

Mitteilung des Instituts  
für Geomechanik und Geotechnik  
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr . 114

---

## **Stahl im Wasserbau**

Fachseminar: 28. und 29. September 2023

Organisation:

Dr.-Ing. M. Rosenberg  
E. Daumlechner

Braunschweig 2023

---

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

Eigenverlag: Institut für Geomechanik und Geotechnik  
Technische Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig  
Telefon : (0531) 391-62000  
Fax : (0531) 391-62040  
E-Mail : [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de)  
Internet : [www.igg-tubs.de](http://www.igg-tubs.de)  
ISBN : 978-3-948141-06-6

Druck: DruckVoll UG Anne Seckelmann  
Weinbergweg 40 a · 38106 Braunschweig  
Telefon : (0531) 390 679 64  
Fax : (0531) 390 718 35  
E-Mail : [info@druckvoll-bs.de](mailto:info@druckvoll-bs.de)  
Internet : [www.druckvoll-bs.de](http://www.druckvoll-bs.de)

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

## VORWORT

Das Institut für Geomechanik und Geotechnik der Technischen Universität Braunschweig (IGG-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum siebten Mal gemeinsam mit der terra infrastructure GmbH das Symposium 'Stahl im Wasserbau' an der TU Braunschweig.

Die Veranstaltung beginnt mit Beiträgen zu aktuellen Bauprojekten. Zunächst geht es um die Anbindung des größten Containerterminals im europäischen Binnenland in Duisburg an den Straßenverkehr, anschließend um die Herausforderungen bei der Umsetzung des von der Politik vielfach beschworenen neuen Deutschlandtempos für die Hafenerweiterung mit einem LNG Terminal in Lubmin und beim letzten Vortrag des ersten Blockes um die innovative und ansprechende Gestaltung der Maritim-Seebrücke in Timmendorfer Strand.

Thematisch wenden wir uns anschließend der Aufgabe zu, den Klimawandel durch CO<sub>2</sub>-Reduktion zu begrenzen. Zuerst wird von der bereits für 2026 geplanten Herstellung CO<sub>2</sub> neutralen Stahls in Schweden und Finnland mit der so genannten Hybrid-Technologie berichtet, danach über den Einsatz von Spundwänden zur Gewinnung regenerativer Energien. Mit einem Beitrag über 3D-Scanning von vorhandenen Spundwänden zur verlässlicheren Lebensdauerprognose und damit -verlängerung wird ein weiterer Aspekt behandelt.

Den Abschluss des ersten Tages bilden Vorträge, die zeigen, welche inhaltlichen Anforderungen beim Bauen im Umfeld vorhandener Strukturen und infolge des sich einstellenden Klimawandels berücksichtigt werden müssen. Zunächst wird von den komplexen Anforderungen hinsichtlich gestalterischer Abstimmung und gesondert herzustellender Vormontageflächen und eines Montagehafens für den Ausbau der L140 in Duisburg berichtet. Danach wird von der Anpassung der Kaje-Infrastruktur an den Containerterminals 1 bis 3a in Bremerhaven berichtet und mit dem Aufzeigen von Einsparpotentialen bei der Bemessung von kombinierten Spundwänden durch rechnerische Berücksichtigung von Systemreserven abgeschlossen.

Die zweite Hälfte der Tagung beginnt mit einem umfangreichen Block über Nachhaltigkeit, Ressourceneinsparung und alternative Materialien. Korrosionsschutzmaßnahmen haben im Stahlwasserbau von je her eine große Bedeutung, der Ansatz des Feuerverzinkens ist dabei relativ neu. Ein wichtiger Aspekt im Rahmen der Ressourceneinsparung ist eine Wiederverwendung von Stählen bei der naturgemäß die Qualitätssicherung einen wichtigen Stellenwert hat. Im darauffolgenden Beitrag geht es um die Kreislaufwirtschaft in Bezug auf Stahlprofile und abgeschlossen wird dieser

Block mit einem Beitrag über die Kombination verschiedener Materialien zu hybriden Werkstoffen im maritimen Sektor.

Zum Ende unseres Symposiums werden Wege und Beispiele zum zukünftigen Hafen- und Kajenbau aufgezeigt. Zunächst geht es schwerpunktmäßig um die Beschleunigung von Planungs- und Bauprozessen, um dann anhand von drei Projektbeispielen über den Skandinavienkai Anleger 5 PLUS in Lübeck, den Neubau und die Sanierung der Westkaje in Rostock Warnemünde und letztendlich den Neubau des Hachmannkai in Hamburg sehr interessante Projektdetails vorzustellen.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die Vorträge und die schriftlichen Ausarbeitungen sehr herzlich danken. Für die Kooperation und Unterstützung durch die terra infrastructure GmbH bedanken wir uns und hoffen auf eine Fortsetzung bei zukünftigen Veranstaltungen. Meinen Mitarbeitern, Herrn Dr.-Ing. Matthias Rosenberg und Herrn Eugen Daumlechner danke ich für die Zusammenstellung der Beiträge sowie die Betreuung der Referenten und bei allen an der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums Beteiligten für die hervorragende Arbeit.

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

Braunschweig, im September 2023



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

## Inhaltsverzeichnis

### **Anbindung des Duisburg Gateway Terminals an den Straßenverkehr**

Dipl.-Ing. Thomas Gross; Dipl.-Ing. H. Neuhaus..... 1

### **Nachhaltiger Einsatz von Gründungselementen im Rahmen der Hafenerweiterung für den LNG Anleger in Lubmin**

Prof. Dipl.-Ing. Sebastian Höhmann; Rainer Redanz ..... 13

### **Seebrücke Maritim in Timmendorfer Strand**

Dipl.-Ing. Sebastian Stoll. ....23

### **„fossilfreier Stahl“ für den Hafen- und Wasserbau**

Tim Kalthaus, M.Sc. ....41

### **Nachhaltigkeit durch Einsatz von thermisch aktivierten Stahlspundwänden zur Gewinnung regenerativer Energien**

Dipl.-Ing. Torsten Semmling; Dr.-Ing. D. Koppmann .....51

### **3D Scanning von Stahlspundwänden als Beitrag für die Restlebensdauer**

Dipl.-Ing. Karsten Holste.....67

### **Montagehafen an der Ruhr, OBKL-Brückenzug in Duisburg**

Dr.-Ing. Jeanette Ebers-Ernst.....79

### **Anpassung der Kaje-Infrastruktur an den Containerterminals 1 bis 3a in Bremerhaven**

Dipl.-Ing. Jens Kienast; Dipl.-Ing. I. Wellbrock.....91

### **Zur Berücksichtigung von Systemreserven bei der Bemessung kombinierter Spundwände**

Jannik Beuße, M.Sc. ....99

### **Feuerverzinken als Korrosionsschutzsystem für den Stahlwasserbau**

Farrokh Taherkhani, M.Sc., Dr.-Ing. Th. Pinger, Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Gündel.....111

### **Reused Steels-Wiederverwendende Stähle im Bauwesen – gegenwärtiger Stand der europäischen Normung und bisherigen Anwendung**

Dr.-Ing. René Schasse ..... 131

### **Circularity & Construction – Dekarbonisierter Stahl und Profile**

Dr.-Ing. Jan Schmidt..... 139

### **Einsatz und Erforschung hybrider Bauteile und Werkstoffe für den maritimen Sektor**

Marian Winkler, M.Sc.; S. Jüttner; F. Trommer..... 143

<b>Zukünftige Entwicklungen im Hafenaufbau und innovative Lösungen zu deren Umsetzung</b>	
Annette Höhn, M.Eng. + Nils Dibbern, M.Eng. ....	165
<b>Skandinavienkai Anleger 5 PLUS (Lübeck)</b>	
Dipl.-Ing. Jan Eric Cordes.....	175
<b>Neubau / Sanierung der Westkai im Marinehafen Hohe Düne in Rostock Warnemünde</b>	
Jonas Hente, M.Sc. ....	191
<b>Neubau Hachmannkai Hamburg</b>	
Dipl.-Ing. Annkathrin Menzel.....	203
<b>Heftübersicht des IGG-TUBS</b> .....	217

# Anbindung des neuen Duisburg Gateway Terminals an den Straßenverkehr

Thomas Groß, Holger Neuhaus

beide Hülskens Wasserbau, Deutschland

## 1 Einleitung

Dieser Beitrag berichtet über ein großes Bauprojekt am Duisburger Hafen, genauer gesagt vor der Einfahrt in das Hafenbecken A. Duisburg ist stolzer Besitzer des größten europäischen Binnenhafens und hat eine lange Geschichte im Umschlag von diversen Massengütern unter Anderem Kohle. Diese historische Verbindung spiegelt sich im alten Namen des Standorts dieses Bauprojektes wider - der Kohleninsel. Im Beitrag werden wir die Anbindung des neuen Containerterminals an den Straßenverkehr darstellen, das nicht nur einen neuen Schwerpunkt des Hafens darstellt, sondern künftig auch den Endpunkt der Neuen Seidenstraße markiert.

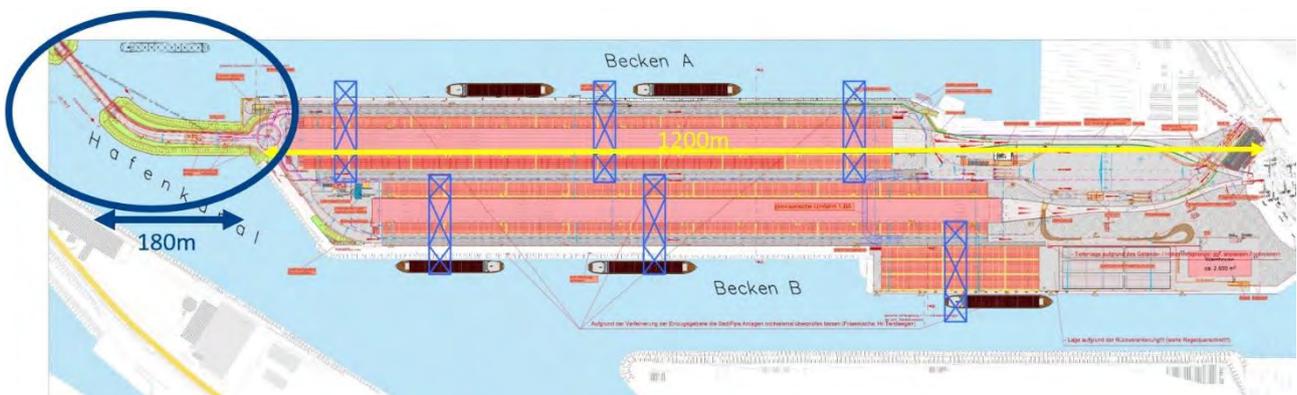


Abbildung 1: Grundriss Terminal mit Lage des Brückendamms

## 2 Duisburg als Dreh- und Angelpunkt im Containerverkehr

Der Standort des Bauprojekts liegt mitten im Stadtgebiet von Duisburg und umfasst eindrucksvolle 235.000 Quadratmeter Terminalfläche. Mit 65.000 Quadratmetern Containerstellfläche, sechs Krananlagen und zwölf Ganzzuggleisen wird dieser Standort von entscheidender Bedeutung für den Warenverkehr in Europa sein. Die Duisburger Hafen AG zeichnet verantwortlich für dieses ambitionierte Projekt und hat den Bau unter Anderen in die erfahrenen Hände der Hülskens Wasserbau GmbH & Co. KG gelegt.



**Abbildung 2: Lage des Bauvorhabens im Duisburger Hafen**

### **3 Funktionaler Pauschalvertrag**

Der Vertrag für dieses herausragende Projekt sind mehrere unterschiedliche funktional aus-  
geschriebene Pauschalverträge. Dazu gehören z.B. die Kampfmittelondierung (wiederum  
unterteilt in Ost- und Westseite), die technische Bearbeitung der ursprünglichen angedach-  
ten Spundwandkonstruktion, die technische Bearbeitung für eine Ausführungsänderung von  
einem reinen Betonbauwerk der Widerlagerbereiche mit Tiefgründung zu einer Rohrwand-  
konstruktion mit Betonauflegerkörpern sowie die Herstellung der Stahlbetonwiderlagerkör-  
per für die Brücke und natürlich der Brückendamm selbst.

Die Planung erfolgte in ständiger intensiver Zusammenarbeit mit dem Bauherren, so dass  
das gegenseitige Knowhow gut einfließen konnte und eine an die spätere Funktion ange-  
passte wirtschaftliche Lösung umgesetzt wurde.

### **4 Zeitlicher Rahmen**

Die Bauarbeiten erstreckten sich nach einer gut einjährigen Vorplanung über den Zeitraum  
von 2021 bis 2023, wobei die Fertigstellung des Containerterminals in 2024 erfolgen wird.

### **5 Die Schlüsselrolle: Herstellung der Dammkörper**

Das zentrale Element dieses Projekts besteht in der Errichtung von zwei Dammkörpern, die  
die Straßenanbindung des neuen Containerterminals DGT auf der Westseite der alten

Kohleninsel ermöglichen. Diese Dammstrukturen erstrecken sich sowohl rechts als auch links der Hafeneinfahrt in das Hafenbecken A.



**Abbildung 3: Grundriss der beiden Seiten des Brückendamms**

Der rechte Dammkörper verfügt über eine Länge von etwa 180 Metern und ist von zwei nahezu parallel verlaufenden Spundwänden umgeben. Der Abschluss des Dammes erfolgt durch eine Rohrwand. Im Gegensatz dazu ist der linke Dammkörper kürzer, mit einer Länge von rund 40 Metern, und wird von einem Spundwand- und Rohrwandbauwerk begrenzt. Am Ende der Erdkörpern werden zur Auflagerung der späteren Verbindungsbrücke über die Hafeneinfahrt des Hafenbeckens A zwei Stahlbetonwiderlagerbalken errichtet. Ursprünglich sollte eine reine Spundwandkonstruktion erstellt werden und nachfolgend von einem Zwischenplateau eine auf Bohrpfählen gegründete Stahlbetonkonstruktion mit ca. 15 Meter hohen aufgehenden Wänden. Diese Lösung wurde aber im Dialog zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber auch aufgrund der unzähligen Konfliktpunkte zwischen Verankerung der Spundwandkonstruktion und Bohrpfahlgründung verworfen, und zugunsten einer Stahlrohrwandlösung, auch Kombiwand genannt, mit kleinerem Stahlbetonauflegerkörper umgeplant. Auch die Bauzeit verkürzte sich durch die gewählte Konstruktion, da die Erdarbeiten des Verfüllkörpers im Zuge der Verankerungsarbeiten der Rohrwand erfolgen konnten. Dies wäre bei der tiefgegründeten Stahlbetonlösung nicht möglich gewesen.

## **6 Materialien und Mengen im Überblick**

Für die Konstruktion dieser Dämme wurden erhebliche Materialmengen verwendet, darunter 1.500 Tonnen Spundwandstahl, 700 Tonnen Rohre bis zu 35,20 Meter lang sind, 13 Stück Auflagerrohre (700t) mit einer Einzellänge von 30,20 Metern und 231 Stück Rundstahlanker bis zu einem Durchmesser von M160 und Längen bis zu 28,50m. Zusätzlich werden 6.500 Tonnen Wasserbausteine sowie eine Vorschüttung aus LD-Schlacken von 27.600 Tonnen für die wasserseitige Dammsicherung eingebaut. In den Dammkörpern werden insgesamt 167.000 Kubikmeter LD-Schlacken und Bodengemische als Verwertung für die Verfüllung verwendet, was etwa 334.000 Tonnen Bodenmassen entspricht. Die Verfüllmaterialien wurde landseits per LKW aus dem regionalen Umfeld angeliefert und von einem umfangreichen Monitoring begleitet.

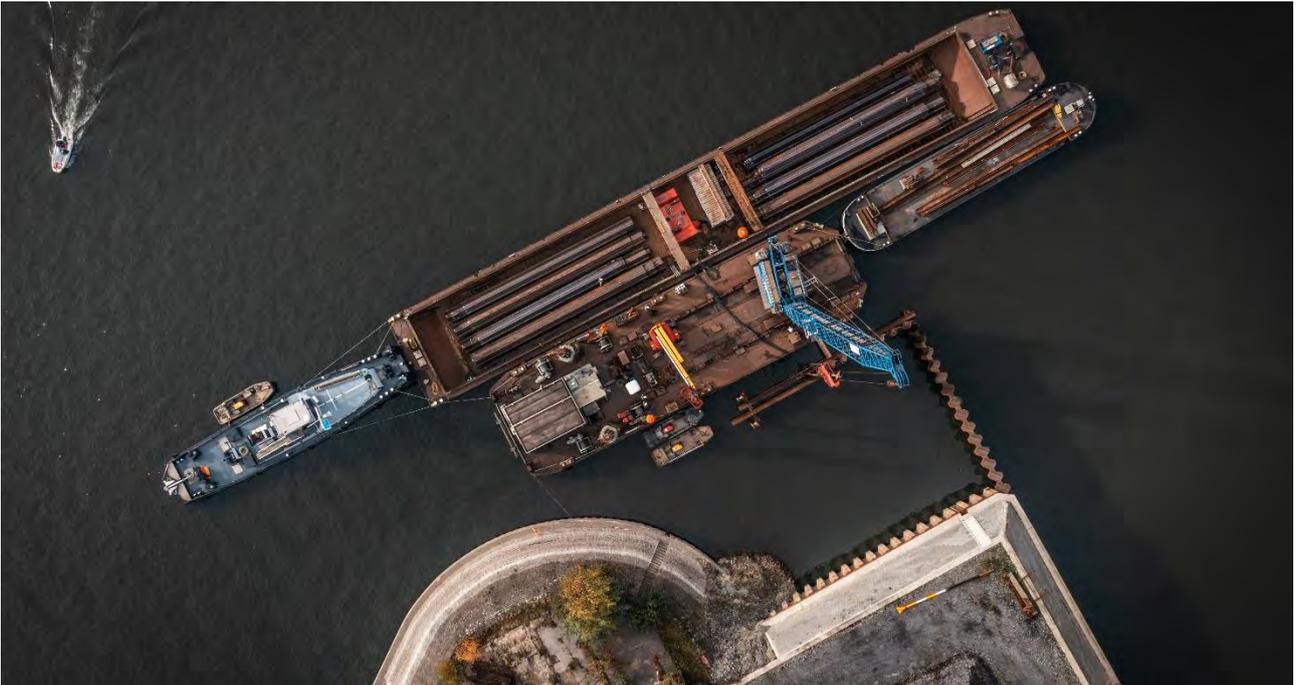
## **7 Die Bauarbeiten**

Zu Beginn der Maßnahme wurden zunächst die Kampfmittelsondierung mit anschließender Beräumung durchgeführt.

Dies geschah während zeitgleich noch die technische Bearbeitung lief. Im Laufe der technischen Bearbeitung wurde das Konzept der Widerlager noch einmal grundlegend geändert.

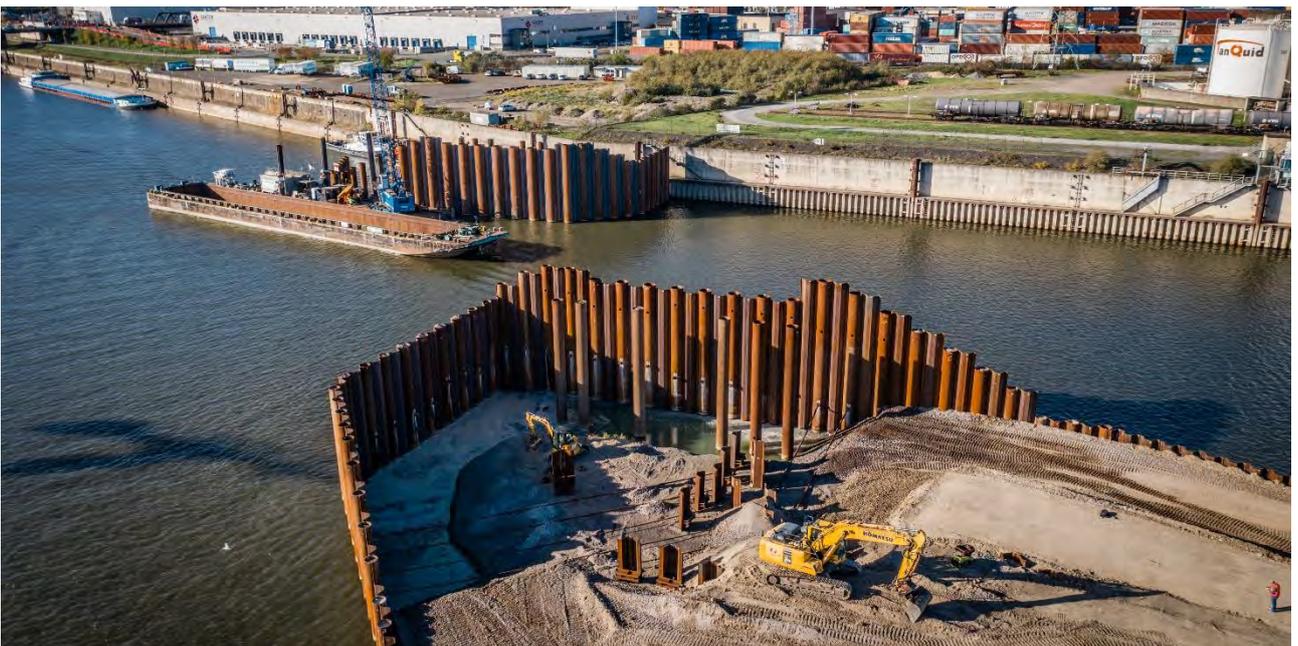
Geplant war eine Spundwand als Hülle für den Bodenkörper und dann eine Pfahlgründung für die Brückenwiderlager innerhalb des so geschaffenen Verfüllkörpers. Dies wurde umgestellt auf eine Gründung des Brückenwiderlagers direkt in der Achse der äußeren Begrenzung des der Dammumschließung in Form einer Rohrwand bzw. Kombiwand mit einige weiteren in der Verfüllung liegenden Rohren. Die zuerst geplante Variante war wegen der Räumlichen Enge, bauzeitlicher Faktoren und der Überschneidungen mit den Rückverankerungen kaum durchführbar.

Nach der Kampfmittelfreiheit wurde mit dem Rammen der Spundwände beginnend an der alten Kohleninsel bis zum Beginn der Rohrwände gestartet.



**Abbildung 4: Beginn der Rammarbeiten am Ende der „Kohleninsel“**

Begleitend zu den ersten fertiggestellten Abschnitten der Spundwände wurde mit dem Antransport und Einbau der Bodenmassen für den Körper des Fangedamms begonnen. Dies war aufgrund der Zeitschiene, sehr wichtig, da es sich bei den Verfüllungen um große Mengen handelt. Die Bodenmassen wurden landseits per LKW aus dem regionalen Umfeld angeliefert. Die täglichen Liefermengen lagen zwischen 500t und 3.500t pro Tag.



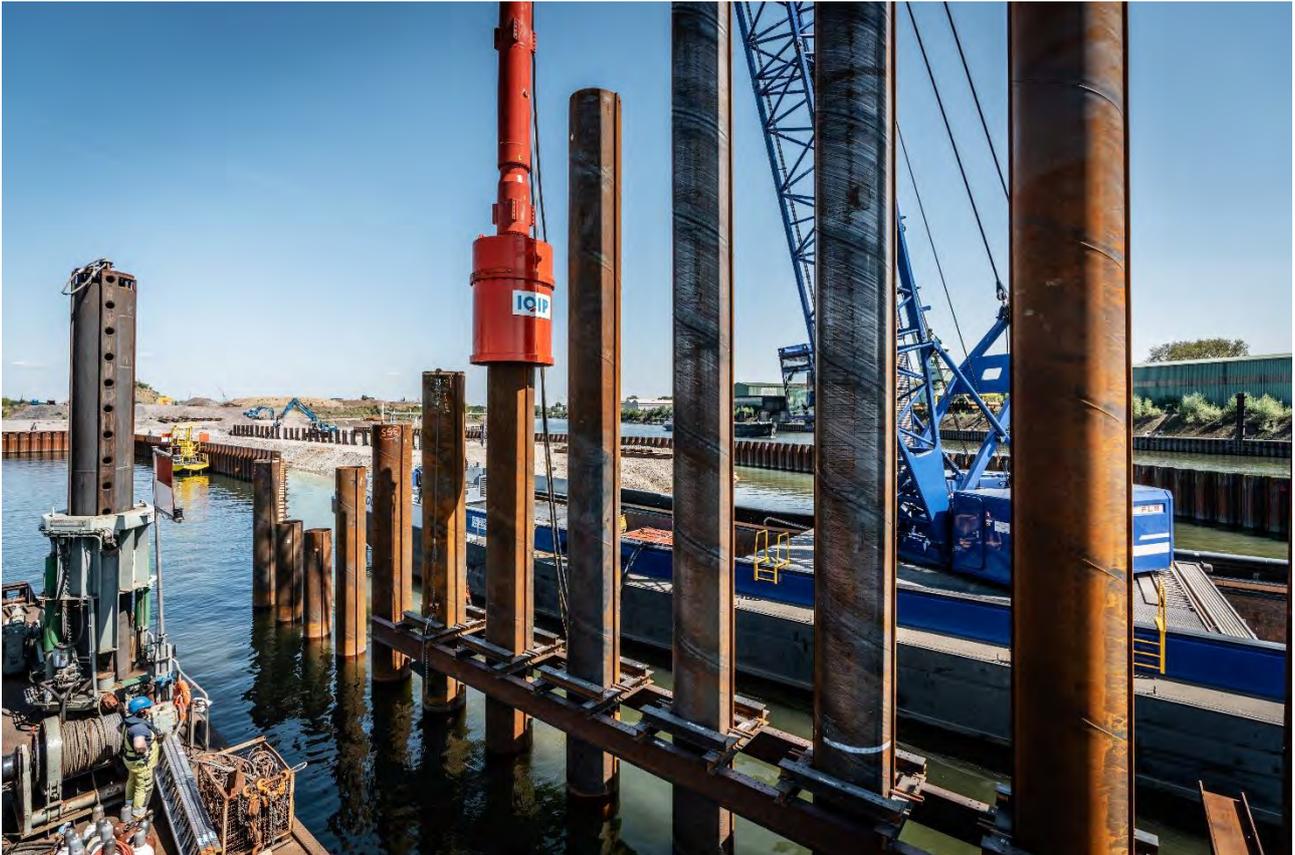
**Abbildung 5: Rammarbeiten an den Rohrwänden**

Die Verfüllmassen wurden unterhalb der Wasserlinie mit Rüttelbohlen kontrolliert verdichtet und anschließend über der Wasserlinie konventionell. Die Verfüllung unterlag sowohl bodenmechanisch als auch chemisch ständig laufenden intensiven Überwachungen.



**Abbildung 6: Blick auf den teilaufgefüllten Fangedamm während der Rammarbeiten zur Rohrwand**

Ab einem definierten Niveau der Verfüllung startete der Stahlwasserbau zum Anbringen der Gurtungen und der Körper der „Totmann“-Verankerung. Die Anker hatten sehr große Abmessungen und Längen, so dass hier für alle Teile immer ein Hebegerät, zum Teil ein Kranschiff oder Ponton, nötig war.



**Abbildung 7: Rammarbeiten Rohrwand**

Die Totmänner wurden im Verfüllkörper an Ankertafeln angeschlossen, die zuvor mit einem Mäklergerät eingebracht wurden.

Begleitend zu den Auffüllarbeiten wurde weiter mit dem Rammen der Rohre für die Gründung des Brückenwiderlagers fortgefahren. Danach erfolgte wieder ein umfangreicher Stahlwasserbau um die Anschlüsse für die Rückverankerungen an den Rohren zu montieren. Nach Herstellung aller Anschlüsse an den Rohren wurden die Füllbohlen eingebaut und die Rohre ausbetoniert.



**Abbildung 8: Aufnahme für die Rückverankerungen an den Pfählen/Rohren**

Nachdem die Ramm- und Stahlwasserbauarbeiten im Wesentlichen beendet waren und die Verfüllung die Oberkante der Rohrwand erreicht hatte, konnten die Stahlbetonarbeiten beginnen und die Widerlager als Betonkörper hergestellt werden. Die Herausforderung für die Stahlbetonarbeiten war die Lage der Betonkörper auf den Rohren der Rohrwand und die Lage direkt an der Wasserkante mehr als 10,00m über dem Wasserspiegel. Für die Montage der wasserseitigen Schalung war also ebenfalls schwimmendes Gerät mit entsprechenden Hubgeräten erforderlich.



**Abbildung 9: Grundriss der beiden Seiten des Brückendamms**

Im Anschluss an die Betonarbeiten folgen noch die Arbeiten zur Herstellung der Oberfläche den Böschungen sowie die Erdarbeiten und der Straßenbau auf dem Damm.



**Abbildung 10: Blick auf das Hafenbecken A während der Arbeiten**

Die durch einen weiteren Unternehmer an Land im Bereich des westlichen Dammkörpers hergestellte Brücke wird zukünftig voraussichtlich im November 2023 eingeschwommen und montiert. Die Brücke wird im Endausbau ein Gewicht von ca. 1.500t und eine Spannweite von 85 Metern haben.

## **8 Die Herausforderung der Montage**

Die Installation der Rammelemente erforderte den Einsatz für den Binnenbereich beeindruckender Großgeräte. Hierzu gehörte das MKS Stormvogel, ein 86 Meter langes und 11,20 Meter breites Schiff mit einem 200-Tonnen-Kran und einer Maximalhubkraft von 90 Tonnen bei 20 m Ausladung. Es verfügt über einen Ausleger von bis zu 42 Metern. Die Schiffsladung kann bis zu 1.740 Tonnen betragen. Ein weiteres wichtiges Arbeitsgerät war das Stelzenponton 2, welches eine Größe von 39,20 Metern mal 11,40 Metern aufweist und mit einem Seilbagger von 100 Tonnen Arbeitsgewicht ausgestattet ist. Das Einheben der größten Rammelemente erfolgte durch das Kranschiff, die Sicherung des Rammgutes während des Aufsetzens der Rammgeräte erfolgte durch den Ponton. Als Rammgerät kam ein Vibrationsrüttler MS-62 HFV zum Einsatz, der ein Einsatzgewicht von 17 Tonnen hatte. Nach dem Stellen der Rammrohre mittels Vibration erfolgte das Einbringen bzw. Nachschlagen der Rohre für die Rohrwände mithilfe eines Hydraulikhammers vom Typ IHC S-150, der ein Gewicht von 18 Tonnen aufwies und einen Schlaghaubendurchmesser von 2,00 Metern hatte. Dieser Schlaghaubendurchmesser war nötig, da die Rohre im Bereich des Stahlbetonwiderlagers einen Durchmesser von 1520mm haben. Zur Sicherstellung der präzisen Lage der Rammelemente kam eine modulare Rammführung zum Einsatz, die die unterschiedlichen Rohrdurchmesser (760mm, 1016mm, 1520mm) berücksichtigte. Durch die unterschiedlichen Rohrdurchmesser änderte sich das Achsmaß der Rohre in Rammrichtung in jeder Rammführung, so dass die Rammführung permanent angepasst werden musste.

Auch die großen Rohrlängen stellten eine große Herausforderung dar und sind sicherlich im Binnenbereich bislang in dieser Form nicht verarbeitet worden. Die maximale Rohrlänge im Bereich der Stahlbetonwiderlager beträgt 35,20m bei einem Rohrdurchmesser von 1520mm. In Verbindung mit der Lage der Rammführung ca. 2,0m über die Wasserlinie wurde eine Hakenhöhe beim Einstellen in die Führung von 40m über Wasser benötigt. Durch die vergleichsweise geringe Wassertiefe von 4 bis 5 Metern und die geringe Einsenkung des Rammgutes in die Hafensohle wurde auch das Aufsetzen der Rammgeräte in größerer Höhe durchgeführt. Hier war besonnenes und erfahrenes Personal erforderlich.



**Abbildung 11: Übersicht zu den verschiedenen Gewerken und Tätigkeiten**

## **9 Eine wegweisende Entwicklung für den Duisburger Hafen**

Die Baustelle vor der Einfahrt in das Hafenbecken A in Duisburg ist zweifellos ein Meilenstein in der Geschichte des Duisburger Hafens. Die Transformation der Kohleninsel in ein hochmodernes Containerterminal markiert nicht nur die kontinuierliche Entwicklung des Hafens, sondern unterstreicht auch die Bedeutung von Duisburg als zentraler Verkehrsknotenpunkt entlang der Neuen Seidenstraße. Die beeindruckende Konstruktion der Dammkörper und die präzise Installation der Rammelemente sind nur einige Beispiele für die herausragende Ingenieursleistung und das Fachwissen, die bei diesem Projekt zum Tragen kamen. Wir schauen mit Spannung auf die zukünftigen Entwicklungen und deren Auswirkungen auf den internationalen Handel.

Autoren

---

Dipl.-Ing. Thomas Groß, Geschäftsführer

[thomas.gross@huelskens.de](mailto:thomas.gross@huelskens.de)

Dipl.-Ing. Holger Neuhaus, Oberbauleiter

[holger.neuhaus@huelskens.de](mailto:holger.neuhaus@huelskens.de)

Hülskens Wasserbau GmbH & Co KG

[www.huelskens-wasserbau.de](http://www.huelskens-wasserbau.de)

Hafenstr. 3, 46483 Wesel

Tel.: 0281 / 204 - 230



# Nachhaltiger Einsatz von Gründungselementen im Rahmen der Hafenerweiterung für den LNG Anleger in Lubmin

Sebastian Höhmann (HAWK / Depenbrock Ingenieurwasserbau GmbH)

Rainer Redanz (PRB Spezialtiefbau GmbH)

## 1 Einleitung

Zur Sicherstellung der Gasversorgung in Deutschland wurde Jahr 2022 mit der Planung und dem Bau von vier LNG Terminals begonnen. Am Standort Lubmin ist dabei durch die *Deutsche ReGas* der bislang einzige privat finanzierte schwimmende LNG-Terminal in Deutschland realisiert worden. Am Standort Lubmin konnte der Vorteil einer unmittelbaren Einspeisung in das nur ca. 500 m entfernte Ferngasleitungsnetz (EUGAL/NEL) genutzt werden.

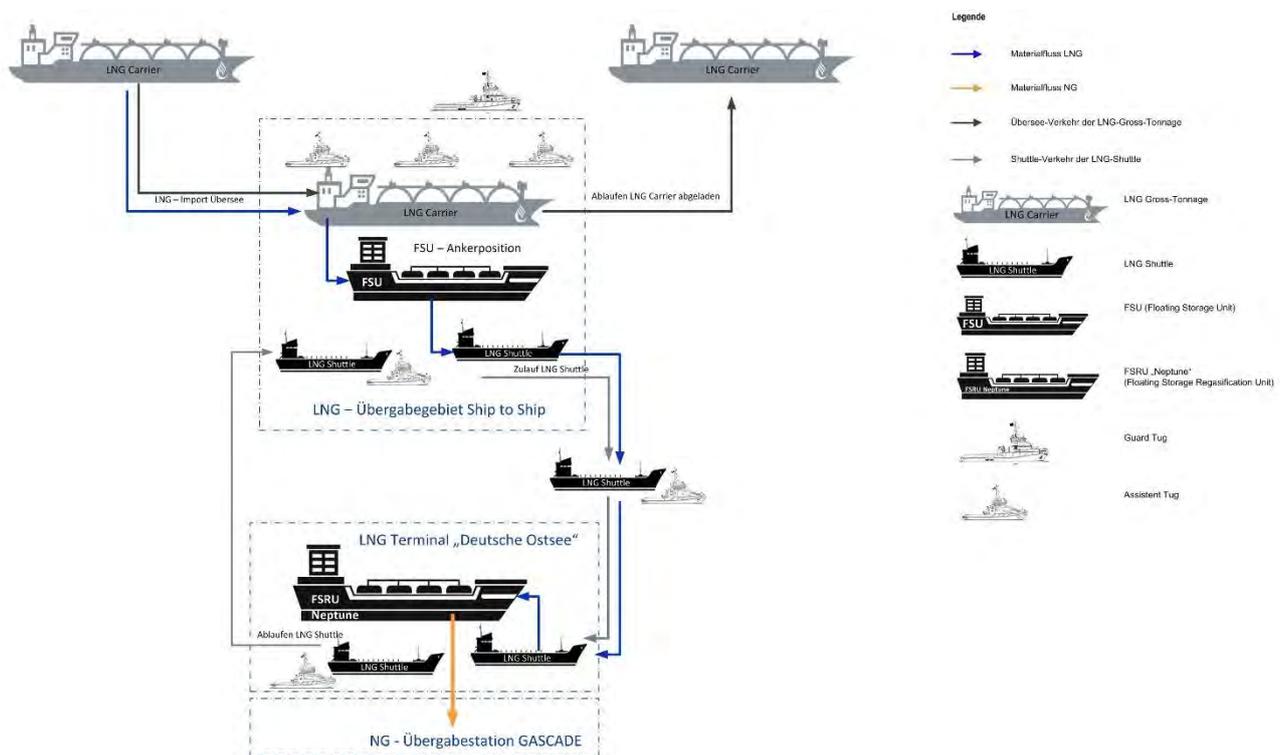
Der Industriehafen Lubmin liegt im südlichen Greifswalder Bodden und wurde in den neunziger Jahren im Bereich des Auslaufbauwerkes eines Kraftwerkes gebaut. Der Hafen verfügt über insgesamt sechs Liegeplätze, aufgeteilt in fünf Liegeplätze am 740 m langen Südkai und einem Liegeplatz am Ostkai. Das Hafenbecken ist bei einer Wassertiefe von sieben Metern von Schiffen mit einem Tiefgang von bis zu 6,10 Metern erreichbar. Der ca. 45m breite Einfahrtskanal mit den Molenbauwerken, der Marina Lubmin und dem Hafenerbereich kann dem folgenden Bild entnommen werden.



Abb. 1: Bereich des Industriehafens Lubmin (Quelle: Industriehafen Lubmin)

Zur Sicherstellung der kurzfristig sicherzustellenden Regasifizierung des angelieferten Flüssiggases war die Installation eines FSRU - Tanklagerschiffes (Floating Storage and Regasification Unit) erforderlich. Diese Schiffseinheit passt mit Abmessungen von L x B = 283 x 43,5 [m] gerade in den Bereich des Beckens vor dem Ostkai. Eine Einhaltung des üblichen Tiefgangs von t = 11,4 m war nicht möglich, so dass die FSRU vor dem Einlaufen in den Hafen entsprechend geleichtert werden musste.

Aufgrund nautischer Belange und den großen Abmessungen des Gas anliefernden LNG Carrier, erfolgt die Belieferung der FSRU mit Gas mittels kleinerer LNG Tanker, welche regelmäßig zwischen dem in tieferen Ostseegewässern liegenden LNG-Depot (FSU) und dem Hafen Lubmin pendeln. Der Anlieferung des Flüssiggases über dieses Shuttle System ist in der folgenden Prinzipskizze darstellt.



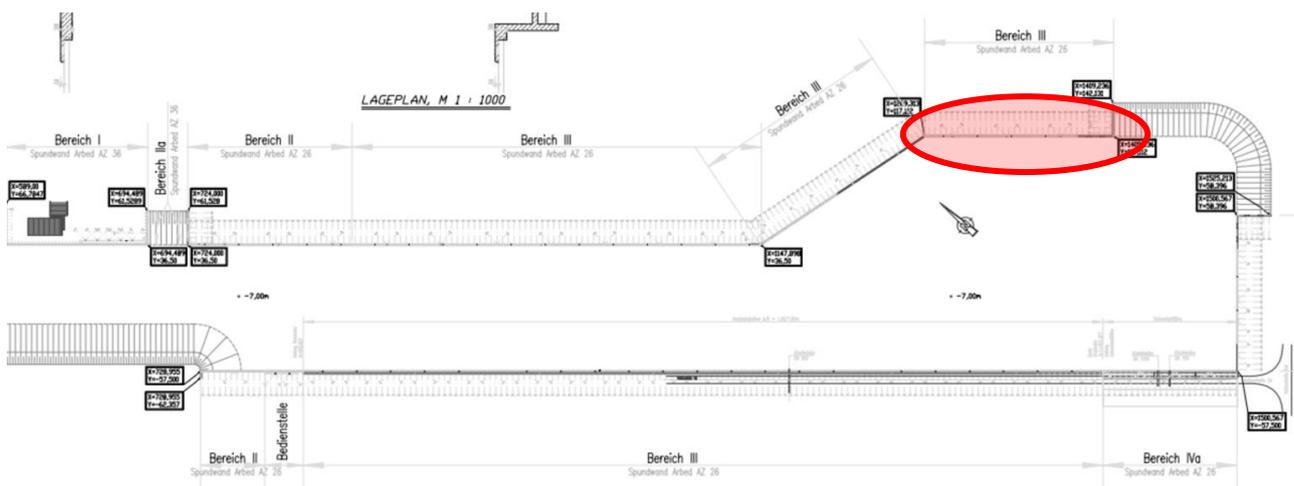
**Abb. 2: Prinzipskizze zum Shuttle-System des Flüssiggases zur FSRU im Hafen Lubmin (Quelle: DeReGas)**

Aufgrund der Größe des FSRU und der Geometrie des bestehenden Anlegers im Hafenbecken vor dem Ostkai wurde ein Umbau des östlichen Hafenbereiches zur Sicherstellung eines Dauerliegeplatzes erforderlich. Die ausgesprochen kurze Planungs- und Ausführungszeit ließ nur den Einbau von kurzfristig lieferbaren Gründungselementen zu.

Der Einsatz von Spundwänden, Dalben- und Tragrohren aus Neuproduktion war damit ausgeschlossen. Gerade diese Randbedingung führte zur Umsetzung der Baumaßnahme mittels Lager- und Bestandsmaterial und dem Ausschluss von langen Anarbeitungszeiten zum Aufbringen von Korrosionsschutzbeschichtungen. Somit konnten aktuell im Fokus stehende Begriffe wie *Nachhaltigkeit* und *Klimaneutralität* automatisch an Bedeutung gewinnen.

## 2 Randbedingung

Das Hafengebiet ist Bestandteil eines in den Jahren 2000 bis 2004 erfolgten Ausbaus des ehemaligen Auslaufkanals des stillgelegten Atomkraftwerkes. Hier wurde insbesondere der südliche Teil zu einem größeren Hafenbecken mit Wendekreis ausgebaut. Der für den aktuellen LNG Umschlag zur Verfügung stehende Liegeplatz liegt im Bereich des Ostkais. Die Lage kann der folgenden Bestandszeichnung entnommen werden.



**Abb. 3: Übersichtsplan des Hafengebietes mit Lage des Ostkais [EWN]**

Die Länge des Ostkais erstreckt sich über ca. 140 m und schließt südlich an einen Böschungsbereich an, der mittels Wasserbausteinen gesichert ist. Westlich folgt die Kaianlage über einen Knick in Richtung Einfahrtskanal. Der Ausbau der Kaianlage erfolgte als einfach verankerte Wellenspundwand. Aus den vorliegenden Bestandsunterlagen konnte ein Spundwandprofil AZ 26 in S355 GP mit einer Unterkante auf HN -13m entnommen werden. Die Geländeoberkante liegt auf HN +3,0 m. Da die Herstellung der bestehenden Kaianlage im Jahr 2004 als Landbaustelle umgesetzt wurde, ist als Verankerungselement ein Horizontalanker mit Ankertafel vorgesehen worden. Den Bestandsunterlagen konnten auch entsprechende Lastbilder entnommen werden, die in der Statik berücksichtigt wurden.

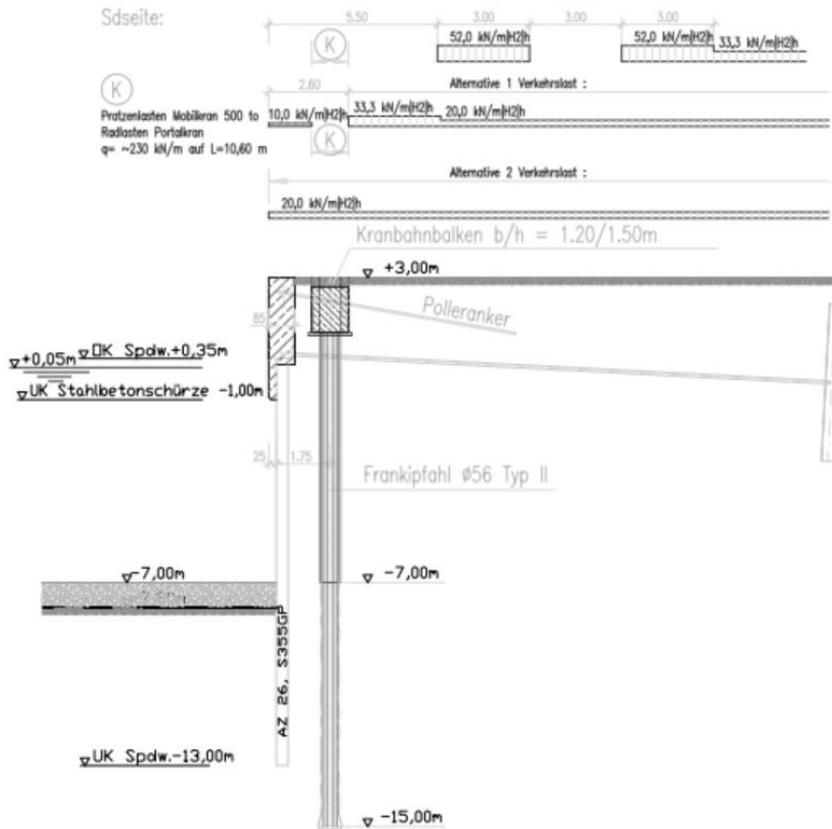


Abb. 4: Querschnitt der bestehenden Kaianlage des Ostkais mit Lastbild [EWN]

Der in den Plänen eingezeichnete Kranbahnbaaken wurde nicht umgesetzt. Das zugehörige Bodengutachten lag in Auszügen vor [Steinfeld 2000]. Hier konnte auch ein für den Bereich des Ostkais gültiges Bodenbemessungsprofil entnommen werden. Zudem standen entsprechende Rechenwerte (cal-Werte) zur statischen Bemessung zur Verfügung. Diese wurden im Zuge der Erweiterung für den LNG Terminal in charakteristische Baugrundkennwerte umgerechnet.

