulen und Basalton® Quattroblocks kann an geraden Hängen und in Kurven verlegt werden, dabei kann man bei üblichen Steigungen auch in den Übergangsbereichen am Fuß- oder Kopf des Deiches ohne Sonderlösungen arbeiten.

Der Basalton® Quattroblocks bildet ein nicht verzahntes Deckwerk dessen Wirksamkeit zum einen auf dem hohen Einzelgewicht eines Basalton® Quattroblock und zum anderen durch den aufeinander abgestimmten Aufbau mit den darunter liegenden Filterschichten beruht.

Im Vergleich zu losen Schüttsteindeckwerken ergibt sich eine deutlich höhere Widerstandsfähigkeit gegenüber den hydraulischen Belastungen aus Wellen und Strömung. Allerdings gibt es für nicht verzahnte Deckwerke weder in den Niederlanden noch in Deutschland eine allgemein anerkannte Bemessung. Berechnungsansätze sind aber beispielsweise im PIANC Report Nr. 114 „The stability of pattern placed revetment blocks“ [1] enthalten. Hier geht die erhöhte Stabilität über einen deckwerk-spezifischen Stabilitätsfaktor in die Bemessung mit ein. Für den Abschlussdeich wurden alle dort verbauten Deckwerke umfangreichen Versuchsreihen im Delta Flume an der Technischen Universität Delft getestet. Das Ergebnis für den Basalton® Quattroblock war überragend und wies eine um 40 Prozent höhere Stabilität als einem Vergleichsdeckwerk auf. Beim Abschlussdeich konnten deshalb relativ geringe Säulenhöhen verbaut werden. Während der Tests wurde ein Teil des Verfüllmaterials der Fugen zwar ausgewaschen, dennoch war die Menge des verbleibenden Materials ausreichend, so dass die Stabilität nicht beeinträchtigt wurde.

#### 4. Bewertung der Nachhaltigkeit des Basalton® Quattroblock

Die Nachhaltigkeit eines Produktes oder wie beim Basalton® Quattroblock einer Bauweise zu bewerten ist nicht ganz einfach. Üblicherweise setzt sich die Nachhaltigkeit aus den drei Säulen Ökologie, Ökonomie und soziale Aspekte zusammen. In diesem Beitrag werden aber nur die Aspekte Ökologie und Ökonomie näher betrachtet.

Wie zuvor beschrieben ist insbesondere die Verwendung von klimafreundlichen Zementen ein wirksamer Hebel, um den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck von Beton und Betonwaren deutlich zu reduzieren. Bislang häufig verwendete CEM I Zemente bestehen ausschließlich aus Portlandzementklinker. Portlandzementklinker wird aus in der Natur vorkommenden Kalkstein homogenisiert und gebrannt. Bei der Aufbereitung werden hierdurch bis zu 850 kg CO<sub>2</sub> pro Tonne Zement frei. Da eine CO<sub>2</sub>-freie Herstellung derzeit noch nicht möglich ist, bietet sich technisch die Lösung an, möglichst viel Portlandzementklinker durch andere reaktive oder inerte Zuschlagstoffe zu substituieren, die mit einem günstigeren CO<sub>2</sub>-Fußabdruck behaftet sind. Hierbei gilt es einen Kompromiss zwischen Festigkeit, Festigkeitsentwicklung und Dauerhaftigkeit zu finden. Ein idealer Zuschlagstoff ist Hüttensand, der als Zuschlagstoff für CEM III Zemente als sogenannter Hochofenzement verwendet wird. Hierdurch lässt sich der CO<sub>2</sub>-Fußabdruck von einer Tonne Zement auf bis zu 270 kg, also auf gut ein Drittel reduzieren.

Ein weiterer positiver Aspekt für die Verwendung von Deckwerk aus Betonstein, ist die lokale Produktion in Betonwerken. Verwendet werden hierfür fast ausschließlich regional verfügbare Ausgangsstoffe. Transportwege von Ausgangsstoffen oder den fertigen Produkten werden folglich auf ein Minimum reduziert und entlasten Umwelt und Verkehrswege. Beim Abschlussdeich wurden die Basalton® Quattroblocks in Alphen am Rhein produziert und besonders umweltverträglich mit dem Schiff transportiert, so dass zusätzlicher Verkehr auf dem Damm vermieden wurde.

Der Aspekt der Ökonomie muss auf mehreren Ebenen betrachtet werden. Häufig zählt bei vielen Projekten einzig der Kaufpreis. Aspekte wie ein schneller Baufortschritt oder besonders langlebige und wartungsarme Konstruktionen werden meist nicht berücksichtigt. Eine ganzheitliche Betrachtung muss allerdings auch diese Aspekte beachten. Vermeintlich günstige einmalige Investitionskosten entpuppen sich häufig im Laufe der Nutzungsdauer als Kostenfalle.

Neben der Produktion mit besonders klimafreundlichen Zementen und der Anlieferung per Schiff wird beim Transport des Basalton® Quattroblocks auf Paletten verzichtet. Die Steinpakete werden so verladen, dass eine Weiterverarbeitung mit einem Standardgreifwerkzeug an einem Mobilbagger ausreicht. Hierdurch ergibt sich zudem eine enorm hohe Flächenverlegeleistung. Im Gegensatz zu Schüttsteindeckwerken können die auf dem Planum ausgelegten Betonsteine sofort belastet werden. Üblicherweise müssen ausgebrachte Schüttsteine noch bis zu vier Wochen liegen bevor in einem zweiten Arbeitsschritt das nachträgliche Verklammern mit Zementmörtel erfolgt. Neben dem schnelleren Baufortschritt zeigen Deckwerke aus Schüttstein mit Verklammerungsmörtel bereits häufig kurz nach der Bauphase Risse und Fehlstellen in der Verklammerung, was bei Belastung durch Wellen aber auch durch Frost schnell zu Fehlstellen und Undichtigkeiten im Deckwerk führen kann. Deckwerke aus Basalton® Quattroblocks können, wie Abbildung 4 zeigt, abschnittsweise verlegt und verfugt werden und sind dann bereits voll funktionsfähig.



*Abb. 4: Abschnittsweise Verlegung*

Durch die in den Tests im Delta Flume nachgewiesene hohe Tragfähigkeit und geringe Versagenswahrscheinlichkeit sind kaum aufwendige Unterhaltungs- oder Instandsetzungsaufgaben notwendig.

Damit wird der zukünftige Küstenschutz für Auftraggeber noch sicherer und zugleich kostensparender.

Um die Nachhaltigkeit von Baustoffen oder Bauweisen besser bewerten zu können wird in den Niederlanden bei öffentlichen Vergaben künftig der sogenannte Umweltkostenindikator (MKI = Milieu-kostenindicator) als Bewertungskriterium herangezogen. Dieser erfasst alle Umweltauswirkungen in einer Punktzahl, die letztlich in Euro ausgedrückt werden kann.