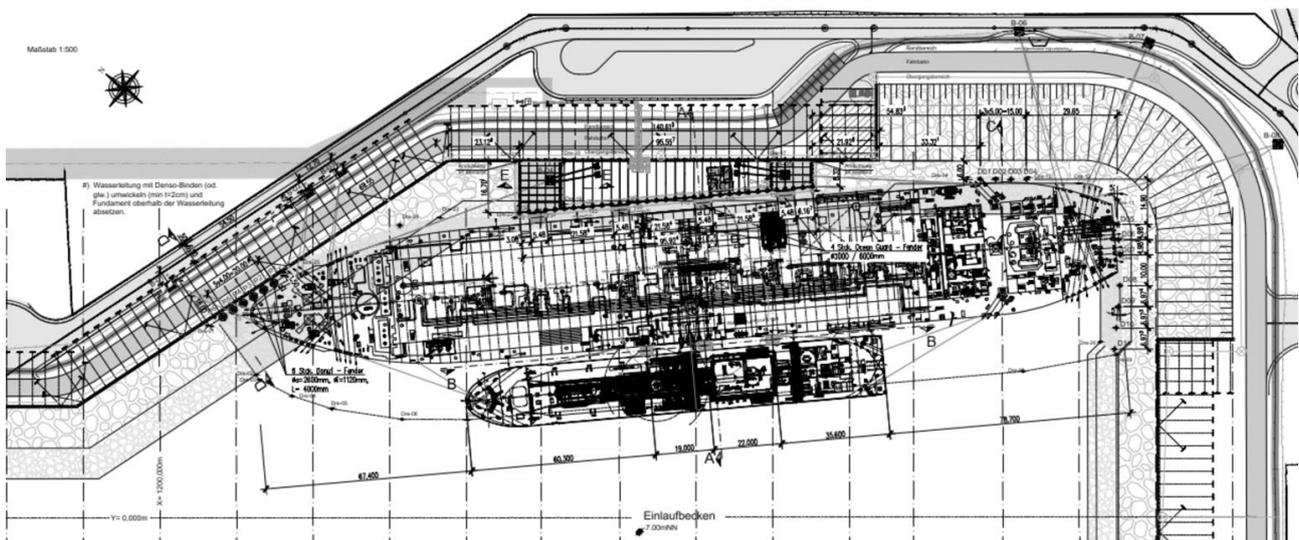
Schicht-Nr.	Schicht von/ bis mHN	Bodenschichten
1a + 2a	GOK/ +2,0	Auffüllung, sandig und Fein- bis Mittelsand; locker gelagert
2f	+2,0/ ±0,0	Fein- bis Mittelsand, organisch, örtl. Torf, sehr sandig; locker gelagert
2c	±0,0/ -4,0	Fein- und Mittelsand, mindestens mitteldicht gelagert
2d	-4,0/ -8,0	Fein- und Mittelsand; mindestens mitteldicht bis dicht gelagert
5a <sup>1)</sup>	-8,0/ -16,0	Geschiebemergel, weich-steif

Abb. 5: Baugrundbemessungsprofil zur Bemessung der Spundwand im Bereich des Ostkais [Steinfeld 2000]

Für den Nachweis des sicheren Anlegens des FSRU-Schiffes wurden entsprechende Wind- und Wellenanalysen in Auftrag gegeben. Die Ergebnisse fanden Eingang in die durchzuführende statische und dynamische „Mooringanalyse“ mittels des Rechenprogramms *OPTIMOOR*. Maßgeblich zeigten sich die Ergebnisse für eine Windbelastung von 31 m/s gemäß den Vorgaben der OCIMF. Unabhängig von den Ergebnissen bestehender Windmessungen ist diese maximale Windgeschwindigkeit aus allen Himmelsrichtungen wirkend nachzuweisen.

### 3 Neubau

Zur Planung und der Fertigstellung des Neubaus der Hafenanlage stand der Zeitraum August bis Dezember 2022 zur Verfügung. Die Projektbearbeitung unter den herausfordernden Randbedingungen von Termin, Sicherheit, Robustheit und hohen Belastungen aus Pollerzug und Anlegedruck erfolgte durch ein ziel- und lösungsorientiertes Arbeiten aller Beteiligten. Die zunächst favorisierte Lösung durch den Einbau von großen Anlegedallen im Hafenbecken wurde aufgrund der hohen Lasten und der langen Lieferzeiten verworfen. Eine Lösung konnte durch den Vorbau eines Spundwandkastens gefunden werden, der durch eine schräg verlaufende hafenseitige Spundwand das genau passende Anlegen der FSRU im östlichen Hafenbecken möglich machte.



**Abb. 6: Lageplan der vertäuten FSRU mit LNG – Shuttle**

Der Spundwandkasten wurde ca. 10 bis 15 m vor die bestehende Uferwand gebaut und einfach verankert. Die hafenseitige Spundwand ist aufgrund der hohen Anlegekräfte als kombinierte Rohrspundwand  $\text{Ø}1220 \times 14$  [mm] mit Füllbohlen Dr.VL 603 Z11 ausgebildet

worden. Diese konnte örtlich auf OK NUN +5,00 m hochgezogen werden, so dass die eingesetzten Schwimmfender auch bei Hochwasser stabil liegen können. Als Rückverankerungselement ist mit einem gerippten GEWI-Stabstahlsystem  $\text{Ø}63,5$  [mm] gearbeitet worden. Aufgrund der zeitlich begrenzten Einsatzzeit konnte hier unter Berücksichtigung eines Abrostungsfaktors eine Zustimmung der prüfenden Institutionen erwirkt werden. Die Verankerungselemente wurden an die Bestandskonstruktion angebunden, so dass ein robuster Lastabtrag sichergestellt werden konnte.

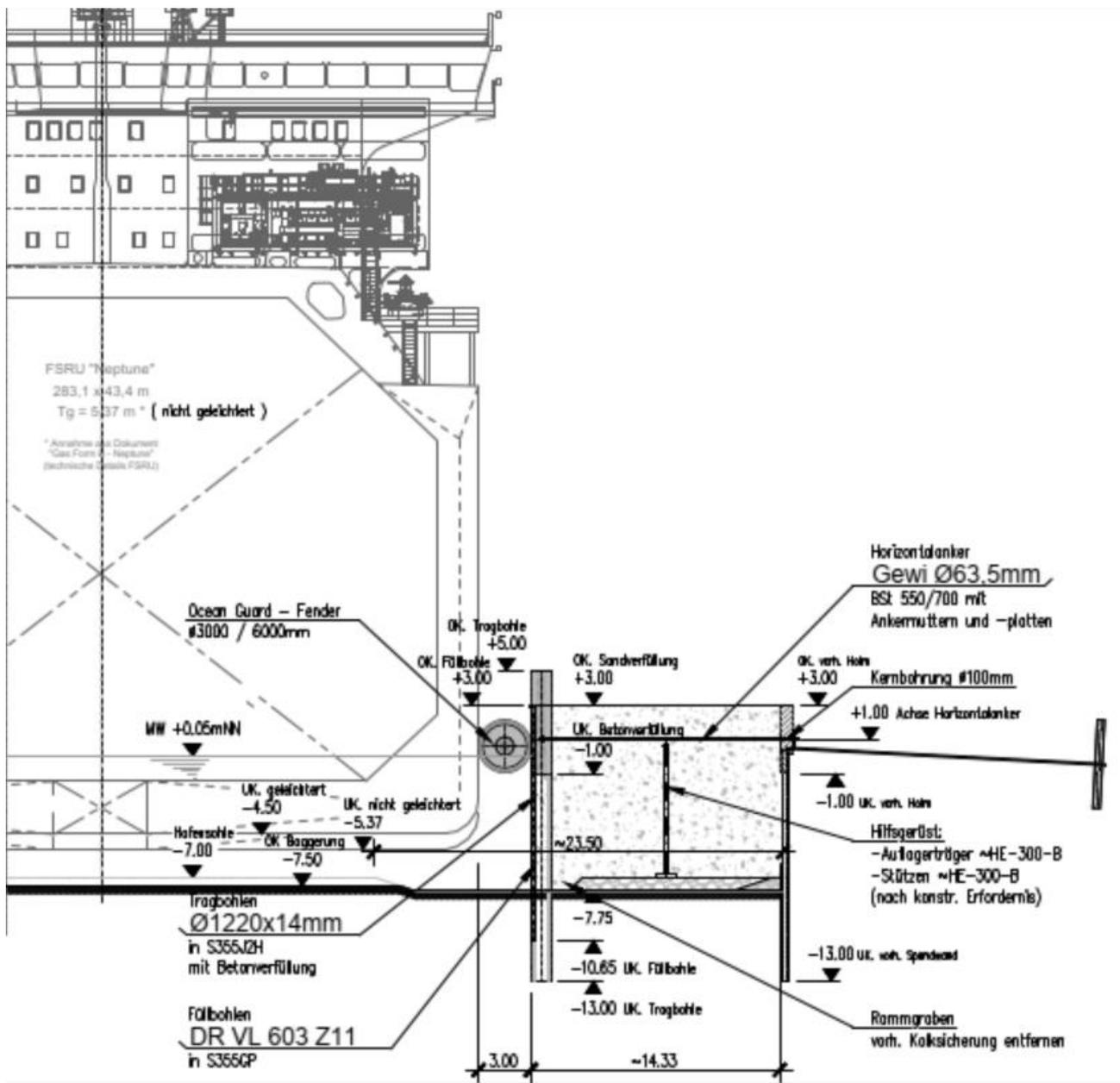
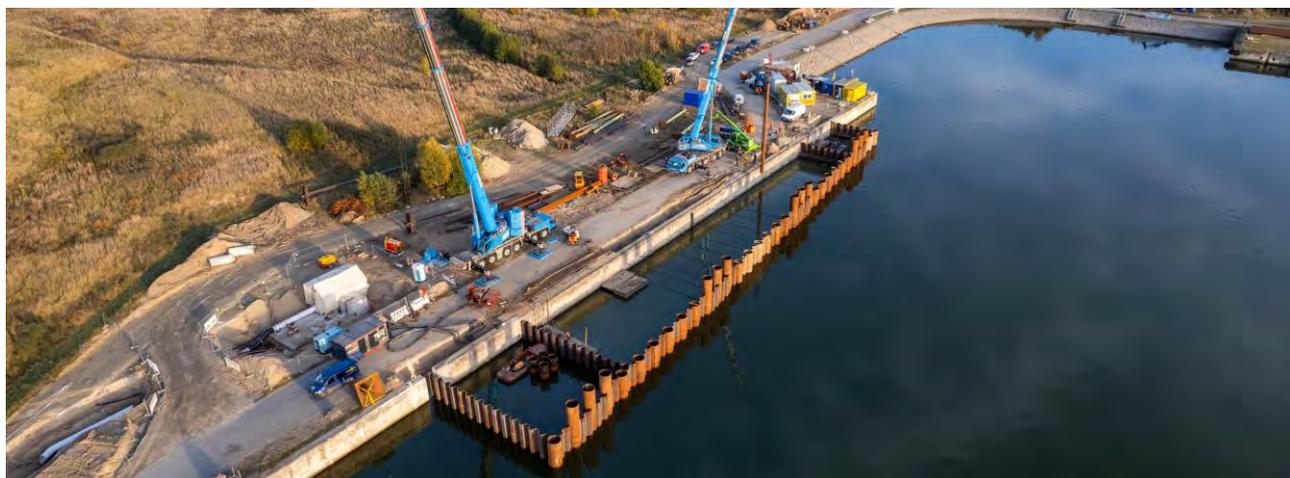


Abb. 7: Querschnitt des Spundwandkastens mit Horizontalverankerung

Zum Schutz der Bestandskonstruktion, der Böschung, sowie des FSRU Schiffes im Zuge des Anlegemanövers wurden bug- und heckseitig Schutzdalen angeordnet, die teilweise auch mit Fenderelementen versehen worden sind. Die Sicherstellung der Schwimmtiefe der FSRU erfolgte eine Baggerung der Liegewanne bis auf eine planmäßige Hafensohle von NHN -7,50 m. Hierzu musste die Standsicherheit der angrenzenden Böschung nachgewiesen werden.

Zum sicheren Festmachen der FSRU wurden landseitig insgesamt acht Pollerfundamente hergestellt. Die Vor- und Heckleinen konnten jeweils an 1500 kN – Pollern befestigt werden, die auf einem über je vier Stahlrohre tiefgegründetes Betonfundament aufgesetzt wurden. Zur Sicherstellung des Abtrags der Leinenlasten aus den Springleinen wurden im Spundwandkasten zwei tiefgegründete Fundamente vorgesehen, die über eine Klappankerkonstruktion verformungsarm gesichert wurden. Im Spundwandkasten mussten zudem Tiefgründungselemente für den Aufbau der Rohrbrücke und des Zugangsturmes eingebunden werden.

Im Rahmen der Ausführung erfolgte die Herstellung der wasserseitigen Spundwand mittels einer Hubinsel. Gründungselemente, die sich landseitig oder im Spundwandkasten befinden, konnten von Land aus eingebaut werden.



**Abb. 8: Übersicht der Spundwandarbeiten**

Zur Verfüllung des Spundwandkastens standen entsprechende Baggermassen aus dem Hafenbecken zur Verfügung, die durch zusätzliche per LKW gelieferte Sandmengen ergänzt wurden. Um im Zuge der Verfüllung auftretende Porenwasserdrücke zu reduzieren, sind zur Entwässerung Vakuumpflanzen eingesetzt worden. Die Fertigstellung des neuen Anlegers erfolgte rechtzeitig im Dezember 2022.



**Abb. 9: Luftbild des im Betrieb befindlichen Terminals (Quelle: Deutsche ReGas)**

#### **4 Zusammenfassung**

Im Zuge des Neubaus eines Anlegers für den Umschlag von Flüssiggas im Industriehafen Lubmin wurde ein selten anzutreffendes Engagement aller Beteiligten zur Sicherung des erforderlichen Fertigstellungstermins geschaffen. Es scheint, dass gemeinschaftliches Gestalten viele schnell zu treffende Entscheidungen fördert und trotzdem ein ausgesprochen hohes Sicherheitsniveau eingehalten werden kann. Zudem zeigte sich, dass die Verwendung von Lagermaterial bzw. Berücksichtigung von Bestandskonstruktionen nicht nur einen terminlich progressiven Fertigstellungstermin möglich machen, sondern auch in Hinblick auf Wirtschaftlichkeit und sich damit bedingender Nachhaltigkeit große Vorteile eröffnet.

## 5 Literatur

**EWN [2004]:** *Ausführungsplanung „Ausbau des Auslaufkanals Lubmin“, - Lastenplan*  
6.9.2004

**Steinfeld & Partner [2000]:** *Baugrundgutachten „Lubmin – Tieferlegung Auslaufkanal“*  
29.3.2000

**OCIMF [2018]:** *„Mooring Equipment Guidelines“, Oil Companies International Marine Forum*  
*publication 4th Edition 2018*

Autoren

---

Dipl.-Ing. Rainer Redanz

redanz@prb-spezialtiefbau.de

Prof. Dipl.-Ing. M.Eng.Sc. Sebastian Höhmann

sebastian.hoehmann@hawk.de

Korrespondenzanschrift:

Depenbrock Ingenieurwasserbau GmbH & Co. KG

Hans-Henny-Jahnn-Weg 49

22085 Hamburg

Tel.: 040 / 229 23 - 0



# Neubau der Seebrücke Maritim in Timmendorfer Strand

Sebastian Stoll (L+W), Daniel Tröndle (sbp)

Ingenieurbüro Dr. Lehnert + Wittorf, Deutschland

## 1 Einleitung

Die bestehende Maritim Seebrücke in Timmendorfer Strand soll aufgrund ihres schlechten baulichen Zustands durch einen hochwertigen Neubau ersetzt werden. In einem internationalen Gestaltungswettbewerb wurde der Brückenentwurf von Schlaich Bergermann und Partner, Berlin ausgewählt, der durch seine besondere Formgebung besondere Herausforderungen an die Planung und Ausführung stellt. Die Seebrücke ist kein klassisches Wasserbauwerk, benötigt aber sehr komplexe wasserbauliche Speziallösungen für die Realisierung des Vorhabens.

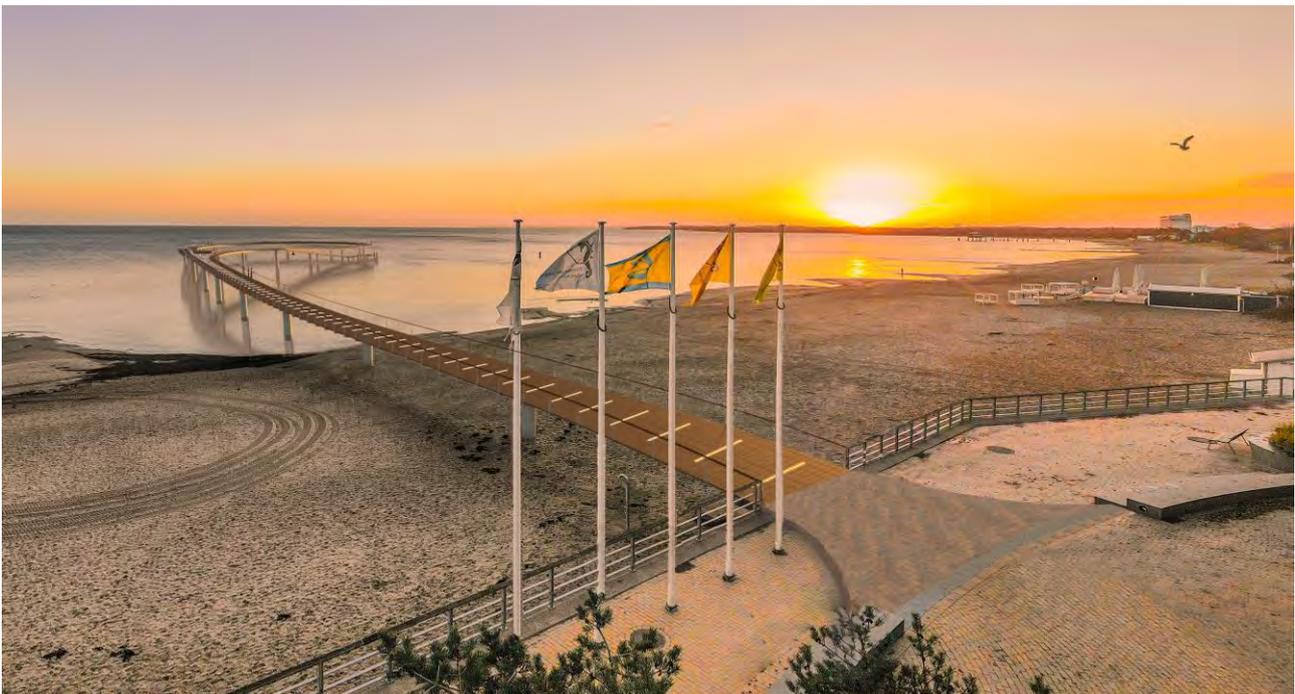


Abbildung 1: Visualisierung des Seebrückenentwurfes, Quelle sbp

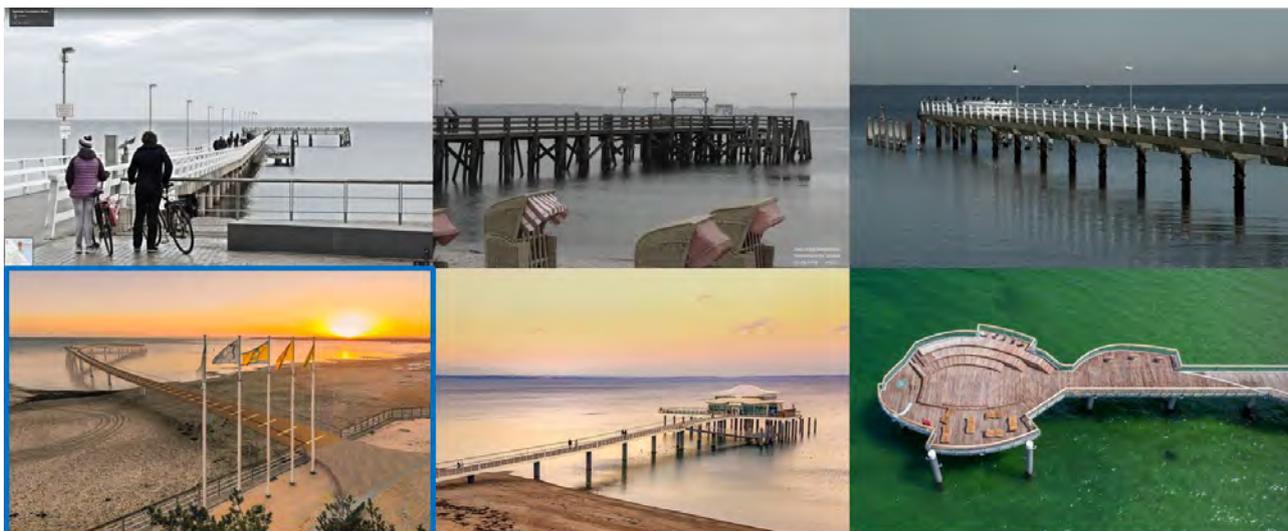
## 2 Planung der Seebrücke

### 2.1 Notwendigkeit und Rahmen der Seebrückenplanung

Die bestehende Maritim Seebrücke in Timmendorfer Strand wurde im Jahr 1976 eröffnet. Sie war in einem schlechten baulichen Zustand und für einen mittel- bis längerfristigen Weiterbetrieb bestand die Notwendigkeit von umfangreichen Sanierungsarbeiten.

Die Gemeinde Timmendorfer Strand beabsichtigt, auf die kostspielige Sanierung der alten Brücke zu verzichten und stattdessen in einen zeitgemäßen, hochwertigen und identitätsstiftenden Ersatzneubau in gleicher Lage zu investieren, der zum Erhalt und zur Steigerung der Attraktivität der Gemeinde nachhaltig beitragen soll.

Der Seebrückenstandort fügt sich in das Ensemble der Lübecker Bucht ein und soll die bereits sanierten Brücken im Gemeindegebiet ergänzen.



**Abbildung 2: Seebrücken im Gemeindegebiet: Seebrücke Maritim, Seeschlösschenbrücke, Seebrücke Niendorf**

Auch in den Nachbargemeinden in der Lübecker Bucht entstehen an den alten Seebrückenstandorten (alle ähnliches Baujahr) aufgrund aktueller Tourismusförderungen momentan neue Seebrücken.

### 2.2 Gestaltungswettbewerb

Durch die Gemeinde Timmendorfer Strand wurde in 2016/17 ein erster zweiphasiger Gestaltungswettbewerb ausgelobt, bei dem 64 Entwürfe aus internationalem Teilnehmerkreis eingingen. Kriterien für Bewertung der Entwürfe waren u.a. Yachting, Gastro, Wassersport,

Events, Winter- und Wetterfestigkeit, Illuminierung, Wirkung in der Landschaft, etc. In einem stufenweisen Auswahlverfahren wurden die Anzahl auf 10 weiter zu berücksichtigende Entwürfe reduziert, zu denen dann weitergehende Ausarbeitungen mit entsprechenden Kostenschätzungen folgten. Im Ergebnis überstiegen die aufgerufenen Kosten den damaligen Finanzrahmen der Gemeinde. Ein Entwurf der DKFS architects, London erhielt eine besondere Anerkennung, weil er als innovativen Ansatz einen Rundgang über dem Meer aufgriff.



**Abbildung 3: Seebrückenentwurf DKFS architects, London**

Durch Ausschöpfung von Fördermitteln konnte die Gemeinde die Finanzmittel aufstocken und ein VgV Verfahren für die Objekt- und Tragwerksplanung ausloben, bei dem das Thema „Rundgang“ ein Grundkriterium wurde. Unter den Teilnehmern setzte sich der Entwurf der Büros Schlaich Bergermann Partner (sbp) durch.

### **2.3 Seebrückenentwurf**

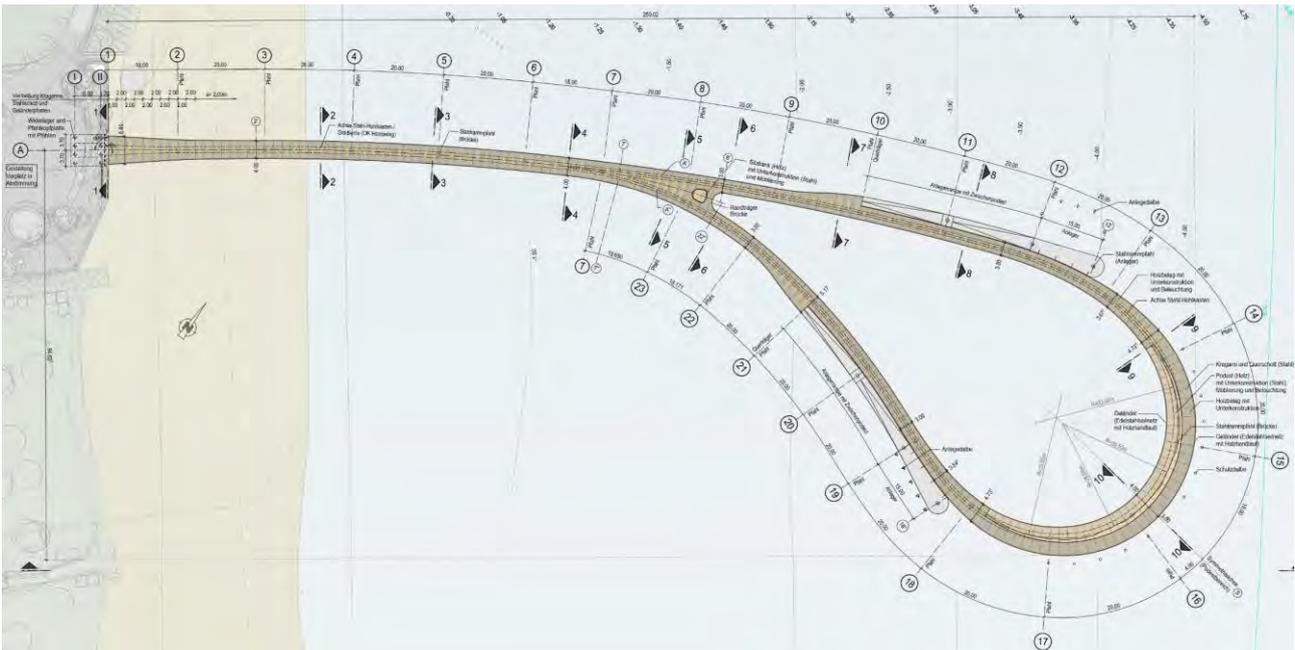
Die neue Maritim Seebücke ist ein atmosphärisches Bauwerk, das das Wesentliche auf einfache aber geschickte Weise inszeniert und konsequent auf störende oder ablenkende Dekorationen verzichtet. Das Leitmotiv für die Gestaltung der Brücke ist eine Pflanze im Wind oder in der Wasserströmung. Dem folgend wurden sowohl für den Grundriss als auch für die Höhenentwicklung organisch gekrümmte Formen gewählt.

Die Brücke schließt an der gleichen Stelle an die Strandpromenade (Brückenvorplatz) an, wie die Bestandsbrücke. Nach anfänglichem Verlauf in der bisherigen Brückenachse schwenkt der Neubau allmählich ostwärts und bildet eine Schleife. Währenddessen steigt der Überbau sanft geschwungen und stets barrierefrei von +5,00 mNHN auf +6,65 mNHN am Verzweigungspunkt, um dann zur Brückenspitze hin wieder auf +4,70 mNHN abzufallen. Die Spitze befindet sich in ca. 250 m Entfernung von der Strandpromenade (gemessen rechtwinklig zur Hochwasserschutzwand).

Die Querschnittsbreite entwickelt sich dazu passend: Die Brücke ist an ihrem Beginn aufgeweitet bei 7,20 m Breite und lädt dadurch von der Strandpromenade aus zum Begehen der Brücke ein. Der Querschnitt verengt sich im Anschluss auf 4 m Breite, um sich am Brückenhochpunkt vor der Querschnittsverzweigung stark aufzuweiten. Auf diese Art und Weise wird dort ein kleiner Platz hoch über dem Wasser geschaffen, der zum Verweilen einlädt und unverstellte Blicke über die Lübecker Bucht eröffnet. Im Folgenden wachsen zwei je 3 m breite Brückendarme aus diesem Platz heraus und schwingen sich hinab zur Brückenspitze, wo sie sich wiedertreffen und zu einem weiten sich zur Ostsee hin öffnenden Brückenende (max. Breite = 7 m) verbinden. Das am aufgeweiteten Brückenende angeordnete erhöhte Podest lädt dabei mit seinen Sitzkanten zum Entspannen und Sonnenbaden ein. Dieser besondere Ort über dem Wasser ist auch bestens für kleinere Veranstaltungen oder Sportangebote geeignet. Die Gestaltung dieser Flächen bzw. ihrer Ränder mit einer zusätzlichen Möblierung ist möglich. Es wird hierfür eine Möblierung in Form von wellenförmigen Sitzgelegenheiten zwischen Podest und Gehfläche vorgeschlagen.

Im Bereich der Brückenschleife werden zudem zwei Bootsanleger angeordnet, die dem Bäderschiffsverkehr und auch Sportbooten dienen sollen. Gestalterisch wachsen die Anleger wie Knospen aus dem Brückenkörper heraus und schmiegen sich in der Draufsicht an diesen an, was die organische Form der gesamten Brücke nochmals unterstreicht.

Nicht nur am Tag, sondern auch in der Nacht ist die Brücke ein Highlight am Strand. Mit der Dämmerung wird die Konstruktion sanft beleuchtet und bleibt damit auch in den Abendstunden eine unverwechselbare Kulisse. Insgesamt ist das Lichtniveau der Umgebung angepasst niedrig, die Leuchtenanordnung erlaubt stets einen blendfreien Blick auf die Ostsee.



**Abbildung 4: Übersichtsplan der neuen Seebücke Maritim, Quelle: sbp**

Bei der statisch-konstruktiven Ausbildung der Brücke und der Wahl der verwendeten Materialien wird größtes Augenmerk auf die ganzjährige Nutzbarkeit, Langlebigkeit, Wartungsfreundlichkeit und Nachhaltigkeit der Konstruktion gelegt. Die gewählte integrale Bauweise mit einem Stahlhohlkasten ist sehr widerstandsfähig, robust und zudem materialsparend. Zu der Effizienz des Tragwerks trägt auch der vergleichsweise große Rasterabstand der Stützen bei.

### **3 Grundlagen für die Bemessung**

#### **3.1 Seegangsbelastung**

Zur Ermittlung der seegangserzeugten Belastungen ist neben der Topographie (Strandneigung, etc.) und dem winderzeugten Seegang der Bauwerkstyp von entscheidender Bedeutung. Je nach Bauwerkstyp und vorherrschendem Wellenangriff liegen unterschiedliche Bemessungsansätze vor. Die Ermittlung der Seegangsbelastung erfolgte an ausgewählten Querschnitten unter Berücksichtigung der Bauwerksgeometrie und der Bathymetrie.

Der Bemessungswasserstand für die Ermittlung der wassertiefenabhängigen Wellenhöhen wurde auf Grundlage des Fachplans Küstenschutz Ostseeküste des Landes Schleswig-Holstein festgelegt. Es wurde ein zusätzlicher Klimazuschlag von 0,3 m angesetzt und ein Bemessungswasserstand von NHN + 2,8 m gewählt.



**Abbildung 5: Auszug Regionalisierte Wasserstände in der Lübecker Bucht,  
Quelle: Fachplan Küstenschutz Ostseeküste**

Die maximalen Seegangsbelastungen auf das geplante Bauwerk treten aufgrund der Lage in der Lübecker Bucht bei nordöstlichen bis östlichen Winden und entsprechend großer Fetchlänge auf. Die Wellenkennwerte wurden auf Grundlage des Vorhersageverfahrens von BRETTSCHEIDER (1979) bei einer Windgeschwindigkeit  $U = 25 \text{ m/s}$  ermittelt. Für die Ermittlung der Wellenentwicklung im Flachwasser wurden die Diagramme für Flachwassereffekte nach GODA (1985) verwendet. Die Bemessungswellenhöhen wurden achsbezogen entsprechend der lokalen Wassertiefen bestimmt.

Auf das Bauwerk entstehen folgende Lasten, die bei der Tragwerkslösung und Dimensionierung berücksichtigt werden müssen:

- horizontale Belastung auf senkrechte Bauwerke (Brückendeck)
- horizontale Belastung auf schlanke Pfahlbauwerke
- vertikale Belastung auf horizontale Bauteile

Die Horizontallasten (quasi-statische Wellendruckbelastung und Druckschlagbelastung) wurden nach den Ansätzen der EAK 2007 ermittelt. Die resultierenden Kräfte (Horizontalkräfte und Momente auf die Pfähle) wurden wiederum achs- und wassertiefenbezogen

berechnet. Die vertikalen Kräfte auf das Brückendeck wurden nach CUOMO ET A. (2007) ermittelt.

Aus wirtschaftlichen Gründen wurden die vollen resultierenden Lasten auf das Bauwerk und die entsprechenden Pfähle nur innerhalb des höchsten anzunehmenden Wellenkamms aus der Hauptwellenrichtung angesetzt. Die übrigen Pfähle wurden zeitgleich mit 60% der jeweiligen Maximallasten beaufschlagt. Für andere Wellenangriffsrichtungen wurden sämtliche Lasten auf 80% reduziert.



Abbildung 6: Laststellungen auf das Brückenbauwerk, Quelle: L+W

### 3.2 Baugrund / Geologie

Der Brückenstandort liegt im Bereich der ehemaligen Hemmelsdorfer Förde. Die bis zu 40 m tiefe Förde wurde im Zuge des Meeresswasseranstieges innerhalb der letzten 6000 Jahre durch abgetragene Sedimente des Brothener Steilufers verfüllt und abgeriegelt.

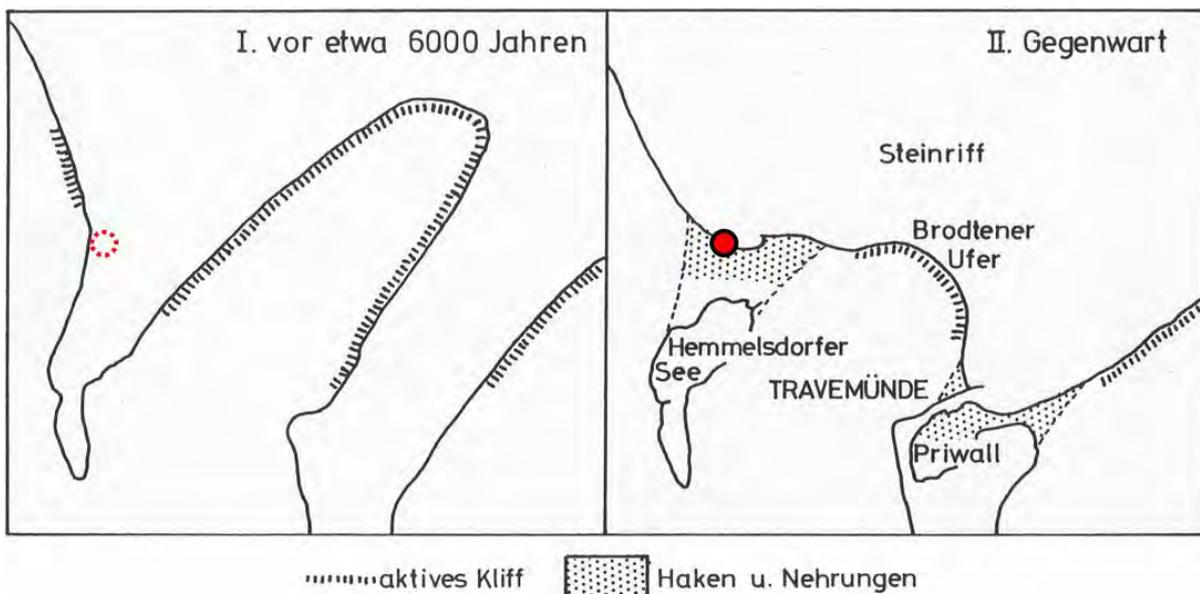
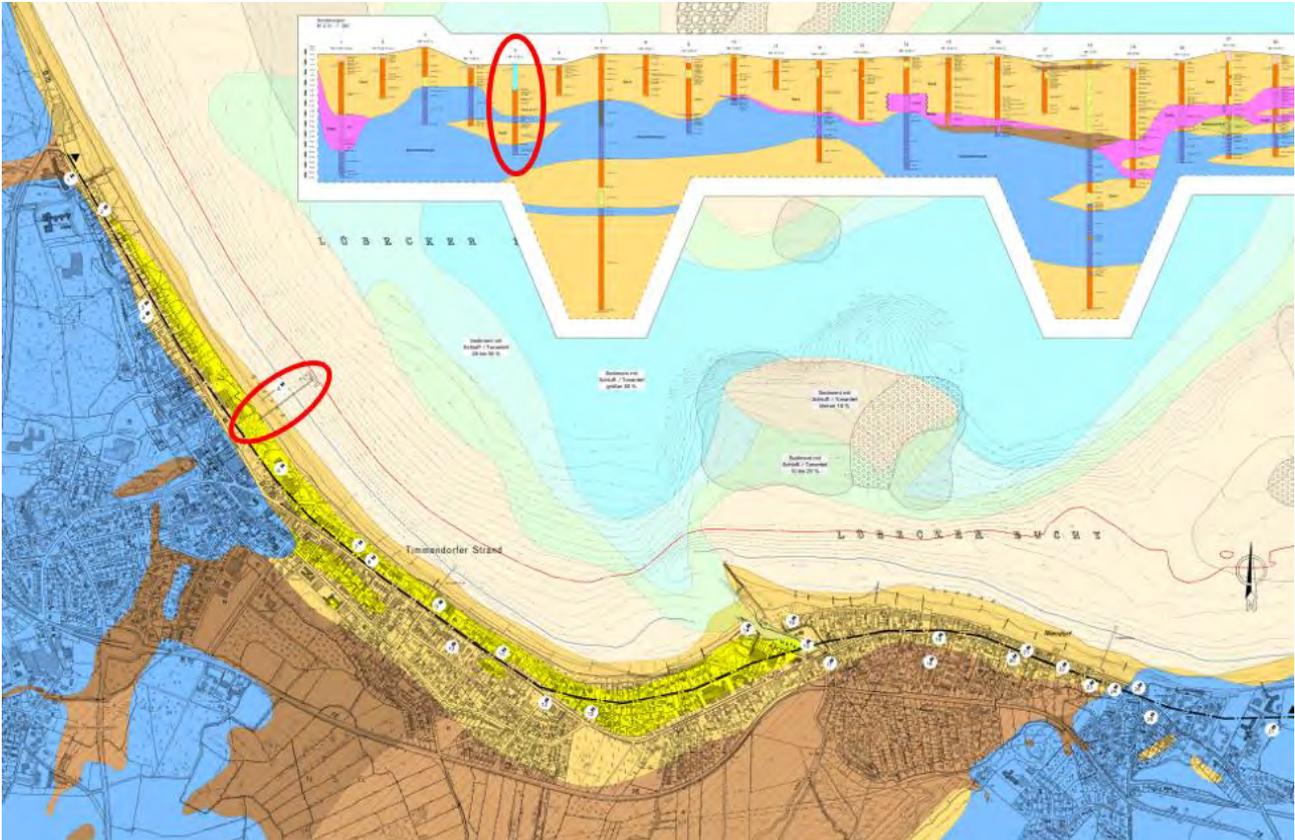


Abbildung 7: Morphologische Veränderung der Lübecker Bucht

Landseitig der Sedimentbarriere entstanden Verlandungssedimente (Torf/Gyttja) die durch weiteren Sandnachschub des aktiven Kliffs überlagert wurden. Die Flanken der Förde sind durch Geschiebeböden geprägt, die im Zuge der letzten Eiszeit aufgeschoben wurden.



**Abbildung 8: Geologie im Bereich des Bauwerkes**

Der Baugrund im Bereich der Seebrücke Maritim ist geprägt durch dicht bis sehr dicht gelagerte Sande an deren Basis Geschiebemergel in steifer bis halbfester Konsistenz ansteht. Typisch sind Geröllpacklagen am Übergang zwischen Sand- und Geschiebehorizont.

## 4 Tragkonstruktion

### 4.1 Lastansätze

Aufgrund der Exposition des Seebrückenbauwerkes sind zahlreiche Lasteinwirkungen und Laststellungen zu berücksichtigen. Einige der wesentlichen Annahmen sind nachfolgend aufgelistet:

- Fußgängerverkehr 5 kN/m<sup>2</sup>
- Dienstfahrzeug → Lastmodell Brückenklasse 3/3 nach DIN 1072 (Gesamtlast 30 kN)

- Horizontale Geländerlast 1 kN/m
- Horizontale Eislasten gem. EAU → ca. 700 kN pro Pfahl
- Wellenlasten gem. Wellengutachten
  - Vertikal: 50 - 130 kN/m<sup>2</sup>
  - Horizontal: Bis zu 76 kN/m<sup>2</sup>
- Windlasten auf Hohlkasten
  - Windlinienlast mit Verkehr: 3,35 kN/m
  - Windlinienlast mit Eis: 1,15 kN/m
- Schneelast 1,57 kN/m<sup>2</sup>
- Abrostung gem. EAU → bis zu 6 mm trotz Korrosionsschutz

## 4.2 Widerlager

Am Brückenbeginn wird ein Widerlager aus Stahlbeton angeordnet, in dem der Stahlhohlkasten biegesteif verankert ist. Das Widerlager besteht aus einer Pfahlkopfplatte, einer Widerlagerwand mit einer Betonnase, in die der Hohlkasten einbindet und zwei Flügelwänden. Es wird ebenfalls mittels Pfählen tiefgegründet. Hierdurch kann eine vergleichsweise kompakte Bauweise bei gleichzeitiger hoher Steifigkeit gewährleistet werden (Funktion als Brückenfestpunkt). Als Pfähle kommen Stahlrammpfähle zum Einsatz, wie sie auch als Pfeiler für den Überbau eingesetzt werden (Stahlrohre, Durchmesser: 864 mm).

Das Widerlager wird hinter der bestehenden Hochwasserschutzwand (HWS-Wand) und unterhalb der Brückenvorplatzebene gebaut. Es ist nach der Fertigstellung durch Überschüttung und durch die Wiederherstellung des Vorplatzes nicht mehr einsehbar.

Die vollumfängliche Funktionsfähigkeit der HWS-Wand wird durch die notwendigen Baumaßnahmen und das fertiggestellte Widerlager zu keinem Zeitpunkt beeinträchtigt. Horizontale Lasten aus der Seebrücke werden durch eine wirksame Entkopplung zwischen Widerlager und HWS-Wand nur unterhalb des Widerlagers durch die Stahlrammpfähle in den Baugrund eingeleitet. Die frei auskragende HWS-Wand wird somit nicht zusätzlich belastet.

## 4.3 Brückenpfeiler

Der Überbau der neuen Brücke wird auf vertikalen Stahlpfählen aufgelagert. Diese Pfähle werden unterhalb des Hohlkastens in einem Raster von 20 m angeordnet. Die Pfähle bestehen aus Stahlrohren (Durchmesser: 864 mm, Blechdicke: 20 bis 36 mm). Oberhalb des

Baugrundes dienen die Pfähle als Brückenpfeiler, im Boden wirken sie als Tiefgründungselemente (Stahlrohrrammpfähle).

Die Pfähle sind durch Einvibrieren und falls notwendig durch Rammung bis mindestens zur statisch erforderlichen Tiefe in den Baugrund einzubringen. Hierbei ist auf größtmögliche Präzision zu achten, um Abweichungen von der Sollage am Pfahlkopf gering zu halten. Als Verbindungselemente zwischen Pfeilern und Überbau werden nach der Rammung Stahlkopfplatten auf die Pfahlköpfe geschweißt. Die vertikalen Pfahllasten werden über Mantelreibung und Spitzendruck in den Baugrund abgetragen. Horizontale Lasten werden über die seitliche Pfahlbettung in den Boden eingeleitet.

Die Pfähle unterhalb der Bootsanleger werden grundsätzlich gleichartig als Stahlrohrrammpfähle ausgebildet, sie haben jedoch einen leicht geringeren Durchmesser (610 mm). Alle Pfähle werden aus konstruktiven Gründen mit verdichtetem Sand oder Beton gefüllt.

#### 4.4 Brückenüberbau

Der Überbau der neuen Maritim Seebrücke gliedert sich in das Brückendeck, sowie die Bootsanleger mit den Zugangsrampen. Die Überbauelemente werden so ausgebildet, dass eine sehr gefällige organische Form mit einer großzügigen Brückenfläche und ausreichend breit dimensionierten Querschnitten entsteht, die eine hohe Aufenthaltsqualität bietet.

Der Überbau wird fugenlos ausgebildet und mit dem Unterbau (Pfeiler, Widerlager) biegesteif verbunden. Durch diese integrale Bauweise wird eine besonders robuste, dauerhafte und wartungsarme Konstruktion geschaffen, was insbesondere in ihrer maritimen Umgebung mit teils extremen Witterungsverhältnissen von großem Vorteil ist.

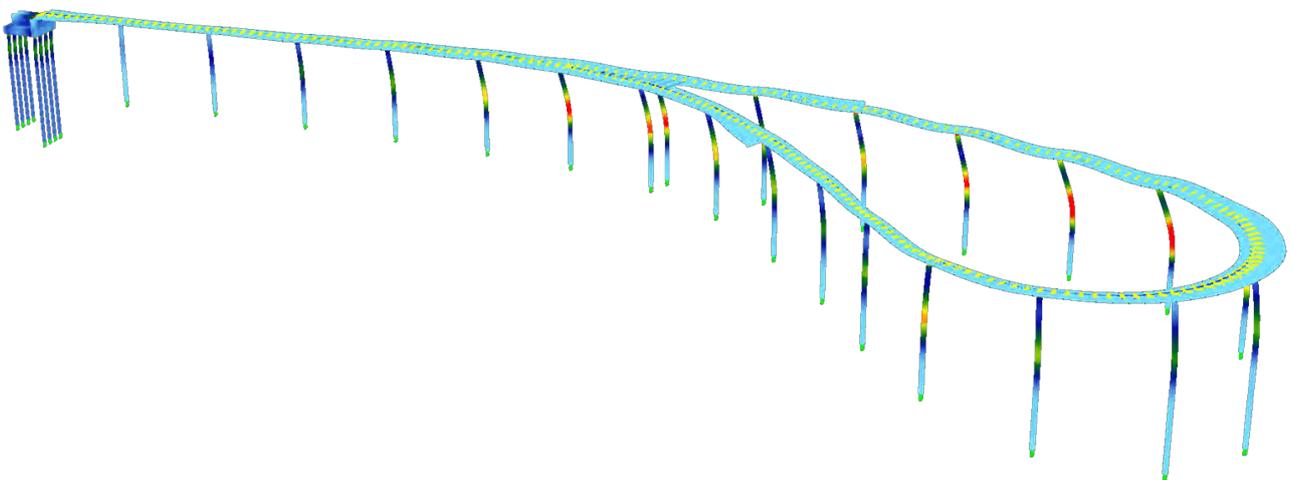
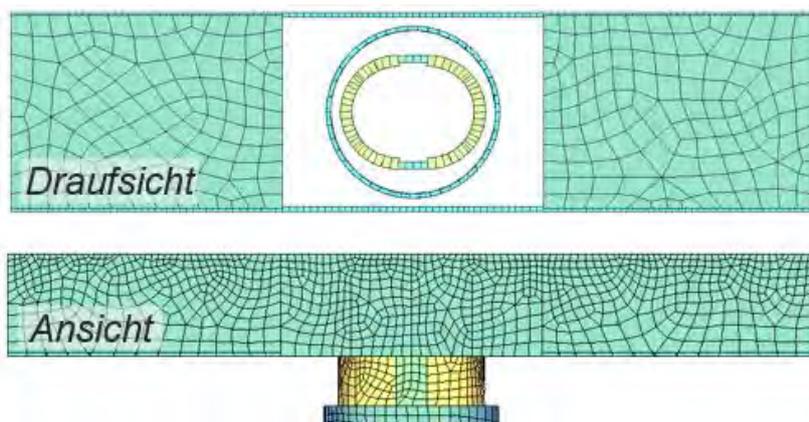


Abbildung 9: Seebrücke als integrales Bauwerk

Sämtliche Kräfte (Temperaturdehnungen, Wellenschlag, Wind, Verkehr, etc.) werden über das Brückendeck auf Nachbarpfähle und schließlich in das Brückenwiderlager als Haltepunkt eingeleitet. Die Verbindungsstelle zwischen Pfählen und Hohlkasten ist deshalb besonderen Beanspruchungen ausgesetzt. Um Herstellungstoleranzen der Pfähle ausgleichen zu können wurden spezielle Verbindungsstücke mit verstärkter Rohrwandung bis 60 mm Dicke entwickelt und bemessen.