Hintergrund ist, dass in den Niederlanden zirkuläre und grüne öffentliche Beschaffung immer mehr in den Vergabefokus rücken soll. Hierzu sind lebenszyklusbasierte Ansätze zur Bewertung notwendig, die einen objektiven Vergleich verschiedener Anbieter und Bauweisen ermöglichen. Vorteil dieser Berechnungsmethode ist, dass auch Bauweisen mit höheren Investitionskosten, durch fiktive Rabatte bei besonderer Umweltverträglichkeit der Bauweise, tatsächlich einen geringeren Gesamtpreis ausweisen. Berücksichtigt werden zum Beispiel eindeutige Wirkungskategorien wie Klimawandel und Toxizitäten. Für den Basalton® Quattroblock ergeben sich je nach gewählter Stärke Kostenvorteile von bis zu 4,40 Euro pro Quadratmeter.

## 5. Ausblick

Die Anwendung des Basalton® Quattroblock beim Abschlussdeich zeigt, dass auch mit Beton eine besonders innovative und nachhaltige Alternative zum konventionellen Deckwerksbau verfügbar ist. Bei der Betrachtung des gesamten Lebenszyklus zeigt der Basalton® Quattroblock seine Stärken. Regional aus Ausgangsstoffen mit günstigem CO<sub>2</sub>-Fußabdruck produziert, kann das Material besonders nachhaltig mit dem Binnenschiff zu Einsatzort transportiert werden. Hinzu kommen ein schneller Baufortschritt durch die einfache Verlegung sowie die sofortige Funktionsfähigkeit. Die Betonrezeptur und die Form des Basalton® Quattroblock reduzieren, bei einer approximierten Lebensdauer von 100 Jahren, die Unterhaltungskosten wesentlich, was sich in der guten monetären Bewertung mit dem MKI-Index widerspiegelt. Diese Argumente haben den Basalton® Quattroblock zu einem der wichtigsten Materialien für den Deichbau in den Niederlanden gemacht.

In Deutschland wird mit innovativen Baustoffen und Baumaterialien dagegen deutlich konservativer umgegangen. Vielfach werden teure und langwierige Zustimmungen im Einzelfall oder Bauaufsichtliche Zulassungen gefordert. Holcim Coastal B.V. bietet hierfür Hilfestellungen wie einen Bemessungsleitfaden und eine Onlinehilfe zur Vordimensionierung des Basalton® Quattroblock an. Zusätzlich wird in 2022 mit der Arbeit an einer DIN-Norm "Nicht verzahnte Deckwerke aus Beton im Wasserbau" begonnen, so dass zeitnah eine Regelung vorliegt, die den Stand der Technik abbildet.

## 6. Literatur

[1] PIANC Report Nr. 114 „The stability of pattern placed revetment blocks“

# Tideanschluss Billwerder Insel – Planen und Bauen unter Tideeinfluss

Dipl.-Ing. C. Eggers, Hamburg Port Authority, Hamburg  
C. Brunsendorf M.Sc., WKC Hamburg, Hamburg

*Im Zusammenhang mit der Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe wurde die Ausgleichs- und Ersatzmaßnahme für den Schierlings-Wasserfenchel auf der Billwerder Insel umgesetzt. Das Planen und Bauen erfolgte unter besonderen Randbedingungen und unter Tideeinfluss innerhalb eines Naturschutzgebietes.*

## 1. Einleitung

Eine echte Hamburger Rarität: Der Schierlings-Wasserfenchel ist eine nach der Roten Liste der Farn- und Blütenpflanzen Deutschlands als vom Aussterben bedrohte Art. Die Pflanze hat ihr Hauptvorkommen an der Elbe im Bereich der Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe und befindet sich dort vornehmlich in strömungsberuhigten und geschützten Lagen. Durch die Fahrrinnenanpassung ist das Habitat des Schierlings-Wasserfenchels gefährdet und bedingt nach artenschutzrechtlicher Begutachtung eine Kohärenzmaßnahme. Als Kohärenzmaßnahmen werden Maßnahmen bezeichnet, die der Erhaltung des Zusammenhangs des Europäischen Schutzgebietsnetzwerkes Natura 2000 dienen.

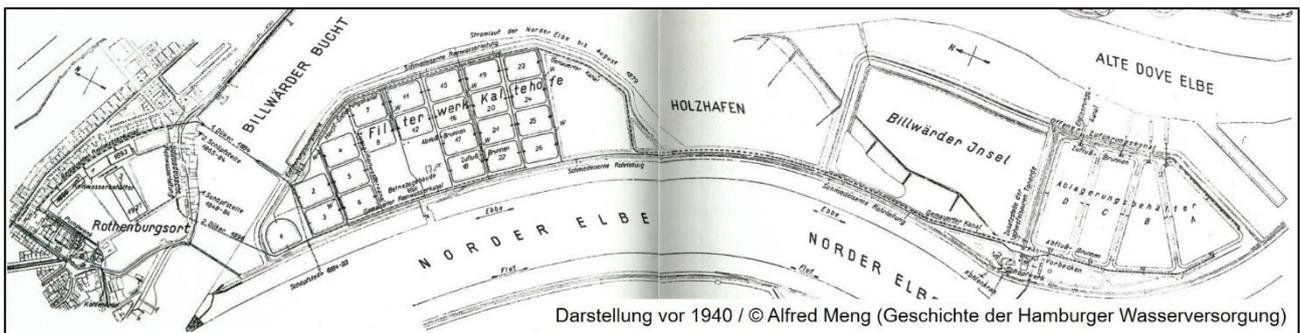
Im Zusammenhang mit der Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe war eine ergänzende Kohärenzmaßnahme für den Schierlings-Wasserfenchel zu planen und in das Kohärenzsicherungskonzept der Planfeststellung aufzunehmen. Auslöser der ergänzenden Planung war das über die Grenzen Hamburgs bekannte Urteil des Bundesverwaltungsgerichtes vom Februar 2017, welches die bisherige Kohärenzmaßnahme als nicht ausreichend anrechenbar deklarierte.

Der Schierlings-Wasserfenchel ist auf besondere Standortbedingungen angewiesen, die das Spektrum geeigneter Flächen für eine Kohärenzmaßnahme stark einschränken. In einem effizienten Schnellverfahren wurden alle möglichen naturnahen Standorte zur Schaffung eines Habitates für die Pflanzenart auf Hamburger Landesgebiet geprüft und unter Berücksichtigung der Schaffung eines tidebeeinflussten, strömungsberuhigten und geschützten Standortes für den Schierlings-Wasserfenchel ausgewertet. Im Ergebnis des Prüfungsverfahrens hat sich der Anlagenteil zur Wassergewinnung und Wasserförderung auf der Billwerder Insel, der Teil des ehemaligen Elbwasserfiltrierwerk Kaltehofe und im Eigentum der HAMBURG WASSER war, im März 2017 mit seinen seit 30 Jahren stillgelegten Absetzbecken als besonders gut geeignet herausgestellt.