**Abbildung 10: Übergangsstücke Pfahl- Hohlkasten**

#### **4.5 Brückendeck**

Das Brückendeck hat eine abgewinkelte Länge von rund 427 m (Verzweigungsbereich einfach berücksichtigt, ohne Anleger/Rampen). Nach anfänglich einarmigem Verlauf, teilt sich das Deck in zwei Arme und bildet eine Schleife. Seine Breite variiert dabei zwischen 3 und 7,2 m (ohne Verzweigungsbereich). Die Oberkante des Decks liegt am Brückenbeginn auf +5,00 mNHN, steigt an auf +6,65 mNHN und fällt zur Brückenspitze hin auf +4,70 mNHN ab.

Das Haupttragelement des Brückenüberbaus ist ein geschweißter rechteckiger Stahlhohlkastenträger. Dieser hat eine konstante Höhe von 0,50 m und eine variable Breite zwischen 1,00 und 2,35 m, abhängig von der Breite der Brücke. Der Hohlkasten wird im Allgemeinen mittig unter dem Deck geführt. Die Ausnahme bildet das verbreiterte halbkreisförmige Brückenende, wo er exzentrisch geführt wird. In regelmäßigen Abständen von 2,0 m wird er durch Querschotte ausgesteift. Zudem werden in seinem Inneren Beulsteifen verbaut. Der Hohlkasten wird an die Pfeiler biegesteif angeschweißt und im Widerlager biegesteif verankert.



**Abbildung 11: Visualisierung Regelquerschnitt Brückendeck**

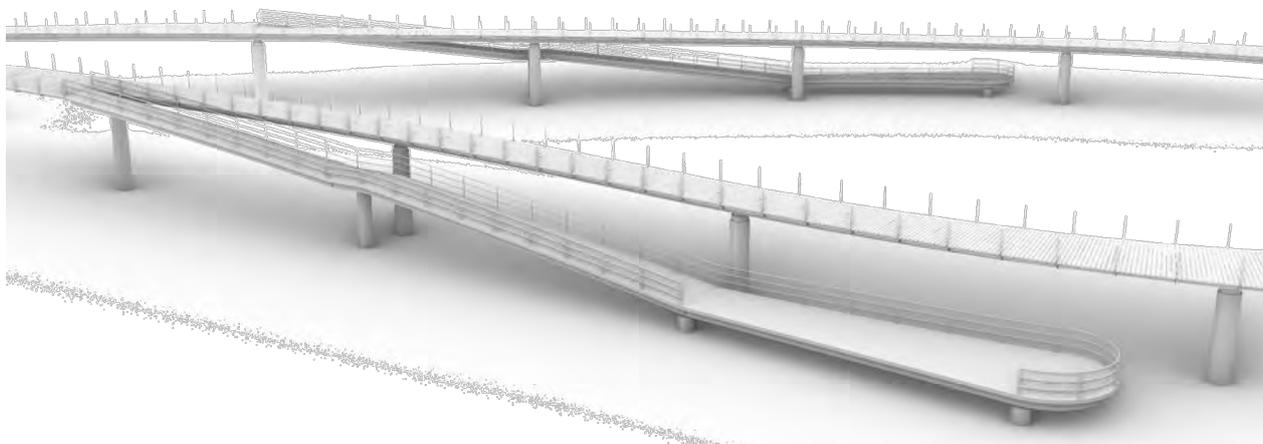
In einem regelmäßigen Raster von rund 2,0 m werden beiderseits des Hohlkastens Stahlkragarmträger (T-Schweißprofile mit veränderlichen Höhen und Breiten) an den Hohlkasten angeschweißt. Im verbreiterten Verzweigungsbereich des Brückendecks werden die Kragarme zwischen den beiden Hohlkästen zu Einfeldträgern verbunden. Zwischen den Kragarmträgern (bzw. lokal Einfeldträgern) werden in Brückenlängsrichtung Pfetten (Stahl-T-Profile) geschraubt, die als Auflager für den quer zur Brückenlängsrichtung verlegten Holzbelag und dessen Unterkonstruktion dienen. Hierbei wird stets auf eine ausreichende Hinterlüftung geachtet. Der Holzbelag wird aus sehr witterungsbeständigem, langlebigen und tragfähigen Bongossi-Holz hergestellt und ist genauso wenig wie die Pfetten am globalen Tragverhalten der Brücke beteiligt.

#### **4.6 Bootsanleger und Zugangsrampen**

Die Seebrücke wird mit zwei Bootsanlegern ausgestattet. Diese werden zwischen dem Verzweigungspunkt des Überbaus und dem Beginn der Aufweitung des Brückenquerschnitts an der Brückenspitze annähernd parallel zu den beiden Brück Armen angeordnet.

Die Oberkante der Bootsanleger befindet sich auf einer Höhe von +1,5 mNHN. Sie setzen sich mit ihrem Tragwerk und in der Materialität vom Brückenkörper ab: Ausgeführt wird eine Trägerroststruktur mit Längs- und Querträgern aus Stahl, die auf jeweils vier Stahlpfählen integral aufgelagert sind. Die organische Form des Anlegers wird durch die Anordnung eines gekrümmten Randträgers (T-Profil) erzeugt. Dieser dient auch als gewisse Verkleidung der

Tragkonstruktion in der Außenansicht. Als Belag wird ein robuster feuerverzinkter Stahlgitterrost aufgebracht, der wenig Angriffsflächen für Wellenschlag bietet.



**Abbildung 12: Visualisierung Schiffsanleger**

Der Anschluss der Bootsanleger an die Brücke erfolgt über geneigte 2 bis 3 m breite Zugangsrampen, die als Einfeldträger (Stahllängsträger gekoppelt durch Stahlquerträger) ausgebildet werden. Die Steigung der Rampen beträgt rund 19 %. Am unteren Rampenende erfolgt eine horizontal verschiebliche Lagerung, so dass die Bootsanleger von der Brücke statisch weitestgehend entkoppelt sind. Die obere Auflagerung der Rampen (Ende Brückenaustritt) liegt jeweils unmittelbar neben einem Brückenpfeiler. Die wie an jedem Pfeiler auch hier regulär vorhandenen an den Brückenhohlkasten angeschlossenen Kragarme werden durch entsprechende Verlängerung und Verstärkung (Rechteckhohlprofil statt T-Profil) unmittelbar als oberes Auflager für die Rampen verwendet. Der Anschluss erfolgt gelenkig. Oberhalb der Trägerebene der Rampen werden ebenfalls Gitterroste aus feuerverzinktem Stahl als Gehbelag angeordnet.

#### **4.7 Brückenbelag**

Auf dem Brückendeck wird ein Holzbelag verlegt. Hierfür wird FSC-zertifiziertes Bongossi-Holz verwendet. Vorteile dieses Holzes sind neben der sehr hohen Dauerhaftigkeit (bis zu Dauerhaftigkeitsklasse 1) und damit verbundener Langlebigkeit, eine sehr hohe Festigkeit (mind. Festigkeitsklasse D60).

Die Standardholzbohlen erhalten eine Dicke von 8 cm und werden auf der Oberseite gerillt, um die Rutschfestigkeit zu erhöhen. Sie werden quer zur Brückenlängsrichtung verlegt. Die Krümmung des Brückendecks wird über die Fuge zwischen den Bohlen ausgeglichen. An

der stark gekrümmten Brückenspitze werden zusätzlich einzelne trapezförmige Ausgleichsbohlen angeordnet. Alle Bohlen werden aus Korrosionsschutzgründen auf einer Unterkonstruktion aus nichtrostendem Stahl (z.B. Profil-Schienen, Halfen) geschraubt, welche wiederum auf den Längspfetten aufliegen. Durch diese Unterkonstruktion ist stets eine ausreichende Hinterlüftung des Holzes gewährleistet.

Die Podeste erhalten oberseitig und seitlich ebenfalls einen Bongossi-Holzbelag. Die Oberseite des Belags der Podeste erhält aus architektonischen Gründen eine leicht gewölbte bzw. gespannte Form. Diese wird entweder durch entsprechendes Hobeln der Bohlen und/oder durch leichtes Biegen der Bohlen erzeugt. Da die Podeste nicht befahrbar sind, können die Bohlen rein aus statischen Gesichtspunkten dünner ausgebildet werden als im Deckbereich.

Auf den Bootsanlegern und deren Zugangsrampen wird als Belag ein robuster feuerverzinkter Stahlgitterrost aufgebracht, der wenig Angriffsflächen für Wellenschlag bietet. Dieser wird auf die Querträger der Tragkonstruktion geschraubt. Um eine sichere und rutschfreie Begehbarkeit der Rampen trotz der vorhandenen Steigung zu gewährleisten, werden konstruktive Maßnahmen vorgesehen, wie die Wahl eines entsprechend profilierten Gitterrosts und einer geeigneten Anordnung von Querlatten auf dem Gitterrost.

## **5 Rückhaltesysteme, Schutzeinrichtungen**

### **5.1 Geländer**

Das Geländer des Brückendecks wird aus Edelstahlseilnetzen (V4A) ausgebildet. Es wird eine Maschenweite von 60 mm und ein Seildurchmesser von 2 mm vorgeschlagen. Dieses äußerst widerstandsfähige, belastbare und damit sichere und dauerhafte Netz ist in der Seitenansicht kaum wahrnehmbar. Es wird oben und unten an zwei horizontalen Edelstahlrandseilen befestigt, die zwischen den Geländerpfosten spannen. Die Pfosten bestehen aus Stahlprofilen, die alle 2 m im Raster der Stahlkragarme an diesen befestigt werden. Der obere Abschluss des Geländers wird durch einen massiven Holzhandlauf gebildet, der aus dem gleichen Holz wie der Belag bestehen kann (Bongossi). Da die Seebrücke nicht für den Fahrradverkehr freigegeben werden soll, werden Geländerhöhen von 1,0 m gewählt.

Im Bereich des Podests an der Brückenspitze wird das Geländer auf der Deckinnenseite leicht Richtung Zentrum der Brückenschleife geneigt. Diese Neigung läuft zu den Podesten allmählich aus. Die Neigung dient neben der architektonischen Unterstreichung der

Öffnung des Decks an der Brückenspitze hin zur Ostsee auch der Steigerung der Aufenthaltsqualität, denn das geneigte Seilnetz kann als bequeme Rückenlehne genutzt werden.



**Abbildung 13: Visualisierung Brückengeländer**

Die Bootsanleger und ihre Zugangsrampen erhalten ein davon abweichendes einfacheres Geländer aus Stahlrohren mit einem Stahlhandlauf. Auf der 15 m langen Bootsanlegeseite der Podeste wird kein Geländer angebracht.

## **5.2 Dalben**

Um einem Schiffsanprall auf entsprechende Brückenteile vorzubeugen und ein sicheres Anlegen zu gewährleisten, werden jeweils vier Dalben (Stahlrohre, Durchmesser = 61 cm) vor den Schiffsanlegern angeordnet.

Zudem werden vor dem Seebrückenkopf 13 Schutzdalben der Brückenkontur folgend hergestellt

## **6 Brückenausstattung**

### **6.1 Podeste und Möblierung**

Auf der Seebrücke werden zwei Podeste bzw. aufgeständerte Plattformen angeordnet: ein kleines im aufgeweiteten Bereich der Weggabelung und ein zweites, sehr lang gezogenes, großzügiges Podest, das die Brückenschleife ganz außen am Meer begleitet. Der vorgelagerte Gehbereich bleibt mit einer Nutzbreite von 3 m konstant, während sich das Podest von 1,6 m auf maximal 4 m Breite aufweitet, d.h. der Gesamtbrückenquerschnitt beträgt an dieser Stelle 7 m. Die Podesthöhe beträgt am Rand 45cm. Ein barrierefreier Zugang ist zu Beginn/Ende des ca. 80 m langen Hauptpodests über Rampen gewährleistet. Aus

architektonischen Gründen erhält die Oberseite beider Podeste eine leicht gewölbte, bzw. gespannte Form.

Zur Steigerung von Aufenthaltsqualität und Nutzbarkeit der Fläche ist konzeptionell ange-dacht, den Übergangsbereich zwischen Podest und Gehfläche zu modulieren. So können in Teilabschnitten weitere Niveaus realisiert werden, die eine mehrfache Zugänglichkeit des Podests ermöglichen. Gleichzeitig erhöhen sich dadurch auch Vielfalt und Angebot zum Verweilen; aus diesem Grund bieten sich auch – ebenfalls lediglich lokal – kleinere Erhö-hungen über die Normhöhe des Podests an. Dadurch wird ein Sitzen und eine 360°-Nutzung möglich.

Maßgeblich für den Entwurf sind zwei Kriterien: Erhaltung einer großzügigen ruhigen Ge-samtfläche, die auch kleinere Veranstaltungen erlaubt, sowie ein klarer und in die Brücke sauber integrierter Randbereich, der das Gesamtbild stärkt.

Die Podestunterkonstruktion bzw. -aufständigung besteht aus Stahlträgern. Diese werden hierzu werkseitig zu Rahmen zusammengeschweißt, die über jeder Kragarmachse quer zur Brückenlängsrichtung aufgeschraubt werden (somit später auch demontierbar, falls Entfer-nung des Podests gewünscht ist). Diese Rahmen werden durch Längspfetten miteinander verbunden. Die Längspfetten dienen als Auflager der Holzbohlen. Unter die Podeste werden einfache Gitterroste angebracht, die verhindern, dass Vögel unter die Podeste gelangen können.

## **6.2 Beleuchtung**

Die Beleuchtung der Seebrücke soll einen attraktiven, angenehmen und sicheren Aufenthalt bei Nacht gewährleisten. Da die Umgebungshelligkeit sehr niedrig ist, wird ein entsprechen-des Lichtniveau auf der Seebrücke realisiert: Im Holzdeck integrierte Lichtlinien markieren den Weg gen Meer, die vertikal angeleuchteten Flächen der Podeste zeigen dezent, aber weithin gut wahrnehmbar die Aufenthaltsbereiche, und deuten bereits vom Ufer die Ausdeh-nung der Seebrücke an.

Dem Grundriss ist zu entnehmen, dass die Linienleuchten im Deck als Orientierungselement vom Ufer ausgehend bis seitlich an das Hauptpodest geführt werden. Der äußerste Brü-ckenradius wird lediglich über die im Podest integrierten Linienleuchten markiert, um einen blendfreien und ungestörten Blick auf das Meer zu erlauben.



**Abbildung 14: Lichtstimmung der neuen Seebrücke Maritim, Quelle: sbp**

## **7 Realisierung**

Für die Realisierung des Vorhabens mussten die Ausschreibungen mehrfach wiederholt werden. Eine Gesamtvergabe blieb erfolglos, sodass man die Gesamtleistung in Teillose aufgliedern musste, von denen einige wiederum mehrfach submittiert werden mussten. Mittlerweile sind für alle Lose ausführende Baufirmen gefunden worden:

- Los 0 – Abriss alte Seebrücke (DDW, 02/2021 – 03/2021)
- Los 1 – Gründung (ARGE Kurt Fredrich / DDW, seit 10/2021)
- Los 2 – Stahlüberbau (SSM, seit 04/2022)
- Los 3.1 – Holzbau (SSM, seit 12/2022)
- Los 3.2 – Geländerbau (SMW, seit 12/2022)
- Los 3.3 – Elektroinstallationen (Plus Pohl, seit 02/2023)

Die besondere Formgebung der Seebrücke machte eine sehr detaillierte Werk- und Montageplanung, insbesondere für den Stahlbau erforderlich. Hohe Anforderungen an die Einbautoleranzen erfordern eine aufwendige baubegleitende messtechnische Kontrolle.

Die Lage des Bauwerkes an Land, im Flach- und im Tiefwasser stellen Herausforderungen an die einzusetzenden Baugeräte und Hilfskonstruktionen. So musste z.B. ein Fangedamm

als Arbeitsebene errichtet werden, um Pfahlarbeiten und Herstellung des Brückenüberbaus in dem Bereich zu ermöglichen, in dem weder Landfahrzeuge noch schwimmende Geräte aufgrund geringer Wassertiefen eingesetzt werden können. Widrige Bedingungen durch Wind- und Seegang erschweren zudem die Arbeiten.

Weitere Ausführungen zur Vorhabenrealisierung sind der Vortragspräsentation zu entnehmen.

#### Autoren

---

Dipl.-Ing. Sebastian Stoll (L+W)

Stoll@geo-technik.com

Dipl.-Ing. Daniel Tröndle (sbp)

D.Troendle@sbp.de

Ingenieurbüro Dr. Lehnert + Wittorf

www.geo-technik.com

An der Dänischburg 10, 23569 Lübeck

Tel.: 0451 59298-00

## **"fossilfreier Stahl" für den Hafen- und Wasserbau**

Tim Kalthaus M.Sc. (SSAB Europe)

Der Hafen- und Wasserbau benötigt verschiedenste Materialien wie Beton / Zement, Stahl und andere Baustoffe. Diese sind zu 80% für den CO2 Abdruck der Projekte bzw. des Bauvorhabens verantwortlich. Hinzu kommen circa 10% für Energie, 5% für Liefertransporte und 5% für die Entsorgung. In diesem Artikel soll mit dem Thema „fossilfreier Stahl“ einer der größten Hebel beschrieben werden, wie es gelingen kann, die Projekte CO2 reduziert bzw. neutral umzusetzen.

### **SSAB in Kürze**

SSAB ist ein globales Stahlunternehmen. Es ist führend bei hochfesten Stählen. Der Umsatz beträgt im Jahr 2022 fast 11 Mrd. Euro und es werden 14.000 Mitarbeiter beschäftigt. Die Produktion liegt bei 9 Millionen Tonnen Stahl. SSAB erzeugt weltbekannte Produkte wie HARDOX und DOCOL und befindet sich auf einem sehr spannenden Weg, 2026 als erstes Unternehmen fossilfreien Stahl auf den Markt zu bringen und in einem weiteren Schritt bis 2030 fast alle Kohlendioxidemissionen zu eliminieren.

### **Was ist fossilfreier Stahl und ab wann wird er produziert?**

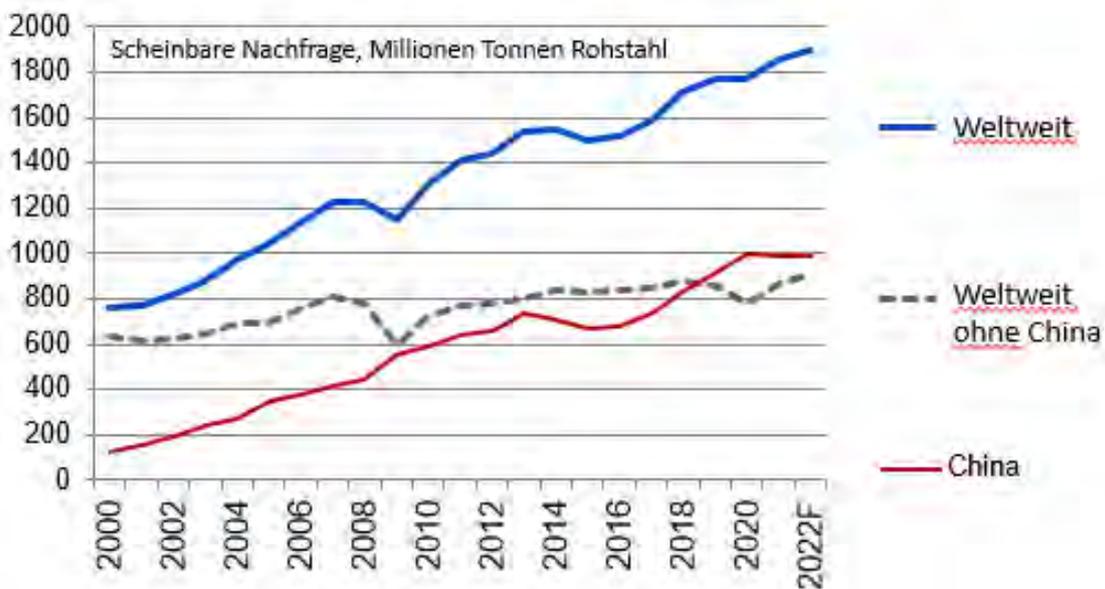
Der Stahlverbrauch steigt ziemlich schnell. Das hängt damit zusammen, dass die Weltbevölkerung weiter wächst. Manche werden sich daran erinnern, in den 1970er Jahren, als die Schwelle von 4 Milliarden Menschen auf der Welt überschritten wurde. Das war damals ein großes Thema und man sprach darüber, wie das noch enden würde und wie die Menschen ernährt werden können. Heute sind wir fast doppelt so viele, 7,5 Milliarden Menschen. Tatsächlich wird die Welt langsam zu einem besseren Ort. Im Moment verlassen jeden Tag etwa eine halbe Million Menschen die Armut und nähern sich der Mittelschicht.

Die Menschen ziehen zunehmend in die Städte. Seit 2016 lebt mehr als die Hälfte der Weltbevölkerung in Städten. 50 % der chinesischen Bevölkerung, 50 % der indonesischen Bevölkerung, fast 1 Milliarde Menschen, leben in Städten.

Und wenn Sie sich andere große Länder wie Brasilien, Mexiko und die Türkei ansehen – leben 70–88% der Bevölkerung in Städten. Dieser Anteil nimmt ziemlich schnell zu.

All dies – eine wachsende Weltbevölkerung, ein erhöhter Lebensstandard, die zunehmende Urbanisierung – bedeutet, dass wir immer mehr Ressourcen verbrauchen. So muss beispielsweise Indien jedes Jahr eine Infrastruktur in der Größe von Chicago errichten. Weltweit müssen wir jedes Jahr Infrastruktur in der Größe der USA bauen, und das treibt die Entwicklung des Stahlverbrauchs voran.

Auf der Abbildung 1 können wir sehen, dass sich der jährliche Stahlverbrauch seit Anfang dieses Jahrhunderts fast verdreifacht hat, von rund 750 Millionen Tonnen im Jahr 2000 auf fast 1,9 Milliarden Tonnen im vergangenen Jahr.

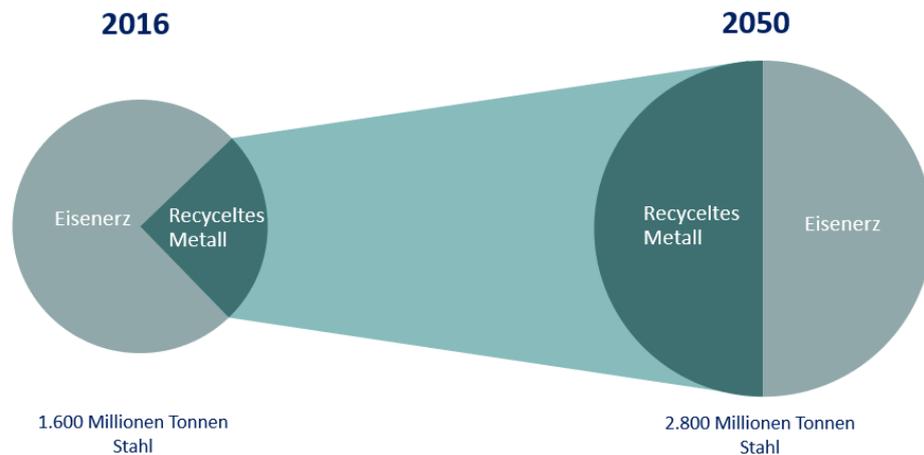


**Abbildung 1: Nachfrage Rohstahl (World Steel Short Range Outlook)**

Stahl wird heute vielfach recycelt und ist gleichermaßen ein sehr langlebiges Material. 75 % von allem, was in der Geschichte der Menschheit aus Stahl gebaut wurde, wird immer noch verwendet.

Die durchschnittliche Lebensdauer eines Stahlprodukts beträgt etwa 70 bis 75 Jahre. Das bedeutet, dass der Stahl, der heute zum Recycling verfügbar ist, etwa den Stahlverbrauch in den 1950er entspricht, der viel geringer war als heute. Und das ist der Grund warum trotz der hohen Recyclingquote von Stahl, die in vielen Teilen der Welt über 90 % beträgt, der Anteil von recycelten Stahl derzeit nur etwa 25 bis 30 % des weltweiten Bedarfs decken kann. Den Rest müssen wir auf die eine oder andere Weise aus Eisenerz herstellen.

Wir schätzen, dass in 2050 die Hälfte des Stahlbedarfs mit Stahlschrott decken können, aber die andere Hälfte muss noch immer aus Eisenerz hergestellt werden. Das übersteigt tatsächlich leicht die eisenerzbasierte Stahlproduktion, die wir heute haben.



**Abbildung 2: Recycling wird nicht genug sein**

Und das gilt auf absehbare Zeit. Wir müssen Stahl nachhaltig nicht nur aus recyceltem Material, sondern auch aus Eisenerz herzustellen können. Das ist die Herausforderung, die wir bei SSAB identifiziert haben.

### **Reduzierung der CO<sub>2</sub>-Emissionen**

SSAB wird in 2026 Fossilfreien Stahl auf dem Markt bringen; ein kommerzielles Produkt, das ohne fossile CO<sub>2</sub>-Emissionen hergestellt wird. Es wurde schon in 2015 angekündigt, dass es unser Ziel ist, bis spätestens 2045 ein vollständig fossilfreies Unternehmen zu werden. Aber der Markt, die Politik, und auch SSAB selbst bewegt sich viel schneller, als man damals hätte träumen können. Deswegen hat man dieses Jahres auch mitgeteilt, dass SSAB die Umstellung beschleunigen wird.

Bereits 2030 wird man weitgehend fossilfrei sein. Es bedarf einer neuen Technologie zur Herstellung von Stahl aus Eisenerz, und hier kommt die HYBRIT-Technologie ins Spiel.

## Die HYBRIT-Technologie

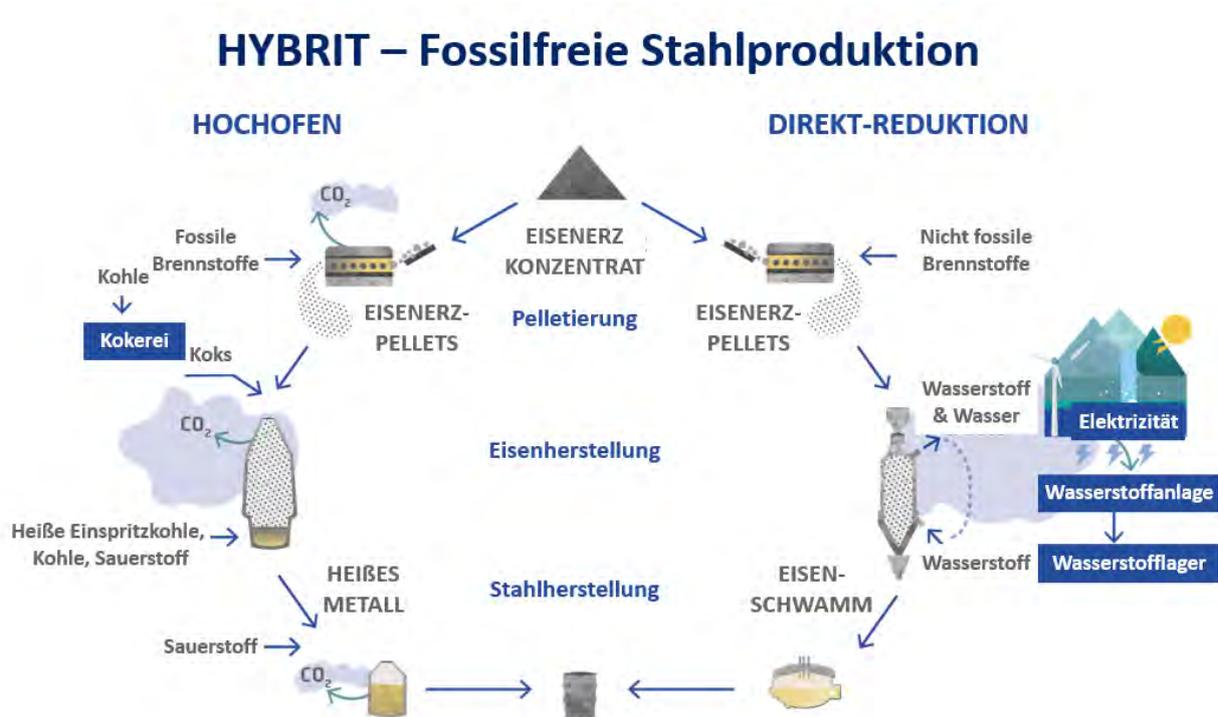


Abbildung 3: Die HYBRIT Technologie

Links auf der Abbildung (3) sehen wir den traditionellen Hochofenprozess zur Herstellung von Stahl aus Eisenerz. In der Mitte sehen wir den Hochofen, welcher selbst mehr als 90 % der CO<sub>2</sub>-Emissionen von SSAB ausmacht. Wir finden ebenfalls einige Emissionen, die mit den Eisenerzpellets zusammenhängen, die wir als Rohmaterial verwenden. Der Hochofen ist jedoch das Hauptproblem. Der Grund, warum die Hochofen so viel CO<sub>2</sub> erzeugen, ist, dass Eisenerz verwendet wird. Dieses besteht aus Eisen und Sauerstoff. Seit der Erfindung des Hochofens im 12. Jahrhundert benutzen wir Kohlenstoff und Koks, um Eisenerz in Eisen umzuwandeln.

Der Sauerstoff im Eisenerz geht über in den Kohlenstoff, als Nebenprodukt bildet sich CO<sub>2</sub>. Übrig bleibt Eisen. Das ist genau was wir wollen, aber es bedeutet auch, dass wir für jede Tonne Eisen, die wir mit dieser Technologie herstellen, mindestens 1,5 Tonnen CO<sub>2</sub> freisetzen. Dies ist eine chemische Tatsache und wir können nicht viel dagegen tun. Heute gibt es eigentlich nur eine weitere Technologie zur Herstellung von Stahl aus Eisenerz, die als Direktreduktion bezeichnet wird. Dabei verwendet man Erdgas anstelle von Kohlenstoff und Koks, um den Sauerstoff aus dem Eisenerz zu ziehen.

Aus ökologischer Sicht ist das etwas besser, aber es ist nur dann wirtschaftlich sinnvoll, wenn die Anlage auf einer Erdgasressource aufbaut. Es gibt einige Werke in Nord- und Südamerika, einige im Nahen Osten und ein oder zwei in Indien, aber es ist nicht sehr häufig.

Und trotzdem ist dies die Technologie, die wir bei SSAB betrachtet haben. SSAB ist zu dem Schluss gekommen, dass die Direktreduktion genutzt werden soll, mit dem Unterschied, dass statt Erdgas zukünftig Wasserstoffgas verwendet wird.

Was passiert dann?

Der Sauerstoff bewegt sich im Eisenerz nicht zum Kohlenstoff, um CO<sub>2</sub> zu bilden, sondern zum Wasserstoff, um H<sub>2</sub>O zu bilden, sodass heißes Wasser als Nebenprodukt entsteht. SSAB nutzt zudem die Tatsache, dass Schweden über ein praktisch fossilfreies Stromnetz verfügt, mit dem durch Elektrolyse Wasserstoff erzeugt werden kann. Wasserstoff, welchen in dem Prozess eingesetzt wird, bildet als Nebenprodukt wieder Wasser. Der Vorteil daran ist, dass Wasserstoff ein Rohstoff ist, den wir lagern und dann nutzen können, wenn wir ihn brauchen.

Wir haben schon heute die Situation, besonders im Sommer, wenn die Sonne scheint, der Wind weht und die Flüsse voll sind, dass Schweden mehr Strom erzeugt, als es verbrauchen kann. Wir könnten diesen überschüssigen Strom nutzen, um Wasserstoff zu produzieren, der für Situationen gespeichert werden kann, in denen weniger Strom verfügbar ist.

Und umgekehrt könnten wir in einer kalten dunklen Winternacht das Netz entlasten und aufhören, Strom zu verbrauchen. Stattdessen könnten wir Wasserstoff verwenden, den wir bereits produziert und gespeichert haben. Auf diese Weise können wir in Zukunft nicht nur fossilfreien Stahl produzieren, sondern auch dazu beitragen, dass fossilfreie Energie optimal benutzt werden kann.

Heute ist das Endprodukt aus dem traditionellen Hochofen flüssiges Eisen. Wenn man Stahl aus Direktreduktion herstellt, erhält man einen etwas weniger glamourösen, relativ langweiligen, grauen Eisenklumpen, genannt Eisenschwamm. Das ist ein Feststoff.

Um ihn weiter zu verarbeiten, muss er in flüssige Form geschmolzen werden. Dazu werden wir genau die Technologie verwenden, die wir heute für recyceltes Schrottmittel verwenden. Wir setzen Eisenschwamm in einen Lichtbogenofen und nutzen Strom, um ihn in flüssige Form zu bringen.

Sobald wir Rohstahl haben, folgen alle bekannten nachgelagerten Prozesse, die Legierung, der Guss, die Erwärmung, das Walzen, die Wärmebehandlung usw. Diese Prozesse werden in Zukunft genau dieselben sein wie heute. Nur dass wir dafür sorgen, dass wir bei diesen Prozessen fossilfreien Eisenschwamm und fossilfreien Strom verwenden. Und das ist der Grund, warum wir mit Zuversicht sagen können, dass der Stahl in Zukunft mindestens die gleichen Eigenschaften haben wird wie heute, nur mit dem Mehrwert, fossilfrei zu sein.

## Vier Stahlerzeugungsprozesse. Und ein neuer.

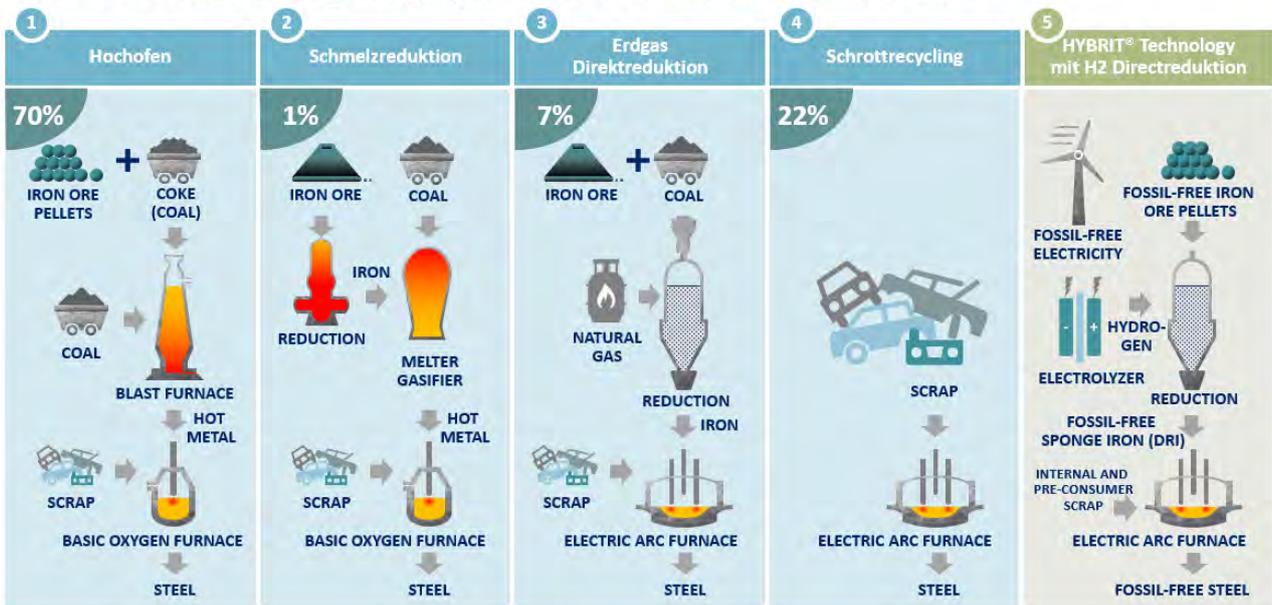


Abbildung 4: Stahlerzeugung im Überblick

SSAB hat die HYBRIT-Initiative im April 2016 gemeinsam mit zwei Partnern eingeleitet, dem Eisenerzlieferanten LKAB und dem Stromanbieter Vattenfall. In Februar 2018 hat SSAB bekanntgegeben, dass eine Pilotanlage gebaut wird, um diesen Prozess in einer industriellen Umgebung durchzuführen. Ein Jahr später, im Herbst 2019 hat SSAB angekündigt, dass auch eine Demonstrationsanlage im industriellen Maßstab, mit einer Kapazität von mehr als einer Million Tonnen gebaut wird, welche 2026 in Betrieb gehen wird.

**Was ist der Unterschied zwischen grünem Stahl und fossilfreiem Stahl? Und was wissen wir darüber, was heute in der Branche passiert?**

Werfen wir nun einen Blick auf den Markt und sehen wir uns an, welche Arten von grünen Initiativen es derzeit gibt. Und zunächst muss darauf hingewiesen werden, dass es heute

keine allgemein anerkannte Definition von grünem Stahl gibt. Einige Initiativen stehen wirklich für etwas Grünes, andere sind schwächer und können nahe am „Greenwashing“ sein.

## Nicht alle „grünen“ Stähle sind fossilfrei.

Keine Veränderung des Stahlerzeugungs		Modernisierung schrottbasierter Stahlerzeugung	Modernisierung bestehender eisenerzbasierter Stahlerzeugung		Technologie-Wandel
 <p><b>Umleitung</b> To move products to a less emitting route. Direct emissions within that steel production system will be the same.</p>	 <p><b>Umverteilung</b> To allocate carbon dioxide emission savings within a production system to certain products on behalf of others. Emission zero sum game.</p>	 <p><b>Low-carbon DRI</b> To replace fossil-based direct reduced iron (DRI) with low-carbon DRI or hot briquetted iron (HBI), reducing the carbon dioxide emissions.</p>	 <p><b>Biokohle</b> To substitute the pulverized coal injection (PCI) into the blast furnace with biocoal.</p>	 <p><b>Wasserstoff-Einspritzung</b> To substitute part of the pulverized coal injection (PCI) into the blast furnace with hydrogen. The resulting carbon dioxide decrease is 10%-40% depending on technology<sup>2</sup>.</p>	 <p><b>Erdgas-DR mit EAF</b> To replace blast furnaces and basic oxygen furnaces with direct reduction (DRI) and electric arc furnace (EAF). Powered by natural gas (NG), syngas or coal can reduce the carbon dioxide emissions with 10-40%<sup>4</sup>.</p>
 <p><b>CCU</b> To capture carbon dioxide emissions and substitute fossil raw material in chemical industry. Same amount of fossil fuels used in an end-of-life system perspective including the chemical industry.</p>	 <p><b>CCS</b> To capture carbon dioxide emissions and compress, transport and store in underground geological formations. Same amount of fossil fuels used from a system perspective.</p>	 <p><b>Grüner Strom</b> To reduce the amount of fossil fuel based electricity to fossil-free. Depending on the current electricity mix and available fossil-free electricity, the carbon dioxide footprint could be reduced with 0-50%<sup>1</sup>.</p>	 <p><b>Top Gas Recycling</b> To recycle part of the carbon rich top gas of the blast furnace and feed back to the blast furnace. Expected carbon savings are 21-25%<sup>3</sup>.</p>	 <p><b>SAF</b> To replace blast furnaces with SAF or OSBF. The technology is under development and there is no large-scale commercial processes in the steel industry. Carbon dioxide emissions could be reduced if technology successful.</p>	 <p><b>Wasserstoff-DR mit EAF</b> To replace blast furnaces and basic oxygen furnaces with direct reduction (DRI) and electric arc furnace (EAF). Powered with fossil-free hydrogen (H) and fossil-free electricity can reduce carbon dioxide emissions with 90-100%<sup>5</sup>.</p>

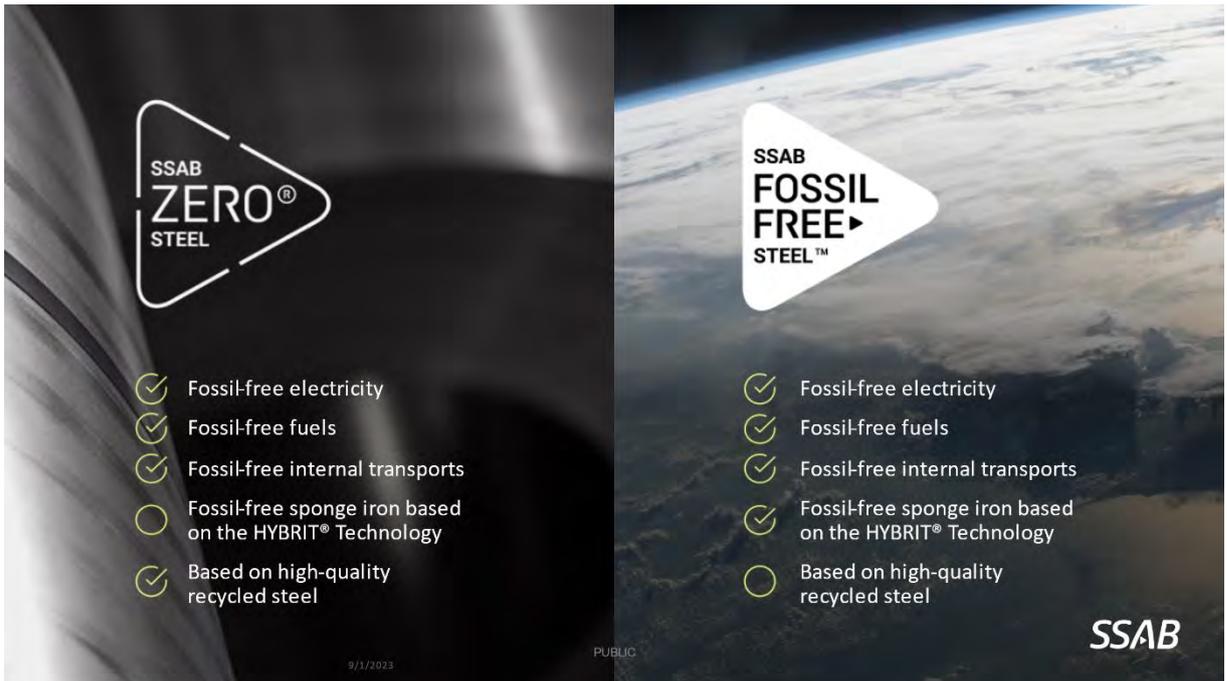
**Abbildung 5: Grüner Stahl ist nicht immer „grün“**

Wenn wir die Abbildung (5) betrachten von links im grauen Feld beginnend, sehen wir einige Alternativen, bei denen keine Änderungen beim Stahlerzeugungsprozess erforderlich ist. Das mag auf den ersten Blick etwas seltsam wirken. Doch alle diese Initiativen werden heute auf dem Markt als grün verkauft oder beworben. Ganz rechts haben wir der Technologie-wechsel. Auch hier gibt es zwei Alternativen. Die erste ist, dass es bei der Verwendung von Erdgas als Reduktionsmittel zu einer erheblichen Reduzierung der Emissionen kommt, um 10 bis 40 %. Aber Erdgas ist eine fossile Ressource, und damit kommen Sie nie zu einer fossilfreien Produktion. Wenn Sie wirklich den ganzen Weg gehen und sich für die grüner Alternative entscheiden sollten, müssen Sie fossilfreien Wasserstoff verwenden: Wasserstoff, der mit fossil-freiem Strom erzeugt wird. Und genau das machen wir bei der HYBRIT-Technologie. Wenn Sie also auf grün umstellen und hierbei die stärkste Alternative wählen möchten, kommen Sie zur HYBRIT-Initiative.

Unser Klimaziel wurde von der Initiative Science-Based Targets geprüft, und soweit wir wissen, ist dies das erste Ziel für die Stahlindustrie, das anerkannt wurde. Auf der Liste anderer Partnern finden Sie auch Unternehmen wie Adidas, BMW, Mercedes-Benz, Meiler und Palfinger. Die Verpflichtung, die SSAB eingegangen sind, besteht darin, die Treibhausgasemissionen bis 2032 um 35 % zu reduzieren. Und ein Teil der gesamten Roadmap ist auch, dass wir fossilfrei werden müssen.

### **Was macht SSAB so einzigartig?**

- 1) Wir sind Vorreiter bei der fossilfreien Technologie
- 2) Wir nehmen von Anfang an den direkten Weg hin zu einer wasserstoffbasierten, fossilfreien Produktion. Wir werden keine Übergangslösungen wählen. Bereits im ersten Schritt werden wir die langfristig nachhaltigen Lösungen bekommen.
- 3) Wir werden eine fossilfreie vorgelagerte Wertschöpfungskette einbeziehen und tun dies gemeinsam mit LKAB, dem Lieferanten von Eisenerz, und auch mit Vattenfall, dem Stromanbieter.
- 4) Wir investieren in neue Produktionsanlagen. Die Pilotanlage in Luleå im Nordschweden ist bereits in Betrieb. Und wir werden vor der Markteinführung, die für 2026 geplant ist, in Gällivare in Nordschweden, in der Nähe der LKAB Minen, eine Eisenschwamm-Produktions-Anlage im industriellen Maßstab starten. Dazu investieren wir fast 5 Milliarden EUR in zwei komplett neue Stahlwerke in Nordschweden und Nordfinnland, die in der Lage sind, 100% fossilfreien Stahl herzustellen.
- 5) Wir reduzieren nicht nur CO<sub>2</sub>. Wir werden unsere eigenen Emissionen mehr oder weniger eliminieren und fossilfreien Eisenschwamm als Rohstoff verwenden. Es stellt also ein wirklich starkes Angebot dar, fossilfreien Stahl herzustellen. So viel über SSAB.



**Abbildung 6: SSAB Zero® und SSAB Fossil Free Steel™**

**Kontakt Daten:**

Tim Kalthaus

Business Area Manager

SSAB Europe

M +49 171 5528575

tim.kalthaus@ssab.com



# **Nachhaltigkeit durch Einsatz von thermisch aktivierten Spundwänden zur Gewinnung regenerativer Energie**

Dr.-Ing. D. Koppmann, ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aschaffenburg  
Dipl.-Ing. T. Semmling, FET Future Energy Technologies PLC, Birkirkara, Malta

## **1 Einleitung**

Die Erschließung des oberflächennahen Untergrundes mittels geothermischer Systeme ist eine zuverlässige und weit verbreitete Technologie zur regenerativen Gebäudeklimatisierung. Aufgrund der hohen Wärmekapazität von Wasser und des stabilen Temperaturregimes besitzen Grundwasser und insbesondere offene Gewässer ein großes regeneratives thermisches Energiepotential. Durch die thermische Aktivierung von Spundwänden ist es erstmals möglich, sowohl den oberflächennahen Untergrund als auch offene Gewässer effizient zu erschließen und damit dauerhaft saubere, regenerative Energie bereitzustellen. Aufgrund der hohen Leistungsfähigkeit der Systeme verfügen Wärmepumpen in Kombination mit thermisch aktivierten Spundwänden über ein großes CO<sub>2</sub>-Einsparpotential und können einen signifikanten Beitrag zur Energie- bzw. Wärmewende leisten.