**Das Elbwasserfiltrierwerk:** Das Maßnahmenggebiet liegt im Stadtteil Rothenburgsort des Bezirks Hamburg-Mitte und wird als Billwerder Insel bezeichnet. Die Absetzbecken des ehemaligen Elbwasserfiltrierwerkes erstrecken sich entlang des Moorfleeter Hauptdeiches bei Elbe-km 615. Das Gebiet wird nördlich von der Bundesautobahn 1, östlich von einem Golfplatz, südöstlich vom Vogelschutzgebiet sowie südwestlich und westlich von der Dove-Elbe und der Hauptdeichlinie (hier: Moorfleeter Hauptdeich) begrenzt. Unmittelbar östlich der Absetzbecken liegt der zur technischen Anlage

gehörende, sogenannte Entleerungsgraben, der nach Kreuzung mit der Bundesautobahn 1 über den Holzhafen an das Tidegeschehen der Elbe angeschlossen ist. Die dortigen Wasserstände werden durch das Sperrwerk Billwerder Bucht beeinflusst, welches im Sinne des Hochwasserschutzes bei einem Elb-Wasserstand von +3,50 mNHN geschlossen wird.

Die auf der Fläche befindlichen Bauwerke entstammen der ursprünglichen Nutzung und sind Teil des Elbwasserfiltrierwerks, das in den 1890er Jahren erbaut wurde. Es diente der ersten Sedimentation des zugeführten Elbwassers, bevor es nach Kaltehofe zur weiteren Sandfiltration geleitet wurde (siehe nachfolgende Abbildung). Die seit über 25 Jahren stillgelegten Absetzbecken haben sich zum Lebensraum für Tiere und Pflanzen entwickelt und sind Teil des Naturschutzgebietes Auenlandschaft Obere Tideelbe.



Charakteristisch für das ehemalige Elbwasserfiltrierwerk sind die vier Absetzbecken, deren Sohlen sowie Böschungen mit einer ca. 7 cm starken Klinkerschicht auf einem Mörtelbett befestigt sind. Die beiden nördlichen Absetzbecken, die im Zuge der Maßnahme umgestaltet wurden, hatten ursprünglich eine rechteckige Form mit einer Grundfläche von ca. 350 m x 120 m und einer maximalen Füllhöhe von ca. 4,00 m. Die vier Absetzbecken sind durch Trenndämme aus dichtendem Bodenmaterial voneinander getrennt, aber untereinander durch Öffnungsbauwerke mit Dammbalken-Verschluss verbunden. Der über tief liegenden Rohrleitungen mit dem Absetzbecken verbundene Entleerungsgraben diente der Anlage zur regelmäßigen vollständigen Entleerung und anschließender Reinigung der Absetzbecken. Darüber konnten die bis zu 135T m<sup>3</sup> Wasser je Absetzbecken vollständig abgelassen und die abgesetzten Sedimente entnommen werden.

**Das Ziel:** Ziel der ergänzenden Kohärenzmaßnahme war die vorrangige Schaffung von maximal großen Flächen mit günstigen Wuchsbedingungen für den Schierlings-Wasserfenchel bei einem minimalen Eingriff ins Naturschutzgebiet. Die günstigen Wuchsbedingungen definieren sich über einen tidebeeinflussten Wuchsbereich mit speziellen topografischen Randbedingungen. Der Schierlings-Wasserfenchel wächst optimal in strömungsberuhigten Bereichen mit Neigungen flacher als 1:3 zwischen 0,20 m und 1,30 m unterhalb des mittleren Tidehochwassers (MThw). Demnach mussten wattähnliche Flächen geschaffen werden. Zudem sollte die Wuchszone durch angrenzende Auengehölze mehr oder weniger beschattet sein. Sonnige Standorte begünstigen ungewollten Fremdwuchs von z.B. Röhrichten und verdrängen den zierlicheren Schierlings-Wasserfenchel.

Die Billwerder Insel liegt sowohl im Einflussbereich der Tide als auch im limnischen Bereich und weist bereits in Teilbereichen eine Begleitvegetation auf, die durch ihre vorhandene Verschattung für die dauerhafte Reproduktion des Schierlings-Wasserfenchels förderlich ist. Nutzungskonflikte, die einer geplanten Realisierung der geplanten Kohärenzmaßnahme entgegenstehen könnten, waren ebenfalls nicht erkennbar, sodass die geplante Maßnahme zeitnah realisiert werden konnte.

In der Planungsphase und mit den Planfeststellungsunterlagen wurden vor allem die Randbedingungen wie Einhaltung der Wuchsbedingungen des Schierlings-Wasserfenchels, der Naturschutz und die baugrundtechnischen Sicherheiten in den Fokus gestellt. Weitere, in diesem Beitrag nicht weiter detailliert thematisierte Randbedingungen waren der Denkmalschutz der technischen Anlage, der Hochwasserschutz, das Wasserregime im und außerhalb des Maßnahmensgebietes, die Aufrechterhaltung der Deichverteidigung und der Lärmschutz.

**Die Maßnahme:** Zur Herstellung des neuen Habitats für den Schierlings-Wasserfenchel sollten zwei der vier Becken so umgestaltet werden, dass eine naturnahe Wattfläche mit mehreren Inseln und Priele entsteht. Die Inseln sollten der Besiedlung von schattengebenden Weidenpflanzen dienen und die Priele den Wasserzufluss im jeweils gesamten Becken gewährleisten. Die Gestaltung der Becken erfolgte iterativ so, dass die neuen Strömungsverhältnisse keine negativen Auswirkungen in den Becken selbst und im anschließenden Gewässer erzeugen und somit keine Erosionen eintreten. Die Vorzugslösung (siehe nachfolgende Abbildung) wurde Bezug nehmend auf die Strömungsverhältnisse und Sedimentationsraten innerhalb und außerhalb des Planungsgebietes durch Modellrechnungen der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) geprüft und bestätigt.

Insgesamt sollten durch die geplante Maßnahme ca. 1,9 ha Tide-Weiden-Auwald, 1 ha tidebeeinflusstes Weiden-Feuchtgebüsch und 4,5 ha tidebeeinflusste Süßwasserwatten mit Großröhrichten und Pioniervegetation, von denen 3,8 ha gut für den Schierlings-Wasserfenchel geeignet sind, entstehen.



Für die Herstellung der 50 Inseln und ca. 1.300 m Priele sowie für den Anschluss an das Tidegeschehen wurden insgesamt ca. 30.000 m<sup>3</sup> an Boden (Klei, Sand, torfige Böden) bewegt. Die Inseln sollten vornehmlich aus vor Ort gewonnenen Baustoffen hergestellt und durch externe Sandmengen aus HPA-internen Lagerstätten ergänzt werden. Es entstand ein Inselkern aus vorhandenem Ton (Klei) und Ziegelaufbruch der ehemaligen Beckensohle mit einer Deckschicht aus den zugelieferten Sanden. Die entstandenen Wattflächen bestehen dabei aus den anstehenden Tonen und aus den zugelieferten Sanden.