Am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen University wurde in Zusammenarbeit mit der FET Future Energy Technologies PLC (vormals SPS Energy GmbH, im Jahr 2022 übergegangen in die FET) bereits im Zeitraum März 2015 bis September 2019 unter dem Förderkennzeichen 03ET1321A das Verbundforschungsvorhaben „EnEff: Wärme: Monitoring eines Pilotprojektes als Grundlage zur Auslegung und Bemessung von thermisch aktiven Spundwänden für eine Erschließung des großen regenerativen Energiepotentials offener Gewässer“ erfolgreich bearbeitet. Zuwendungsgeber war das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi). Ziel des Projektes waren die Ermittlung repräsentativer Kennwerte auf Grundlage von Großversuchen, die Entwicklung eines Planungswerkzeugs für Energiespundwände und die Realisierung eines Pilotprojektes [KOPPMANN ET. AL., 2020; KOPPMANN, 2021].

Schon im Verlauf des Forschungsvorhabens wurde die Praxistauglichkeit thermisch aktivierter Spundwände mit der Realisierung erster Anlagen bestätigt. In der Zwischenzeit wurden und werden weitere Anlagen in Deutschland und den Niederlanden realisiert und durch

die ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH (kurz: ZAI) und/oder die FET begleitet.

## **2 Thermisch aktivierte Spundwand**

### **2.1 Allgemeines**

Zur thermischen Aktivierung von Stahlspundwänden wird das bei erdberührenden Betonbauteilen bewährte Prinzip, Absorberrohre in ohnehin bzw. baupraktisch erforderliche Bauteile zu integrieren, auf die Technik des Spundwandverbaus übertragen.

Aufgrund der hohen Wärmeleitfähigkeit von Stahl eignen sich Spundwände besonders für den Einsatz als geschlossenes System im Primärkreislauf einer geothermischen Anlage. Zudem werden Spundwände neben ihrer statischen Funktion in der Regel vor allem als dichtendes Bauteil bei anstehendem Grundwasser eingesetzt und befinden sich somit meist in energetisch günstigem Untergrund. Im Bereich des Hafen- oder Wasserbaus besteht sogar ein direkter Kontakt zu einem offenen Gewässer.

Für die effiziente und dezentrale Erschließung des oberflächennahen Untergrunds und insbesondere offener Gewässer mit thermisch aktivierten Spundwänden stehen zwei durch die FET patentierte Systeme zur Verfügung.

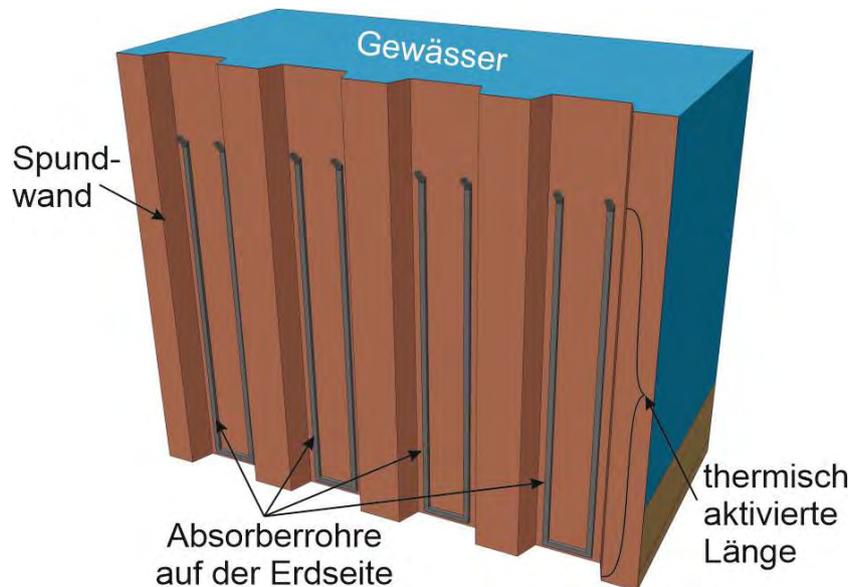
### **2.2 Energiespundwände**

Bei Energiespundwänden handelt es sich um neuartige, thermisch aktivierte Bauteile, die sich hinsichtlich der Bauteilgeometrie und der thermischen Eigenschaften grundsätzlich von bekannten thermisch aktivierten Betonbauteilen unterscheiden. Die patentierten Energiespundwände sind dadurch gekennzeichnet, dass sie eine Möglichkeit zur Gewinnung regenerativer Energie aus dem Untergrund bzw. Wasser schaffen. Hierbei werden handelsübliche Spundwandprofile bereits werkseitig durch eine Wärmeentzugseinrichtung (Absorber) ergänzt, wodurch die statisch sichernde sowie abdichtende mit einer energetischen Funktion vereint wird. Rohrquerschnitt und Wandstärke der Absorber können flexibel an das statisch erforderliche Spundwandprofil, die Umgebungsrandbedingungen und die Anforderungen der geothermischen Anlage angepasst werden.

Energiespundwände können sowohl als Alternative zu konventionellen Systemen wie Kollektoren oder vertikalen Sonden in beidseitigem Bodenkontakt als auch in einseitigem Wasserkontakt bei Neubau, Aufrüstung oder Instandsetzung von Spundwandbauwerken

eingesetzt werden. Grundsätzlich ist der Einsatz von Energiespundwänden an einem offenen Gewässer aber besonders effizient. Flüsse und Seen werden dadurch zu idealen Wärmequellen und/oder -senken für Wärmepumpen. Insbesondere an Fließgewässern wird dabei kontinuierlich thermisch unbeeinflusstes Wasser zur Spundwand und damit zum Absorber transportiert.

Bei einer Installation an einem offenen Gewässer werden die Absorber auf der später erd zugewandten Seite angeordnet (s. Abbildung 1). Somit sind die Rohre als auch die Anschluss- und Verbindungsleitungen im Nachhinein nicht mehr sichtbar und vor äußeren Einflüssen geschützt. Die Lage der Rohre und der Anschlüsse auf den Bohlen werden so geplant, dass diese an der späteren Wand in frostsicherer Tiefe unter der GOK liegen und Hochpunkte in der späteren Leitungsführung ausgeschlossen werden können.

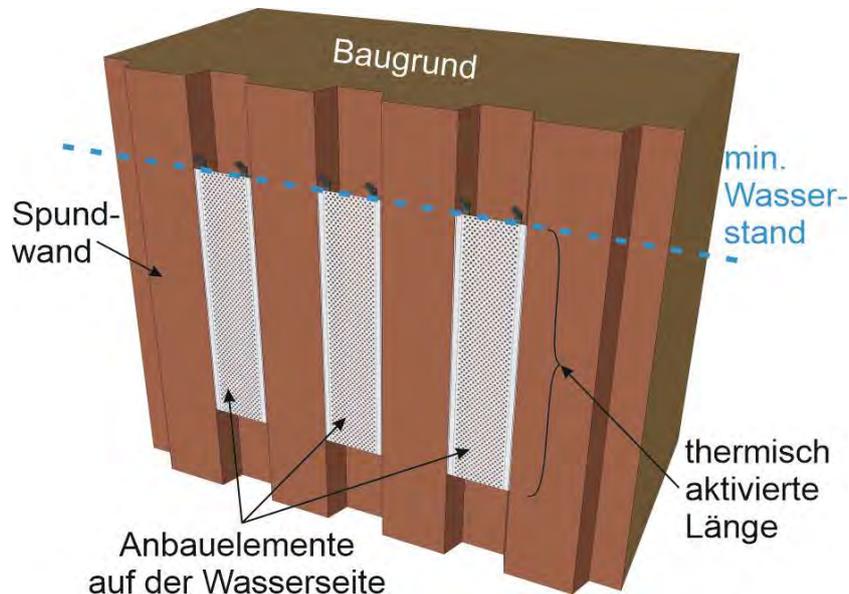


**Abbildung 1: Modelldarstellung einer Energiespundwand an einem offenen Gewässer**

### **2.3 Anbauelemente**

Zur nachträglichen thermischen Aktivierung und Aufrüstung bestehender Bauwerke mit Kontakt zu einem offenen Gewässer kommen Anbauelemente zum Einsatz. Diese bestehen aus den auf einem vorgefertigten Tragelement montierten Absorberrohren und werden durch einfaches Vorhängen auf der Wasserseite direkt im offenen Gewässer installiert (s. Abbildung 2). Die Anbauelemente nutzen dann ausschließlich das offene Gewässer als Energiequelle, weshalb sichergestellt werden muss, dass die Absorberrohre selbst bei

veränderlichem Pegelstand dauerhaft von Wasser bedeckt sind. Die Länge der Absorber wird daher durch die minimale Wassertiefe bei Niedrigwasser begrenzt.



**Abbildung 2: Modelldarstellung von Anbauelementen auf einer Bestandswand**

Das Anbauelement lässt eine freie Um- bzw. Durchströmung zu und kann konstruktiv an die Umgebungsrandbedingungen angepasst werden. Damit ist grundsätzlich eine Installation an Spundwänden aller Profilformen möglich.

Infolge der direkten Installation im Wasser sind die Anbauelemente einer erhöhten Korrosionsgefahr ausgesetzt, der durch konstruktive Maßnahmen oder aktiven Korrosionsschutz entgegengewirkt werden muss. Sofern erforderlich kann das Anbauelement auch durch Schutzelemente ergänzt werden, um die Absorber vor äußeren Einflüssen zu schützen.

## 2.4 Leistungsfähigkeit

Im Rahmen einer Vorbemessung kann die Leistungsfähigkeit zunächst auf Basis von Richtwerten zur Entzugsleistung abgeschätzt werden. Im Rahmen des vom BMWi geförderten Forschungsvorhabens wurde die Leistungsfähigkeit von Energiespundwänden in Großversuchen unter verschiedenen Randbedingungen untersucht. Dabei wurden mit Energiespundwänden bei Bodenkontakt auf die thermisch aktivierte Länge bezogene Entzugsleistungen von bis zu 120 W/m erzielt. Bei einseitigem Wasserkontakt wurden bis zu 300 W/m an einem stehenden und bis zu 450 W/m an einem strömenden Gewässer erreicht. Mit den im Wasser installierten Anbauelementen konnten noch größere Entzugsleistungen von bis

zu 600 W/m in stehendem und bis zu 1.700 W/m in strömendem Gewässer realisiert werden (KOPPMANN ET. AL., 2020).

Die Leistungsfähigkeit wird maßgeblich von den hydro- bzw. hydrogeologischen Standortbedingungen und den Randbedingungen des Wärmepumpenbetriebs beeinflusst, weshalb im Rahmen einer Vorbemessung zunächst Richtwerte in Höhe von 35 – 50 W/m für reinen Bodenkontakt, 160 W/m bei einseitigem Kontakt zu einem stehenden und 310 W/m bei einseitigem Kontakt zu einem strömenden Gewässer für die Energiespundwände angesetzt werden sollten. Für die Anbauelemente können 160 W/m in stehendem und 350 W/m in strömendem Gewässer veranschlagt werden (KOPPMANN, 2021).

Grundsätzlich gilt aber, dass ein langfristig effizienter Anlagenbetrieb und das Ausbleiben einer dauerhaften, nachteiligen Beeinträchtigung von Boden, Grundwasser und Gewässer nur ausgeschlossen werden können, wenn thermisch aktivierte Spundwände nach den anerkannten Regeln der Technik geplant, ausgeführt und betrieben werden. Zur Integration von thermisch-aktivierten Stahlspundwänden in ein Gesamtenergiekonzept eines Gebäudes/Quartiers, ist daher grundsätzlich eine individuelle systemspezifische Planung und Auslegung erforderlich. Insbesondere im Rahmen der Entwurfs- und Ausführungsplanung ist dabei eine genaue thermische und hydraulische Bemessung unter Berücksichtigung aller relevanten Randbedingungen unerlässlich.

### **3 CO<sub>2</sub>-Einsparpotential**

#### **3.1 Allgemeines**

Die von der Bundesregierung im überarbeiteten Klimaschutzgesetz verankerte Energiewende hat das Ziel die Treibhausgasemissionen bis 2045 schrittweise bis zur Klimaneutralität zu reduzieren. Um dieses Ziel zu erreichen, muss eine Schlüsselkomponente der Ausbau der erneuerbaren Energieversorgung im Bereich der Wärmebereitstellung sein. Die erforderliche Wärmewende wird besonders bei einem Blick auf den deutschen Primär- und Endenergiebedarf nach Anwendungszwecken deutlich. Im Jahr 2019 wurde etwa ein Drittel der Primärenergie in Deutschland für die Bereitstellung von Raumwärme und Warmwasser eingesetzt (BMW<sub>i</sub>, 2019). Allein in Privathaushalten wurden in den letzten beiden Jahren mehr als 80 % der Endenergie für Raumwärme und Warmwasser verbraucht (AGEB, 2021).

Der Wechsel von fossilen Brennstoffen auf regenerative Systeme zur Wärmebereitstellung und die damit verbundene Reduzierung von Treibhausgasemissionen kann besonders

effizient durch die Erschließung oberflächennaher Geo- und/oder Hydrothermie in Kombination mit einer Wärmepumpe erfolgen. Der Vorteil dieser Systeme ist dabei, dass sie neben dem Wärmeentzug zu Heizzwecken auch für die Kühlung von gewerblichen und privaten Gebäuden nutzbar sind. Bei diesem Einsatzzweck vergrößert sich das CO<sub>2</sub>-Einsparpotential nochmals zusätzlich (VIENKEN ET. AL, 2016).

### **3.2 Effizienz von Wärmepumpen**

Bei der Wärmebereitstellung über eine Wärmepumpe in Kombination mit thermisch aktivierten Spundwänden setzt sich die Heizenergie anteilig aus der nutzbaren Umgebungswärme und der elektrischen Antriebsenergie der Wärmepumpe zusammen. Wie viel Antriebsenergie benötigt wird, ist von der Effizienz der Anlage abhängig. Diese wird durch die Jahresarbeitszahl (JAZ) beschrieben, die das Verhältnis der im Laufe eines Jahres abgegebenen Wärmemenge zur eingesetzten Antriebsenergie der Wärmepumpe angibt.

Gemäß UMWELTBUNDESAMT (2022) ist eine JAZ von mindestens 1,9 erforderlich, um die CO<sub>2</sub>-Emissionen der Stromerzeugung auszugleichen. Damit auch die höheren Investitionskosten einer Wärmepumpe gegenüber einer Gas- oder Ölheizung durch geringere Betriebskosten amortisiert werden können, ist aktuell beim Vergleich mit einem Gaskessel noch eine JAZ von 3,5 und beim Vergleich mit einem Ölkessel eine JAZ von 4,0 erforderlich. Als Folge der CO<sub>2</sub>-Bepreisung im nationalen Emissionshandel und voraussichtlich steigender Preise für Heizöl und Erdgas aufgrund der zunehmenden Verknappung kann davon ausgegangen werden, dass die erforderliche JAZ zukünftig sinken wird und Wärmepumpen auch wirtschaftlich noch attraktiver werden.

Nach KALTSCHMITT ET AL. (2017) lassen sich bei der Nutzung des Erdreichs als Wärmequelle JAZ zwischen 3,8 und 4,3 erreichen, womit die geforderte Effizienz erreicht wird. Beim Einsatz von Energiespundwänden wurden z.B. im Projekt Bergfelde (vgl. Tabelle 1) sogar bereits JAZ > 4,5 dokumentiert.

Entgegen des Betriebes von Flusswasserwärmepumpen, die mit erheblichen Problemen z. B. durch Verunreinigungen im Gewässer, Ausfällungen von Eisenhydroxiden und Mangan(IV)-oxid, Korrosion und/oder Vereisung im Winter zu kämpfen haben, gibt es mit thermisch aktivierten Spundwandwänden darüber hinaus aus der Erfahrung bisher umgesetzter Projekte nur wenige technische Probleme zu überwinden.

## 4 Havelquartier Potsdam

### 4.1 Allgemeines

Mit der Realisierung erster Anlagen wurde bereits im Forschungsvorhaben die Praxistauglichkeit thermisch aktivierter Spundwände nachgewiesen (KOPPMANN ET. AL., 2020). Seitdem wurden und werden durch die ZAI und die FET weitere Anlagen begleitet. Eine Übersicht ausgewählter bereits realisierter oder aktueller Projekte kann Tabelle 1 entnommen werden.

**Tabelle 1: Übersicht bereits realisierter bzw. in Ausführung befindlicher Projekte mit thermisch aktivierten Spundwänden (KOPPMANN, 2021, interne Firmenauskunft der Goimeer B.V.)**

Projekt	Randbedingungen	Thermisch aktivierte Bohlen	Leistung
Bergfelde, Brandenburg	Spundbohlen beidseitiger Bodenkontakt, Einfamilienhaus	12 Stk. kaltgewalzte ZK 785-6, L = 5,0 m	WP 7,6 kW
Feldberg, Mecklenburg- Vorpommern	Uferspundwand Haussee, Hotel „Deutsches Haus“	12 Stk. Larssen 601 DB L = 7,0 m	WP 26,7 kW
Havel Quartier Potsdam, Brandenburg	Uferspundwand Havel, Havel Quartier Potsdam	14 Stk. QsHeat® ZZ 24-700, L = 11,5 m  167 Stk. QsHeat® ZZ 12-770 5,0 m ≤ L ≤ 7,5 m	vsl. 190 kW
Hafen Enkhuizen, Niederlande	Uferspundwand im Hafen	74 Stk. kaltgewalzte GM 769/8 L = 9,0 m	k. A.
Swettehus Leeuwarden, Niederlande	Uferspundwand im Hafen	45 Stk. Larssen 20/21 (gebraucht), L = 7,0 m	k. A.
Obermaubach, Nordrhein- Westfalen	Anbauelemente an Bestandsspundwand	Bestand: Larssen 604  3 Stk. Anbauelemente L = 1,0 m	Pilotan- lage

Im Folgenden soll das Projekt „Havel Quartier Potsdam“ als erstes Großprojekt in Deutschland genauer vorgestellt werden.

## 4.2 Havelquartier Potsdam

### 4.2.1 Allgemeines

Auf dem Gelände der Speicherstadt in der südlichen Innenstadt von Potsdam errichtet die HQP Potsdam GmbH & Co. KG (kurz HQP) auf einer Gesamtfläche von rund 70.000 m<sup>2</sup> einen Wohn- und Bürostandort bestehend aus insgesamt sechs Gebäudekomplexen. Das Baufeld grenzt im Nordwesten unmittelbar an die Potsdamer Havel (s. Abbildung 3).



**Abbildung 3: Luftbild des Havel Quartiers Potsdam während der Bauphase  
(Bildquelle: Reggeborgh/Jürgen Sendel, Markierungen nachträglich durch ZAI)**

Die am Havelufer bestehende Spundwand war altersbedingt in einem schlechten Zustand und an verschiedenen Stellen deformiert. Die HQP plante daher diese durch eine neue Spundwand in der vorhandenen Flucht zu ersetzen. In diesem Zusammenhang übernahm die Energie und Wasser Potsdam GmbH (kurz: EWP) die thermische Aktivierung der neuen Spundwand zur Erschließung oberflächennaher geo- und hydrothermischer Energie. Mit der Planung der thermischen Aktivierung in den Leistungsphasen 2 bis 7 wurde die ZAI von der EWP beauftragt. Im weiteren Projektverlauf soll die Energiespundwand über eine

Wärmepumpe angebunden und in Kombination mit Fernwärme zur bivalenten Wärmebereitstellung für einen der neuen Gebäudekomplexe dienen.

#### **4.2.2 Standortbedingungen**

Am Standort in Potsdam stehen im Uferbereich unter geringmächtigen Auffüllungen durchlässige Sande und Kiese an. Lokal werden zwischengelagerte bis zu 1,7 m mächtige organische und organisch-mineralische Schichten in Form von Torf und Mudde angetroffen. Die organischen Schichten gelten als sehr frostempfindlich.

Die neue Spundwand bindet nicht in eine stauende Schicht ein, so dass sie weiterhin unterströmt werden kann und der Grundwasserstand hinter der Wand mit dem Havelpegel korreliert. Bezogen auf den mittleren Havelpegel steht das offene Gewässer zum größten Teil unmittelbar unterhalb der Oberkante der neuen Spundwand an, weshalb an der Wand in der Regel grundwassergesättigte Baugrundverhältnisse vorliegen. Für die landseitig hinter der Spundwand anstehende Böschung ist eine Sicherung aus Geotextil und einer etwa 0,4 m mächtigen Schüttung aus Wasserbausteinen vorgesehen.

Die freie Wassertiefe variiert entlang der Wand zwischen 0,4 m und 1,95 m, beträgt im überwiegenden Teil aber mind. 1,3 m.

Die Spundwand liegt am Rand bzw. im Einflussbereich eines Wasserschutzgebietes der Zone III, weshalb die Sicherstellung des Grundwasser- und Oberflächengewässerschutzes von besonderer Bedeutung ist und in der Planung berücksichtigt wurde.

#### **4.2.3 Energiespundwand**

Gemäß der statischen Ausführungsplanung wurde die alte Spundwand auf einer Länge von ca. 148 m durch insgesamt 191 neue Spundbohlen ersetzt. Dabei wurden Einzel- und Doppelbohlen vom Typ ZZ 24-700 mit einer Länge von 11,5 m und vom Typ vom Typ ZZ 12-770 in Längen zwischen 5,0 m und 7,5 m eingesetzt.

Abschnittsweise verläuft die neue Spundwand unmittelbar entlang bestehender bzw. neu zu errichtender Wasserbauwerke. Unter Berücksichtigung dieser und anderer Randbedingungen konnten insgesamt 181 Profile thermisch aktiviert werden, wobei die thermisch aktivierte Länge auf den Profilen zwischen 4,2 m bis 9,6 m variiert. Auf der gesamten Uferspundwand konnte damit eine thermisch aktivierte Länge von ca. 1.000 m realisiert

werden. Die geometrischen Eigenschaften der dabei eingesetzten Absorberrohre können Tabelle 2 entnommen werden.

**Tabelle 2: Geometrie der für die thermische Aktivierung in Potsdam eingesetzten Absorberrohre**

Parameter	Wert	Einheit
Rohrbreite	50	mm
Rohrhöhe	30	mm
Wandstärke	3	mm
Thermisch aktivierte Länge	4,5	m
Länge Absorberrohre	9,26	m

#### 4.2.4 Entzugsleistung und Anbindung

Die thermische und hydraulische Bemessung der Energiespundwand hatte das Ziel, die über die Energiespundwand maximale, langfristig realisierbare Entzugsleistung zu bestimmen. Dieses Vorgehen war erforderlich, da die Heizlast des geplanten Gebäudeblocks zum Zeitpunkt der Bemessung noch nicht bekannt war.

In numerischen Berechnung mit der Finite-Elemente Software Temp/W wurde daher der Anlagenbetrieb an der Uferspundwand im Havel Quartier in Abhängigkeit von einem charakteristischen Lastprofil für eine Wärmepumpe im Heizbetrieb mit einer anteiligen Trinkwassererwärmung bei 2.400 Jahresvolllaststunden über die Betriebszeit modelliert. Dabei wurden die Standortbedingungen und die ungestörte Ausgangstemperatur des Untergrunds im Modell abgebildet und in der Simulation die Einflüsse des Wärmeentzugs sowie der transienten Temperaturrandbedingungen des Gewässers und an der GOK berücksichtigt. Die Leistungsfähigkeit wurde dabei durch die Vorgabe begrenzt, die Ausbildung eines Frostkörpers und damit verbundene nachteilige Effekte von Frosthebungen oder -schäden in den organischen Schichten an der Spundwand des Havelquartiers dauerhaft auszuschließen.

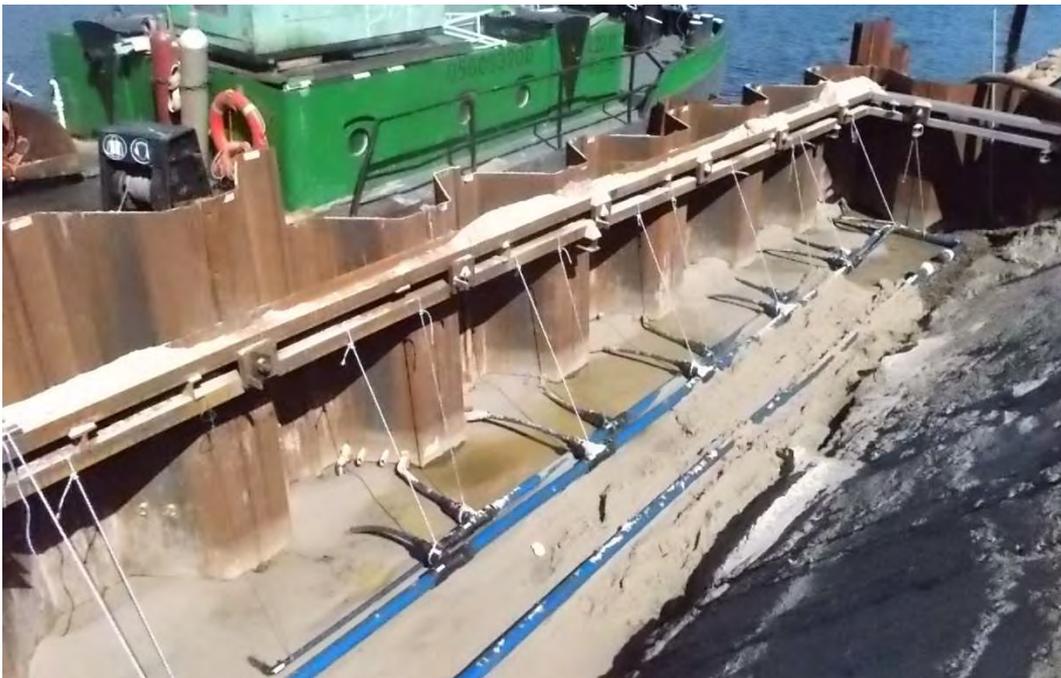
Unter Berücksichtigung der zuvor genannten Anforderungen und Randbedingungen kann über die Energiespundwand im Primärkreislauf eine prognostizierte Leistung von

ca. 150 kW bereitgestellt werden. Dies entspricht einer auf die installierte thermisch aktivierte Länge bezogenen mittleren Entzugsleistung von 150 W/m. Die prognostizierte Heizleistung der Wärmepumpe beträgt 192 kW

Auf Grundlage der hydraulischen Bemessung werden die thermisch aktivierten Bohlen zur Bereitstellung der geforderten Temperaturspreizung in einer kombinierten Parallel- und Reihenschaltung angeschlossen. Dabei werden insgesamt 49 Kreisläufe in 14 Blöcken zusammengefasst und über zwei Verteilerschächte angebunden.

#### **4.2.5 Ausführung**

Mit den Rammarbeiten der Spundwand wurde im vierten Quartal 2021 begonnen. Die Arbeiten konnten im ersten Quartal 2022 abgeschlossen werden. Anschließend wurde mit der Anbindung der Energiespundwand begonnen (s. Abbildung 4).



**Abbildung 4: Anbindung der Energiespundwände im Havel Quartier Potsdam im Bauzustand (Bildquelle: FET)**

Der Schacht- und Leistungsbau wurde zum Ende des zweiten Quartals 2022 fertiggestellt. Die Inbetriebnahme der Anlage erfolgt erst nach Fertigstellung des zu beheizenden Gebäudeblocks I und damit voraussichtlich nicht vor dem Jahr 2024.

### 4.3 Betrachtung zur CO<sub>2</sub>-Bilanz

Bei einer ganzheitlichen Betrachtung der CO<sub>2</sub>-Bilanz muss neben den bei der Herstellung eines Baumaterials verursachten Emissionen auch berücksichtigt werden, welchen Beitrag eine Industrie und/oder ihre Produkte und insbesondere Produktinnovationen über ihren Lebenszyklus zu den erforderlichen Emissionseinsparungen in anderen Sektoren beitragen können.

Hierfür wurde am Projektbeispiel des Havelquartiers in Potsdam, der Bereich der Energieerzeugung betrachtet, in dem der Einsatz der Energiespundwand durch die klimaschonende Gewinnung regenerativer Energie für die Gebäudeklimatisierung eine CO<sub>2</sub>-reduzierende Wirkung entfalten wird. Zur Bilanzierung wurden dabei die bei der Produktion der Spundwand verursachten CO<sub>2</sub>-Emissionen den möglichen Einsparungen über den Betriebszeitraum gegenübergestellt.

In Potsdam wurden für die Ufersicherung mittels einer neuen Spundwand ca. 96 t Stahl verbaut. Werden Emissionen in Höhe von 1,7 t CO<sub>2</sub> je erzeugter Tonne Stahl angesetzt, wurden allein bei der Produktion der Spundwand insgesamt 163,2 t CO<sub>2</sub> freigesetzt.

Durch den Betrieb der geothermischen Anlage mit einer Heizleistung der Wärmepumpe von ca. 192 kW werden bei kalkulierten 2.400 Volllaststunden in einem Betriebsjahr 460.800 kWh Heizenergie bereitgestellt. Unter Voraussetzung einer Jahresarbeitszahl von mindestens JAZ = 4 müssen davon 115.200 kWh in Form elektrischer Antriebsenergie beigesteuert werden. Werden hierfür die CO<sub>2</sub>-Äquivalente des deutschen Strom-Mix angesetzt (vgl. Tabelle 3), werden durch die Erzeugung der elektrischen Antriebsenergie Emissionen von ca. 46,3 t/a CO<sub>2</sub> verursacht. Würde die gleiche Heizenergie aber durch einen konventionellen Gasbrennwertkessel bereitgestellt, würde der Betrieb deutlicher höhere CO<sub>2</sub>-Emissionen von ca. 113,8 t/a verursachen. Durch den Betrieb der Wärmepumpe in Verbindung mit der Energiespundwand können folglich etwa 67,5 t CO<sub>2</sub> pro Jahr eingespart werden.

Am Beispiel des Havelquartier Potsdam wird somit deutlich, dass die Emissionen, die bei der Spundwandproduktion entstehen, durch die thermische Aktivierung bzw. den Betrieb der geothermischen Anlage bereits nach nur zwei Jahren kompensiert werden können. Selbst wenn weitere Emissionen berücksichtigt werden, die z. B. infolge der Aufrüstung der Spundwandbohlen zur Energiespundwand oder durch den Transport und das Einbringen der Spundwand anfallen, können diese bei einer Betrachtung über die gesamte Lebensdauer der geothermischen Anlage und der Spundwand schnell kompensiert werden. Dabei

gilt es weiter zu berücksichtigen, dass z. B. durch eine längere Betriebsdauer im Jahr (Volllaststunden), durch die zusätzliche Nutzung der Kühlfunktion, bei einer höheren Jahresarbeitszahl oder durch den Einsatz von regenerativen Quellen für die Antriebsenergie zusätzliche CO<sub>2</sub>-Einsparungen generiert werden können und die Bilanz dann noch deutlich positiver ausfällt.

**Tabelle 3: CO<sub>2</sub>-Äquivalente in kg/kWh infolge direkter und indirekter Emissionsfaktoren (UMWELT + KLIMAPAKT BAYERN 2022, auf Datenbasis des UBA, Bezugsjahr 2018)**

Energieträger		CO <sub>2</sub> –Äq. [kg/kWh]
Strom	Strom-Mix (DE)	0,402
	Braunkohle	1,051
	Erdgas	0,433
	Kernenergie (ohne Entsorgung)	0,068
	Photovoltaik	0,067
	Geothermie	0,183
Wärme	Wärme-Mix (DE)	0,316
	Heizöl	0,318
	Erdgas	0,247
	Fernwärme	0,304

## 5 Herausforderungen bei der Projektplanung und -realisierung

Die erfolgreiche Planung und Realisierung einer thermisch aktivierten Spundwand wird von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst, die im Rahmen eines solchen Beitrags nicht vollumfänglich beschrieben werden können. Daher sollen im Folgenden zwei der besonders relevanten Aspekte beschrieben werden.

Zum einen sollte die thermische Aktivierung bereits in einer möglichst frühen Planungsphase berücksichtigt werden. Die statische Funktion einer Spundwand steht zwar

grundsätzlich im Vordergrund und darf durch die zusätzliche thermische Nutzung nicht beeinträchtigt werden. Dennoch können in der Planung mögliche und für eine thermische Aktivierung günstige Anpassungen vorgenommen werden, wie etwa eine konstruktive Verlängerung der Bohlen. Weiter können die verschiedenen Gewerke bei einer frühzeitigen parallelen Planung optimal aufeinander abgestimmt werden. Nur dann können mögliche Konfliktpunkte wie z. B. unmittelbar hinter der Wand vorgesehene Bauwerke oder konstruktive Einschränkungen von Beginn an identifiziert und in der Planung der thermischen Aktivierung berücksichtigt werden.

Bei einer thermisch aktivierten Spundwand handelt es sich um ein innovatives und noch neuartiges geothermisches System. Daher sollten zum anderen die zuständigen Genehmigungsbehörden frühzeitig einbezogen werden. Dabei ist neben der grundsätzlichen Genehmigungsfähigkeit einer geothermischen Anlage vor allem die Aufklärung über das System und die Besonderheiten der Installation von Bedeutung. In Bergfelde wurde z. B. zunächst eine Ablehnung ausgesprochen, da das System mit einer tiefen vertikalen Bohrung für eine Erdwärmesonde gleichgesetzt wurde. Erst im Anschluss an eine genaue Projektvorstellung und konstruktive Gespräche wurde letztendlich eine Genehmigung erteilt.

## **6 Zusammenfassung**

Aufgrund der hohen Wärmekapazität von Wasser und des stabilen Temperaturregimes besitzen Grundwasser und offene Gewässer ein großes regeneratives thermisches Energiepotential. Mit thermisch aktivierten Stahlspundwänden ist es möglich, dieses Energiepotential effizient zu erschließen und dauerhaft saubere, regenerative Energie für die Gebäudeklimatisierung bereitzustellen. Dabei können mit Energiespundwänden im beidseitigen Bodenkontakt Entzugsleistungen von bis zu 120 W/m und bei einseitigem Kontakt zu einem strömenden Gewässer bis zu 450 W/m erzielt werden. In Abhängigkeit von den Standortbedingungen sind bei Einsatz an einem offenen Gewässer aber auch noch höhere Leistungen möglich.

Aufgrund der hohen Leistungsfähigkeit verfügen Wärmepumpen in Kombination mit thermisch aktivierten Spundwänden über ein großes CO<sub>2</sub>-Einsparpotential. So können im Havelquartier Potsdam gegenüber einer konventionellen Gasheizung jährlich etwa 67,5 t CO<sub>2</sub> eingespart werden. Thermisch aktivierte Spundwände können somit einen signifikanten Beitrag zur Energie- bzw. Wärmewende leisten.

## 7 Danksagung

Die Autoren möchten sich abschließend beim Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) für die Förderung des Forschungsvorhabens und bei der Energie und Wasser Potsdam GmbH (EWP) für die gute Zusammenarbeit im Projekt Havelquartier Potsdam bedanken. Weiter sei darauf hingewiesen, dass ein Teil dieses Beitrags bereits in ähnlicher Form im Rahmen der Baugrundtagung 2022 veröffentlicht wurde.

## Literatur

**AGEB (2021):** Anwendungsbilanzen zur Energiebilanz Deutschland – Endenergieverbrauch nach Energieträgern und Anwendungszwecken. *AG Energiebilanzen e.V.*

**Umwelt + Klimapakt Bayern (2022):** [https://www.umweltpakt.bayern.de/energie\\_klima/fachwissen/217/berechnen-sie-ihre-treibhausgasemissionen-mit-co2-rechner](https://www.umweltpakt.bayern.de/energie_klima/fachwissen/217/berechnen-sie-ihre-treibhausgasemissionen-mit-co2-rechner).  
Zuletzt abgerufen: 18.09.2023.

**Blum, P., Campillo, G., Münch, W., Kölbl, T. (2010):** CO<sub>2</sub> savings of ground source heat pump systems – A regional analysis. *Renewable Energy* 35.

**BMWi (2019):** Energiedaten Gesamtausgabe - Stand Oktober 2019. *Bundesministerium für Wirtschaft und Energie*.

**Kaltschmitt, M., Sanner, B., Stegelmeier, M., Streicher, W., Ziegler, F (2017):** Nutzung von Umgebungsluft und oberflächennaher Erdwärme. In: *Martin Kaltschmitt, u.a. (Hsg.), Erneuerbare Energien Systemtechnik, Wirtschaftlichkeit, Umweltaspekte. 5. Auflage. Springer-Verlag, Heidelberg*.

**Koppmann, D., Ziegler, M., Knapp, D., Pechnig, R., Semmling, T. (2020):** Abschlussbericht: Verbundvorhaben: EnEff:Wärme: Monitoring eines Pilotprojektes als Grundlage zur Auslegung und Bemessung von thermisch aktiven Spundwänden für eine Erschließung des großen regenerativen Energiepotentials offener Gewässer. *BMWi, FKZ 03ET1321 A*.

**Koppmann, D. (2021):** Untersuchung der thermischen Aktivierung von Stahlspundwänden. *Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen*.

**UBA (2022):** Umgebungswärme und Wärmepumpen. *Umweltbundesamt*. <https://www.umweltbundesamt.de/themen/klima-energie/erneuerbare-energien/umgebungswaerme-waermepumpen#Perspektiven>.  
Zuletzt abgerufen: 18.09.2023.

**VDI 4640-1:2010:** Thermische Nutzung des Unter-grunds. Teil 1: Grundlagen, Genehmigungen, Umweltaspekte. *Beuth Verlag, Berlin.*

**VDI 4640-2:2019:** Thermische Nutzung des Unter-grunds. Teil 2: Erdgekoppelte Wärmepumpenanlagen. *Beuth Verlag, Berlin.*

**Vienken, T., Händel, F., Epting, J. et al. (2016):** Energiewende braucht Wärmewende – Chancen und Limitierungen der intensiven thermischen Nutzung des oberflächennahen Untergrundes in urbanen Gebieten vor dem Hintergrund der aktuellen Energiedebatte in Deutschland. *Grundwasser 21, 69–73.*

#### Autoren

---

Dr.-Ing. David Koppmann

[d.koppmann@zai-ingenieure.de](mailto:d.koppmann@zai-ingenieure.de)

ZAI Ziegler du Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH  
Stengerstraße 9, 63741 Aschaffenburg

[www.zai-ingenieure.de](http://www.zai-ingenieure.de)  
Tel.: +49 (0)6021 4499603

Dipl.-Ing. Torsten Semmling

[t.semmling@fe-tec.com](mailto:t.semmling@fe-tec.com)

FET Future Energy Technologies PLC  
Ewropa Business Centre, Level 3, Suite 701  
Dun Karm Street, Birkirkara, BKR 9034, Malta

<https://energie-spundwand.com>  
Tel.: +49 (0)173 5608777

# 3D Scanning von Stahlspundwänden als Beitrag für die Restlebensdauer

Karsten Holste, WKC Hamburg GmbH

Christian Hesse, Dr. Hesse und Partner Ingenieure

## 1 Einleitung

Insgesamt gibt es in Deutschland rd. 3.000 km Uferwände in Häfen und an Wasserstraßen sowie rd. 2.500 an den Bundeswasserstraßen befindliche Verkehrswasserbauwerke mit einem Bruttoanlagevermögen von circa 50 Milliarden €. Etwa 80 % der Schleusen und Wehre waren 2018 älter als 50 Jahre und 30 % sogar älter als 100 Jahre bei einer theoretischen Lebensdauer von ca. 80-100 Jahren. Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau zeigen, dass sich circa 70 % der Anlagen nur noch in einem ausreichenden oder sogar ungenügenden Zustand befinden. Zur Sicherstellung des Betriebs wird daher in den nächsten Jahren ein immer größerer Einsatz der personellen und technischen Ressourcen erforderlich. Laut Bundesverkehrswegeplan sollen bis 2030 16,2 Milliarden € in Erhaltung und Ersatzmaßnahmen an Bundeswasserstraßen fließen.

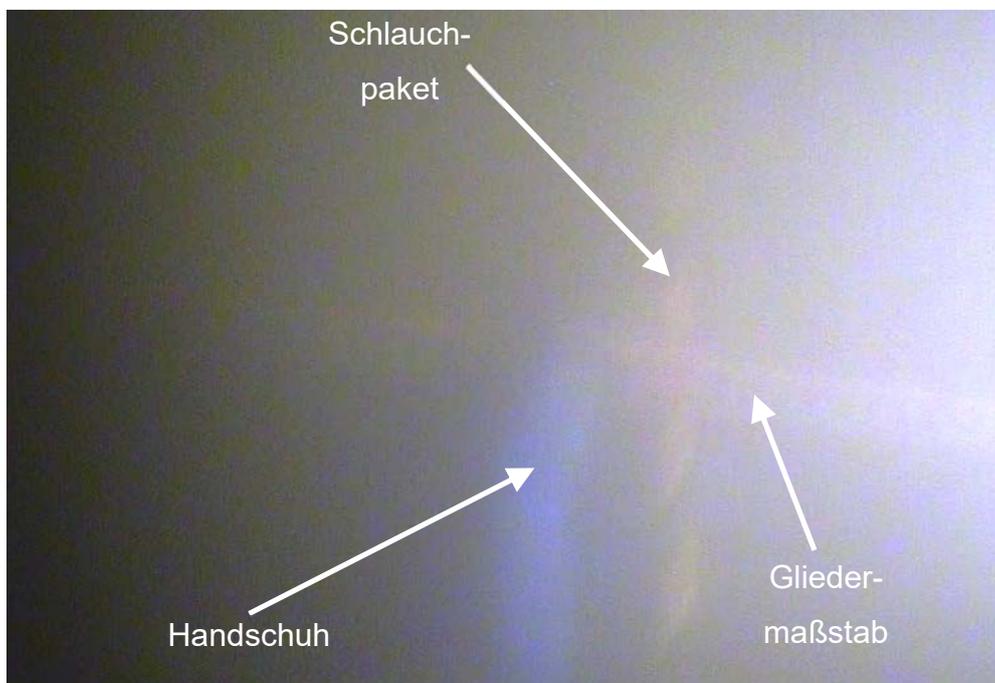
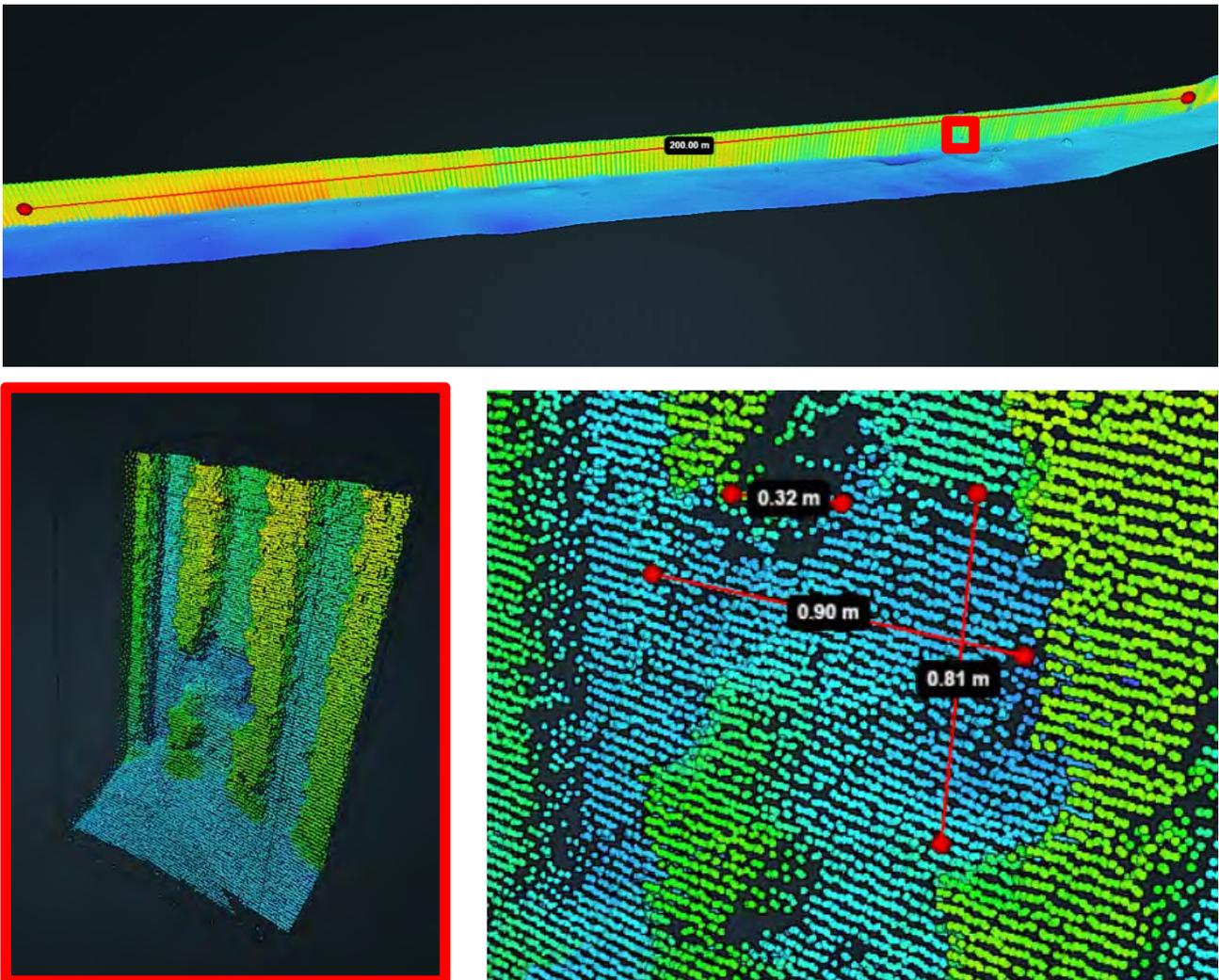


Abb. 1: Taucheraufnahme im Hamburger Hafen (Helmkamera)

Die unter Wasser befindlichen Bereiche der Verkehrswasserbauwerke werden im Betrieb stichprobenhaft durch Taucher abgetastet, weil die Sichtbedingungen insbesondere in Bereichen mit hoher Sedimentation schlecht sind (Abb. 1). Als Grundlage für Planungen und Instandsetzungen werden dann regelmäßig hypothesenbehaftete Annahmen ohne eine flächige Kenntnis der Situation angestellt. Die Bestandserfassung 4.0 für das Digitale Planen und Bauen befindet sich hier offensichtlich noch in der Entwicklungsphase.

Die Erfassung von Geodaten mit mobilen Trägerplattformen in städtischen und ländlichen Räumen ist der breiten Öffentlichkeit bekannt. Die Datenerfassung mit Kraft- oder Luftfahrzeugen hat sich in den vergangenen Jahren so stark vereinfacht, dass den Nutzern stetig aktualisierte Karten oder 3D Modelle von Städten über die bekannten kostenlosen Datenplattformen zur Verfügung gestellt werden können.



**Abb. 2:** HydroScanning – Beispiel Flächenscan eines rd. 200 Meter langen Spundwandabschnitts

Die Geodatenerfassung von Infrastrukturbauwerken im See- und Binnenbereich steckt dagegen noch in den Kinderschuhen. Bislang wurde zur Inspektion und Beurteilung von Bauwerken unter Wasser eine stichprobenhafte händische Abtastung von ca. 5 - 10 % der Bauwerksfläche durch Taucher durchgeführt.

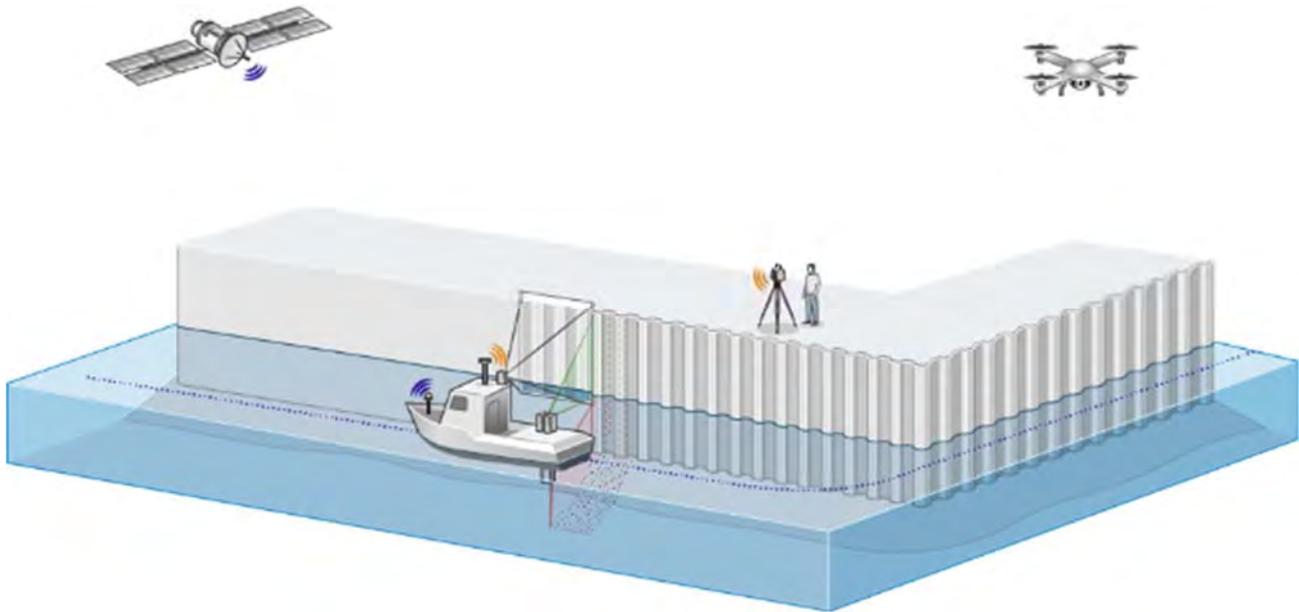
Bei einem unter Wasser befindlichen Bauwerksflächenanteil von 50 – 60 % verbleiben nahezu 50% des Bauwerkes ungeprüft. Durch die Alterung des Bauwerksbestandes und die damit verbundene Sensibilisierung bei betrieblichen Einschränkungen sind Infrastrukturbetreiber an der Vervollständigung ihrer Datengrundlage stark interessiert, um einen Gesamtüberblick über ihre Bauwerke zu erhalten. So können dann gesicherte Entscheidungen über die verbleibende Restlebensdauer und die damit verbundenen Investitionen getroffen werden. Die Datenaufnahme an Wasserbauwerken findet im Vergleich zum automobilen Mapping unter erschwerten Bedingungen durch z. B. Wind und Welle, Schiffsbetrieb und Verschlickung statt. Dabei müssen die über und unter Wasser befindlichen Bauwerksteile möglichst vollständig aufgenommen werden, um einen Überblick über den Erhaltungszustand zu bekommen.

Durch die mit diesen Verfahren erhobenen Bauwerksdaten können Schäden qualifiziert erfasst (s. Abb. 2) und dadurch Instandsetzungsmaßnahmen möglichst frühzeitig und schadensminimierend eingeleitet werden. Die genutzten Systeme und Verfahren liefern darüber hinaus eine Genauigkeit und Auflösung, die sowohl eine Zustandserfassung und -bewertung von Infrastrukturbauwerken im Rahmen wiederkehrender Bauwerksprüfungen, als auch die nachhaltige Steuerung und Qualitätssicherung von komplexen Bauprozessen für Infrastrukturbetreiber, Ingenieurbüros und Bauunternehmen mit einem gemeinsamen Datenbestand ermöglichen.

## **2 HydroScanning – Bestandserfassung von Spundwänden und Pfahlkonstruktionen unter Wasser**

### **2.1 Aufbau des Multisensorsystems**

Die 3D Bestandserfassung von Verkehrswasserbauwerken (HydroScanning) wird mit einer speziellen Messplattform durchgeführt, damit eine möglichst optimale Ausrichtung der Sensorik auf die zu erfassenden Objektteile und somit hohe Objektauflösungen realisiert werden können.



**Abb. 3: Systemaufbau HydroScanning**

In Abhängigkeit von der Messgeschwindigkeit und der Wassertiefe vor der Kaimauer können mit Hilfe dieses neuartigen Verfahrens an einem Messtag Kaimauerlängen von ca. 1,5 km vollflächig georeferenziert erfasst werden.

Die mit einer 16-fach höheren Vollständigkeit als bei üblichen Taucheruntersuchungen aufgenommenen Daten werden dann z. B. auf Mobilgeräten für die fokussierte Durchführung von Restwanddickenmessungen oder Instandsetzungen genutzt.

Aufgrund der adaptiven Ausrichtung und Steuerung der Sensorik können auch übliche Pfahlkonstruktionen mit geringen Pfahlabständen qualifiziert erfasst werden. Somit eignet sich das HydroScanning auch für die hochpräzise Aufnahme und die Erstellung von Bestandsmodellen für historische Kaimauern und Speichergründungen, die üblicherweise bis zu sechs Holzpfehlreihen und eine zurückgesetzte Holzspundwand unter dem Kaimauerkopf aufweisen.

## **2.2 HydroScanning - Sensorik**

Für die Erstellung hochauflösender und präziser Modelle von unter Wasser liegenden Bauwerksteilen sind grundsätzlich zwei Teilaufgaben zu erfüllen. Erstens die geodätische Positionierung der schwimmenden Messplattform, auf der ein Großteil der Sensorik installiert ist sowie zweitens die eigentliche Erfassung des Wasserbauwerks (s. Abb. 3).

Die Positionierung bei großräumig agierenden kinematischen Multi-Sensor Systemen erfolgt üblicherweise über eine Kombination aus Inertialer Messeinheit (IMU) und Satellitenmessverfahren. Die IMU liefert mit mehreren hundert Messungen pro Sekunde die relative räumliche Orientierung sowie eine relative 3D Position des gesamten Messsystems, die allerdings aufgrund physikalischer Limitationen eine mit der Zeit anwachsende Sensordrift aufweist. Diese Drift wird durch langzeitstabile Satellitenmessverfahren kompensiert. Im Fall des 3D HydroMapper Systems werden zur Gewährleistung der bestmöglichen Genauigkeit alle vier großen Globalen Satellitennavigationssysteme (GNSS) kombiniert eingesetzt: GPS, GLONASS, GALILEO sowie Beidou.



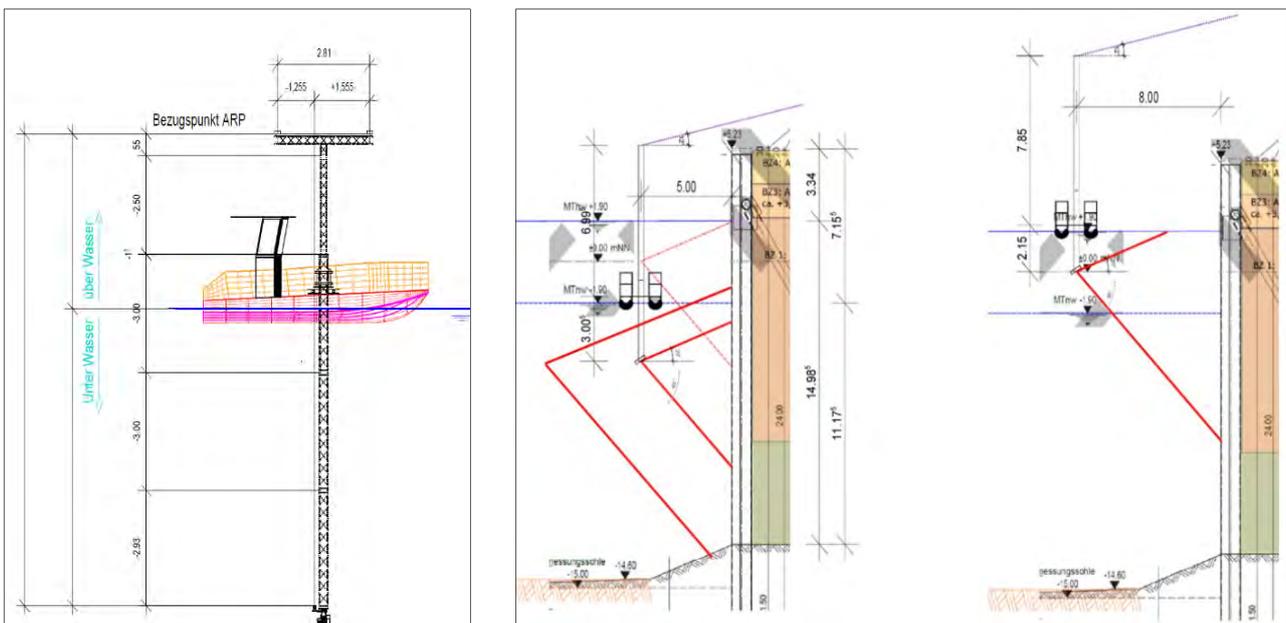
**Abb. 4: Einsatz Messboot „LUX“ beim HydroScanning mit Photogrammetriesystem HD Mapping**

Die Erfassung unter Wasser erfolgt mit einem sehr hochauflösenden akustischen Scansystem, über Wasser kommt ein hochauflösender Profil-Laserscanner zum Einsatz, der durch eine Messrate von 2 Mio. Punkten pro Sekunde ein extrem dichtes Punktraster oberhalb der Wasserlinie erzeugt.

Als echte Innovation kommt beim 3D HydroMapper die zum Patent angemeldete aktive qualitätssichernde Objektausrichtung der bildgebenden Sensorik zum Einsatz. Hierdurch kann

sowohl die Überwasser- als auch Unterwassersensorik drei zentrale Herausforderungen lösen, die für die Datenqualität maßgeblich sind (s. Abb. 4):

1. Abschattungen des Objektes, insbesondere bei kaskadierten Pfahlkonstruktionen, können durch die aktive Sensorausrichtung sehr wirksam beseitigt werden.
2. Die Gewährleistung eines optimalen Auftreffwinkels auf die jeweiligen Objektoberflächen reduziert sowohl das Messrauschen als auch systematische Effekte in den Daten und gewährleistet eine bessere Datenqualität als bei herkömmlichen Erfassungsverfahren.
3. Gerade bei langsamer Fahrt des Messsystems, die für eine hohe Objektauflösung essentiell ist, führen Wind und Querströmung zu unerwünschtem Driften der Schiffs- oder Erfassungsplattform. Diese Effekte können durch die aktive Sensorerfassung ebenfalls vollständig kompensiert werden.



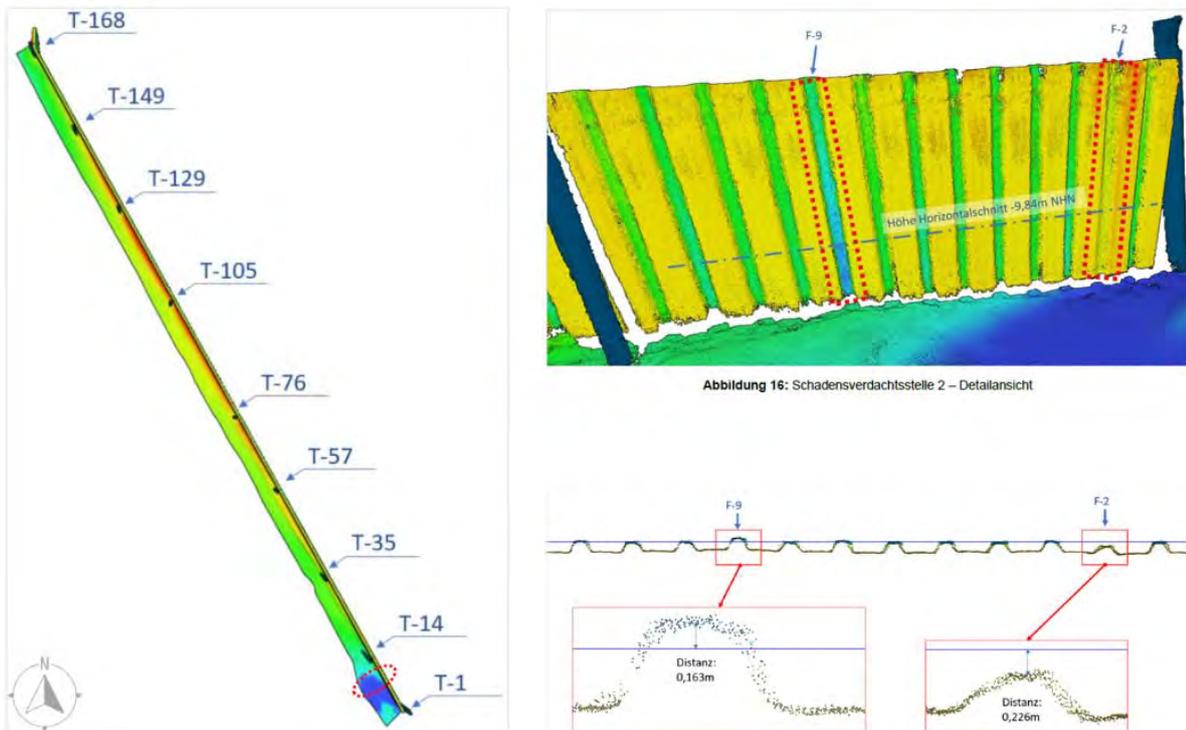
**Abb. 5: Höhenvariables HydroScanning und Befahrung in mehreren Streifen**

### 2.3 Darstellung von beispielhaften Ergebnissen

Ziel des Scanning ist es regelmäßig, einerseits eine möglichst vollflächige 3D - Aufnahme zu erzielen und lokale Auffälligkeiten wie Querschnittsverluste an Spundwänden zu dokumentieren, sowie andererseits den Flächenscan zur Identifizierung von Verformungsauffälligkeiten an der Spundwand zu nutzen.

Um diese Ziele erreichen zu können, muss der Sensor für die Vermessung unter Wasser möglichst optimal vor dem Messobjekt positioniert werden. Für die in Abb. 5 dargestellte kombinierte Spundwand mit einem Geländesprung von rd. rd. 16 Metern wurde die Aufnahme mit einem dreh- und höhenverfahrbaren Multibeam – System durchgeführt, um ein möglichst vollflächiges Scanning zu erhalten. Der Sensor wurde um rd. 6 m abgesenkt, so dass die jeweiligen Messungen bei Tidehoch- und Tideniedrigwasser mit einem max. Objektabstand von 5 - 6 Metern durchgeführt werden konnten.

Nur so können möglichst präzise Messungen durchgeführt werden, die für das Bauwerksmonitoring oder die Bauwerksinspektion verwendet werden können. Aufgrund des Objektabstandes zum Sensor wurden die einzelnen Messfahrten dreistreifig ausgeführt. Zur Erzielung der 3-D Bestandsaufnahme wurden neben der Orthogonalfahrt auch Fahrten mit Vor- und Rückblick durchgeführt. Im Postprocessing waren daher mind. neun Einzelfahrten zu kombinieren, um Punktabstände von 1 bis 2 cm darstellen zu können.



**Abb. 6: Ergebnisse des Flächenscans mit Streckung und Stauchung der Füllbohlen**

Für die Vermessung der über Wasser befindlichen Bereiche der kombinierten Spundwand wurde ein Photogrammetriesystem bestehend aus drei Kameras mit insgesamt 180 MP verwendet.

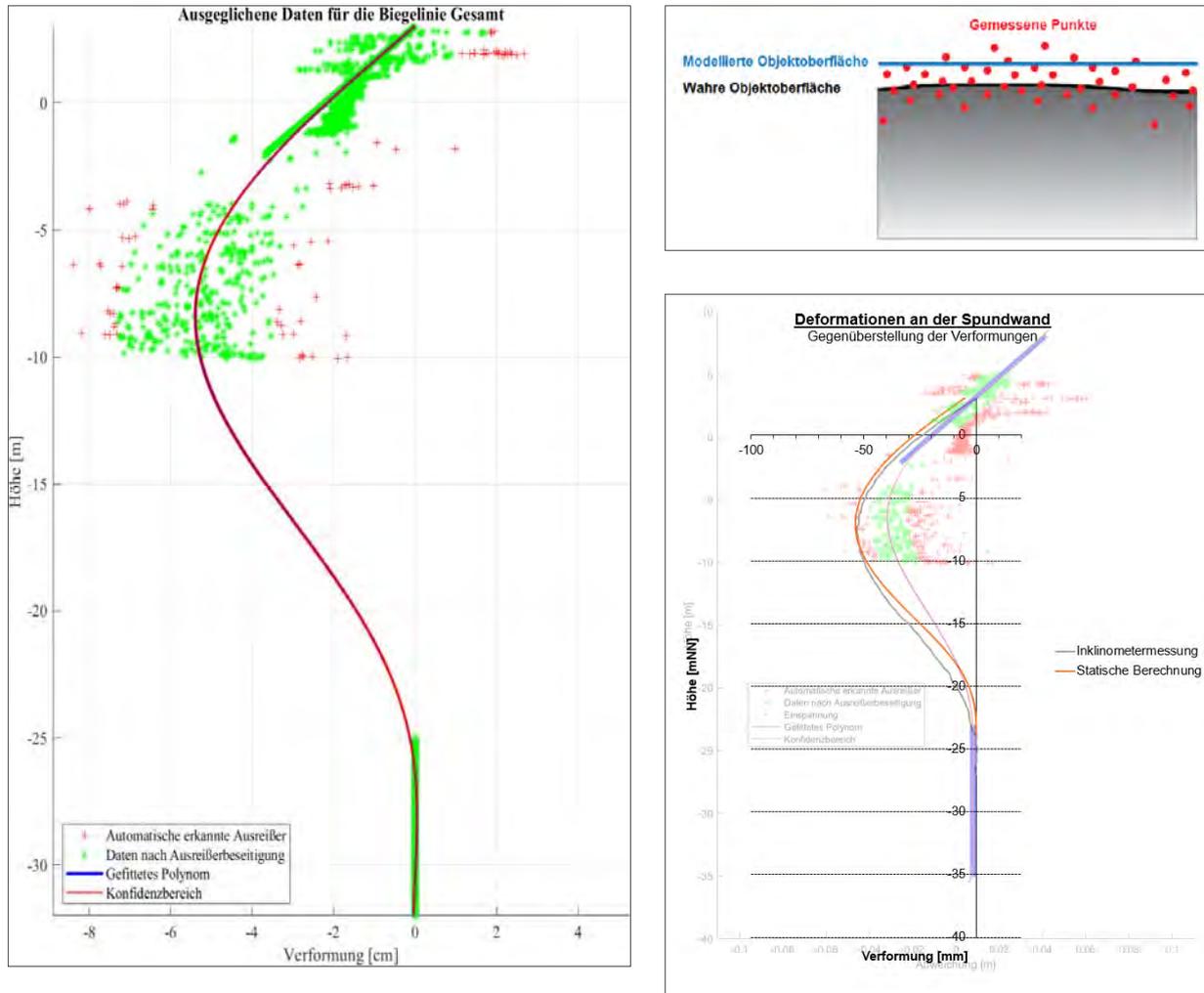
Die Punktwolken wurden eingefärbt, um so eine maximale Übersichtlichkeit für die Unterwasser aufgenommene Geometrie herstellen zu können (s. Abb. 6). In Richtung Erdseite zurückstehende Bereiche wurden dabei von der Wasserseite aus kommend zunächst grün und dann blau eingefärbt. Zur Wasserseite hinausstehende Bereiche erscheinen auf der Wasserseite rot und dann in Richtung Landseite orange und gelb eingefärbt. Durch die entsprechende Stationierung der Trag- und Füllbohlen wurde die Punktwolke für die bautechnische Anwendung übersetzt. Die auffälligen Konstruktionsbereiche (s. Abb. 6 oben rechts) konnten dann in der Punktwolke ausgewertet und vermessen werden, um die Überprüfung vor Ort veranlassen zu können (s. Abb. 6 unten rechts). Hieran lässt sich der Mehrwert der digitalen Bestandsaufnahme erkennen, die zusammen mit dem Einsatz und den Ergebnissen der Taucher ein vollständiges Bild der Situation unter Wasser erzeugt.

Mit dem Wissen der vorhandenen Imperfektionen an der Konstruktion lassen sich kritische Bereiche im Rahmen der regelmäßig stattfindenden Bauwerksprüfung fokussiert überprüfen. Hierfür liegen dann beispielsweise georeferenzierte Punktwolken oder Orthomosaics (aus der Überwasservermessung) vor, die für die Dokumentation und objektive Beurteilung der Schadensentwicklung verwendet werden. Zum Ende der Lebensdauer hin ist dies von erheblicher Bedeutung, weil der schwindende rechnerische Abnutzungsvorrat der Konstruktion und die kalibrierend wirkenden Messergebnisse eine gute Validierung der verbleibenden Betriebsdauer von Hafengebäuden zulassen.

## **2.4 Ausblick – mehr als bunte Bilder**

Aufgrund des Potentials der Multibeam- und Photogrammetriedaten werden die Ergebnisse genutzt, um die Beanspruchung von Spundwänden zu approximieren.

Durch Verwendung der Photogrammetriedaten wird dabei im Überwasserbereich eine gute Stützung der - bedingt durch die Unterwasserbedingungen und die Eigenschaften der Hydroakustik - höher rauschende Punktwolke (s. Abb. 7 links) erzielt. Unter Berücksichtigung der Bodenprofile wird der im Baugrund verlaufende Bereich der Spundwand abgeschätzt.



**Abb. 7:** Ausgeglichenen Daten (links), Messrauschen (oben rechts) des HydroScans

Die Verbesserung der Messdaten durch Verwendung verfeinerter Kalibrierverfahren und die Automation der Approximation unter Beachtung der geometrischen und geologischen Randbedingungen ist Gegenstand von aktuellen Forschungsvorhaben. In den nächsten Jahren sollen die Potentiale zur Verwendung von 3D Scans im Rahmen von Bauwerksinspektionen und -überwachungen noch gesteigert werden.

### 3 Wasserseitige Photogrammetrie (HD Mapping)

Zur Erfassung von den linearen Wasserbauwerken wurde als Alternative zum wetterabhängigen Drohneneinsatz und als hochauflösende Alternative zu Laserscans das sogenannte HD Mapping entwickelt, das wasserseitig Bauwerke in HDR Qualität erfasst (s. Abb. 8). Aus den aufgenommenen Einzelbildern werden im Rahmen der Auswertung ein vertikales HD-Orthophoto (VDOP) und eine Punktwolke erstellt, welche optional mit Zentimetergenauigkeit

georeferenziert werden können. An einem Tag können auf diese Weise bis zu 5 - 6 km Hafenanlage erfasst werden.



**Abb. 8: HD Mapping-System auf Messboot „LUX“**

Das VDOP wird insbesondere als Grundlage für die lückenlose Dokumentation (Abb. 9) beispielsweise für die Vorbereitung einer Bauwerksprüfung oder als Bestandteil der Lebenszyklusbewertung genutzt. Durch die Möglichkeit, die umfassende Vorbereitung der Bauwerksprüfung auf Basis der HD-Orthophotos im Büro durchzuführen, können Inspektionen am Bauwerk bis zu 50% kosteneffizienter und in der Dokumentationsphase mit 90% weniger Aufwand erfolgen.

Der alltägliche Projekteinsatz der Sensorsysteme und Datenprodukte zeigt, dass insbesondere jüngere Kolleginnen und Kollegen diese Art der Transformation weg vom Einzelbild der Digitalkamera hin zur Schadensdatenbereitstellung im 3D Modell sehr angstfrei umsetzen.

#### **4 Fazit und Ausblick**

Die hohe Genauigkeit und Auflösung der durch HydroMapper erfassten 3D Daten ermöglicht es Betreibern, Ingenieurbüros und Bauunternehmen, georeferenzierte und flächige Bestandsaufnahmen für die Bauwerksprüfungen, Planungen und Bauausführungen sowie zur Verbesserung der Lebensdaueranalyse zu erheben.

Die Ergebnisse können dabei ortsunabhängig von allen Disziplinen in einem barrierefreien WebPortal genutzt werden. Durch die Verbesserung der zentralen und quasi vollständigen

3D-Datenbasis lassen sich erhebliche Effizienzgewinne bei der Instandsetzungsplanung, der Bauwerksinspektion oder der Ausführung von Baumaßnahmen einsparen.

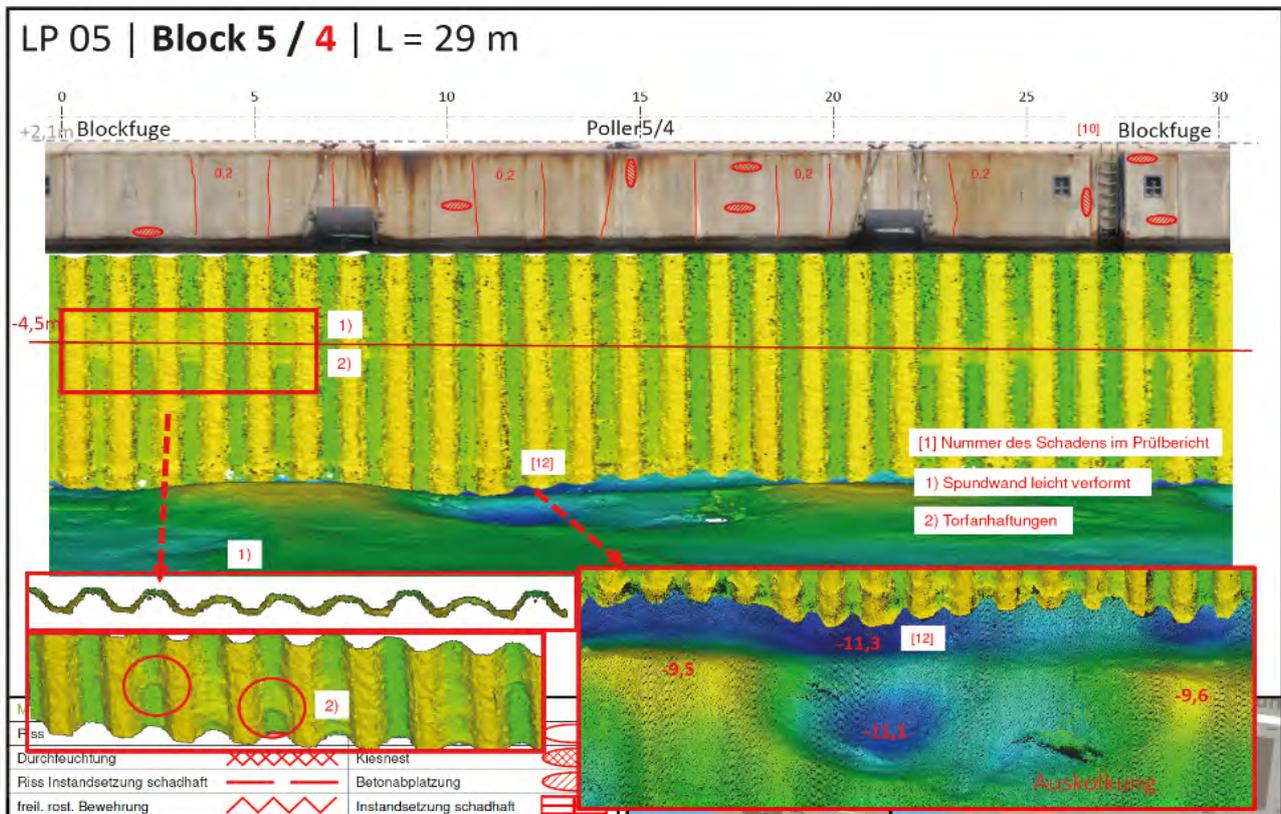


Abb. 9: Extrahierter Schadensplan aus HydroScanning und HD Mapping

Darüber hinaus hilft das Wissen über den Erhaltungszustand, um Maßnahmen und Erfordernisse frühzeitig abzuschätzen und entsprechend zuverlässig durchführen zu können. Durch die vollständige und georeferenzierte Erfassung mit dem 3D HydroMapper System kann der Ist-Zustand für ein Bauwerksmonitoring zutreffend erfasst, Betriebsunterbrechungen können reduziert und die Zuverlässigkeit von Infrastrukturbauwerken nachhaltig verbessert werden.

## Literatur

Hake, F.; Herrmann, M.; Alkhatib, H.; Hesse, C; Holste, K; Umlauf, G; Kermarrec, G; Neumann, I.; Damage Detection for Port Infrastructure by Means of Machine-Learning-Algorithms; in: FIG (Hrsg.) Proceedings of FIG Working Week 2020, Amsterdam, Netherlands, ISBN: 978-87-92853-93-6

**Hesse, C.; Holste, K.; Neumann, I.; Hake, F.; Alhatib, H.; Geist, M.; Knaack, L.; Scharr, C.;** 3D HydroMapper – Automatisierte 3D-Bauwerksaufnahme und Schadenserkenung unter Wasser für die Bauwerksinspektion und das Building Information Modelling; *Hydrographische Nachrichten, HN113, 06/2019, Deutsche Hydrographische Gesellschaft e.V., Rostock. ISSN: 1866-9204*

**Holste, K.; Hesse, C.; Neumann, I.; Bassen, S.;** 3D HydroMapper – digitale Inspektion von Bauwerken über und unter Wasser; *Bautechnik 96 (2019) Heft 12, S. 951 - 953*

**Holste, K.; Hesse, C.; Neumann, I.;** Innovative Verfahren zur 3D Bestandsaufnahme an Verkehrswasserbauwerken; *Bautechnik 98 (2021) Heft 12, S. 595 - 600*

**Holste, K.;** HydroMapper – Multi-Sensor System für das 3D Scanning von Infrastrukturbauwerken; *37. Christian Veder Kolloquium, ' Zustandserhebung, Bewertung und Sanierung von gealterten bzw. schadhaften geotechnischen Konstruktionen', TU Graz, 13.-14.04.2023*

Autoren

---

Dipl.-Ing.(FH) Karsten Holste

Karsten.Holste@wk-consult.com

WKC Hamburg GmbH

Planungen im Bauwesen

Veritaskai 8, 21079 Hamburg

www.wk-consult.com

Tel.: +49 40 790 001-0

Prof. Dr.-Ing. Christian Hesse

ch@dhpi.com

Dr. Hesse und Partner Ingenieure

Veritaskai 6, 21079 Hamburg

www.dhpi.com

Tel.: +49 40 52299190-0

# Montagehafen an der Ruhr

## Oberbürgermeister-Karl-Lehr-Brückenzug in Duisburg

Dr.-Ing. Jeannette Ebers-Ernst

GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Hannover

### 1 Einleitung

Der Oberbürgermeister-Lehr-Brückenzug (OB-Lehr Brückenzug) in Duisburg verbindet die Duisburger Stadtteile Ruhrort und Kaßlerfeld. Er führt die Ruhrorter Straße über mehrere Wasserstraßen zur Hafenanbindung, eine innerörtliche Erschließungsstraße und die Ruhr.



**Abbildung 1: Überblick Gesamtmaßnahme**

Als eine der vier Ruhrquerungen in Duisburg besitzt der Brückenzug eine außergewöhnliche Bedeutung sowohl für den innerstädtischen Individual- und öffentlichen Personennahverkehr als auch für den Wirtschaftsstandort rund um den Duisburger Hafen, er verbindet das Hafengebiet mit der BAB A40 und weiteren überregionalen Verkehrswegen. Der Oberbürgermeister-Karl-Lehr-Brückenzug gehört mit einer Verkehrsbelastung von ca. 27.000 Kraftfahrzeugen pro Tag (davon ca. 3.700 LKW) und der im 7,5-Minuten-Takt verkehrenden Straßenbahnlinie 901 zu den am stärksten befahrenen innerstädtischen Straßen Duisburgs. Da sowohl der Querschnitt als auch der bauliche Zustand der vorhandenen Brücken nicht in

der Lage sind, die zunehmende zukünftige Verkehrsbelastung aufnehmen zu können, ist der Neubau des Brückenzuges erforderlich.

Aufgrund der Bedeutung der Ruhrorter Straße für die innerstädtische Erschließung ist eine länger andauernde Vollsperrung des Brückenzuges nicht realisierbar. Auch ein Neubau in Seitenlage kam wegen der direkt angrenzenden Bestandsbebauung nicht in Frage. Der neue Brückenzug wird deshalb in der Bestandsachse ersetzt. Um während der Bauphase sämtliche Verkehre aufrecht erhalten zu können, ist der Bau einer Behelfsumfahrung unter Nutzung der neuen Überbauten in Seitenlage erforderlich. Die Vormontage der Überbauten erfolgt auf einer ca. 25.000 m<sup>2</sup> große Fläche südlich des Kaßlerfelder Kreisels im Bereich des Ruhrvorlands und des Ruhrdeichs. Die Insellage der Baustelle sowie die Aufrechterhaltung des Verkehrs auf dem Brückenzug sowie den Wasserstraßen Ruhr und Hafenkanal zur Andienung des Duisburger Hafens stellen eine enorme Herausforderung für die Baustellenandienung und die gesamte Logistik dar. Transporte können nur über die Wasserstraßen und den ohnehin schon hochbelasteten OB-Lehr Brückenzug erfolgen. Die Andienung des Duisburger Hafens muss durchgängig gewährleistet werden.

Der Schwerpunkt liegt im Folgenden auf der Konzeption des Montagehafens im Zusammenhang mit der Wiederverwendung des eingesetzten Materials innerhalb der Baumaßnahme.

Als Partner der Ingenieurgemeinschaft H-W-D hat GRBV im Auftrag der Stadt Duisburg die Gesamtplanung bis zur Erstellung der Ausschreibungsunterlagen übernommen und ist jetzt zusammen mit Meyer+Schubart auch für die Ausführungsplanung im Auftrag des bauausführenden Unternehmens Max Bögl verantwortlich.

## **2 Planungskonzept**

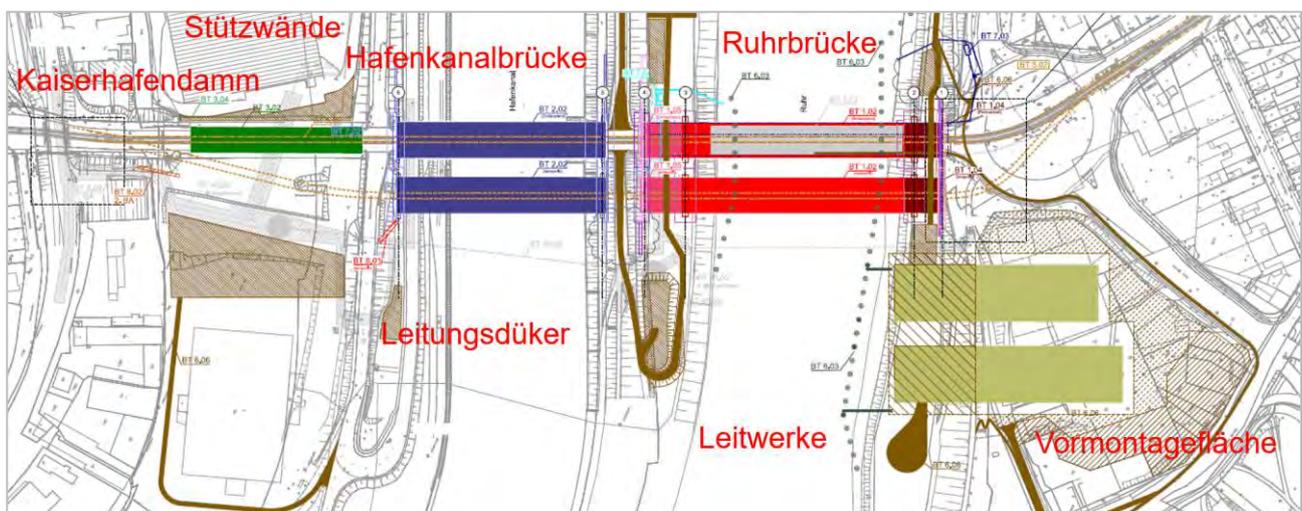
Die bestimmende Randbedingung sowohl für die Planung als auch für die Bauausführung ist die weitestgehende Aufrechterhaltung aller Verkehrsbeziehungen für den ÖPNV, den Individualverkehr und die Schifffahrt. Darüber hinaus sind auch sämtliche Versorgungsleitungen durchgehend in Betrieb zu halten. Aus diesen Randbedingungen leiten sich die Überlegungen zum Bauablauf, zur Baulogistik und zur Baustelleneinrichtungsfläche ab.

Neben der Aufrechterhaltung des Verkehrs sind die Auswirkungen möglicher Hochwasserereignisse auf die Bauausführung zu berücksichtigen. Schnell ansteigende Wasserstände und große Wasserstandsdifferenzen stellen dabei eine besondere Herausforderung dar.

Das im Rahmen der Entwurfsplanung erarbeitete Entwurfskonzept sieht daher folgende Herangehensweise vor:

- Ersatz der Ruhrbrücke und der Hafenkanalbrücke durch seilverspannte Netzwerkbögen mit 140 m und 125 m Stützweite der Strombrücken
- Vorgezogene Herstellung der Leitungsfreiheit des Brückenzugs durch Herstellung eines separaten Leitungsdükers unter dem Hafenkanal
- Herstellung des neuen Brückenzugs in Seitenlage
- Nutzung der neuen Überbauten in der Seitenlage als temporäre Umfahrung
- Rückbau der Bestandsbrücken
- Errichtung neuer Unterbauten in der Bestandachse
- Querverschub der Überbauten in die Endlage

Einen Überblick über die damit verbundenen Einzelmaßnahmen zeigt die nachfolgende Darstellung.



**Abbildung 2: Übersicht der Einzelmaßnahmen**

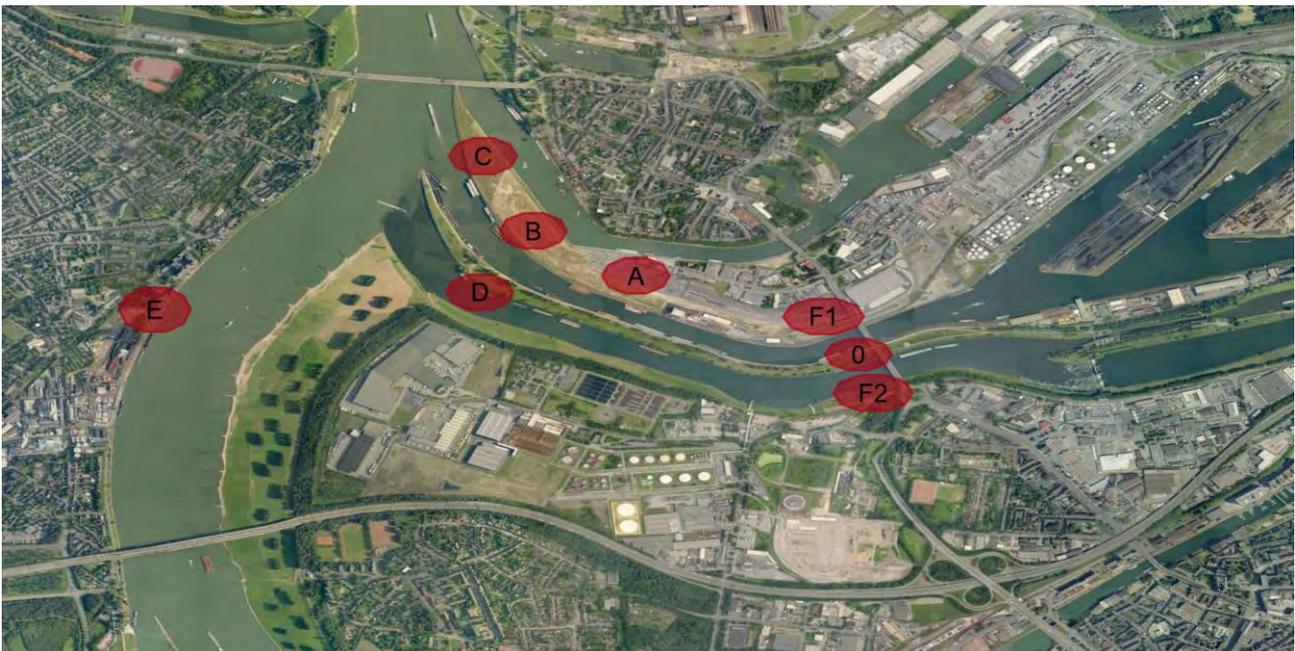
### **3 Vormontagefläche**

Der Zusammenbau der im Werk zu fertigen Brückenteile sollte möglichst nah zum Einbauort erfolgen. Da Straßentransporte durch die innerstädtische Lage der Baustelle weitestgehend ausgeschlossen waren, musste die Anlieferung der Brückenteile über den Wasserweg erfolgen. Die Planung sah weiter vor, die fertig montierten Brückenüberbauten auf dem

Wasserweg einzuschwimmen. Aufgrund der kurzen Restnutzungsdauer der Bestandsbrücken war zudem eine parallele Fertigung der Ruhr- und Hafenkanalbrücke unumgänglich.

In einem innerstädtischen Baufeld stellt die Suche nach einer geeigneten, hochwassersicheren Vormontagefläche für die Brückenüberbauten eine besondere Herausforderung dar.

Viele der in der nachfolgenden Abbildung markierten Optionen für die Vormontagefläche waren entweder zur Bauzeit nicht verfügbar, für eine parallele Fertigung beider Überbauten zu klein oder technisch nicht umsetzbar.



**Abbildung 3: Standortsuche Vormontagefläche**

Als Vorzugsvariante stellte sich im Rahmen einer Machbarkeitsstudie die baufeldnahe Fläche F2 heraus. Die Fläche F2 liegt anteilig vor dem Ruhrdeich und ist daher hochwassergefährdet.

An einem Abflussmodell konnte gezeigt werden, dass die Vormontagefläche im Hochwasserfall nicht zu einer Erhöhung der Wasserstände der Ruhr ruhraufwärts führt und somit keine negativen Auswirkungen auf den Abfluss der Ruhr zu erwarten sind.

Um den Eingriff in das Ruhrvorland zu minimieren, sah der Bauherrnentwurf zunächst eine Aufständigung der Vormontagefläche im Ruhrvorland vor. Nach Beendigung der Montagearbeiten sollte diese wieder zurückgebaut werden.



**Abbildung 4: Überflutungsflächen im Hochwasserfall**

Alternativ hat der Bauherr, die Stadt Duisburg, den Bietern die Möglichkeit eingeräumt, ohne zusätzliche Einengung des Abflussquerschnitts der Ruhr statt der Aufständigung auch eine flächen- und höhengleiche Fangedammkonstruktion anzubieten.

Die Firma Max Bögl ging erfolgreich aus dem Vergabeverfahren hervor. Für die Vormontagefläche am Kaßlerfelder Kreisel wurde die Fangedammlösung angeboten.

Im Zuge der Ausführungsplanung konnte durch Anpassung des Bauablaufs eine Optimierung der Fangedammkonstruktion erzielt werden, dies betraf sowohl die Profilwahl als auch die Verankerung. Darüber hinaus wurde die vordere Wand in die Anlegelinie des Leitwerks verlegt, so dass im Bereich der Spundwand auf das zusätzliche Rammen von Leitwerksdälben verzichtet werden konnte.

Die Uferspundwand der Vormontagefläche wurde dazu mit an die schiffbaren Wasserstände der Ruhr angepassten Nischenpollern sowie aufgrund der Wandhöhe mit einer Ausstiegsleiter mit Zwischenpodesten ausgestattet. Die zweifach rückverankerte ruhrseitige Wand dient der Einfassung der Vormontagefläche, als Umschlagufer für die auf dem Wasserweg angelieferten Stahlbauteile für die Überbaumontage sowie zum Festmachen des Pontons für das Einschwimmen der Überbauten.