Die durch die Anbindung an das Tidegeschehen gewonnenen Böden sollten ebenfalls für die Herstellung der neuen Beckenstruktur verwendet werden. Der gesamte Zulaufbereich innerhalb des Planungsgebietes (ca. 160 m) sowie Teile der Priele sollten zudem mit einer Sohl- und Böschungssicherung aus Deckwerksteinen (ca. 3.200 t) mit einem Natursteinfilter (ca. 5.700 t) befestigt werden.

## 2. Die Herausforderung

Die Lage des Maßnahmengbietes war aus planerischer Sicht sehr speziell. Das Maßnahmengbiet selbst befindet sich im Naturschutzgebiet „Auenlandschaft Obere Tideelbe“ und die dort befindlichen Gebäude sind als Industriedenkmal eingestuft. Die umgebenden Gebiete sind das Flora-Fauna-Habitat-Gebiet „Hamburger Untere Elbe“ samt Hauptdeichlinie im Westen, das Naturschutzgebiet und europäische Vogelschutzgebiet „Holzhafen“ (Natura 2000-Gebiet) im Norden und ein Vogelschutzgehölz im Süden. Zudem sind auf der Fläche Hamburgs größte Kormorankolonie angesiedelt und nachweislich Biber aktiv. Das Maßnahmengbiet ist ferner nur über die Deichverteidigungsstraße erreichbar, welche zudem der offizielle Elberadweg ist. Alle Randbedingungen nahmen enormen Einfluss auf die Bauweise und den Bauablauf.

**Naturschutz:** Zum Schutz der angesiedelten Brutvögel war eine Bautätigkeit vor Ort gem. BNatSchG nur zwischen September und Februar zulässig.

Die Gehölzrückschnittarbeiten, die für die Herrichtung der BE-Flächen erforderlich waren, waren erst 4 Wochen nach dem Starttermin zulässig. Der in den Biotopen befindliche, besonders schützenswerte Moorfrosch ließ Arbeiten in unmittelbarer Nähe erst ab Dezember zu. Zudem konnte mit der Errichtung der notwendigen Amphibienschutzzäune erst 2 Monate nach dem Starttermin begonnen werden. Diese und weitere naturschutzfachliche Regelungen und Verbote minimierten das zur Verfügung stehende Zeitfenster für die eigentlichen Bauarbeiten wesentlich und bedingten kreative Ideen und Flexibilität in der Gestaltung des Bauablaufes. Des Weiteren waren zum Schutz des Bibers die beiden verbleibenden südlichen Becken mit dem vorherrschenden Wasserstand als Stillgewässer zu erhalten und abzudichten.

**Baugrund:** Das unter dem Beckenboden anstehende Grundwasser korrespondiert mit den Wasserständen der nahen Dove-Elbe. Bei hohen Außenwasserständen in der Dove-Elbe würde, bei Bauzuständen in denen der Beckenboden eine zu geringe Auflast hat, die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches (fehlenden Auftriebssicherheit) entstehen. Bereits bei einem Wasserstand von wenigen Zentimetern über dem MThw bestünde bei einem geleerten Becken keine rechnerische Auftriebssicherheit. Demnach war in der Planung und Ausführung der Wasserstand in den Becken ein entscheidendes Kriterium für die grundsätzliche Bauweise und den Bauablauf innerhalb der kurzen Bauzeit.

Unterhalb der vorhandenen Beckensohle stehen laut Baugrunduntersuchungen Weichschichten aus Klei und Torf an. Zur Herstellung einer naturnahen Wattfläche war die vorhandene Beckensohle zurückzubauen, sodass die Bautätigkeit auf eben diesen erwähnten Untergrundschichten zu erfolgen hatte. Das Arbeiten auf diesen nicht tragfähigen Böden würde die tägliche Leistung unter Verwendung klassischer Bauweisen enorm reduzieren.

**Bauweise der Inseln:** Zur Einhaltung des Kreislaufwirtschaftsgesetzes sowie zur Reduzierung der täglichen Fahrten zum und vom Maßnahmengbiet wurde sich planerisch die Vorgabe gegeben, möglichst viel anfallendes Material vor Ort wiederzuverwenden. Daher sollten die Inseln u.a. aus dem gewonnenen Klei aus der Herstellung der Priele und dem Klinkeraufbruch aus der Beckensohle hergestellt werden. Da jedoch das „Verschlechterungsverbot“ einzuhalten war, mussten zur Vermeidung einer erhöhten Auswaschung des Klinkeraufbruchs die Inseln mit einer Deckschicht aus Sand hergestellt werden, bevor die regelmäßig einschwingende Tide die neu hergestellten Inseln wieder

überfluten. Das hatte zur Folge, dass sich das tägliche Zeitfenster zur Herstellung der Inseln, in denen der Wasserstand unterhalb von +0,80 mNHN liegt, auf 7 bis 9 Stunden reduzierte. Diese Vorgabe war in dem geplanten Bauablauf konzeptionell zu berücksichtigen.

**Schadstoffe:** Erschwerend kam neben den vorgenannten Randbedingungen hinzu, dass sich über die Jahrzehnte auf den Beckensohlen eine Sedimentschicht mit erhöhter Konzentration an gesamten organischen Kohlenwasserstoff (TOC), Sulfat, Kupfer und organisch gebundene Halogene (EOX) mit stark fluvialer Konsistenz angesammelt hatte, welches vor Herstellung des Tideanschlusses entfernt werden musste. Vor allem vor dem Hintergrund der Auftriebssicherheit in den Absetzbecken war die Entnahme des fluvialen Sedimentes bei anstehenden Beckenwasser durchzuführen. Aufgrund der o.g. erhöhten Konzentration war eine Entsorgung des Feststoffes sowie eine Behandlung und anschließende Einleitung des Zentratwassers in das Gewässer eine weitere planerische Herausforderung im Projekt.

**Denkmalschutz:** Vorgabe des Denkmalschutzes war es, dass das Gebäudeensemble und zum Teil die technischen Anlagen im Gebiet weitestgehend zu erhalten sind. So sollten die Beckenränder erhalten und die Ursprungsgeometrie der Becken weiterhin erkennbar bleiben.

**Kampfmittelverdacht:** Weiterhin bestand für große Teile des Planungsgebietes allgemeiner Bombenblindgängerverdacht. Zudem gab es lokal Bombenkrater, registrierte Verdachtspunkte, Kampfmittelverdacht in ehemaligen Wasserflächen und den Verdacht auf vergrabene Kampfmittel. Eine vorläufige Erkundung mittels elektromagnetischer TFEM-Verfahren und Multi-Beam-Sondierungen stellte in den beiden umzubauenden Becken insgesamt 288 Anomalien und diverse, aufgrund hoher Belastung durch Metallobjekte nicht auswertbare Verdachtsflächen fest. Das hatte zur Folge, dass eine baubegleitende Kampfmittelsondierung erfolgen musste und vornehmlich bei Erdbauleistungen einen Einfluss auf die Bauweise und den Bauablauf hatte.