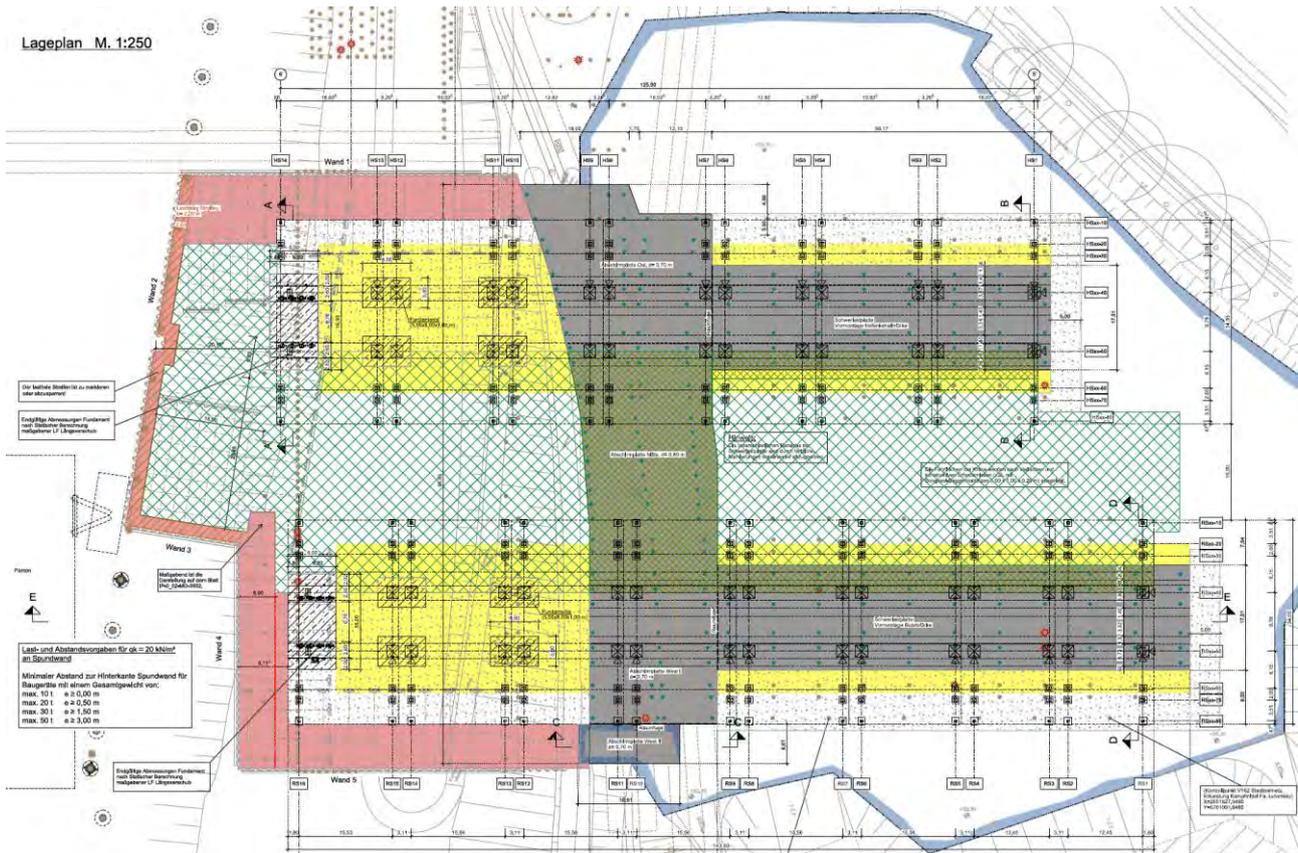


Abbildung 5: Draufsicht Vormontagefläche

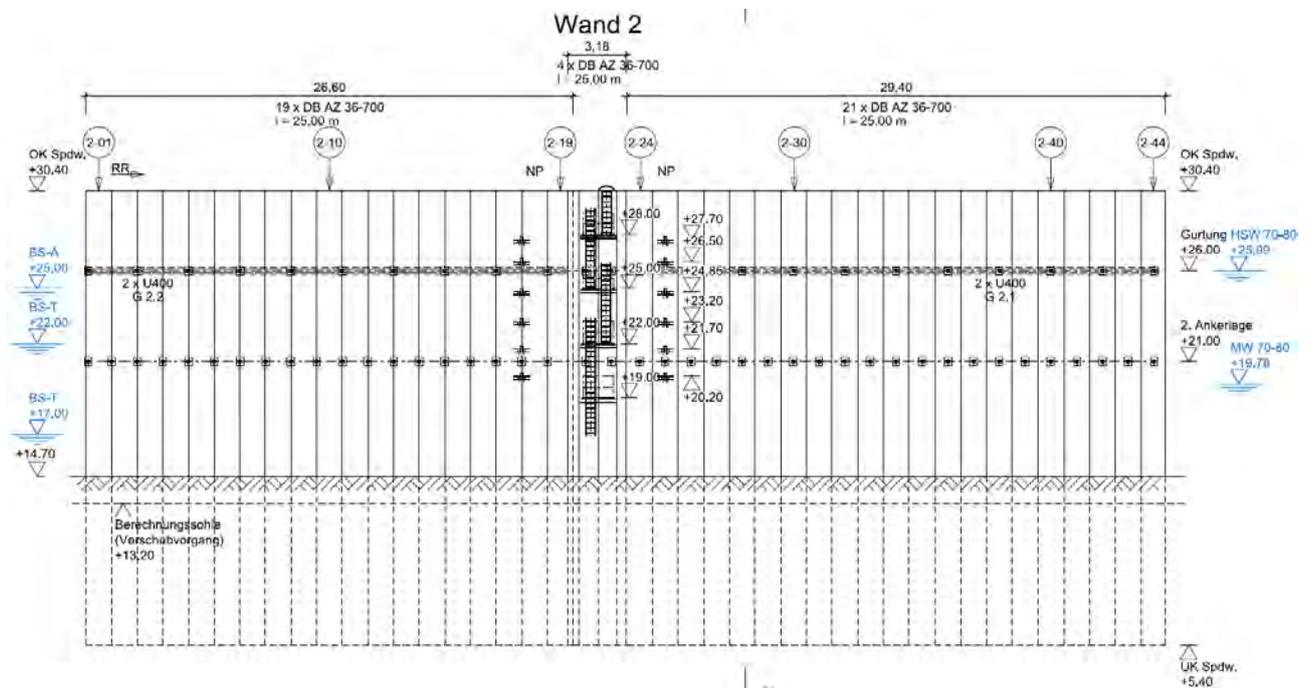
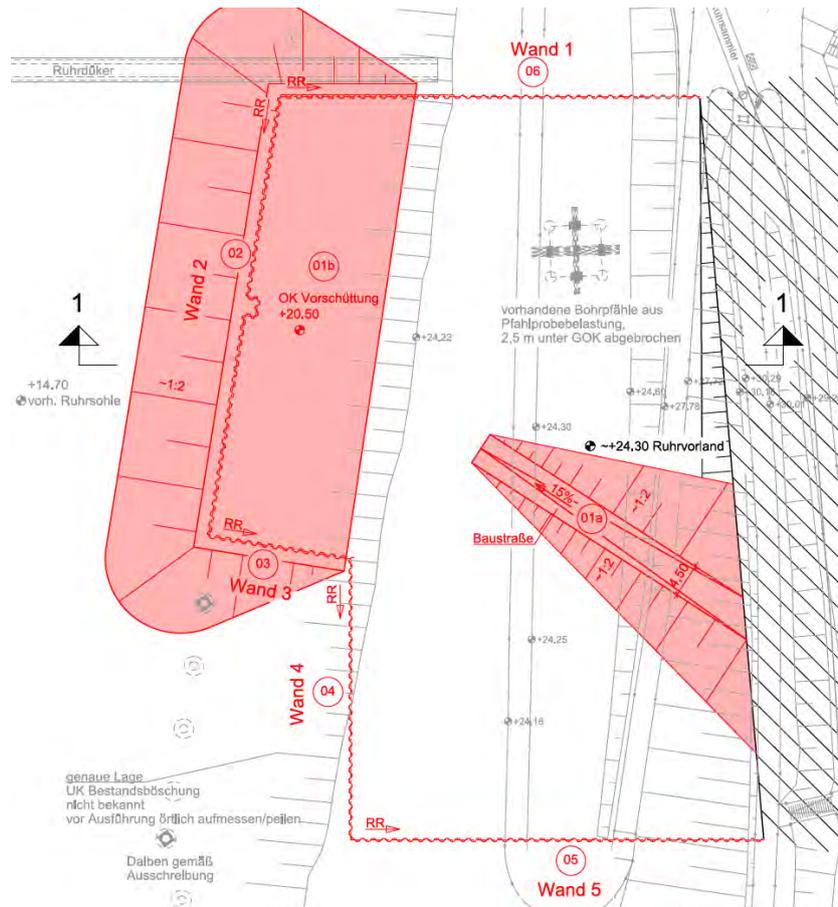


Abbildung 6: Ruhrseitige Ansicht Wand 2 der Vormontagefläche

Der Montagehafen an der Ruhr zeichnet sich dabei hinsichtlich seiner Ausdehnung als auch des Höhenversprungs von bis zu 30 m im Zusammenhang mit Wasserspiegelschwankungen von bis zu 12 m aus. Gleichzeitig handelt es sich um ein rein temporäres Bauwerk, welches nach Herstellung der Brückenüberbauten vollständig zurückgebaut werden muss.

### 3.1 Bauablauf Vormontagefläche



Systemschnitt 1-1 M.1:500

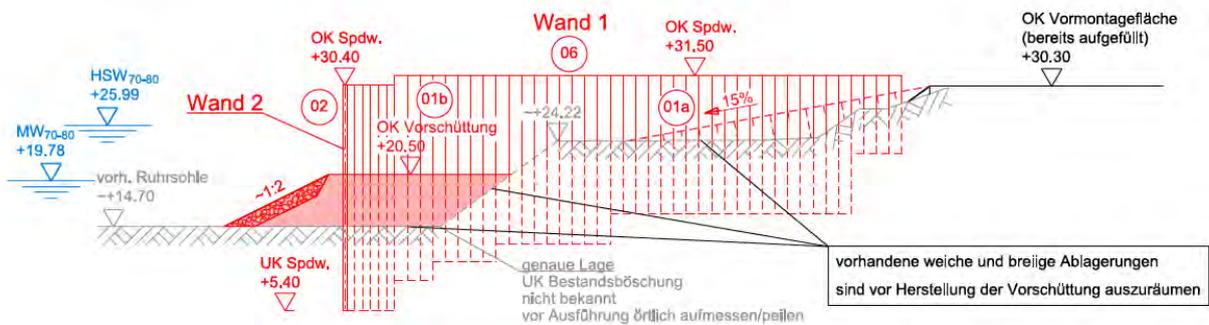


Abbildung 7: Bauphase 1 – Vorschüttung und Einbau der Spundwände

Für die Herstellung des Fangedamms wurde zunächst eine Rammebene mit entsprechender Vorschüttung hergestellt. Die Spundwände werden weitestgehend lastfrei gehalten, bis die Rundstahlanker mit den Ankertafeln eingebaut und eingeschüttet sind. Nach dem Spannen der Anker konnte dann die Hinterfüllung der Spundwände erfolgen. Auf diese Weise konnten die Verformungen der Spundwände weitestgehend beschränkt und Setzungen auf der Vormontagefläche minimiert werden.



**Abbildung 8: Bauphase 1 – Bauliche Umsetzung**

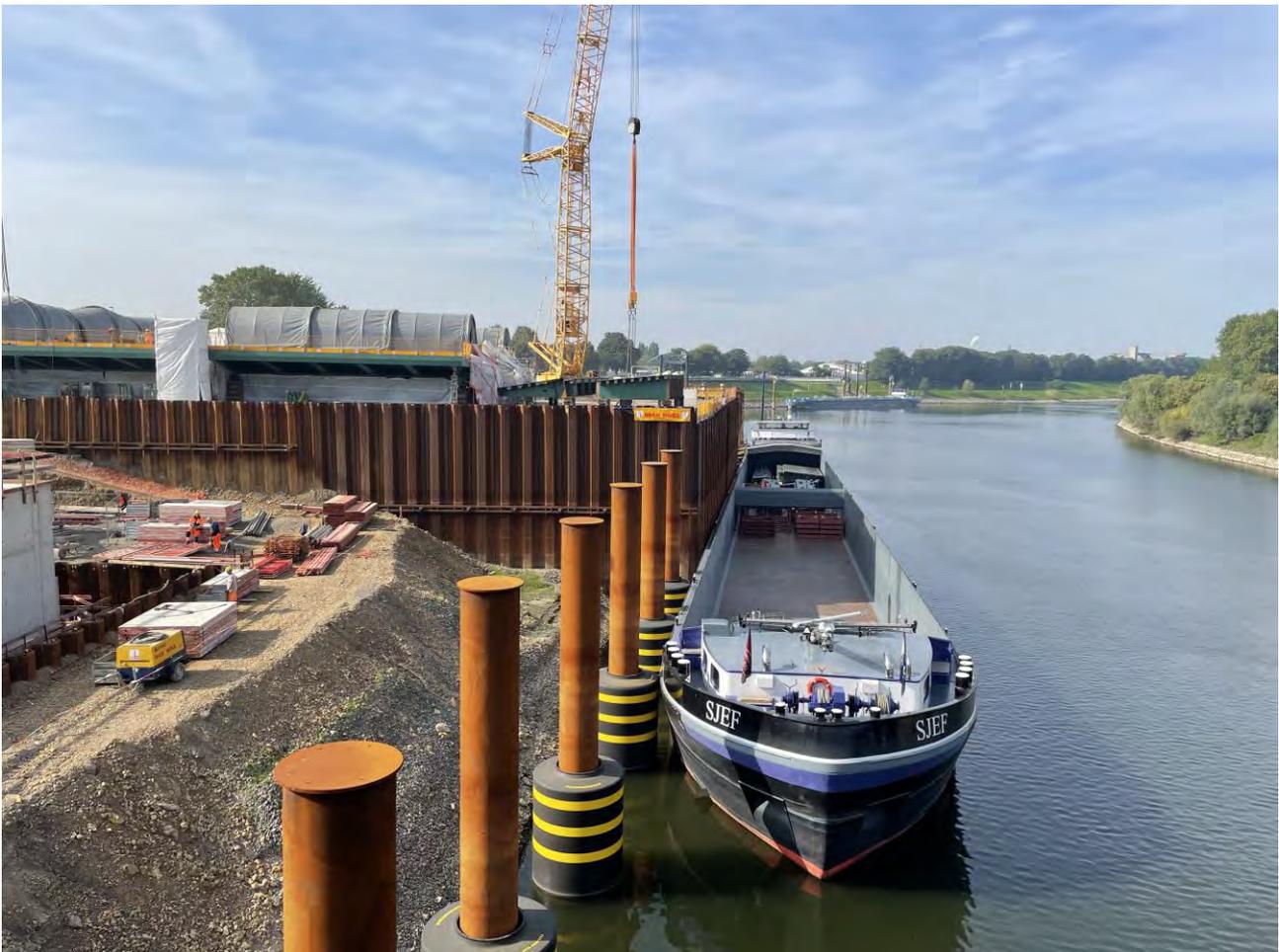
Nach Einbau der unteren Ankerlage erfolgt von der Landseite zur Wasserseite die schrittweise Auffüllung der Vormontagefläche. Nach Einbau der Rückverankerungen für die übrigen Wandabschnitte konnte die Vorschüttung zurückgebaut und anschließend die Vormontagefläche weiter aufgefüllt werden.

Die rührseitige Spundwand wurde sowohl für den Umschlag mit einem 350t-Raupenkran als auch mit einem 500t-Mobilkran ausgelegt.

### 3.2 Nachhaltiger Materialeinsatz

Nach Abschluss der Montagearbeiten und Einschwimmen der Überbauten in die Umfahrlage kann der Rückbau der Vormontagefläche erfolgen. Für die nach Abbruch des Bestandsbrückenzugs herzustellenden Verbauten der Widerlager- und Pfeilerbaugruben in der Endlage kann weitestgehend auf das Bestandsmaterial der Vormontagefläche zurückgegriffen werden. Neben dem Spundwandmaterial wird auch der Hinterfüllboden aus der Vormontagefläche für die Herstellung des Kaiserhafendamms nach Rückbau der Kaiserhafenbrücke einer direkten Wiederverwendung zugeführt.

Neben wirtschaftlichen Vorteilen ergeben sich so auch unter Nachhaltigkeitsaspekten wesentliche Vorteile sowohl durch die unmittelbare Materialeinsparung durch Wiederverwendung als auch die erhebliche Einsparung von Materialtransporten.



**Abbildung 9: Umschlag von Brückenteilen nach Fertigstellung Vormontagefläche**

## 4 Ausblick

Nach Auftragserteilung und Baubeginn im Frühjahr 2020 konnten im November 2022 die Überbauten der Ruhrbrücke und der Hafenkanalbrücke in die Umfahrlage eingeschwommen werden. In der ab Ende September 2023 beginnenden 12-wöchigen Sperrpause erfolgen der Anschluss der Verkehrsanlagen an die Umfahrlage und die Inbetriebnahme der Umfahrung.

Anschließend erfolgen der Rückbau des Bestandsbrückenzugs, die Herstellung der endgültigen Unterbauten in der Endlage und der Querverschub der Überbauten in die Endlage. Die Inbetriebnahme des Brückenzugs in der Endlage ist für Ende 2024 geplant.



**Abbildung 10: Vormontagefläche nach Einschwimmen der Überbauten**

(© luftbild hans blossey)

## 5 Beteiligte

Bauherr:	Stadt Duisburg
Projektdurchführung:	Wirtschaftsbetriebe Duisburg AöR
Entwurfsplanung:	Ingenieurgesellschaft H-W-D GRBV / meyer+schubart / Spiekermann
Bauausführung:	Max Bögl
Ausführungsplanung:	Planungsgemeinschaft OBKL GRBV / meyer+schubart
Prüfingenieur:	Dr.-Ing. Jürgen Uhlendahl Weyer Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH

Autorin

---

Dr.-Ing. Jeannette Ebers-Ernst

[j.ebers-ernst@grbv.de](mailto:j.ebers-ernst@grbv.de)

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

[www.grbv.de](http://www.grbv.de)  
Tel.: 0511 98 494-0



# Anpassung der Kafen-Infrastruktur an den Containerterminals 1 bis 3a in Bremerhaven

Dipl.-Ing. Jens Kienast, Fichtner Water & Transportation GmbH, Hamburg

Dipl.-Ing. Ingo Wellbrock, Inros Lackner SE, Bremen

## 1 Einleitung

Die Containerterminals in Bremerhaven wurden seit dem Ende der 1960er Jahre abschnittsweise geplant und errichtet. Hierdurch ergeben sich für die verschiedenen Abschnitte Standzeiten von 50 Jahren (CT 1) bis 14 Jahren (CT 4). Aufgrund der exponierten Lage und der intensiven Nutzung der Anlage war diese während der Standzeit verschiedenster Einflüsse und Belastungen ausgesetzt.



**Abbildung 1: Bau der südlichen Erweiterung 1978/79**

Außerdem haben sich in dieser Zeit die Anforderungen an die Schiffe und den Umschlag drastisch geändert. Wurden zu Beginn der Planungen des heutigen Container-Terminals

CT 1 in den bremischen Häfen noch knapp 17.000 TEU umgeschlagen, kann heute nur ein Schiff der Megamax-Klasse schon rund 24.000 TEU transportieren. Zukünftige Schiffsgenerationen werden dann nicht nur 24 Containerreihen, sondern 26 Stellplatz-Bays besitzen. Hierdurch ändern sich z.B. die erforderliche Hafensohle, die Verkehrs- und Containerbrückenlasten, die Polleranordnungen usw. Auch werden zunehmend die Kajen mit Landstrom ausgerüstet.



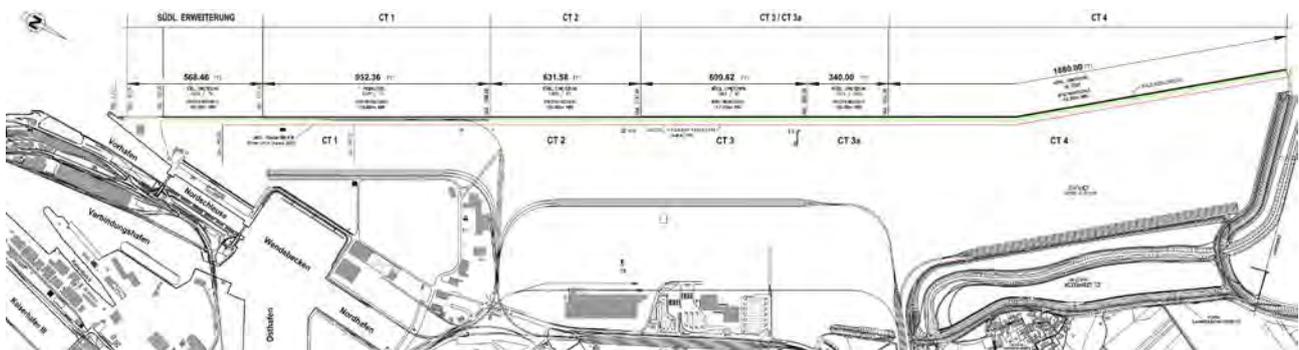
**Abbildung 2: Umschlag am „Containerkreuz Bremerhaven“ 1971 (Foto: Bremenports)**

Neben der Entwicklung der Containerschifffahrt steigt der weltweite Meeresspiegel durch den menschengemachten Klimawandel. Der sechste Sachstandsbericht des IPCC stellt einen Anstieg seit Beginn der Industrialisierung um rund 20 cm fest [IPCC AR6: FOX-KEMPER ET AL., 2021]. Außerdem werden in Abhängigkeit von den zukünftigen globalen Treibhausgasemissionen weitere Anstiege zwischen 40 cm und 2,0 m bis zum Jahr 2100 prognostiziert. Da die Containerkaje mit einer aktuellen Bestickhöhe von NHN+7,50 m auch dem Hochwasserschutz dient, müssen die Auswirkungen dieser zukünftigen Wasserstände untersucht werden.

Daher wurde die Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Ingenieurbüros Fichtner Water & Transportation GmbH und Inros Lackner SE, von der bremenports GmbH & Co. KG mit Planungsleistungen zur Weiterentwicklung des Containerterminals in Bremerhaven durch eine Anpassung der Stromkaje an die zukünftigen Verkehrsbedarfe und Randbedingungen beauftragt.

## 2 Heutige Situation

Der Containerterminal Bremerhaven weist eine Länge von insgesamt 4,90 km auf und verläuft in nord-nordwestliche Richtung an der Wesermündung. Angeordnet ist dieser im Norden der Stadt Bremerhaven am rechten Weserufer. Direkt nördlich angrenzend an den Containerterminal CT 4 liegt der Nationalpark Niedersächsisches Wattenmeer, südlich grenzt der Containerterminal an die Nordschleuse Bremerhaven. Parallel zum Containerterminal Bremerhaven verläuft das Fahrwasser der Weser. Es existieren zwei Wendestellen vor dem Terminal, eine im Bereich CT 2 mit rund 535 m Breite und eine im Bereich CT 3 mit rund 600 m Breite.



**Abbildung 3: Übersichtslageplan des Containerterminals in Bremerhaven**

Auf die Hafenanlage wirken aufgrund seiner Lage ungünstige Umwelteinflüsse ein. Diese bestehen im Wesentlichen aus:

- voreiszeitlichen bindigen Bodenschichten (Klei) in großer Mächtigkeit
- einem mittleren Tidehub von aktuell 3,78 m
- starken Flut- und Ebbströmungen in Längsrichtung der Kaje
- einem starken Schlickanfall

Darüber hinaus ist das Projektgebiet Sturmfluten und Welleneinwirkungen ausgesetzt. Der im Ästuar erzeugte Seegang aus der westlichen Hauptrichtung erreicht den Terminal ungebremst und wird an der Kajenvorderseite reflektiert. Ohne weitere konstruktive Maßnahmen

würde bei bereits damals vorhandenen hohen Wasserständen und starkem Seegang ein Containerumschlag nicht mehr möglich sein. Die Kajenflächen würden bei einer Sturmflut überspült werden. Deshalb wurden alle Terminalabschnitte mit einer Wellenkammer gebaut, in der sich die auflaufenden Wellen brechen und somit nicht über die Kaje schlagen können. Da die Gerätetechnik und die Spundwandprofile einem Geländesprung von 26,50 m vor 50 Jahren noch nicht gewachsen waren, wurde unter der Wellenkammer eine Entlastungskammer angeordnet, die die Belastung aus Erd- und Wasserdruck auf die Spundwand reduziert.

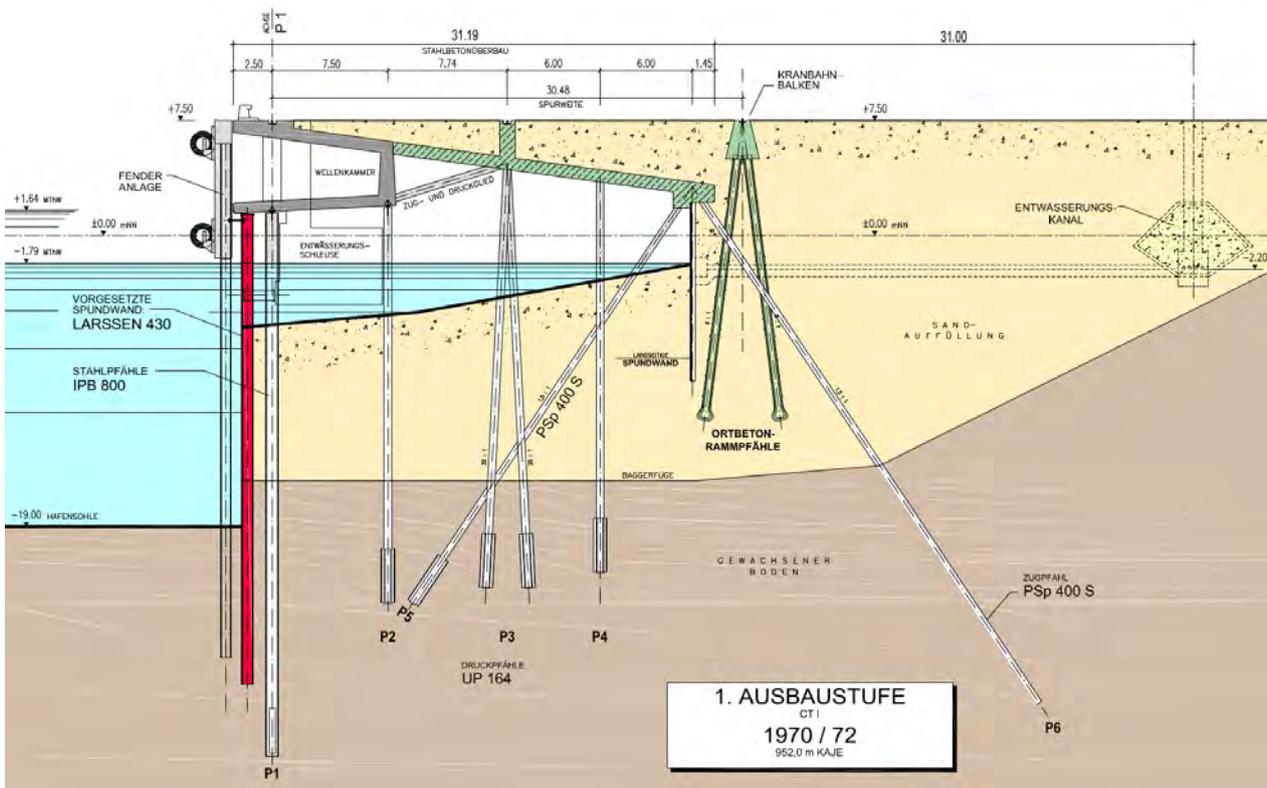


Abbildung 4: Kajenquerschnitt CT 1

Diese Bauweise wurde vom Prinzip her bis CT 3 beibehalten. Ab diesem Abschnitt wurde dann eine voll hinterfüllte Kaje gebaut.

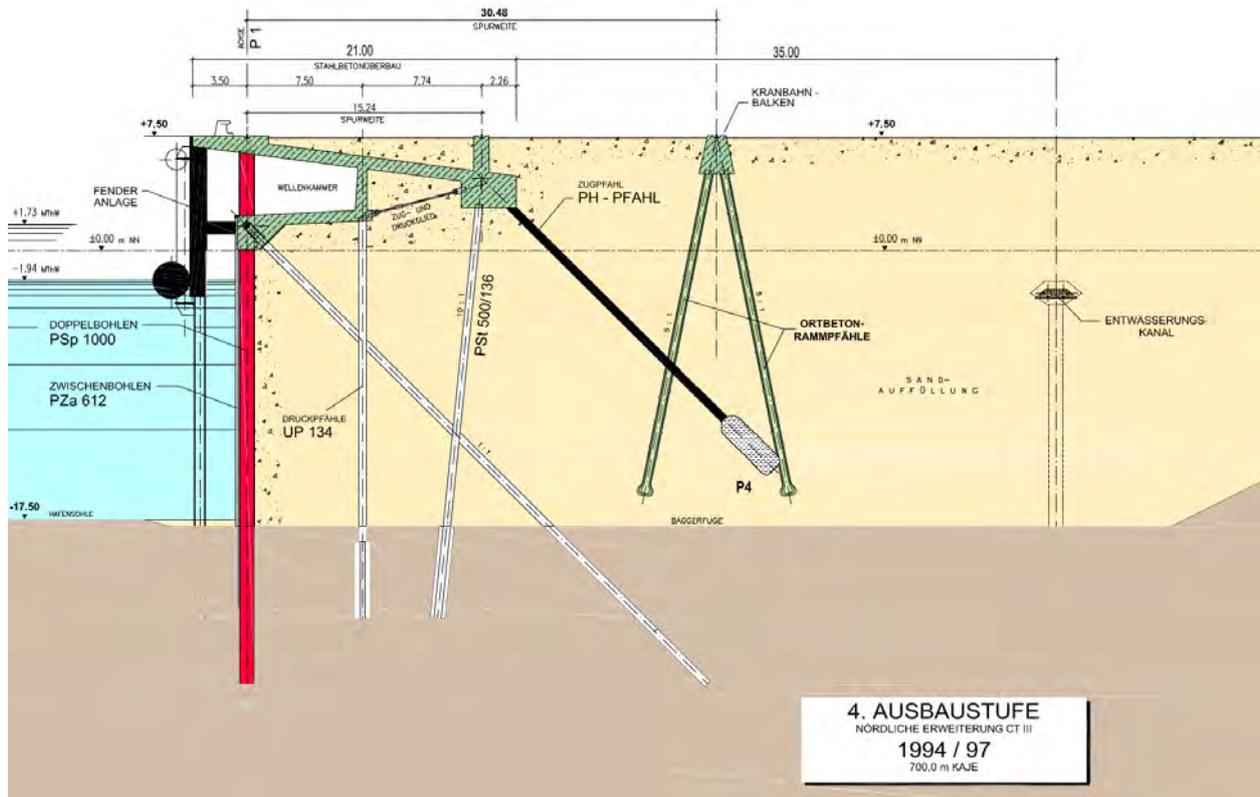


Abbildung 5: Kajenquerschnitt CT 3

### 3 Vorhandene Bausubstanz

Die Auswirkungen der hohen Beanspruchung auf die Kaianlage wurden durch verschiedene Bauwerksinspektionen festgehalten. Hierbei wurden den untersuchten Teilbereichen von CT 1 und CT 2, mit den Baujahren 1971 und 1980, und für den Abschnitt CT 3a gemäß der Bauwerksinspektion aus dem Jahr 2017 dem Alter entsprechende Zustandsnoten vergeben.

Zu den Schwachstellen in den Bereichen CT 1 bis CT 3 zählen die in regelmäßigen Abständen angeordneten Dehnfugen, die aufwendig instandgehalten werden müssen. Der Instandhaltungsaufwand ist darauf zurückzuführen, dass das dauerelastische Fugenmaterial in Verbindung mit den vorliegenden Umwelteinflüssen als ungeeignet einzustufen ist.

Durch die bestehenden Erfahrungen und der technologischen Weiterentwicklung wurden zur Reduzierung des Unterhaltungsaufwandes die Abschnitte CT 3a und CT 4 in fugenloser Bauweise ausgeführt.

Für die einzelnen Kajenabschnitte wurden von der Planungs-Arge eine Auswertung und Bewertung der vorhandenen Bausubstanz vorgenommen. Hierbei wurde insbesondere die

Korrosion an der wasserseitigen Spundwand und der Gründungselemente sowie der Zustand des Stahlbetons des Überbaus betrachtet. Zusätzlich wurden die Ergebnisse von bislang erfolgten statischen Untersuchungen im Zusammenhang mit der vorhandenen statischen Auslastung der Kaje ausgewertet.

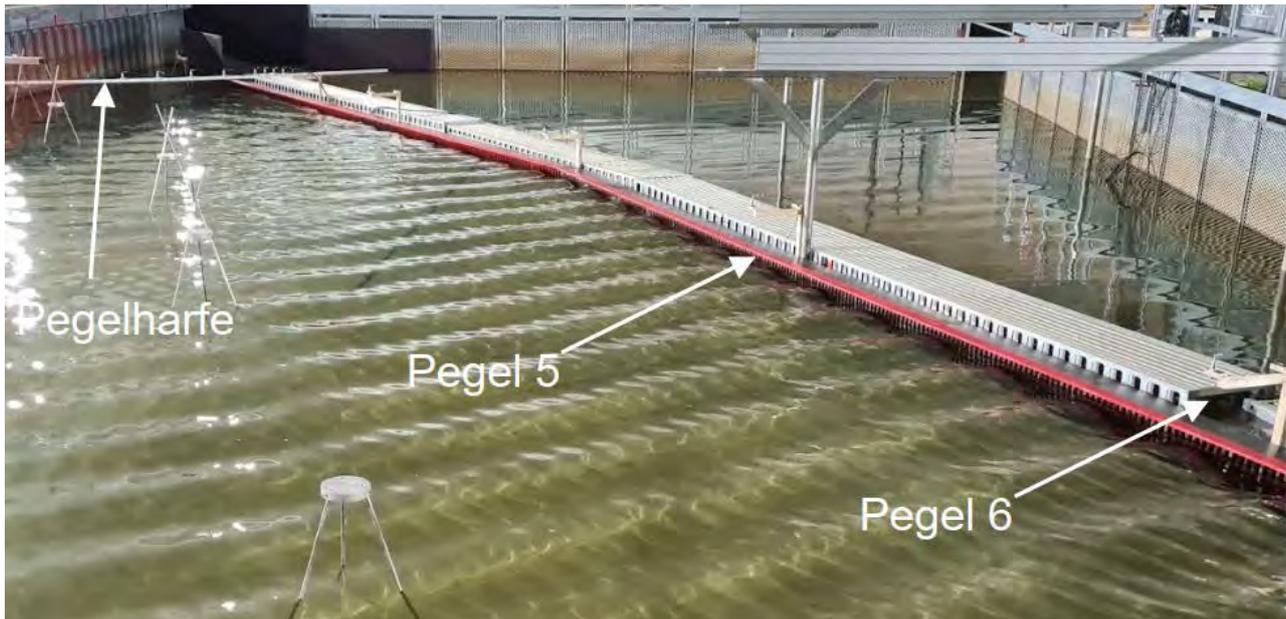
Die geringen Abrostungsmesswerte der Stahlgründungselemente zeigen, dass der Schutz durch die vorhandene Beschichtung im Zusammenhang mit der kathodischen Korrosionsschutzanlage ausreichend ist. Allerdings ist hier anzumerken, dass die KKS-Anlage mit den Tiefenanoden nur die wasserbenetzten Stahlteile zuverlässig gegen Korrosion schützt. Daher ist im Bereich der überwiegend luftberührten Pfahlbereiche und -köpfe der vorhandene passive Korrosionsschutz in absehbarer Zeit zu erneuern.

In Hinblick auf den Zustand des Stahlbetonüberbaus fällt die nahezu durchgehende, sehr hohe Chloridbelastung auf, welche sich außerhalb von Normwerten befindet. Daher sind entsprechende Instandsetzungsarbeiten notwendig bzw. ist die theoretische Nutzungsdauer bereichsweise nahezu erreicht.

Die Traglastreserven des wasserseitigen Bauwerks sind mit den auftretenden Belastungen insbesondere aus den aktuell eingesetzten Containerbrücken weitestgehend ausgeschöpft.

#### **4 Zukünftige Wasserstands- und Welleneinwirkungen**

Das Franzius-Institut wurde von bremenports beauftragt, um die Auswirkungen der höheren Wasserstände auf den Terminal zu untersuchen. Der Scheitelwert der Sturmflut von 1962 lag bereits bei NHN+5,35 m. Hochrechnungen aus dem Sturm „Xaver“ mit einem extremen Zukunftsszenario ergeben Hochwasserstände von NHN+6,60 m [LUDWIG-FRANZIUS-INSTITUT, KERPEN, HOBALLAH ET AL., 2022]. Dieses Hochwasser läge an der Oberkante der Wellenkammer, die dann funktionslos wäre.



**Abbildung 6: Versuchsaufbau (Foto: Franzius-Institut)**

Im Ergebnis lässt sich festhalten, dass die gegenwärtige Ausbildung der Wellenkammer für zukünftige Sturmfluten ihre Aufgabe nicht mehr erfüllen wird.

## **5 Aktuelle Planungen**

Vor diesen Hintergründen hat die Planungs-Arge Varianten untersucht, die Kaje für die zukünftigen Anforderungen zu erneuern. Im Sinne der Nachhaltigkeit sollte dabei versucht werden, möglichst viele der vorhandenen Gründungselemente mitzuverwenden. Die vorhandene Spurbreite der Containerbrücken von 30,48 m sollte ebenfalls beibehalten werden, um die vorhandenen Brücken weiter nutzen zu können.

Neben dem Erd- und Wasserdruck auf die Kaje beeinflussen diese durch die hohen Vertikallasten maßgeblich den Querschnitt. Daher wurden folgende Varianten für die einzelnen Terminalabschnitte entwickelt:

- Beibehaltung der aktuellen Lage der wasserseitigen Kranspur
- Neue Kranspurlage durch vorgesetzte wasserseitige Kranspur
- Vorsetze um eine komplette Spurweite  $a = 30,48$  m
- Landseitiger Neubau

Unter Berücksichtigung von unterschiedlichsten Bewertungskriterien hat sich die Variante mit einer vorgeetzten wasserseitigen Kranspur herauskristallisiert. Auf Grund der zukünftigen Wasserstände wird auf eine Wellenkammer verzichtet. Stattdessen wird eine zusätzliche HWS-Wand auf dem Terminalgelände errichtet, deren Lage noch mit den Behörden, dem Hafenkapitän und den Betreibern abzustimmen ist.

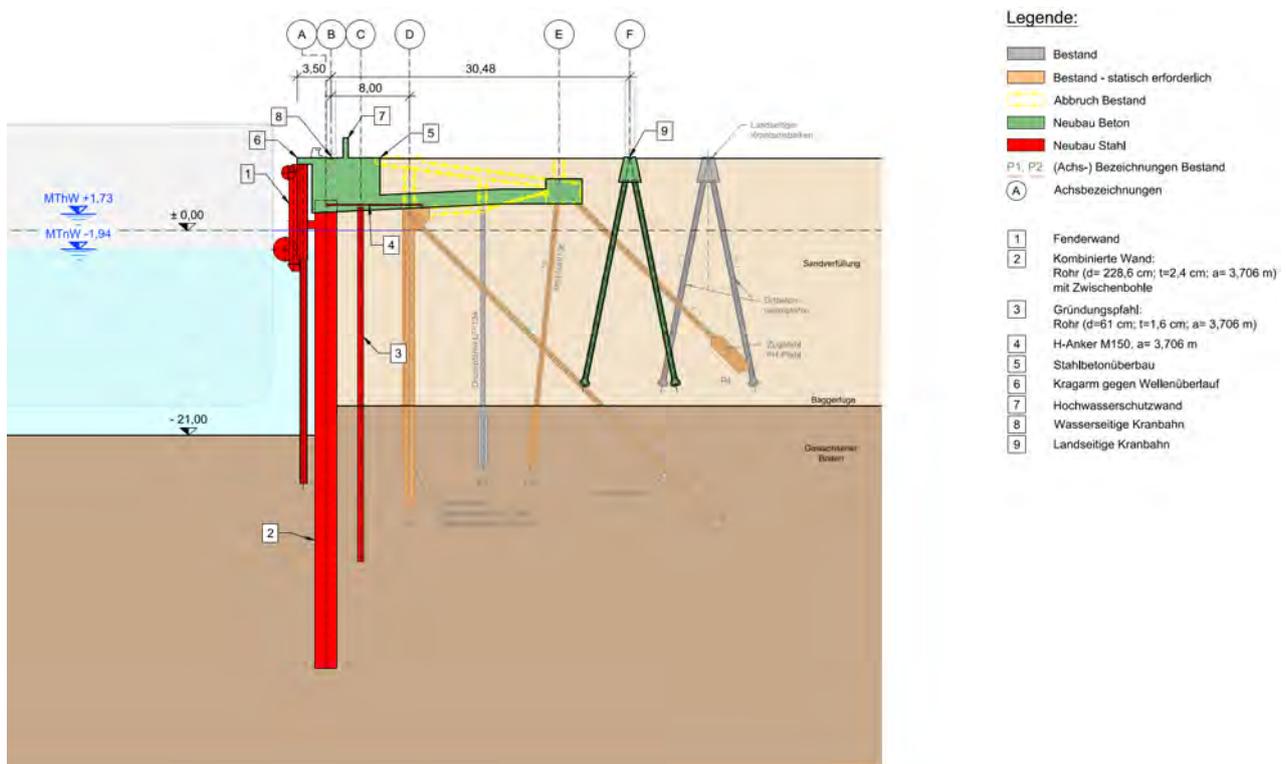


Abbildung 7: Vorzugsvariante am Beispiel CT 3

Aktuell werden hierauf basierend die Entwurfsplanungen erstellt, mit dem Ziel im nächsten Jahr die Genehmigung für die Ertüchtigung der vorhandenen Kaje bis einschließlich CT 3a zu beantragen.

Autoren

Dipl.-Ing. Jens Kienast  
FICHTNER Water & Transportation GmbH  
Frankenstraße 7, 20097 Hamburg

Jens.Kienast@fwt.fichtner.de

Tel.: +49 (40) 300673 251

Dipl.-Ing. Ingo Wellbrock  
INROS LACKNER SE  
Linzer Straße 3, 28359 Bremen

Ingo.Wellbrock@inros-lackner.de

Tel.: +49 (421) 65841 27

# **Zur Berücksichtigung von Systemreserven bei der Bemessung kombinierter Spundwände**

Jannik Beuße

GTU Ingenieurgesellschaft mbH, Hannover

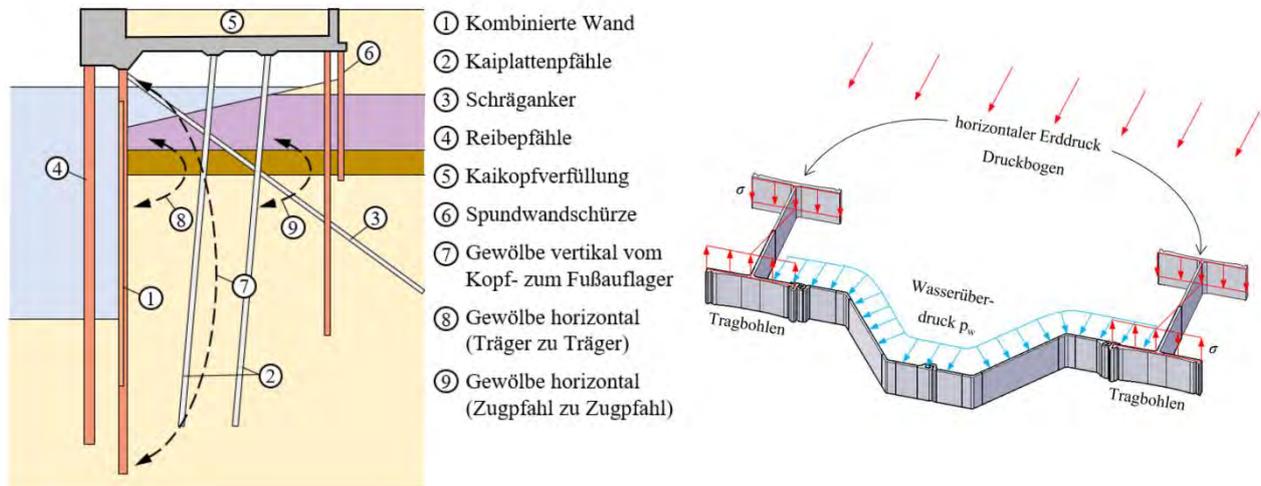
## **1 Einleitung**

Obwohl die dreidimensionale Struktur einer kombinierten Spundwand deutlich eine, über die Flächen veränderliche Lastverteilung aus dem Erd- und Wasserdruck erwarten lässt, erfolgt die Bemessung an idealisierten, zweidimensionalen Ersatzsystemen. Um die reale Lastverteilung zu bestimmen, werden im Rahmen des IGF-Vorhabens 21438 / 1480 "Zum räumlichen Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden" der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf Untersuchungen angestellt. Modellversuche im Labormaßstab werden durchgeführt, um mögliche Gewölbeansätze zu untersuchen und die Lastverteilung auf die kombinierte Spundwand zu verstehen. Die Ergebnisse dieser Modellversuche bilden die Grundlage für numerische Simulationen im Realmaßstab. Darauf aufbauend wird die Funktion für einen Gewölbefaktor ermittelt und die rechnerische Reduktion der Systemeinwirkung erreicht. Zusammen mit der Berücksichtigung des Bodens beim Stabilitätsnachweis wird so auf eine mögliche Ausnutzung von Systemreserven eingegangen.

## **2 Bemessung von Kaimauern**

Wenngleich insbesondere in den Niederlanden kombinierte Spundwände von Kaimauern häufig mittels der Finite Elemente Methode bemessen werden [DE GIJT AND BROEKEN, 2013], sieht der Stand der Technik anders aus. Nach [EAU, 2020] erfolgt die Berechnung mittels zweidimensionaler Ersatzsysteme im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [DIN EN 1997-1, 2014]. Wie in der Abbildung 1 (links) mit der Nr. 7 dargestellt, findet dabei infolge einer vertikalen Gewölbeausbildung zwischen dem Ankeranschluss und Fußauflager in einer Erddruckumlagerung Anwendung. Ferner wird mit der Nr. 8 sowie Abbildung 1 (rechts) bei mindestens mitteldicht gelagerter Hinterfüllung eine horizontale Gewölbewirkung zwischen den Tragbohlen angenommen. Demnach werden die Tragbohlen für den gesamten Erddruck auf der Systembreite einer kombinierten Spundwand ausgelegt.

Rechnerisch werden die Zwischenbohlen nach diesem Ansatz nur durch die Weitergabe der Lasten aus Wasserüberdruck auf die Tragbohlen belastet.



**Abbildung 1: Kaimauerquerschnitt (links) und Idealisierung der Lastverteilung (rechts)**

### 3 Gewölbefaktor

#### 3.1 Definition

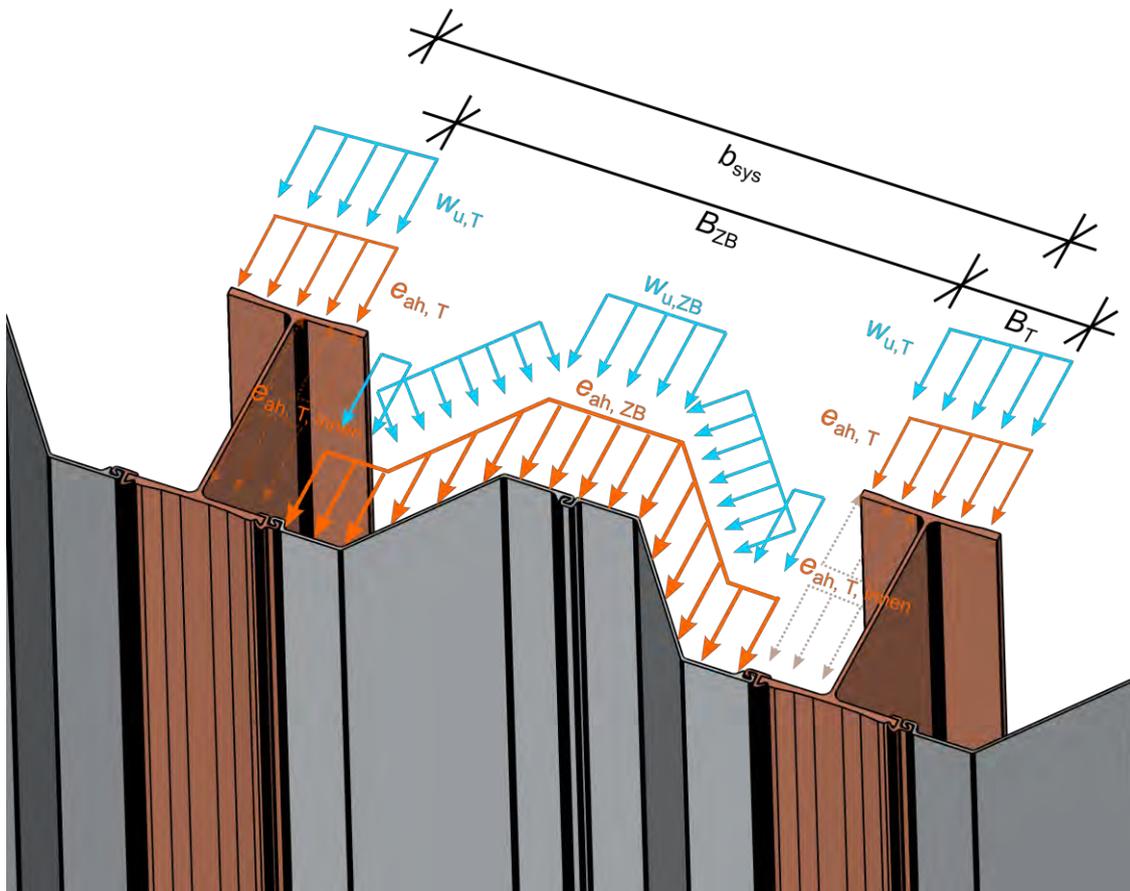
Die Abbildung 2 zeigt die Aufteilung der Erd- und Wasserdruckspannungen auf dem System einer kombinierten Spundwand. Die Lastverteilung wird mit Gleichung (1) durch den Gewölbefaktor  $\eta_{Gew}$  über die Höhe des Systems  $z$  beschrieben.

$$\eta_{Gew}(z) = \frac{e_{ah,T}(z) \cdot B_T}{\underbrace{e_{ah,gem}(z) \cdot b_{sys}}_{2 \cdot (e_{ah,ZB} \cdot B_{ZB} + e_{ah,T} \cdot B_T / 2)}} \quad (1)$$

#### 3.2 Formelansatz

Es wird postuliert, dass es eine Funktion nach Gleichung (2) gibt, welche den Gewölbefaktor beschreibt. Vor allem werden Abhängigkeit für einen Sand von der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$ , der Wichte  $\gamma$ , der Höhe des Geländesprungs  $H_G$ , der Länge des Trägers  $L_T$ , der Biegesteifigkeit des Trägers  $EI_y$ , der Dehnsteifigkeit des Ankers  $EA_A$ , dem Systemmaß  $b_{sys}$  sowie der Höhe der Rückverankerung  $a_A$  erwartet.

$$\eta_{Gew} = f(I_D, \gamma, H_G, L_T, EI_y, EA_A, b_{sys}, a_A, \dots) \quad (2)$$



**Abbildung 2: Auftretende Spannungsanteile aus Erd- und Wasserüberdruck auf eine kombinierte Spundwand**

Mit der Dimensionsanalyse nach [WOOD, 2014] werden sechs maßgebende Pi-Theoreme gemäß Gleichung (3) definiert, welche es zu untersuchen gilt.

$$\Pi_1 = I_D; \Pi_2 = \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^2}; \Pi_3 = \frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3}; \Pi_4 = \frac{b_{sys}}{H_G}; \Pi_5 = \frac{L_T}{H_G}; \Pi_6 = \frac{a_A}{H_G} \quad (3)$$

## 4 Modellversuche

Zur Untersuchung möglicher Gewölbeansätze werden 1g-Modellversuche durchgeführt.

### 4.1 Versuchsaufbau

Das Ziel für die Konzeptionierung des Modellversuchs ist eine ähnliche Biegesteifigkeit im Prototyp und Modell gemäß Gleichung (4) zu erreichen. Dabei wird die Ähnlichkeitstheorie nach [BUCKINGHAM, 1915] angewandt.

$$\left(\frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5}\right)_m = \left(\frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5}\right)_p \quad (4)$$

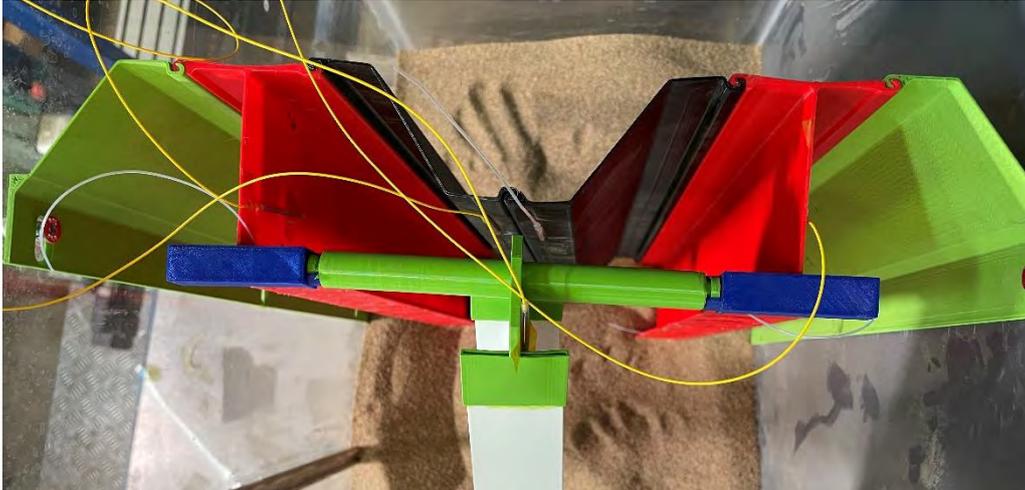
Die Skalierung im Modellmaßstab wird unter Einhaltung äußerer Limitierungen (Größe Versuchsstand zur Pfahleinbringung und Fertigung von Modellbauteilen) nach Gleichung (5) mit unterschiedlichen Faktoren für den Querschnitt, die Längen und die Steifigkeit durchgeführt.

$$n_{QS} = \frac{1}{10}; n_L = \frac{1}{15}; n_E = \frac{1}{71} \quad (5)$$

Die Abbildung 3 und Abbildung 4 zeigen den Aufbau und Ablauf des Modellversuchs. Die 3D-gedruckten Kunststoffbauteile werden dabei zur Rückrechnung der Belastung und Durchbiegung mittels geklebter Glasfasern innerhalb von Nuten in den Profilen ausgestattet. Dabei wird die Differentialgleichung eines Biegebalkens zugrunde gelegt. Die Eignung der Methode wird mit Vierpunktbiegeversuchen nachgewiesen.

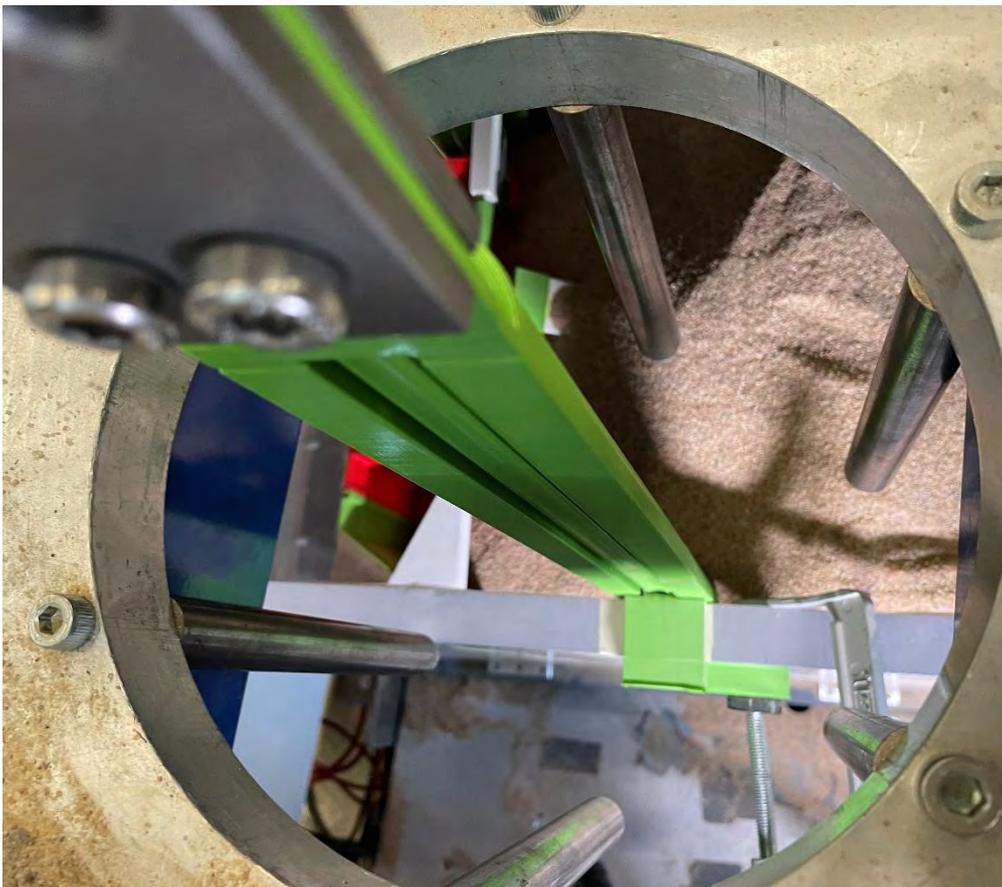


**Abbildung 3: Modellversuch einer einfach rückverankerten kombinierten Spundwand mit Kunststoffprofilen bei der Hinterfüllung der Wand mit dem Einrieseln von Sand**



**Abbildung 4: Kunststoffprofile einer kombinierten Spundwand im Modellversuch mit Rückverankerung**

Neben der Hinterfüllung werden zusätzlich die Installation eines Modellpfahls als halber Vollquerschnitt, geführt durch eine Schiene an der Wand des Versuchskastens, weggesteuert mit alternierender Bewegungsamplitude durchgeführt (siehe Abbildung 5).

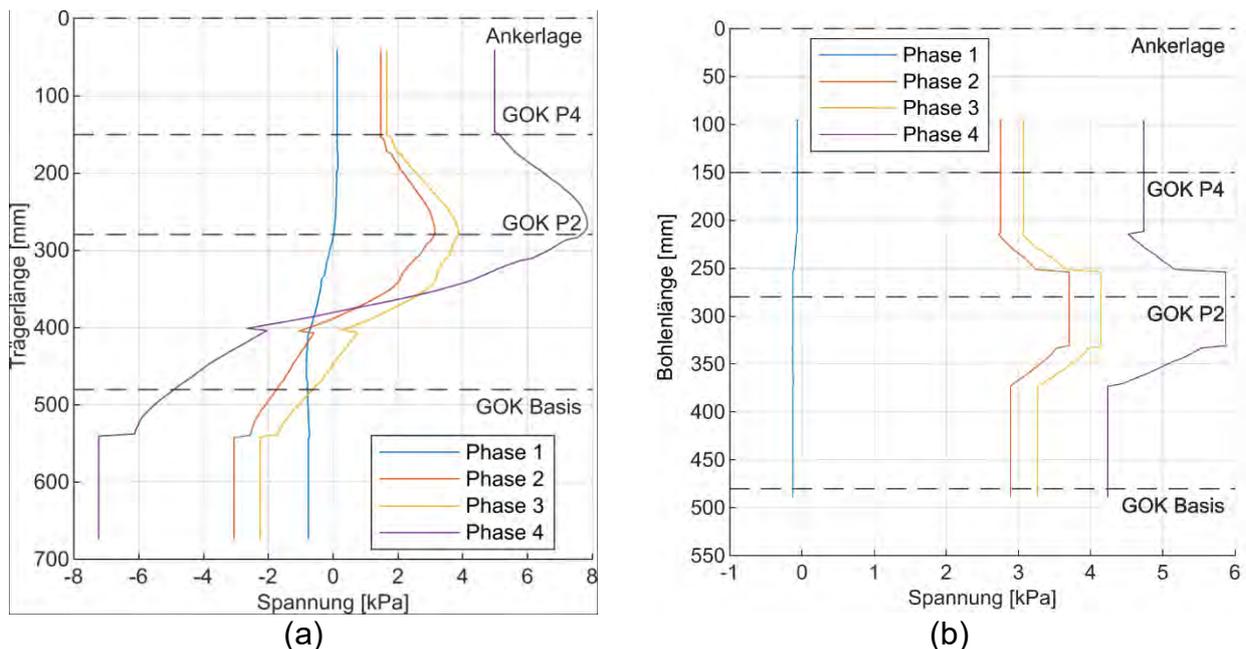


**Abbildung 5: Einbringung des Modellpfahls als halber Vollquerschnitt, geführt durch eine Schiene an der Wand des Versuchskastens**

Darüber hinaus wird mittels eines Wassertanks eine Belastung an der Oberkante des Modellbodens (Hamburger Sand) aufgebracht.

## 4.2 Ergebnisse

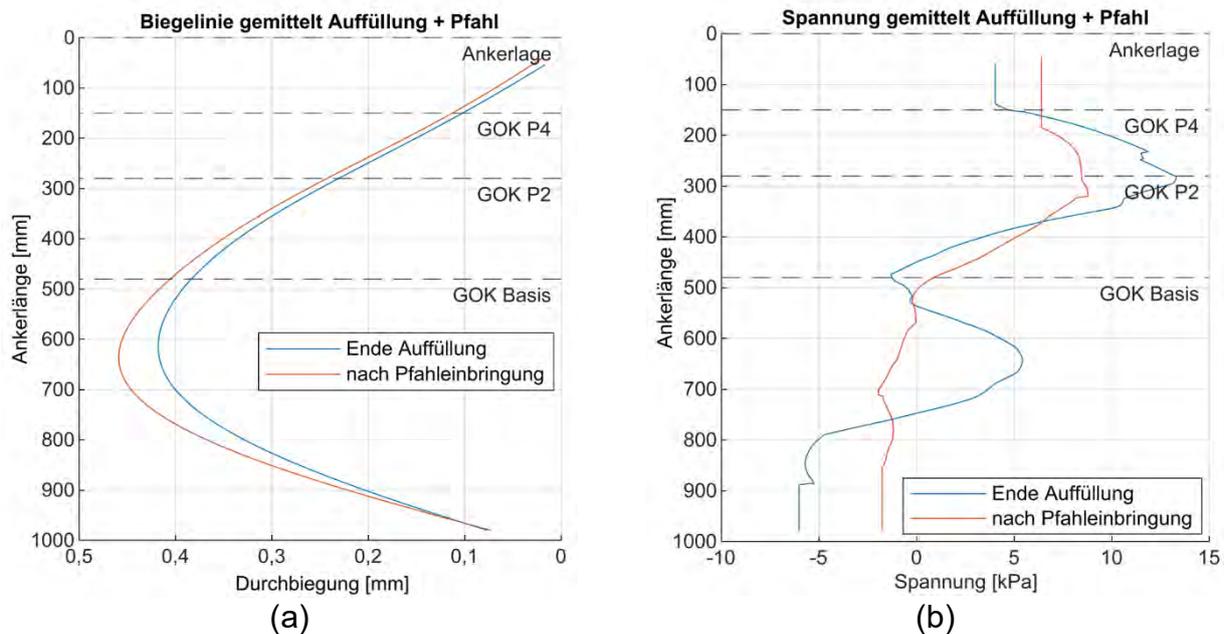
Die Ergebnisse eines beispielhaft gezeigten Modellversuchs zeigen dabei die Spannungsverteilung in Abbildung 6 auf den Trägern (a) sowie den Zwischenbohlen (b). Zu erkennen ist eine Lastkonzentration auf die Träger insbesondere auf Höhe der Rückverankerung. Darunter erfährt die Zwischenbohle eine ähnliche Belastung wie die Träger.



**Abbildung 6: Spannungsverteilung eines Modellversuchs mit den Modellprofilen der skalierten HZ 880 C (a) sowie AZ 25-800 (b) bei der Hinterfüllung**

Der Anker verformt sich gemäß Abbildung 7 insbesondere bei der Pfahleinbringung mehr als die kombinierte Spundwand. Ebenso nimmt die Biegespannung bei der Pfahleinbringung zu.

Da lediglich Anzeichen für Gewölbe im Modellversuch festgestellt werden, erfolgten nach einer Validierung im Modellmaßstab die Durchführung numerischer Simulationen im Realmaßstab.



**Abbildung 7: Biegelinie (a) und Spannungsverteilung (b) eines Modellversuchs mit dem Modellanker im skalierten Querschnitt des Typs HTM 600 / 136 bei der Pfahlinstallation im Vergleich zur Hinterfüllung**

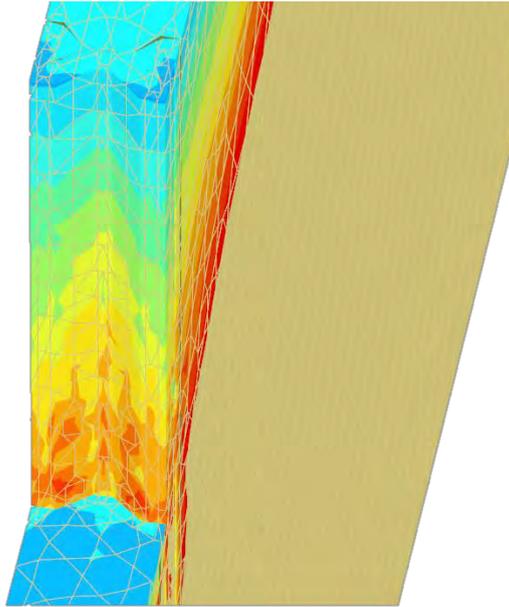
## 5 Numerische Simulationen

### 5.1 Ablauf

Da die Versuche lediglich Anzeichen für Gewölbe im Modellversuch erkennen lassen, erfolgen nach einer Validierung im Modellmaßstab die Durchführung numerischer Simulationen im Realmaßstab. Dabei wird mittels Plaxis 3D ein Modell parametrisiert und der Boden mit dem Hardening Soil Model small strain stiffness abgebildet. Das System wird innerhalb der Symmetrieachse der Tragbohlen geschnitten und idealisiert mit Schalenelementen abgebildet. Es wird dabei als Lastfall das Szenario Sunk 1 gemäß HPA untersucht. Vergleichsrechnungen zeigen, dass hier eine ähnliche Lastverteilung wie im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht wird.

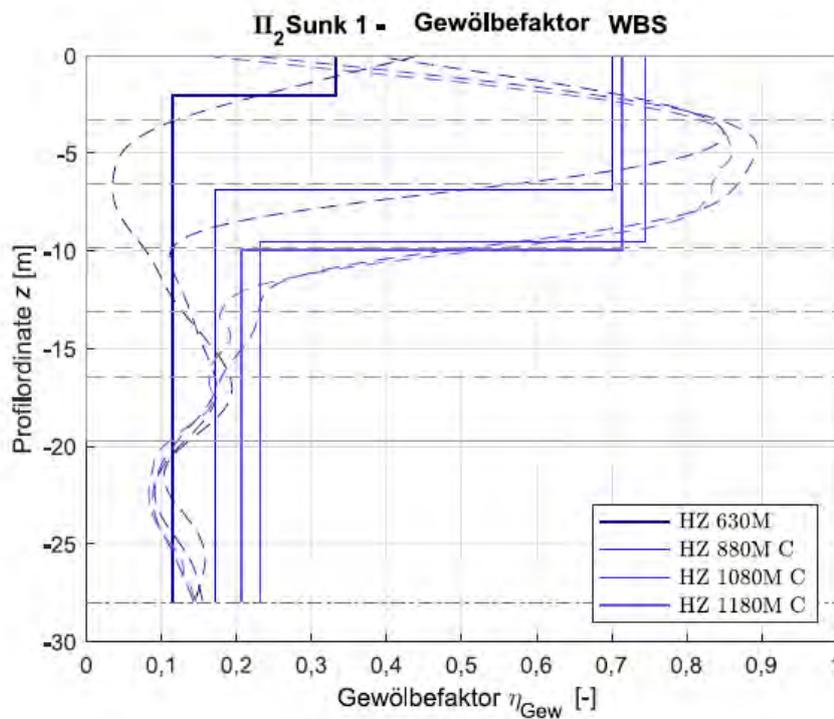
### 5.2 Ergebnisse

Die Abbildung 8 zeigt die Spannungsverteilung hinter der Wand. Deutlich wird, dass die Zwischenbohlen ebenso belastet werden, wie die Träger und dass die Spannung sich bereichsweise konzentriert auf den Trägern.



**Abbildung 8: Spannungsverteilung im numerischen Modell hinter einer kombinierten Spundwand**

Die Ergebnisse der Variationsrechnungen, wie bspw. für die variierende Biegesteifigkeit der Träger in Abbildung 9 dargestellt, zeigen, dass sich die Verläufe mit einem bilinearen Formelansatz beschreiben lassen.



**Abbildung 9: Gewölbefaktor als anteilige Lastverteilung auf die Träger und Zwischenbohlen für die Variation der Tragbohlen einer kombinierten Spundwand. Die durchgezogenen Linien zeigen die gewählte Approximation im bilinearen Ansatz.**

Dieser Ansatz wird nach Gleichung (6) wie folgt definiert.

$$\eta_{Gew} = \begin{cases} \eta^\circ & \text{für } 0 \leq z < h_\eta \\ \eta_u & \text{für } h_\eta < z \leq L \end{cases} \quad (6)$$

Unter Berücksichtigung der sechs variierten Pi-Theoreme und dem Produktansatz nach Bernoulli wird der Gewölbefaktor sowohl für die Land- als auch für die Wasserbaustelle definiert, wie beispielhaft in Gleichung (7) gezeigt. Die Formeln sowie die Herleitung sind im Detail in [BEUBE, 2023] gezeigt. Mit [BEUBE, 2023] wird zusätzlich zur Anwendung der komplexen Formeln ein vereinfachtes Excel-Tool bereitgestellt, um der Praxis die Anwendung zu ermöglichen.

$$\eta_{GBS}^{WBS} = \begin{cases} \text{für } 0 \leq z < h_\eta \\ \eta^\circ = 2,9 \cdot (-1,33 \cdot I_D + 1,56) \cdot \left( -5,65 \cdot 10^{-13} \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-5,7} + 0,72 \right) \\ \left( -8,36 \cdot 10^{13} \cdot \left( \frac{E \cdot A_A}{\gamma \cdot H_G^3} \right)^{-12,25} + 0,71 \right) \cdot \left( 0,3 \cdot \frac{a_A}{H_G} + 0,67 \right) \\ \text{für } h_\eta < z \leq L_T \\ \eta_u = 38,4 \cdot \left( -0,001 \cdot \left( \frac{E \cdot I_y}{\gamma \cdot H_G^5} \right)^{-1,03} + 0,25 \right) \cdot \\ \left( 3,2 \cdot \frac{b_{sys}}{H_G} - 0,16 \right) \cdot \left( 0,67 \cdot \frac{a_A}{H_G} + 0,17 \right) \\ \text{mit } \left( -28,6 \cdot \frac{a_A}{H_G} - 6,9 \right) \end{cases} \quad (7)$$

## 6 Ausnutzung von Systemreserven

Im Rahmen dieses Beitrags wird die Ausnutzung von Systemreserven verstanden, welche sich aus den nachfolgend beschriebenen, drei Bereichen ergibt.

Durch die lagegetreue Installation der Träger werden exzentrische Belastungen infolge von Schiefstellungen oder einbringungsbedingten Imperfektionen reduziert. Hierzu wurde mit [BEUßE AND GRABE, 2022B, A, 2021] ein Ersatzmodell inklusive Prognosemodell vorgestellt, um zielgerichtet die erforderliche Rammführung zu wählen.

Als zweiter Einflussbereich wird Berücksichtigung des Bodens als Widerstand beim Stabilitätsnachweis gesehen. Die in [BEUßE AND GRABE, 2022C, 2023B] vorgestellten Ansätze zur Drehfedersteifigkeit wurden in Näherungslösungen zum vereinfachten Biegeknick- und Biegedrillknicknachweis überführt [BEUßE AND GRABE, 2023A]. Dabei kann unter Anwendung der Drehfedersteifigkeit allein aus einer fünf Meter mächtigen Kleischicht im Vergleich zur alleinigen Bettung in tieferliegenden Sanden der Nachweis um bis 53 % verbessert werden. Folglich ist zu erwarten, dass bei der Bemessung von kombinierten Spundwänden der Stabilitätsnachweis i.d.R. nicht mehr maßgebend wird und hier eine Überdimensionierung vermieden wird.

Der dritte untersuchte Einflussbereich wurde innerhalb dieses Beitrags angerissen. Es handelt sich dabei um die Berücksichtigung der tatsächlichen Lastverteilung hinter einer kombinierten Spundwand. Untersucht wurde dabei ein System einer Ufereinfassung mit Sand. Vergleichsrechnungen zeigen unter Anwendung des entwickelten Formelansatzes für den Gewölbefaktor, dass die resultierende Erddruckkraft auf die Träger bei einer Wasserbaustelle um 37% bis 57 % und bei einer Landbaustelle um 25 % - 45 % reduziert wird. Direkt abhängig ist die Gewölbeausbildung dabei insbesondere von der Biegesteifigkeit der Wand, der Dehnsteifigkeit des Ankers, dem Systemmaß, dem Einspanngrad sowie der Höhe der Rückverankerung. Jeweils nachzuweisen ist die Tragfähigkeit der Zwischenbohlen infolge der tatsächlichen Erddruckbelastung sowie das Erdwiderlager auch für die Zwischenbohlen. Ein weiterer begünstigender Faktor ist dabei die Erddruckabschirmung infolge der Kaiplattenpfähle, wie bspw. in [QIU, 2012] gezeigt.

Unter Anwendung dieser Ergebnisse kann beim Neubau von kombinierten Spundwänden Stahl eingespart und bestehende Wände rechnerisch weiter ausgenutzt werden.

## 7 Zusammenfassung

Die vor allem für den Bau von Kaimauern eingesetzten kombinierten Spundwände bestehen zumeist aus doppel-T-förmigen Trägern und Z-förmigen Zwischenbohlen. In der Modellvorstellung zum Tragverhalten dieses Systems wird davon ausgegangen, dass die Zwischenbohlen die Lasten aus Wasser- und Erddruck über die Schlossverbindung an die Träger weitergeben [EAU, 2020]. In diesem Beitrag wird die Ausnutzung von Systemreserven in drei verschiedenen Bereichen erläutert. Die durchgeführten Modellversuche zeigen bereits, dass auch die Zwischenbohlen durch Erddruck belastet werden.

Mittels der durchgeführten numerischen Simulationen werden im Realmaßstab über 50 Variationen betrachtet und bilden die Grundlage für die Aufstellung eines Formelansatzes des Gewölbefaktor. Durch Berücksichtigung dieses Ansatzes können die Träger um bis zu 53 % weniger belastet werden. Die zusätzliche Belastung der Zwischenbohlen ist im Einzelfall nachzuweisen. Die Einbringung sowie die Berücksichtigung des Bodens im Stabilitätsnachweis zur Ausnutzung von Systemreserven werden darüber hinaus diskutiert. Diese Erkenntnisse sind im Detail in der Dissertation von [BEUßE, 2023] zusammengetragen.

Damit wird die Auslegung von derartigen Verbauten nachhaltiger und wirtschaftlicher.

## 8 Förderhinweis und Danksagung

Das IGF-Vorhaben 21438 / 1480 "Zum räumlichen Tragverhalten von kombinierten Stahlspundwänden" der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wird 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) durchgeführt. Ein Dank geht an die Mitglieder des projektbegleitenden Ausschusses.

## Literatur

**Beuße, J.;** Zur Einbringung und zum Tragverhalten von kombinierten Spundwänden von Uferbefestigungen, Technische Universität Hamburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Hamburg, 2023.

**Beuße, J. and Grabe, J.;** Ersatzmodell zur Untersuchung der Einflüsse der Installation von Stahlträgern auf die Lagegenauigkeit, Bautechnik, 98, 640–649, <https://doi.org/10.1002/bate.202100035>, 2021.

**Beuße, J. and Grabe, J.;** Berücksichtigung der Einbringung und der Drehbettung bei der Bemessung kombinierter Spundwände, TAGUNGSBAND TEIL B Zum HTG Kongr. 2021 Düsseld., 2022a.

**Beuße, J. and Grabe, J.;** Numerisches Ersatzmodell zur Identifizierung der Einbringeinflüsse der Installation auf die Lage von Doppel-T Trägern im Boden, in: Beiträge der Sondersitzung der 37. Baugrundtagung, RheinMainCongress Center Wiesbaden, 5. - 8. Oktober, Citation Key: beusseNumerischesErsatzmodellZur2022, 2022b.

**Beuße, J. and Grabe, J.;** Zur Ermittlung der Bettung von Doppel-T Trägern im Boden – Teil 1: Grundlagen und in situ Versuche, Bauingenieur, 97, 413--422, 2022c.

**Beuße, J. and Grabe, J.;** Feldversuche zur Untersuchung der Profil-Boden-Interaktion von Doppel-T Trägern in Boden und Optimierung des Bemessungsverfahrens kombinierter Spundwände, in: Tagungsband zum Pfahlsymposium 2023 in Braunschweig, 2023a.

**Beuße, J. and Grabe, J.;** Zur Ermittlung der Bettung von Doppel-T Trägern im Boden – Teil 2: numerische Simulationen und allgemeine Drehfedersteifigkeitsansätze, Bauingenieur, 98, 93–102, 2023b.

**Buckingham, E.;** The principle of similitude, Nature, 96, 396, 1915.

**DIN EN 1997-1;** Eurocode 7 -- Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik -- Teil 1: Allgemeine Regeln, Beuth Verlag GmbH, 2014.

**EAU;** Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“, Ernst & Sohn, Berlin, 2020.

**de Gijt, J. G. and Broeken, M. L.;** Quay walls, 2. Auflage., CRC Press, 2013.

**Qiu, G.;** Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Interaction Problems, Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Hamburg, 2012.

**Wood, D. M.;** Geotechnical modelling, CRC Press, 2014.

Autor

---

Jannik Beuße, M.Sc.

jannik.beusse@gtu-online.de

GTU Ingenieurgesellschaft mbH, Hannover

Niederlassungsleiter Hamburg

Heidenkampsweg 74-76, 22097 Hamburg

<https://www.gtu-online.de>

Tel.: 0151 7455 0721

# Feuerverzinken als Korrosionsschutzsystem für den Stahlwasserbau

Farrokh Taherkhani<sup>1</sup>, M.Sc., Dr.-Ing. Thomas Pinger<sup>2</sup>, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Max Gündel<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Lehrstuhl für Stahlbau und Stahlwasserbau, Helmut-Schmidt-Universität / UniBw HH, Hamburg

<sup>2</sup>ZINQ Technologie GmbH, Gelsenkirchen

## Kurzfassung

Der durch Korrosion verursachte wirtschaftlichen Gesamtschaden in Deutschland wird auf jährlich über 3 % des BIP geschätzt. Entsprechend sind auch für Stahlwasserbauten Korrosion bzw. geeignete Korrosionsschutzsysteme ein wesentlicher Faktor bei der Betrachtung der Lebenszykluskosten. Neben klassischen Beschichtungssystemen, z.B. auf Epoxidharz- oder Polyurethanbasis, bieten Zink und seine Legierungen einen wirksamen sowie sehr langlebigen Korrosionsschutz für Stähle. Die Feuerverzinkung verhindert als Schutzschicht das Eindringen der korrosiven Medien in die Stahlmatrix und fungiert zusätzlich als Opferanode, die gegenüber dem Stahl bevorzugt korrodieren würde. Allerdings ist Feuerverzinken als Korrosionsschutzsysteme von der zuständigen Behörde, der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bisher für Stahlwasserbauten in Deutschland nicht zugelassen. Um Feuerverzinken als Korrosionsschutzsystem für den Stahlwasserbau zukünftig nutzbar zu machen, sind neben (i) dem Korrosionsschutz auch (ii) die Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Beanspruchung (d.h. Abriebwiderstand), (iii) die Kombinierbarkeit mit Kathodischem Korrosionsschutz, (iv) die Umweltauswirkungen und (v) die verzinkungsgerechte Ausbildung bzw. Ausbildbarkeit für stahlwasserbautypische Details zu betrachten. In diesen Beitrag wird die Feuerverzinkung als Korrosionsschutzsystem für Stahlwasserbauten diskutiert und offene Fragestellungen erörtert. Grundlage sind erste Langzeitauslagerungsversuche mit Korrosionsschutzsystemen aus Feuerverzinken und Duplex-Systemen (Feuerverzinken plus Beschichten).

## Schlagwörter:

Stahlwasserbau, Feuerverzinken, Korrosion, Korrosionsbeständigkeit, Zinküberzüge, Beschichtungssysteme

## **1. Einleitung**

### **1.1.Hintergrund**

Für Stahlwasserbauten wird eine hohe Zuverlässigkeit bezüglich der Funktionsfähigkeit und Tragfähigkeit gefordert; dabei unterliegen sie im Vergleich zu Stahltragwerken des Hoch- und Brückenbaus anderen Anforderungen und Einsatzbedingungen [1]. So führt die direkte und indirekte Beaufschlagung durch Wasser zu einer erhöhten Korrosionsbeanspruchung des Tragwerks [2]. Ein wesentlicher Teil aller Stahlwasserbauten stellen bewegliche Verschlusskörper dar. Aufgrund des langfristigen Betriebs in komplexen Umgebungen wie dunkel und feucht, abwechselnd nass und trocken sowie Beanspruchung durch stehendes oder fließendes Wasser kann die Oberfläche unterschiedliche Grade von Korrosion oder Defekten aufweisen. Die Existenz von Korrosion und Defekten können jedoch den sicheren Betrieb sowie die Lebensdauer beeinträchtigen, sodass es wichtig ist, diese wirksam zu kontrollieren [3]. In diesem Kontext stellen Stahlwasserbauten in der Regel eine herausfordernde Umgebung dar, die sich durch teils schlechte bzw. weitestgehend begrenzte Zugänglichkeit auszeichnet. Die notwendigen Wartungs- und Instandhaltungsmaßnahmen sind deshalb sehr kostenintensiv, weshalb dem Verständnis der Randbedingungen und die Auswahl der richtigen Korrosionsschutzmaßnahmen eine sehr hohe Bedeutung zukommt.

In einer Industrienation entstehen jährlich direkte Kosten infolge Korrosion an Stahlbauten in Höhe von etwa drei bis vier Prozent des Bruttoinlandsprodukts (BIP) [4, 5]. Abb. 1 zeigt anhand der USA die korrosionsbedingten Kosten im Vergleich mit anderen Ausgaben wie direkten Kosten infolge Wetter- und Klimakatastrophen oder den jährlichen Gesundheitsausgaben [6].

Die Hälfte der geschätzten Kosten sind auf die Korrosion von Infrastrukturen und die andere Hälfte auf die Korrosion von Flugzeugen, Schiffen, Kraftfahrzeugen und industriellen Fertigungsanlagen zurückzuführen. Des Weiteren gefährdet Korrosion die öffentliche Sicherheit, mindert die Lebensqualität und kann Gesundheits- und Umweltschäden nach sich ziehen [7]. Entsprechend ist der Korrosionsschutz auch im Stahlwasserbau unverzichtbar und geeignete Korrosionsschutzsysteme von großer wirtschaftlicher Bedeutung.

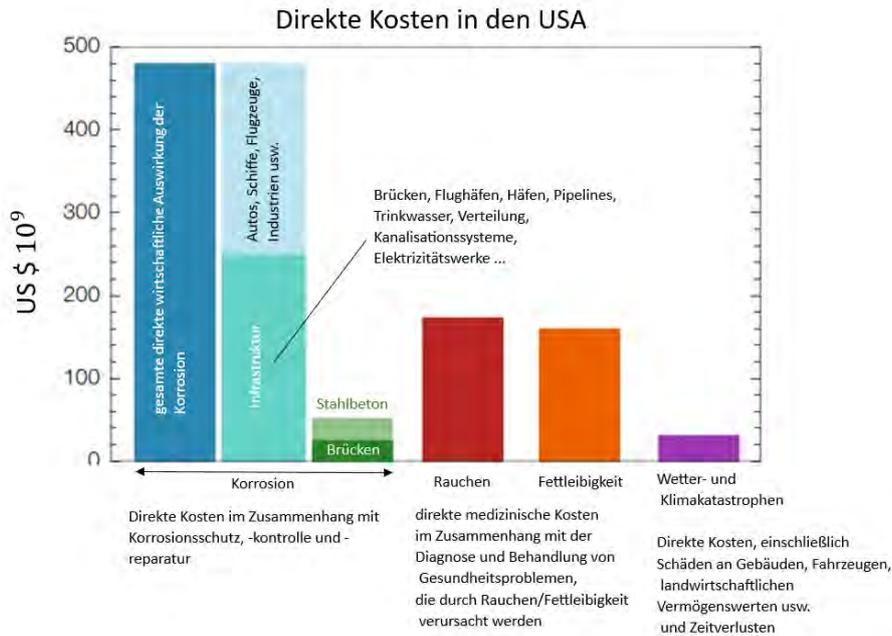


Abbildung 1: Wirtschaftliche Auswirkungen der Korrosion und anderer ausgewählten Themen in den Vereinigten Staaten [6].

## 1.2. Korrosionsschutzsysteme

Voraussetzungen für das Erreichen einer langen Schutzdauer ist die richtige Wahl des Beschichtungssystems. Prinzipiell werden als Korrosionsschutz drei Verfahren angewendet: organische Beschichtungen, Verzinken und Kombinationen davon (Duplex-Systeme).

In DIN EN ISO 12944-5 werden Beschichtungsstoffe und Beschichtungssysteme für den Korrosionsschutz von Stahlbauten mittels organischer Beschichtungen beschrieben. Das „klassische“ Beschichtungssystem besteht aus Grundbeschichtung, Zwischenbeschichtung, Deckbeschichtung. Die Grundbeschichtung dient dem Korrosionsschutz und der Haftvermittlung. Sie muss auf dem Substrat gut haften, weshalb eine angemessene Oberflächenvorbereitung zwingend erforderlich ist. Zudem muss sie eine Basis für die nachfolgenden Zwischen- oder Deckbeschichtungen bilden und durch ihre Pigmentierung (z. B. Zinkstaub) die wesentliche Korrosionsschutzfunktion übernehmen. Die Hauptfunktion von Zwischenbeschichtungen ist die Barrierewirkung. Aus diesem Grund können sie auch Korrosionsschutzpigmente enthalten, z. B. Eisenglimmer. Die Deckbeschichtung ist verantwortlich für die gewünschten optischen Eigenschaften des Beschichtungssystems und für seine Witterungsbeständigkeit (UV-Beständigkeit) [8].

Aufgrund seiner sehr guten Korrosionsschutzeigenschaften bei gleichzeitig hoher Verfügbarkeit auf der Erde ist Zink das am häufigsten verwendete Material für den Schutz von Stahl gegen Korrosion [9]. Die elektrochemische Spannungsreihe der Metalle zeigt ( $E_{\text{Fe}}$ : - 0,44 V und  $E_{\text{Zn}}$ : - 0,76 V), dass Zink im Vergleich zu Eisen das unedlere Metall ist und somit bei leitender Verbindung mit Eisen, d.h. unter Anwesenheit eines Elektrolyten, in Lösung geht. Zink fungiert als Opferanode, indem sich das umgebende Zink unter korrosiver Belastung an der beschädigten Stelle für den Stahl opfert. Die bei der Korrosion freiwerdenden Elektronen fließen zum zu schützenden Stahl und setzen dadurch dessen Korrosionsgeschwindigkeit herab. Dadurch wird Zink im Vergleich zum Stahl bevorzugt korrodieren und schützt derart aktiv den Stahl („aktiver, kathodischen Korrosionsschutz“). In Abb. 2 sind die Zusammenhänge nochmals schematisch dargestellt [9-13].

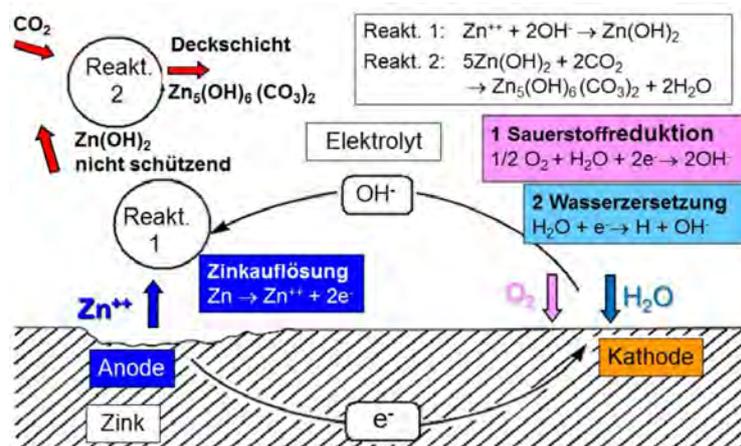


Abbildung 2: Mechanismus der Korrosion von Zink bei Kontakt mit Wässern [13], Reakt.1: in der Atmosphäre und in neutralen belüfteten wässrigen Wässern, Reakt.2: in sauerstoffarmen Wässern.

Neben dem aktiven Schutz infolge der genannten elektrochemischen Eigenschaften verfügen metallische Zinküberzüge über eine ausgeprägte passive Schutzwirkung. So dient die Verzinkung als Barrierschicht, die das Eindringen von korrosiven Medien wie  $\text{O}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$  und  $\text{Cl}^-$  Ionen in die Stahlmatrix verhindert. Dabei kommt der Ausbildung stabiler Deckschichten eine wesentliche Rolle zu [10-11]. Als relevantestes Verfahren zur Applikation von metallischen Zinküberzügen hat sich seit vielen Jahrzehnten die Feuerverzinkung etabliert. Diese kann sowohl im kontinuierlichen Betrieb erfolgen, womit

ausschließlich Dünnsblech oder Draht verzinkt wird, oder im diskontinuierlichen Betrieb, bei der ganze Komponenten oder Schweißbaugruppen stückweise verzinkt werden. Die Korrosionsschutzwirkung kann durch die Kombination von Verzinken mit organischer Beschichtung, sogenannten Duplexbeschichtungen, weiter erhöht werden. Diese Duplexbeschichtungen sind weiterhin Gegenstand aktueller Forschungsarbeiten [5].

Bei der Wahl eines geeigneten Korrosionsschutzsystems spielen neben der Funktionalität sowie der dauerhaften Sicherstellung derselben die Kosten eine wesentliche Rolle. Die Wirtschaftlichkeit eines Korrosionsschutzsystems wird durch die Erstkosten sowie durch anfallende Wartungs- und Instandhaltungskosten bestimmt. Die Erstkosten sind bei der Herstellung der Feuerverzinkung zumeist nicht oder nicht wesentlich teurer als andere Schutzsysteme [14-15]. Im Hinblick auf die langfristigen Kosten wirken sich Langlebigkeit und Wartungsfreiheit der feuerverzinkten Oberfläche jedoch günstig auf die Wirtschaftlichkeit aus [12]. So wird, abhängig von den korrosiven Randbedingungen sowie der Schichtdicke, ein Korrosionsschutz von in der Regel 50 – 100 Jahren erreicht. Gemäß DIN EN ISO 9223 [16] lässt sich hierzu die normbasierte Abschätzung der Schutzdauer von Zinküberzügen treffen (Abb. 3). Die Abtragsraten von Zink-Aluminiumüberzügen liegen niedriger als die von reinen bzw. quasi-reinen Zinküberzügen, weshalb die derart erzielbaren Schutzdauern länger sind [17].

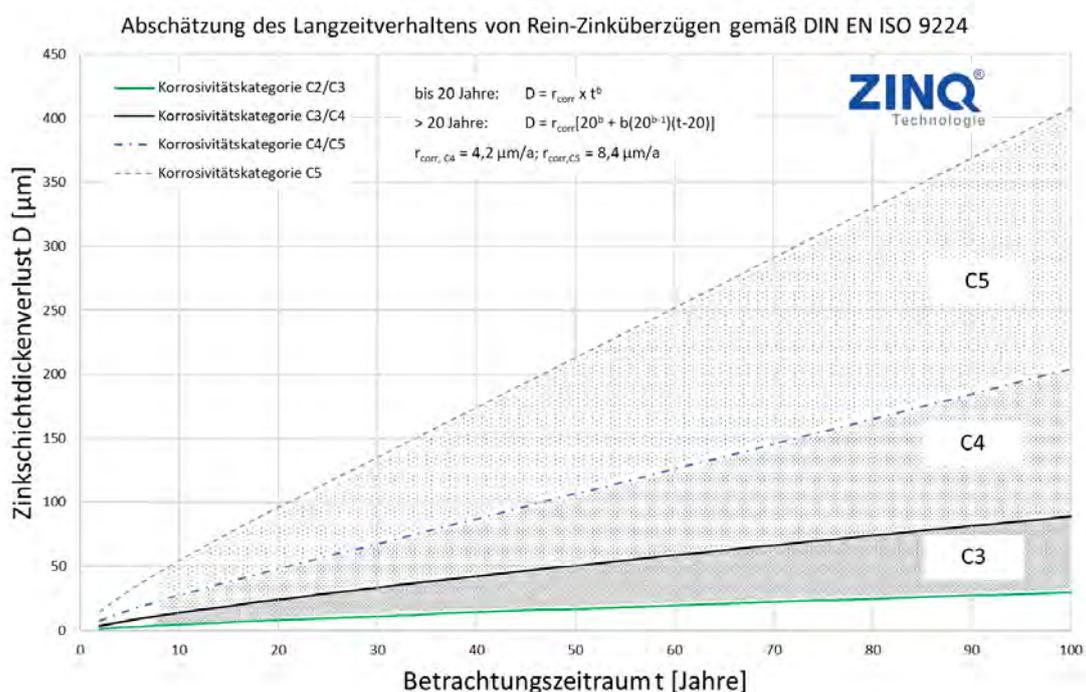


Abbildung 3: Schutzdauer von Zinküberzügen.

### **1.3. Korrosionsschutz im Stahlwasserbau in Deutschland**

In Deutschland ist die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) für den Betrieb, den Erhalt sowie den Aus- und Neubau der Bundeswasserstraßen verantwortlich [18]. In der WSV gibt es zahlreiche Stahlwasserbauten aus unlegiertem Stahl, die der Unterstützung des Schiffsverkehrs, der Wasserstands- und der Wasserabflussregulierung dienen [3]. Die Stahlwasserbauten müssen und werden nach dem STLK, LB 218 unter Beachtung der ZTV-W, LB 218, passiv durch Beschichtungen vor Korrosion geschützt [19]. Die Zulassung von Korrosionsschutzsystemen des Stahlwasserbaus für die WSV wird von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) als Bundesbehörde im Ressort des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) anhand eigener Versuche nach BAW-Richtlinie-RPB vorgenommen [20]. Werden die jeweiligen Grenzwerte des Analyseverfahrens eingehalten, erfolgt für das System die Einstufung als „tauglich“ für die jeweilige Korrosionsschutzkategorie. Für Anwender werden die Ergebnisse der Zulassungsprüfungen in entsprechenden Zulassungslisten zusammengestellt, die eine einfache und sichere Auswahl eines geeigneten Korrosionsschutzsystems ermöglichen [13]. Die Liste 1 beinhaltet Systeme für Binnenstandorte (Im1) und die Liste 2 Systeme für Brackwasser, Meerwasser und Böden (Im2/3).

Bisher sind in den Listen der BAW ausschließlich organische Beschichtungssysteme, jedoch keine Korrosionsschutzsysteme auf Basis von Feuerverzinken aufgeführt, wenngleich es für deren vielfältige Anwendung bereits weltweite Beispiele gibt [21]. Feuerverzinken als Korrosionsschutzsystem für den Stahlwasserbau in Deutschland nutzbar zu machen, ist Motivation aktueller Arbeiten, die nachfolgend vorgestellt werden.