**Erreichbarkeit der Baustelle:** Die Deichverteidigungsstraße dient auch in diesem Gebiet in erster Linie der Erreichbarkeit der Deiche zur Pflege und insbesondere in der sturmflutgefährdeten Zeit von Mitte September bis Mitte April des Folgejahres zur Deichverteidigung im Falle von Sturmfluten. Diese vorrangige Regelung führte dazu, dass bei vorhergesagten Wasserständen von mehr als +4,50 mNHN die Transporte von und zur Baustelle einzustellen waren, um die Einsätze der Deichverteidigung nicht zu behindern.

Durch die gleichzeitige Ausweisung der Deichverteidigungsstraße als Elberadweg herrschte reger Zweirad- und FußgängerInnen-Verkehr in diesem Bereich. Ebenso ergaben die Untersuchungen zum Lärmschutz in dem zu durchfahrenden Wohngebiet eine Begrenzung der täglichen LKW-Transporte. Die Regelungen zur Verkehrsführung zur und von der Baustelle sowie die Transporte durch das Wohngebiet hatten enormen Einfluss auf die zuzuführenden Baustoffe und damit auf den Bauablauf.

### 3. Die Planungsidee

Die für die Bautätigkeit nutzbare Zeit war, wie zuvor beschrieben, auf die Monate September bis Februar beschränkt, wodurch die Bauleistungen in drei Bauhalbjahre und mehrere Vergabeeinheiten unterteilt wurden. Durch diese Aufteilung wurde die Möglichkeit geschaffen, für die noch bevorstehenden Bauleistungen weitere Untersuchungen durchzuführen, wichtige Erfahrungswerte aus den

abgeschlossenen Bauhalbjahren bzw. Vergabeeinheiten zu gewinnen und Abläufe in den darauffolgenden Jahren bzw. Vergabeeinheiten zu optimieren. Die naturschutzfachlichen Restriktionen haben zudem einen wesentlichen Einfluss auf die in Anspruch zu nehmenden Flächen wie z.B. Tabuzonen, bautechnische Vermeidungsmaßnahmen wie Zeitfenster für Arbeiten im Entleerungsgraben, Schutz der Biberburg, Schutz des Oberbodens und landschaftspflegerische Vermeidungsmaßnahmen wie Amphibienschutzzäune, Wiederherstellung von Grünflächen.

Die besondere Herausforderung in der Planungsphase lag zum einen in dem vom Hamburger Senat zur Verfügung gestellten Zeitfenster von ca. 8 Monaten zur Erstellung der Unterlagen einer genehmigungsreifen Planergänzung sowie zum anderen im Vorliegen von nur sehr wenigen Informationen zum Bestand und zum Baugrund. Die erforderlichen Untersuchungen der Bauwerkssohle, Bestandsvermessung, Probennahmen, Kampfmittel Sondierungen, Untersuchungen zum Baugrund und der Einflüsse der Norderelbe auf die Grundwasserverhältnisse erforderten jeweils eine einzelne und individuelle Zustimmung der Naturschutzbehörde. Grundsätzlich war im Naturschutzgebiet von März bis August auf Untersuchungen zu verzichten bzw. die Aktivitäten aus artenschutzrechtlichen Gründen auf ein Minimum zu reduzieren.

Die wenigen Erkenntnisse zum Bestand und Baugrund hatten zur Folge, dass mit den Planungen zum Bauablauf mit groben Annahmen und Altdaten begonnen wurde. Der bautechnisch naheliegendste Bauablauf sah die Trockenlegung der Absetzbecken vor, indem das vorhandene, stehende Beckenwasser an die Tideelbe abgegeben wird und die belasteten, fluvialen Beckensedimente im nahezu trockengelegten Absetzbecken zusammengeschoben, entnommen und entsorgt werden. Auf den freigeräumten Beckensohlen sollte nachfolgend die Kampfmittelsondierung und gegebenenfalls die Bergung durchgeführt werden. Anschließend sollten die Inseln und Priele in den Becken hergestellt und mit dem letzten Arbeitsschritt die Anbindung an das Tidegeschehen abgeschlossen werden.

Die gleichzeitig erfolgten geotechnischen Untersuchungen und Berechnungen sowie die Berechnungen zum Einfluss der gespannten Grundwasserverhältnisse ergaben eine fehlende rechnerische Auftriebssicherheit der geleerten Absetzbecken bei einem Außenwasserstand der Norderelbe ab +2,40 mNHN (ca. 20 cm über dem MThw). Diese Wasserstände treten gem. der gewässerkundlichen Informationen in den Monaten September bis Februar ca. 60-mal auf. Im Umkehrschluss hieß dies für die Planung, dass die Absetzbecken nicht vollständig geleert werden können, sondern eine flächige Auflast erforderlich wäre.

Das führte zur alternativen Lösung einer Umgestaltung des Absetzbeckens mit anstehendem Beckenwasser, sprich ein Bodenaushub und -einbau unter Wasser mittels schwimmender Baugeräte. Da die Anforderungen an die Bauhöhen und Geometrie der Inseln, die Böschungsneigungen und die Zusammensetzung aus den verschiedenen Baumaterialien zur Herstellung des Habitates für den Schierlings-Wasserfenchel jedoch recht hoch waren, wurde auch der zweite, im Entwurf erarbeitete Bauablauf mit anstehendem Wasser im Absetzbecken verworfen.

Diese Erkenntnisse führten zur Bauweise „tideoffen“ als dritten Bauablauf. Das Konzept bestand darin, dass bei steigender Tidekurve das Elbwasser in die Becken fließt, sodass bei normalen Tideverhältnissen stets eine ausreichende Auflast durch den Wasserkörper vorhanden ist. Auch extremhohe Wasserstände unterschieden sich im Bauzustand nicht von dem Endzustand, der bereits frühzeitig als auftriebssicher ausgewiesen wurde. Das Sperrwerk Billwerder Bucht, hinter dem das Maßnahmengebiet liegt, schließt bei einem Elb-Wasserstand ab +3,50 mNHN, wodurch sich in den Becken

ein ebensolcher Wasserstand einstellt. Selbst beim offiziellen Bemessungswasserstand bis 2085 von +8,15 mNHN in diesem Gebiet wäre stets eine ausreichende Wasserauflast generiert worden. Unter diesem Tideeinfluss konnte die Umgestaltung der Becken zu jederzeit mit den ausreichenden, rechnerischen Sicherheiten erfolgen.

Die tideoffene Bauweise hatte auch unmittelbar Einfluss auf die Entnahme des fluvialen Sedimentes. Dies musste nun bei anstehendem Beckenwasser entnommen werden. Das sich am Beckenboden abgesetzte, aber leicht aufwirbelbare fluviale Sediment sollte als Suspension (Wasser-Sediment-Gemisch mit < 8 Vol.-% Feststoffanteil; ca. 11.000 m<sup>3</sup> je Becken) unter Verwendung eines schwimmenden Fahrzeuges mit einer geeigneten Saugereinrichtung abgesaugt und über schwimmende und feste Leitungen bis zu einer mobilen Zentrifuge befördert werden. Unter Verwendung von Flockungsmitteln war die Suspension in Feststoff und Zentrifugwasser zu trennen. Der nunmehr transportfähige Feststoff war abzutransportieren, das Wasser aufzubereiten und in kleinen Mengen in die Tideelbe einzuleiten. Das verbleibende Beckenwasser erzeugte eine ausreichende Auflast, um die rechnerische Auftriebssicherheit weiterhin zu gewährleisten.

Der Ausbau des Entleerungsgrabens und Großteile des Zulaufes zum ersten Becken sollten weiterhin im Trockenem erfolgen. Hierbei wurde bei einer geplanten Sohlbreite von 10 m eine nach der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) standardisierte Sohl- und Böschungssicherung aus Deckwerksteinen mit Natursteinfilter hergestellt und die Böschungsschulter naturnah mit Kokoswalzen ausgestaltet. Nur für den Rückbau des letzten Erdkörpers (Trenndamm) zwischen Zulauf und Becken musste ein hydraulisches Gleichgewicht zwischen Becken und Zulauf hergestellt werden. Mit diesem hydraulischen Gleichgewicht konnte der Trenndamm ohne Risiko unkontrollierter Böschungsrutschungen und Erosionen zurückgebaut werden. Nach dem Anschluss an das Tidegeschehen und der vollständigen Entleerung des Beckens sollten die weiteren Leistungen unter dem Tideeinfluss der Elbe erfolgen. Die wechselnden Wasserstände erlaubten je Tideumlauf (ca. 12 h 15 min) ein trockenes Arbeiten auf dem Niveau der vorhandenen Becken (i.M. +1,55 mNHN) von ca. 9 h, wobei die trockenen Phasen zusammenhängend, aber auch zweigeteilt auftreten konnten.

Im tideoffenen Bauverfahren konnte der Erdbau anschließend in den trockenen Phasen des Tidegeschehens erfolgen. Jedoch standen nach dem Rückbau der Klinkersohle direkt Weichschichten an, die durch den täglichen Wasserzutritt für den Einsatz konventioneller Baugeräte nicht tragfähig waren. Hierfür wurden in den Vergabeunterlagen entsprechende Randbedingungen für ein Baustraßenkonzept formuliert, welches von der jeweils ausführenden Baufirma in deren Geräte- und Verfahrenskonzept einzuhalten waren. Der arbeitstägliche Ablauf zur Herstellung der Inseln und Priele im tideoffenen Bauverfahren bestand im Ausbau der Klinkerschicht, Ausbau der anstehenden Weichschicht zur Herstellung der Priele und dem direkten Einbau als Kernschicht der Insel, dem Brechen des Klinkers und Einbau als Kernschicht sowie dem Antransport des Sandes und Einbau als Deckschicht der Insel.

Gleichzeitig zur Planung des Bauablaufes erfolgten Strömungssimulationen zur optimierten Ausgestaltung der Beckengeometrie und des Zulaufs. Ziel war es einerseits ausreichend Wasser in die Becken einströmen zu lassen und andererseits die Strömungen im Zulauf so zu reduzieren, dass mit der geplanten naturnahen Erosionssicherung keine Erosionen entstehen. Auch auf den Böschungflächen der Inseln mussten die Strömungsgeschwindigkeiten so gering sein, dass die Voraussetzungen für den Schierlings-Wasserfenchel verträglich sind. Die finale Beckengeometrie mit Lage, Höhen und

Größe der Priele und Insel wurde mittels iterativer Prozesse für den Bauablauf, dem digitalem Geländemodell und von Strömungssimulationen konzipiert.

Parallel zu den Entwürfen des Bauablaufs wurden die erforderlichen Materialtransporte von und zur Baustelle geplant. Dabei entstand die Absicht, möglichst wenige Fahrten durch das zu durchquerende Wohngebiet durchführen zu müssen. Eine Verkehrsführung der Baustellenzufahrt von Norden über das Sperrwerk Billwerder Bucht war aufgrund von Lastbegrenzungen des Sperrwerks ausgeschlossen. In Abstimmung mit den zuständigen Behörden, dem Polizeikommissariat und der Autobahnmeisterei wurde die Nutzung der nahegelegenen Betriebsabfahrt der Bundesautobahn 1 für die Materialtransporte vereinbart. Mit diesem Vorsatz und den Ermittlungen der gewählten Baugeräte, Fahrzeuge, Ausführungsbereiche, Arbeitszeiten und der zu transportierenden Massen wurden eine schalltechnische Untersuchung und Erschütterungsanalysen durchgeführt. Ergebnis der Schallimmissionsprognose und Erschütterungsanalyse zum favorisierten Bauablauf war, dass mit dem im Durchschnitt kalkulierten zwölf Einfahrten pro Tag durch das im Süden zu durchquerende Wohngebiet die zulässigen Immissionsrichtwerte für reine Wohngebiete eingehalten werden. Mit dieser allseits abgestimmten Regelung wurden die Verkehrsströme voneinander getrennt und der Lastkraftverkehr konnte die Baustelle über die Betriebsabfahrt der Bundesautobahn anfahren und über das Wohngebiet wieder verlassen.

#### 4. Die Umsetzung

Die Umsetzung erfolgte über drei Bauhalbjahre, die sich jeweils von Anfang September bis Ende Februar des Folgejahres erstreckten. Im **1. Bauhalbjahr** wurden alle notwendigen Baustelleneinrichtungsflächen hergestellt und der Entleerungsgraben angepasst. Die Baustelleneinrichtungsflächen und Baustraßen außerhalb der Becken musste vornehmlich auf Weichschichten errichtet werden, sodass ein Aufbau aus einem mit PP-Bändchengewebe eingeschlagenen Sandpolster mit darauffolgendem Geogitter und Recyclingschotter errichtet werden musste (siehe nachfolgenden Abbildung). Es wurden ca. 5.000 m<sup>2</sup> BE-Flächen und ca. 3.000 m<sup>2</sup> Baustraße hergestellt.



Für den Ausbau des Entleerungsgrabens wurde mit Wurzelwerk durchsetzter Schlick ausgebaut. Auf einer Länge von ca. 60 m entstand der erste Teilabschnitt des Zulaufes zu den Becken mit einer Sohlbreite von 10 m, einer Breite von 55 m an der Oberkante, einer Böschungsneigung von 1:4 und mit einer Sohl- und Böschungssicherung auf ca. 1.300 m<sup>2</sup> (siehe vorstehende Abbildung). Auf den

Böschungsschultern wurden als landschaftspflegerische Maßnahme oberhalb des MThw Kokoswalzen zur naturnahen Sicherung der Böschung und als Grundstock für die Selbstbegrünung verbaut.

Das **2. Bauhalbjahr** begann mit der Entnahme der fluvialen Sedimente von der Sohle beider Becken sowie die sich anschließende Behandlung der Suspension in der mobilen Zentrifuge und die Wasseraufbereitung der abgetrennten flüssigen Phase. Es wurden ca. 25.000 m<sup>3</sup> Suspension gefördert, ca. 1.500 m<sup>3</sup> an belasteter fester Masse in der Zentrifuge abgetrennt und entsorgt sowie ca. 23.500 m<sup>3</sup> Wasser behandelt. Die Abbildungen zeigen die Sedimentaufnahme im Becken mittels Saugbagger des Fabrikates Tuxor sowie die Förderung über Schwimmleitungen und die mobile Zentrifuge, in der die Trennung in Feststoff und Zentratwasser erfolgte. In einem nachgeschalteten Becken wurde das Zentratwasser mit Sauerstoff angereichert und anschließend in einer Wasseraufbereitungsanlage u.a. mit Kohlefiltern zur Einleitung in die Elbe aufbereitet.



Parallel wurde von der ausführenden Baufirma das zweite Teilstück für den Zulauf hergestellt. Bis zur Fertigstellung dieser vorbereitenden Arbeiten verblieb ein Restdamm zur Sicherung des Beckenwasser und zur Sicherstellung der Wasserauflast im Absetzbecken (siehe nachfolgende Abbildung). Mit einem Sondervorschlag der ausführenden Baufirma wurde die Verfahrensweise zur Herstellung des Tideanschlusses optimiert und der Beckenwasserstand mittels Pumpen auf Höhe des mittleren Tidehochwassers abgesenkt. Auf dem Scheitelpunkt der einschwingenden Tidewelle herrschte damit das erforderliche hydraulische Gleichgewicht, sodass der Restdamm auf ganzer Breite ohne negative hydraulische Effekte abgebaggert werden konnte. Mit ablaufendem Becken- und Tidewasser wurde der Restdamm bis auf die Höhe der Beckensohle zurückgebaut. Anschließend konnte in den darauffolgenden Niedrigwasserphasen die Sohl- und Böschungssicherung auf weiteren 2.600 m<sup>2</sup> eingebaut werden (siehe nachfolgende Abbildung).



Das auf der Beckensohle verbliebene fluviale Sediment, das mittels Saugbagger nicht aufgenommen werden konnte, wurde mittels Pistenraupe, die vornehmlich in Skigebieten eingesetzt werden, in die Randbereiche getrimmt und mit dem gewonnenen Klei aus dem Trenndamm eingepoldert. In den Aushubbereichen der Priele konnte nach Vertrimmung der Restsedimente eine Sondierung der ausgewiesenen Anomalien erfolgen. Alle Anomalien erwiesen sich als keine Kampfmittel und eine Freigabe des Baubereiches konnte durch einen Befähigungsscheininhaber nach § 20 SprengG erteilt werden.

Die Arbeiten zur Herstellung der geplanten Struktur der Becken konnten beginnen. Dafür wurden nach dem Aufbruch der Klinkerschicht auf den anstehenden Weichschichten zwei Baustraßenstränge vornehmlich seitlich der Hauptpriele aus einem 1 m dicken Sandpolster geschaffen. Die Herstellung der Inseln und Priele erfolgte möglichst ohne Befahrung der Weichschichten unter Einsatz von Langarmbaggern, die Sandtransporte im Becken wurden mittels Dumper durchgeführt. Die Baustraßen wurden sukzessive mit dem Baufortschritt angepasst und generell so konzipiert, dass diese außerhalb der Kampfmittel-Anomalien liegen und möglichst effizient zur Herstellung der Insel und Priele angeordnet sind. Die Baustraßen und Rampen wurden dabei mit dem einzubauenden Sand hergestellt, um die baustelleninternen Transporte und damit auch die Anzahl der Fahrten innerhalb des Beckens zu reduzieren.

Einzig die ständig wechselnden Strömungsverhältnisse in den unterschiedlichen Bauzuständen führten dazu, dass insbesondere der zur Abdeckung der Inseln verwendete Sand teilweise erodierte. Daher wurde die Herstellung der Hauptpriele auf ganzer Breite vorgezogen. Dadurch entstanden bei der Inselherstellung keine Engstellen und gewährleisteten einen ungehinderten Wasserabfluss. Die Leistungen des 2. Bauhalbjahres konnten trotz des Bauens im Bestand und des Auftretens von unvorhersehbaren, leistungsreduzierenden Schwierigkeiten fristgerecht umgesetzt werden, sodass die Restriktionen zum Schutz der Brut- und Rastvögel ausnahmslos eingehalten wurden.

Im **3. Bauhalbjahr** wurde das zweite Becken an das erste und somit ebenfalls an das Tidegeschehen angeschlossen und anschließend mit der geplanten Struktur umgestaltet. Der Tideanschluss erfolgte analog dem Sondervorschlag aus Bauhalbjahr 2. Der Trenndamm wurde durchbrochen und der sogenannte Durchstich hergestellt. Der Rückbau des Trenndammes musste dabei schrittweise erfolgen, um einen unkontrollierten Überlauf des vorhandenen Beckenwassers des zweiten Beckens in das erste, bereits umgestaltet, und damit einhergehende Erosionen im fertigen Becken zu vermeiden. So wurde der Damm zunächst bis knapp über dem mittleren Tidehochwasserstand zurückgebaut. Auf

dem Scheitelpunkt der Tidekurve und damit dem hydraulischen Gleichgewicht zwischen den Becken wurde der Trenndamm sukzessive mit dem fallenden Wasserstand auf Endtiefe zurückgebaut (siehe nachfolgende Abbildung links).



Anders als beim vorherigen Bauhalbjahr hat die für dieses Becken beauftragte Baufirma eine Hauptbaustraße und davon abzweigende Stichstraßen aus 20 cm hohen Stahlbetonplatten auf einem kleinen Sandpolster im Becken erstellt. Das ermöglichte den LKW-Transport des angelieferten Sandes bis zum Verwendungsort. Ein Zwischentransport mittels Dumper entfiel. Auch das zur Erosionssicherung angelieferte Filtermaterial wurde mittels straßenzugelassenen LKW bis zum Einbauort transportiert. Die Herstellung der Inseln und Priele wurden von der Baufirma in viele kleine Abschnitte unterteilt, sodass arbeitstäglich genau so viel Material ansteht, dass immer ein Inselteil mit abdeckender Sandschicht hergestellt werden kann, bevor die Tide das Becken wieder flutet und die Inseln überspült. Der Baufortschritt wurde arbeitstäglich auf einem Lageplan mittels farbiger Felder dokumentiert und transparent für den Bauherren und das ausführende Bauteam aufbereitet.



Nach Fertigstellung des zweiten Beckens wurden die Baustelleneinrichtungsflächen und -straßen zurückgebaut, Oberböden wieder angedeckt und Ersatzpflanzungen vorgenommen. Die Leistungen des 3. Bauhalbjahres konnten trotz des Bauens im Bestand und des Auftretens von unvorhersehbaren, leistungsreduzierenden Schwierigkeiten 4 Wochen vor Beginn der Sperrzeit fertiggestellt werden, sodass die Restriktionen zum Schutz der Brut- und Rastvögel ausnahmslos eingehalten wurden. Die nachfolgende Abbildung zeigt die fertigen Becken aus der Vogelperspektive.



Jeweils in den Schutzzeiten nach dem Bauhalbjahr 2 und 3 wurden zweijährige Weidenpflanzen sowie beim Grünschnitt gewonnene Weiden-Stecklinge auf den Inselkronen sowie vorgezüchtete Rosetten des Schierlings-Wasserfenchel gepflanzt. Als Ergänzung wurden zudem Samen des Schierlings-Wasserfenchel ausgesät, um 600 Pflanzen je Becken als Initialpflanzung anzusiedeln.



Für den Schierlingswasserfenchel wurden hier ideale Bedingungen geschaffen. Es ist davon auszugehen, dass sich die Pflanze hier eigenständig reproduziert und das durchzuführende Monitoring für die kommenden 16 Jahre ausreichend Individuen feststellt.

## 5. Die Erkenntnis

Kennzeichnend für diesen positiven sowohl zeit- als auch budgetgetreuen Projektverlauf waren einerseits das gut funktionierende Team aus Auftraggebern, Planern, Sonderfachleuten, Behörden und Baufirmen und andererseits die frühzeitige Entscheidung zur Aufteilung der Bauleistungen in drei Bauhalbjahre. Das ermöglichte einen unmittelbaren Baubeginn nach Zustellung des Planfeststellungsbeschlusses und verschaffte dem Team die erforderliche Zeit für weitere vertiefende Untersuchungen, Planungen und Entscheidungen. Nur so konnten die Bauleistungen verfahrenssicher ausgeschrieben und die Bauleistungen ohne nennenswertes Nachtragsvolumen ausgeführt werden.

Die ökologische Maßnahme Tideanschluss Billwerder Insel war die Voraussetzung für die Vollziehbarkeit des Planfeststellungsbeschlusses für die bedeutende Infrastrukturmaßnahme Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe. Die Bauleistungen erfolgten unter den besonderen Randbedingungen der Baufenster von September bis Februar und der täglich einschwingenden Tide. Das erforderte

die präzise und kleinteilige Planung und Ausführung. Auch wenn praktisch keine Pufferzeiten vorhanden waren, haben alle Beteiligten mit einem hohen Engagement, einer vertrauensvollen Zusammenarbeit und lösungsorientiertem Handeln zum Gelingen des Werkes beigetragen.

Bis heute hat sich das Gebiet weiter in eine Oase für Tiere und Pflanzen entwickelt. Biber, Kormorane, Nutria, Frösche, Hasen und Rehe haben auf der Billwerder Insel sehr gute Lebensbedingungen. Die eingepflanzten Weiden auf den Inseln sind angewachsen und die aus der Initialpflanzungen gesetzten Schierlings-Wasserfenchel-Pflanzen haben sich bereits vermehrt und Fuß gefasst.

# Preisträgerin des Förderpreises der Victor-Rizkallah-Stiftung Beitrag zur Wirkung von Gehölzwurzeln in oberflächennahen Böschungszonen als natürliche Bewehrung

Dr.-Ing. Anke Werner *Ingenieursozietät Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach GmbH, Darmstadt*

Der Lebendverbau mit Gehölzwurzeln findet seit Jahrhunderten erfolgreich Anwendung zur Stabilisierung und zum Erosionsschutz von Böschungen und Hängen und zum Uferschutz an Gewässern im Wasserbau. Allen ingenieurb biologischen Bauweisen ist jedoch gemein, dass es bislang kein validiertes Nachweiskonzept gibt. Hier setzt die Dissertation an, mit dem Ziel, einen Beitrag zur Quantifizierung zu leisten.

An vielen natürlichen, mit Gehölz- und Strauchvegetation bewachsenen Bahndämmen und Uferböschungen, die seit mehr als 100 Jahren meist ohne Einschränkungen in Betrieb sind, kann keine ausreichende Sicherheit rechnerisch nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wurden in der Dissertation die theoretischen Grundlagen zur Wurzelmorphologie erarbeitet und mehr als 150 experimentelle Untersuchungen im Labor und im Feld durchgeführt.

Im Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen ist der Ansatz der Durchwurzelungskohäsion für die untersuchte Gehölzvegetation neu entwickelt worden. Auf Basis der tragenden Grobwurzeln wurde ein analytischer Lösungsansatz zur quantitativen Erfassung der mechanischen Wirkung der Wurzeln in Abhängigkeit des Durchwurzelungsgrades  $A_{WG}$  neu erarbeitet.

Zur Quantifizierung des hydromechanischen Einflusses sind zudem über einen Messzeitraum von insgesamt 14 Jahren u. a. die Saugspannungen und die Sättigung des Bodens einer Böschung mit Tensiometern, Equitensimetern und TDR-Sonden in einem mit Gehölzvegetation natürlich bewachsenen Bahndamm messtechnisch erfasst worden. Aus den an der Böschung gewonnenen Felddaten ergibt sich, dass die jahreszeitlich bedingte Änderung der Saugspannungen bis in rd. 2,5 m Tiefe unterhalb der Böschungsoberfläche stattfindet. Außerhalb dieser Zone sind keine bedeutenden Schwankungen in den Saugspannungen und im Wassergehalt gemessen worden.

Basierend auf diesen Untersuchungsergebnissen zur Boden-Wurzel-Klima-Interaktion sind für die Anwendung in der Praxis bei Standsicherheitsbewertungen drei Zonen neu definiert worden, denen Dicken und Scherfestigkeitsparameter, i. e. eine Durchwurzelungskohäsion sowie eine (Kapillar-)Kohäsion zugewiesen wurden.

Die im Rahmen der Dissertation präsentierten, innovativen neuen Ansätze zur Erfassung der standsicherheitserhöhenden Effekte aus der wurzel- und hydromechanischen Wirkung der Gehölzwurzeln in den Standsicherheitsuntersuchungen führt zur Einsparung von Ressourcen bei der Sanierung bzw. Erhaltung der Böschungen an Bahn- und Kanalstrecken.