## **2. Experimentelle Untersuchungen**

### **2.1. Beständigkeit gegen natürliche Einflüsse in der Langzeitauslagerung (LZA)**

Das Verhalten der Beschichtung unter natürlicher Bewitterung ist letztlich ausschlaggebend für die Tauglichkeit eines Korrosionsschutzsystems (DIN EN ISO 12944-6, Abschnitt 4.1). Daher müssen auch gemäß [20] die durch Laborprüfung erworbenen Erkenntnisse durch Langzeitauslagerungen (LZA) unter natürlicher Bewitterung verifiziert werden. Diese werden durch die BAW in fünfjährigen Kampagnen ausgeführt.

Gemäß [20] werden für die Auslagerung zwölf beschichtete Stahl-Probenplatten der Größe 400 x 400 x 4 mm verwendet. Die Prüfkörper werden auf vier Auslagerungsstandorte

aufgeteilt, wo sie jeweils in den drei Positionen „Überwasser (ÜW)“, „Wasserwechselzone (WW)“ und „Unterwasser (UW)“ an einem Bewitterungsgestell befestigt werden. Die Standorte bilden dabei unterschiedliche Belastungen wie folgt ab:

- Standorte Trier und Windheim zur Prüfung des Verhaltens in Binnengewässern (Kategorie Im1 gemäß DIN EN ISO 12944-2)
- Standort Büsum zur Prüfung des Verhaltens in Meerwasser (Kategorie Im2 gemäß DIN EN ISO 12944-2)
- Kiel zur Prüfung des Verhaltens in Brackwasser (Kategorie Im2 gemäß DIN EN ISO 12944-2)

Die Prüfbleche werden vor Applikation des Korrosionsschutzsystems vom Hersteller gemäß Plan mit Bohrungen zum Zwecke der Befestigung und Kodierung versehen. Nach der Applikation wird durch die BAW eine definierte Verletzung (maschinell mit 2,0 mm Breite) bis zum Stahlsubstrat eingefräst. Die Probenplatten werden auf Schäden an der Verletzung, wie Blasen, Ablösung, Unterrostung u. ä. nach fünf Jahren als Endbeurteilung untersucht und dokumentiert.

## **2.2. LZA von Stückverzinkungs-basierten Korrosionsschutzsystemen**

Zur Prüfung der Einsetzbarkeit von Korrosionsschutzsystemen, die auf einer Stückverzinkung basieren, wurden von ZINQ im Rahmen der BAW-Auslagerungskampagne 2013 - 2018 mehrere Systeme mit unterschiedlichen Aufbauten zur LZA beigelegt. Diese sind nachfolgend aufgelistet:

### **System 1: Stückverzinkung**

Die Prüfbleche werden nach einer nass-chemischen Vorbehandlung (Entfetten, Beizen) gemäß DIN EN ISO 1461 und DAST-Richtlinie 022 stückverzinkt. Die resultierende mittlere Schichtdicke des Zinküberzugs liegt im Bereich von 54 - 60 µm [22].

### **System 2: Dünnschichtverzinkung + Pulverbeschichtung**

Für das Duplex-System bestehend aus der Kombination der Dünnschichtverzinkung microZINQ® mit anschließender zweischichtiger Pulverbeschichtung werden die

Prüfbleche, ebenfalls nach einer nass-chemischen Vorbehandlung, zunächst gemäß DIN 50997 in einer Zink-5% Aluminium-Schmelze verzinkt (Schichtdicke 6 - 18 µm). Anschließend wird als Zwischenbeschichtung eine EP-Pulverlackierung mit einer Schichtdicke von 90 – 130 µm sowie als Deckbeschichtung ein hochwetterfester PE-Pulverlack mit einer Schichtdicke von ebenfalls 90 – 130 µm appliziert. Die durchschnittliche Gesamtschichtdicke des Systems liegt bei 254 µm [23].

### **System 3: Stückverzinkung + Nasslackbeschichtung**

Für das Duplex-System bestehend aus der Kombination einer Stückverzinkung mit anschließender zweischichtiger Nasslackbeschichtung werden die Prüfbleche wie bei System 1 zunächst feuerverzinkt. Auf den Zinküberzug wird dann eine eisenglimmerhaltige Zwischenbeschichtung auf Epoxidharzbasis mit einer Trockenschichtdicke im Bereich von 70 – 90 µm aufgetragen. Für die Deckbeschichtung wird ein 2-Komponenten-Beschichtungsstoff auf Epoxidharzbasis mit einer Trockenschichtdicke von 480 – 570 µm. Die durchschnittliche Gesamtschichtdicke des Systems liegt bei 640 µm [24].

## **3. Ergebnisse**

Die Ergebnisse der fünfjährigen Langzeitauslagerung werden nachfolgenden vorgestellt. Da keine Zwischendokumentation und -bewertung der Systeme vorgenommen wurde, kann über die zeitliche Entwicklung der Degradation keine detaillierte Aussage getroffen werden. Weiterhin sind aus nicht bekannten Gründen einige wenige Prüfbleche abhandengekommen, weshalb eine teils lückenhafte Dokumentation vorliegt.

### **3.1. System 1: Stückverzinkung**

Am Ende der Langzeitauslagerung zeigt die Verzinkung im Überwasserbereich eine sehr gute Beständigkeit und nur leichte Abnutzung in Form der Eingraugung als typische Alterungserscheinung von Zinküberzügen sowie einer Schichtdickenreduzierung von 2 – 8 µm auf. An der künstlich eingebrachten Verletzung tritt lediglich Grundwerkstoffkorrosion im Ritzgrund, jedoch keine sonstigen, relevanten Korrosionserscheinungen auf.

Neben diesem einheitlichen Verhalten im Überwasserbereich unterscheidet sich das Verhalten der reinen Zinküberzüge in der Wasserwechselzone sowie im

Unterwasserbereich stark in Abhängigkeit von der Wasserqualität. An den beiden Binnenwasser-Standorten Trier und Windheim treten stärkere Korrosionserscheinungen auf, wenngleich der Zinküberzug nur teilweise angegriffen wird. In der Wasserwechselzone kommt es zum Anstieg der gemessenen Überzugsdicken um 15 bzw. 7 µm, was auf die Ausbildung voluminöser Zinkkorrosionsprodukte zurückzuführen ist. Unter Wasser hat sich die Dicke des Zinküberzugs um 12 bzw. 17 µm reduziert. Die Unterschiede sowohl zwischen WW und UW als auch in der Höhe des Auf- bzw. Abbaus der Zinkschicht werden dabei maßgeblich auf den Zutritt von Sauerstoff (im UW-Bereich) bzw. Kohlendioxid (im WW-Bereich) zum Zink und die damit verknüpfte Qualität der sich ausbildenden Deckschicht von Zink in Kombination mit der korrosiven Belastung zurückgeführt.

An den beiden Im2-Standorten Büsum und Kiel liegt eine deutlich höhere Korrosivität gegenüber Zinküberzügen vor, was sich in einer weitestgehenden Auflösung der Zinküberzüge auf den WW- und UW-Blechen zeigt.

In Tabelle 1 sowie den Abbildungen 4 und 5 sind die wesentlichen Ergebnisse für System 1 zusammengestellt.

Tabelle 1: Immissionsklasse, Schichtdickendifferenzen sowie Ritzbewertung nach Ende der fünfjährigen LZA für System 1 für alle Lokalitäten.

Lokalität	Trier (Im1)	Windheim (Im1)	Büsum (Im2)	Kiel (Im2)
<b>Schichtdickendifferenz [µm]</b>				
ÜW	-5	-8	Platte fehlt	-2
WW	+15	+7	+170	+95
UW	-12	-17	+101	+221
<b>Unterwanderung / Unterrostung an der künstlichen Verletzung [mm]</b>				
ÜW	0,1; Rotrost	0,6; Rotrost	Platte fehlt	0,3
WW	FS; Rotrost	FS; Rotrost	FS; Rotrost	FS; Rotrost
UW	FS; Rotrost	FS; Rotrost	FS; Rotrost	FS; Rotrost

**FS:** Flächenschaden

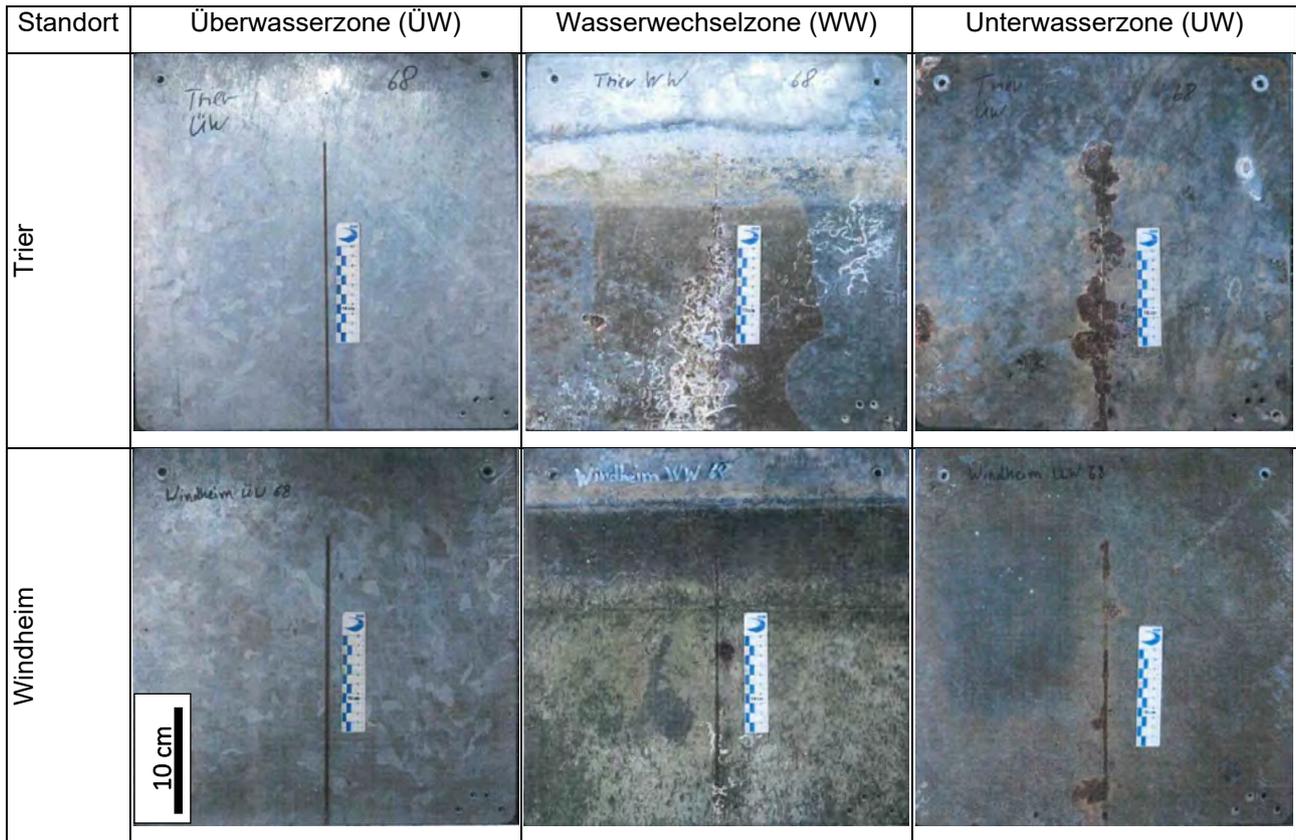


Abbildung 4: Bildanalytische Bewertung der stückverzinkten Prüfbleche (System 1) für die drei Belastungszonen an den beiden Im1-Standorten Trier, Mosel (Süßwasser) und Windheim, Weser (Süßwasser).

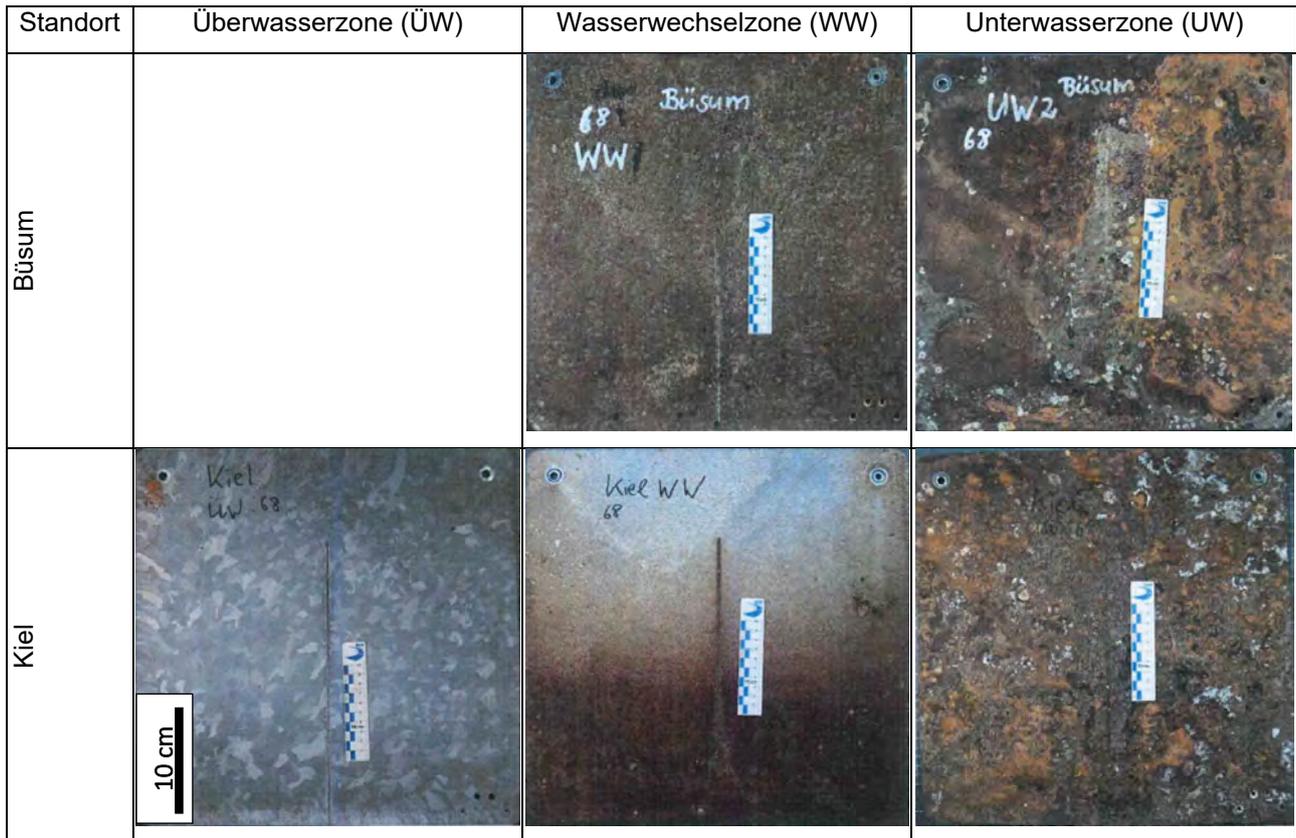


Abbildung 5: Bildanalytische Bewertung der stückverzinkten Prüfbleche (System 1) für die drei Belastungszonen an den beiden Im2-Standorten Büsum, Nordsee (Meerwasser) und Kiel, Ostsee (Brackwasser).

### 3.2. System 2: Dünnschichtverzinkung + Pulverbeschichtung

Das Duplex-System bestehend aus der Dünnschichtverzinkung microZINQ® sowie einer zweischichtigen Pulverbeschichtung ist sehr performant an allen Standorten im Überwasserbereich sowie zusätzlich auch in den Binnengewässern in der Wasserwechselzone und im Unterwasserbereich. Ohne direkten Wasserkontakt treten keine Beschichtungsschädigungen auf. In den WW- und UW-Zonen zeigt sich in begrenztem Maße (Menge und Größe) Blasenbildung auf der Fläche und am Ritz, wo es auch zu leichter Unterwanderung (innerhalb der zulässigen Grenzen) kommt. Es tritt kein flächiger Rotrost auf. Am Salzwasserstandort Büsum tritt Unterwasser eine erhöhte Blasenbildung am Ritz auf, die Unterwanderung am Ritz liegt zudem leicht außerhalb der zulässigen Grenzen. Flächig kommt es im WW-Bereich zu großflächigen Ablösungen der Pulverbeschichtung vom Zink-Aluminiumüberzug. Dabei ist auffällig, dass der sehr dünne,

verbleibende Überzug offenbar sehr widerstandsfähig ist und nach Ablösung der Beschichtung eine flächige Grundwerkstoffkorrosion verhindert. Im Brackwasser kommt es insbesondere vom künstlich eingebrachten Ritz ausgehend zur Schädigung des Korrosionsschutzsystem in Form starker Blasenbildung und in der Wasserwechselzone relativ weitreichender Unterwanderung der Pulverbeschichtung.

In Tabelle 2 sowie den Abbildungen 6 und 7 fassen die wesentlichen Ergebnisse für System 2 zusammen.

Tabelle 2: Immissionsklasse, Blasengrade auf der Fläche wie am Ritz sowie Ritzbewertung nach Ende der fünfjährigen LZA für System 2 für alle Lokalitäten.

Lokalität	Trier (Im1)	Windheim (Im1)	Büsum (Im2)	Kiel (Im2)
<b>Blasengrad auf der Fläche</b> (gem. DIN EN ISO 4628-2)				
ÜW	n0/h0	n0/h0	n0/h0	n0/h0
WW	n2/h2	Platte fehlt	n0/h0	n0/h0
UW	n1/h1	Platte fehlt	n0/h0	n0/h0
<b>Blasengrad am Ritz</b> (gem. DIN EN ISO 4628-2)				
ÜW	m0/g0	m0/g0	m0/g0	m5/g2
WW	m3/g3	Platte fehlt	m0/g0	m5/g4
UW	m2/g2	Platte fehlt	m4/g3	m4/g4
<b>Unterwanderung / Unterrostung an der künstlichen Verletzung [mm]</b>				
ÜW	0,1; Rotrost	0,0; Rotrost	2,8; Rotrost	4,1; Rotrost
WW	1,5; Rotrost	Platte fehlt	4,1; Rotrost; FS	13,7; Rotrost; FS
UW	0,3; Rotrost	Platte fehlt	2,5; Rotrost; FS	3,5; Rotrost; FS

**m:** Menge der Blasen, **g:** Größe von Blasen

**n:** Menge der Blasen auf der Fläche, **h:** Größe von Blasen auf der Fläche

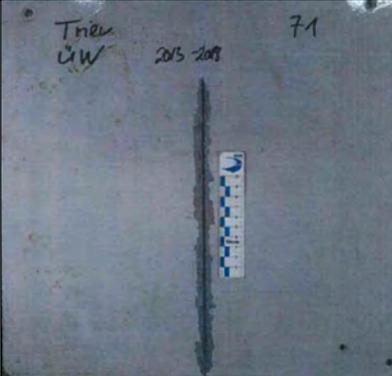
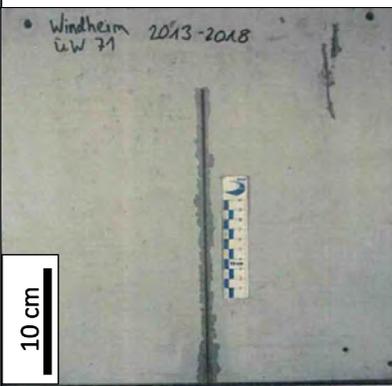
Standort	Überwasserzone (ÜW)	Wasserwechselzone (WW)	Unterwasserzone (UW)
Trier			
Windheim		Platte fehlt	Platte fehlt

Abbildung 6: Bildanalytische Bewertung der dünn­schicht­ver­zink­ten und pul­ver­lack­ier­ten Prüf­bleche (System 2) für die drei Belastungs­zonen an den beiden Im1-Standorten Trier, Mosel (Süßwasser) und Windheim, Weser (Süßwasser).

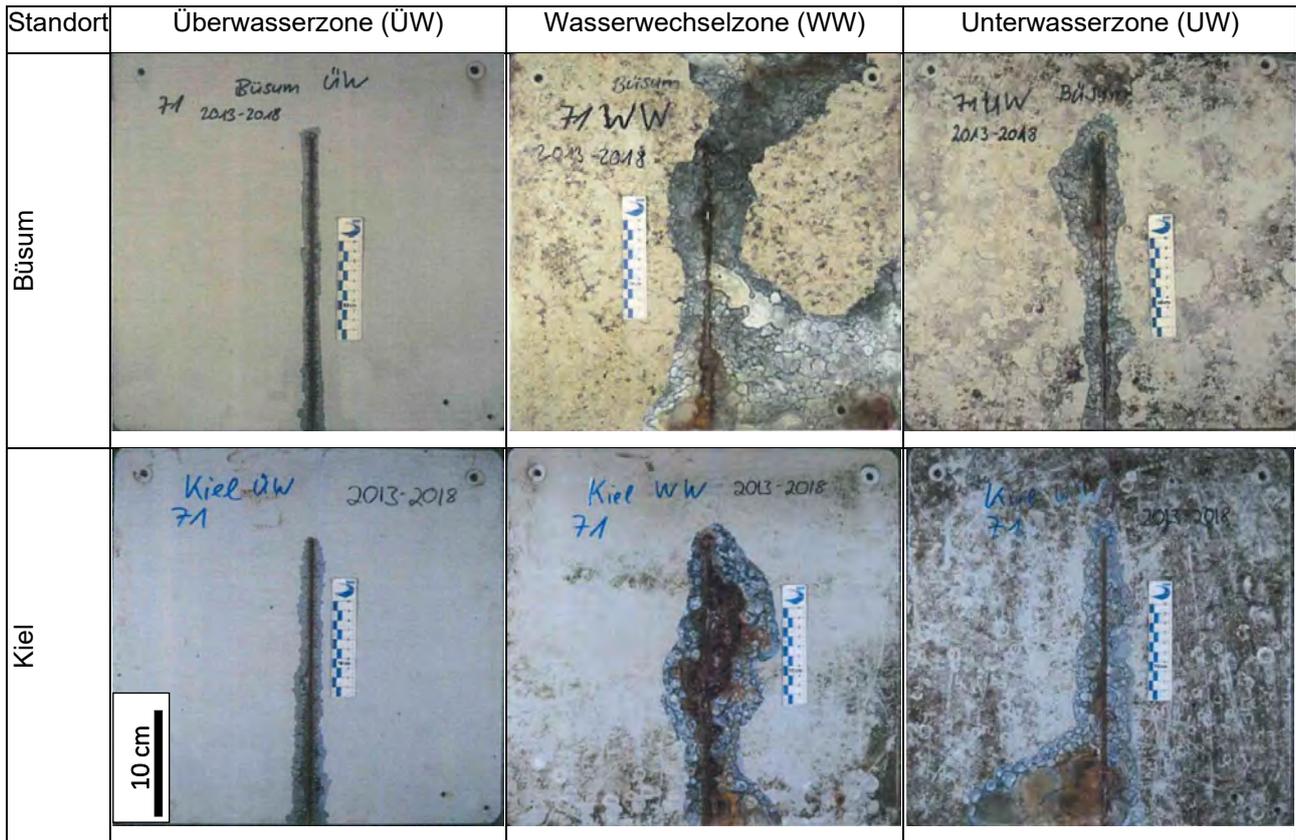


Abbildung 7: Bildanalytische Bewertung der dünn­schicht­ver­zink­ten und pul­ver­lack­ier­ten Prüf­bleche (System 2) für die drei Belastungs­zo­nen an den beiden Im2-Standorten Büsum, Nordsee (Meerwasser) und Kiel, Ostsee, (Brackwasser).

### 3.3. System 3: Stückverzinkung + Nasslackbeschichtung

Das zweite Duplex-System bestehend aus einer klassischen Stückverzinkung mit zwei ergänzenden Lagen einer Nasslackbeschichtung zeigt über alle Standorte und alle Belastungs­zo­nen eine durch­ge­hend gute Performance im Hinblick auf die passive, flächige Schutz­wir­kung wie auch den aktiven Schutz am Ritz. Die Haftung der Beschichtung auf dem Zink­sub­strat ist konstant gut, ins­be­son­de­re auch in der Um­ge­bung des Ritzes, wo es zwar teils zu erhöhter Blasenbildung kommt, jedoch lediglich Unterwanderungen in sehr limitiertem Umfang auftreten.

Die wesentlichen Ergebnisse für System 3 sind in Tabelle 3 sowie den Abbildungen 8 und 9 zusammengefasst.

Tabelle 3: Immissionsklasse, Blasengrade auf der Fläche wie am Ritz sowie Ritzbewertung nach Ende der fünfjährigen LZA für System 3 für alle Lokalitäten.

Lokalität	Trier (Im1)	Windheim (Im1)	Büsum (Im2)	Kiel (Im2)
<b>Blasengrad auf der Fläche</b> (gem. DIN EN ISO 4628-2)				
ÜW	n0/h0	n0/h0	n0/h0	n0/h0
WW	n0/h0	n0/h0	n0/h0	n0/h0
UW	n0/h0	n0/h0	n0/h0	n0/h0
<b>Blasengrad am Ritz</b> (gem. DIN EN ISO 4628-2)				
ÜW	m0/g0	m0/g0	m0/g0	m0/g0
WW	m0/g0	m4/g4	m2/g4	m4/g3
UW	m0/g0	m4/g4	m2/g3	m5/g3
<b>Unterwanderung / Unterrostung an der künstlichen Verletzung [mm]</b>				
ÜW	0,1	0,2	0,2	0,2
WW	0,3	0,4	0,2	0,9
UW	0,3	0,2	0,2	0,4

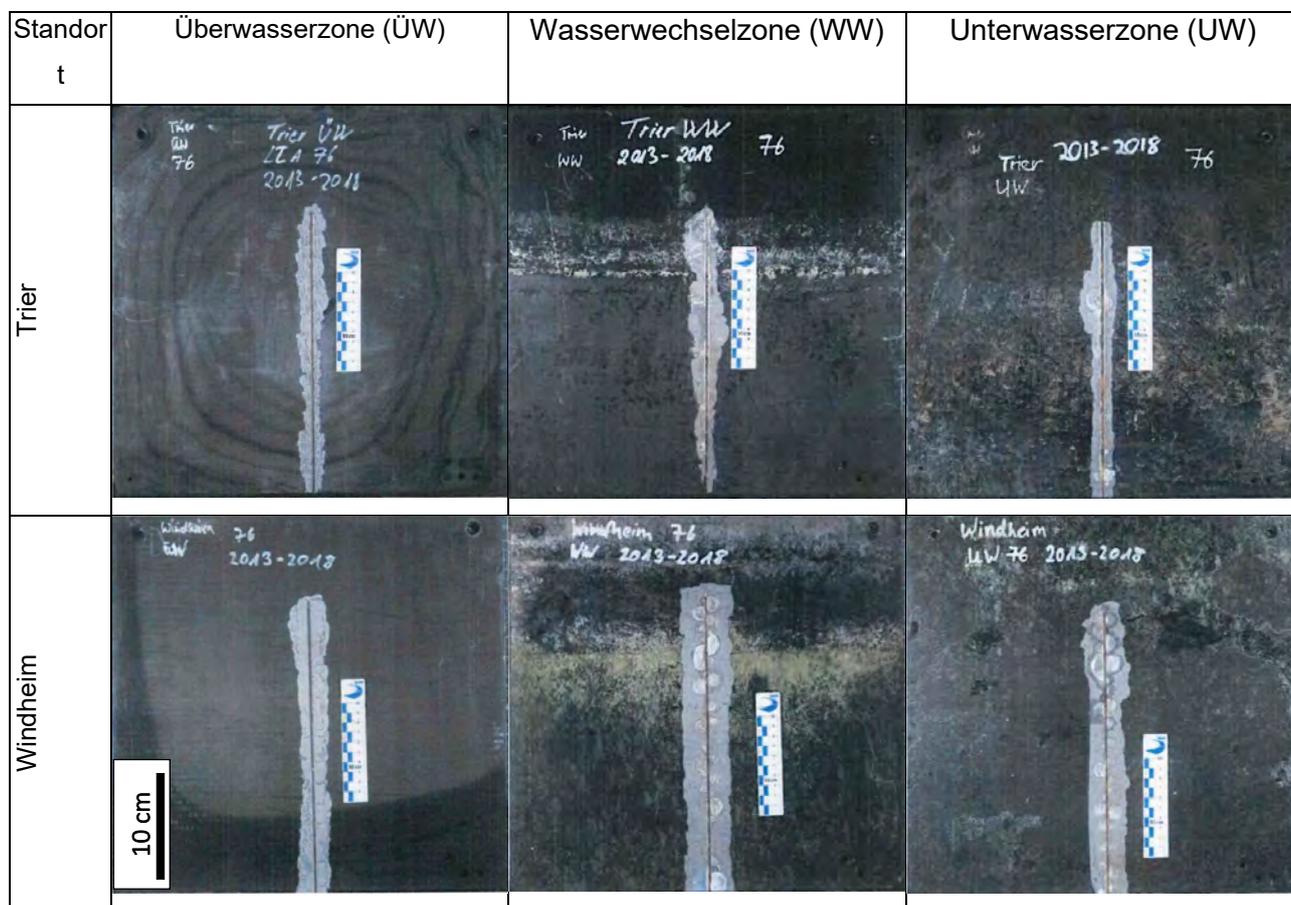


Abbildung 8: Bildanalytische Bewertung der stückverzinkten und nasslackbeschichteten Prüfbleche (System 3) für die drei Belastungszonen an den beiden Im1-Standorten Trier, Mosel (Süßwasser) und Windheim, Weser (Süßwasser).

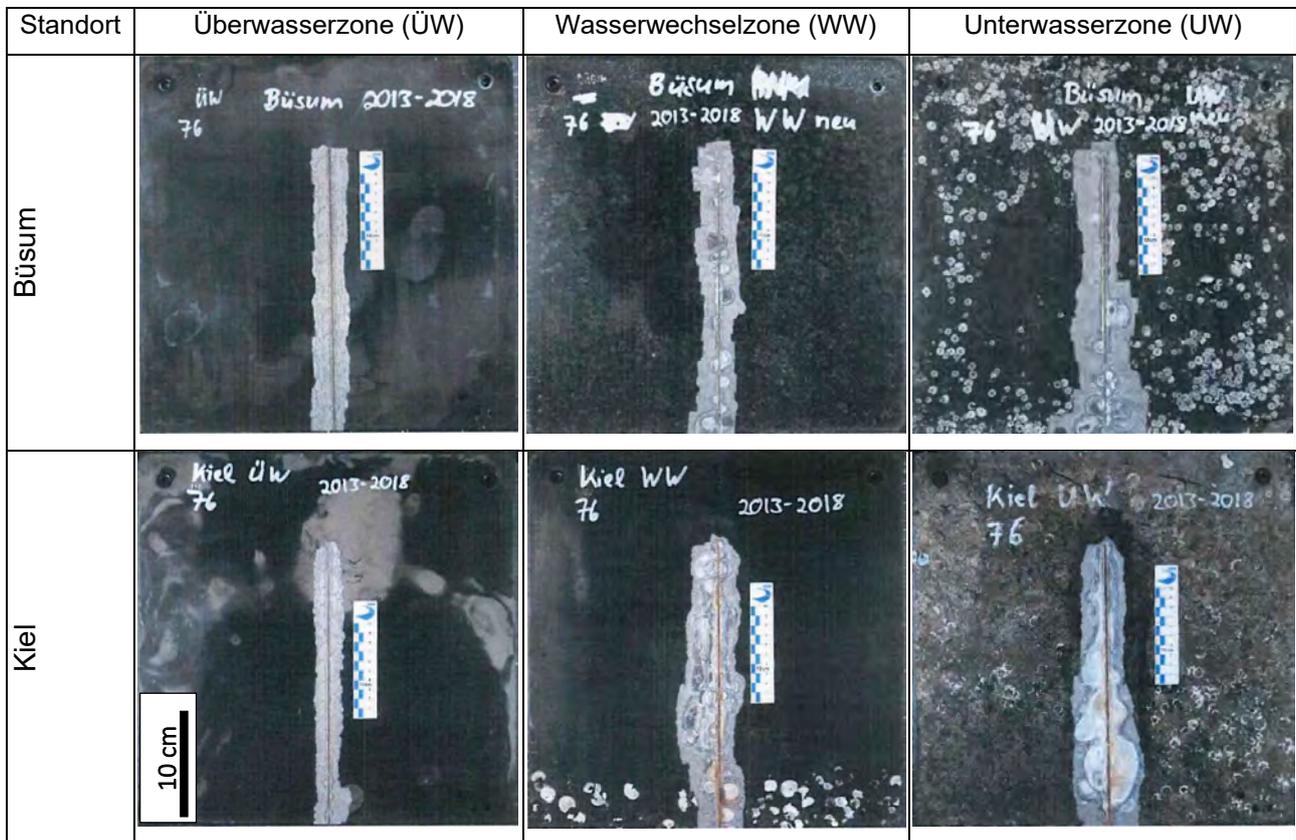


Abbildung 9: Bildanalytische Bewertung der stückverzinkten und nasslackbeschichteten Prüfbleche (System 3) für die drei Belastungszonen an den beiden Im2-Standorten Büsum, Nordsee (Meerwasser) und Kiel, Ostsee (Brackwasser).

#### 4. Zusammenfassung der Ergebnisse

Bei Korrosionsschutzsystemen auf Basis einer Feuerverzinkung (Stückverzinkung gemäß DIN EN ISO 1461 oder Dünnschichtverzinkung gemäß DIN 50997) zeigen sich anhand der Langzeitauslagerungsversuche die Möglichkeiten, um Stahlwasserbauten dauerhaft vor Korrosion zu schützen. Hierbei ist zu differenzieren zwischen den unterschiedlichen Belastungen, die sich aus der jeweiligen Art des Wassers (Süßwasser, Salzwasser, Brackwasser) sowie der Immersionszone (Überwasser-, Wasserwechsel-, Unterwasserzone) und den daraus resultierenden spezifischen Anforderungen an das Korrosionsschutzsystem ergeben.

Die Verzinkungen zeigen außerhalb des Wassers ein ergrautes Erscheinungsbild ohne nennenswerte Korrosionserscheinungen. Ein Abtrag von 2 µm in fünf Jahren am maritim geprägten Standort Kiel zeigt die hohe Beständigkeit eines klassischen Zinküberzugs, wenn sich eine stabile Deckschicht ausbilden kann. Günstig wirkt sich hierbei offensichtlich das Vorliegen von Chloriden in der Atmosphäre aus, die in die Deckschicht eingebaut werden und derart zu der besonders stabilen Form Simonkolleite führen. Bei direktem Kontakt mit Wasser (Wasserwechselzone, unter Wasser) zeigt sich eine reduzierte Beständigkeit klassischer, quasi-reiner Zinkschichten, die sich in einer deutlichen Abnahme der Zinkschichtdicke widerspiegelt. Maßgeblichen Einfluss auf die Beständigkeit der Zinkschicht hat unter diesen Bedingungen zum einen die Dicke der Zinkschicht. Im Gegensatz zu den geprüften Blechen mit einer Dicke von 4mm mit einer Zinkschichtdicke von ~60 µm liegen bei Konstruktionen aus dem Bereich des Stahlwasserbaus in der Regel schwere Profile und Bleche vor, auf denen deutlich dickere Zinküberzüge im Bereich von 200 – 300 µm und somit eine höhere Lebensdauer zu erwarten sind. Zum anderen zeigt das Beispiel aus System 2, dass der dünne Zink-Aluminiumüberzug nach Ablösung der Pulverbeschichtung beständig ist gegenüber den wasserspezifischen Belastungen. Ein ähnliches Verhalten ist von Spritzverzinkungsüberzügen mit Zink-Aluminium-Draht bzw. – Pulver bekannt. Hintergrund der höheren Beständigkeit dieser Zinklegierungen ist die katalytische Wirkung des Aluminiums bei der Deckschichtbildung, wodurch diese deutlich schneller entstehen und entsprechend keine langen Trockenphasen benötigen, wie dies bei konventionellen Zinküberzügen der Fall ist.

Die geprüften dickeren Duplex-Systeme zeigen durchweg ein gutes Ergebnis und können auf Basis der durchgeführten Langzeitauslagerung für den Einsatz im Bereich des Wasserbaus empfohlen werden. Es ist leichtes Auskreiden auf der Oberfläche, jedoch keine bzw. geringere Korrosion oder Unterwanderung am Ritz erkennbar. Durch die Verzinkung als Grundbeschichtung wird ein Korrosionsschutz erreicht, der durch Barrierewirkung der Zwischenbeschichtung erhöht wird. Die Schutzdauer eines Duplex-Systems mit der Kombination von Feuerverzinken und einer organischen Beschichtung ist durch Synergieeffekte um den Faktor 1,5- bis 2,5-mal größer als die Summe der Schutzdauer aus Überzug und Beschichtung [25].

## 5. Ausblick

Die im Rahmen dieser Veröffentlichung vorgestellten Ergebnisse zum Feuerverzinken als Korrosionsschutzsystem im Stahlwasserbau soll Grundlage werden, um dieses Thema systematisch aufzubereiten, offene Fragestellung zu identifizieren und zu lösen. Ziel ist, Systeme auf Basis von Feuerverzinken als von der BAW zugelassenen Korrosionsschutz für Stahlwasserbauten der WSV nutzbar zu machen. Dazu sind unter anderen folgende Aspekte zu betrachten:

- Systematische Untersuchung des Einflusses der Zinkschichtdicke sowie der Zinklegierung auf die Korrosionsbeständigkeit.
- Untersuchung der chemischen Parameter der Gewässer auf die Korrosion der Proben und deren Wechselwirkungen. Neben dem pH-Wert hat auch die chemische Zusammensetzung des Wassers (z.B. Carbonathärte) sowie der Chlorid- und Sulfatgehalt einen erheblichen Einfluss auf das Korrosionsverhalten [13].
- Betrachtung der Abriebfestigkeit der feuerverzinkungsbasierten Korrosionsschutzsysteme.
- Untersuchungen zur konstruktiven Ausbildung bzw. Ausbildung Stahlwasserbautypischer Konstruktionsdetails sowie zu Eigenspannungen innerhalb der Schicht bis zum Substrat.
- Aus den Korrosionsschutzsystemen resultierende Umweltauswirkungen, u.a. Untersuchungen des Abriebs. Die in die Umwelt abgegebenen Stoffe können unerwünschte Wirkungen auf die in einem Gewässer vorhandene aquatische Lebensgemeinschaft haben.

## Literatur

- [1] U. Gabrys, Korrosionsschäden: Ursachen und Lösungsansätze, In: Teubert Kommunikation, Mannheim, 7. Februar 2007.
- [2] L. Niu, Jing Yan, D. Gao, Research on Corrosion and Defects of Hydraulic Metal Structures, The 6th International Conference on Environmental Science and Civil Engineering, <https://doi:10.1088/1755-1315/455/1/012027>
- [3] Meinhold: Ermüdungsfestigkeit von Stahlwasserbauten; Stahlbaukalender, Ernst und Sohn, 2006
- [4] [www.ifam.fraunhofer.de](http://www.ifam.fraunhofer.de)
- [5] Z. Yu, J. Hu, H. Meng, A Review of Recent Developments in Coating Systems for Hot-Dip Galvanized Steel, Front. Mater., Volume 7 (2020), <https://doi.org/10.3389/fmats.2020.00074>
- [6] U. M. Angst, Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete, Materials and Structures, 51 (4) (2018), <https://doi.org/10.1617/s11527-017-1131-6>
- [7] [www.https://corrosion.org](http://www.https://corrosion.org)
- [8] Stahlbau Arbeitshilfe 1.3, [www.bauen-mit-Stahl.de](http://www.bauen-mit-Stahl.de)
- [9] L. Soufiani, G. Foliente, K.T.Q. Nguyen, R. Nicolas, Corrosion protection of steel elements in façade systems – A review, Journal of Building Engineering 32 (2020) 101759, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101759>
- [10] P. Maaß, P. Peißker, Handbook of Hot-Dip Galvanization, [Online ISBN:9783527636884](https://www.amazon.de/dp/9783527636884), [DOI:10.1002/9783527636884](https://doi.org/10.1002/9783527636884)
- [11] W. D. Schulz, M. Thiele, Feuerverzinken von Stückgut, [eISBN: 978-3-87480-320-5](https://www.amazon.de/dp/9783874803205)
- [12] Korrosionsschutz durch Feuerverzinken (Stückverzinken), Ausgabe 2009, ISSN 0175-2006, Merkblatt 329, Stahl-Informations-Zentrum im Stahl-Zentrum Postfach 10 48 42 · 40039 Düsseldorf, [www.stahl-info.de](http://www.stahl-info.de)
- [13] Fachgespräch Korrosionsschutz Korrosionsschutz im Stahlwasserbau – Zulassung, Einsatz, Umweltaspekte, Koblenz, Juni 2017, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Internet: <http://www.bafg.de>, ISSN 1866 – 220X, DOI: 10.5675/BfG\_Veranst\_2017.2
- [14] U. Kuhlmann, P. Maier, T. Ummenhofer, M. Fischer, S. Schneider: Nachhaltigkeitsberechnung von feuerverzinkten Stahlbrücken. Bericht der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), B 112, Bergisch-Gladbach, 2015.
- [15] D. Ungermann, B. Brune, P. Hatke, J. Grote, M. Oechsner, M. Klein, A.-K. Kraemer, S. Friedrich, P. Lebelt: Ermüdungsbeanspruchte, feuerverzinkte Stahlkonstruktionen. Vortrag auf dem 40. Deutschen Stahlbautag, Berlin, 29.09.2022
- [16] DIN EN ISO 9223
- [17] DIN EN ISO 14713-2
- [18] [www.wsv.de](http://www.wsv.de)

[19] [www.izw.baw.de](http://www.izw.baw.de)

[20] BAW-Merkblätter und -Richtlinien, BAW Richtlinie Prüfung von Beschichtungssystemen für den Korrosionsschutz im Stahlwasserbau (RPB), Ausgabe 2011, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), ISSN 2192-5380, [www.baw.de](http://www.baw.de)

[21] <https://galvanizeit.org/hdg-in-use/water-and-marine>

[22] Bericht zur Prüfung von Beschichtungssystemen für den Korrosionsschutz im Stahlwasserbau - Beständigkeit gegen natürliche Einflüsse in der Langzeitauslagerung (LZA): Stückverzinkung duroZINQ, Bundesanstalt für Wasserbau, September 2019

[23] Bericht zur Prüfung von Beschichtungssystemen für den Korrosionsschutz im Stahlwasserbau - Beständigkeit gegen natürliche Einflüsse in der Langzeitauslagerung (LZA): Duplex-System microZINQ + Pulverbeschichtung, Bundesanstalt für Wasserbau, September 2019

[24] Bericht zur Prüfung von Beschichtungssystemen für den Korrosionsschutz im Stahlwasserbau - Beständigkeit gegen natürliche Einflüsse in der Langzeitauslagerung (LZA): Duplex-System duroZINQ + Nasslackbeschichtung, Bundesanstalt für Wasserbau, September 2019

[25] Arbeitshilfe, Stahlherstellung und Werkstoffe für den Stahlbau, [www.bauforumstahl.de](http://www.bauforumstahl.de)

## **Kontaktadresse**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Max Gündel, Lehrstuhl für Stahlbau und Stahlwasserbau, Helmut-Schmidt-Universität/UniBw HH, Holstenhofweg 85, 22043 Hamburg, [max.guendel@hsu.hamburg](mailto:max.guendel@hsu.hamburg)

# **Reused Steels-Wiederzuverwendende Stähle – Ein Überblick zum gegenwärtigen Stand der europäischen Normung und der bisherigen Anwendung**

René Schasse

Schweißtechnische Lehranstalt Magdeburg gGmbH

## **1 Einleitung**

In der jüngeren Vergangenheit trifft man vermehrt im konstruktiven Stahlbau die Bauweise der „Reused Steels“ oder der „Wiederzuverwendenden Stähle“ an.

Diese Bauweise an sich stellt keine grundlegende Neuerung im Stahlbau dar. Die erneute Verwendung oder Umnutzung bestehender Tragwerksteile oder vollständiger Tragwerke ist seit vielen Jahren üblich und an sich keine Neuerung. Die besondere Bauweise der Stahlkonstruktionen hat sich gegenüber den Bauweisen anderer Konstruktionswerkstoffe schon von Beginn an dafür in besonderem Maße als geeignet erwiesen.

Neu ist allerdings, die Art und Weise sowie die beabsichtigte Größenordnung wie diese „Reused Steels“ am Markt Verwendung finden sollen.

Im folgenden Beitrag, welcher an dieser Stelle nur einen Überblick über die aktuellen Entwicklungen geben kann, sollen zunächst der grundlegende Ansatz für diese Bauweise dargestellt werden. Weiter einige Ausführungen zu der Idee der Wiederverwendung von Stahlbauteilen und deren Einordnung in das europäische Gesamtkonzept. Ferner wird auf den Entwurf zur „Neuen Bauproduktenverordnung“, als gesetzlich Grundlage des Bauens in Europa eingegangen und wie diese dortig hinterlegten Anforderungen an die Bauweise der „Reused Steels“ umgesetzt worden.

## **2 Der „Green Deal“ der Europäischen Union**

Mit der Verabschiedung des Green Deals im Dezember 2019 ist es Ziel und Ansinnen der Europäischen Union bis zum Jahr 2050 keine Netto-Neuemissionen an schädlichem Kohlendioxid zu produzieren. Besonderer Focus liegt dabei auf dem Bauwesen, denn der Neubau und Abriss von Gebäuden sind für ca. 35% der Müllproduktion in Europa verantwortlich. Ferner verbraucht das Bauwesen ca. 40%-50% der Rohstoffe, welche zumeist mit umweltzerstörenden Technologien abgebaut, gewonnen und aufbereitet werden.

Anspruch bei der Umsetzung des „Green Deal“ ist dabei, dass keine Region innerhalb der EU wirtschaftlich abgehängt oder unterentwickelt werden darf. Für die Umsetzung sind eine Reihe von Maßnahmen und Gesetzen bereits verabschiedet, auf den Weg gebracht oder in der Entwicklung, so z.B. zur Recyclefähigkeit von Materialien und Produkten, die Weiterentwicklung der EPBD-Zertifikate oder die Taxonomie.

Eine dieser Maßnahmen zur Vermeidung von Müll und Emissionen stellt die Wiederverwendung nicht mehr benötigter Tragwerke bzw. Tragwerksteile dar. Durch die Wiederverwendung von Stahlbauteilen werden einerseits Emissionen aus Rückbau, dem Transport und dem Einschmelzen der Stahlkomponenten vermeiden und andererseits Neuemissionen bei der erneuten Herstellung eines neuen Stahlprofils sowie dessen Distribution zum erneuten Verarbeiter. Bestenfalls wird aus einem als Schrott deklarierten Stahlprofil HEA 300 wieder ein neues Stahlprofil HEA 300 hergestellt.

## **3 Die Bauweise der „Reused Steels“**

Der Ansatz der „Reused Steel“-Bauweise besteht nun darin, nicht mehr benötigte einzelne Stahlbaukomponenten aufzubereiten und diese über eine Handelsplattform dem Markt wieder zuzuführen.

Ein erstes Grundsatzdokument dazu wurde mit dem Projekt „PROGRESS“ in den Jahren 2017 bis 2020 unter internationaler Beteiligung mehrerer Institute und Unternehmen erarbeitet. Dementsprechend werden folgende Konstellationen für die Wiederverwendung hergestellter Stahlbauteile vorgenommen [EUROPÄISCHE KOMMISSION, PROGRESS, 2020]

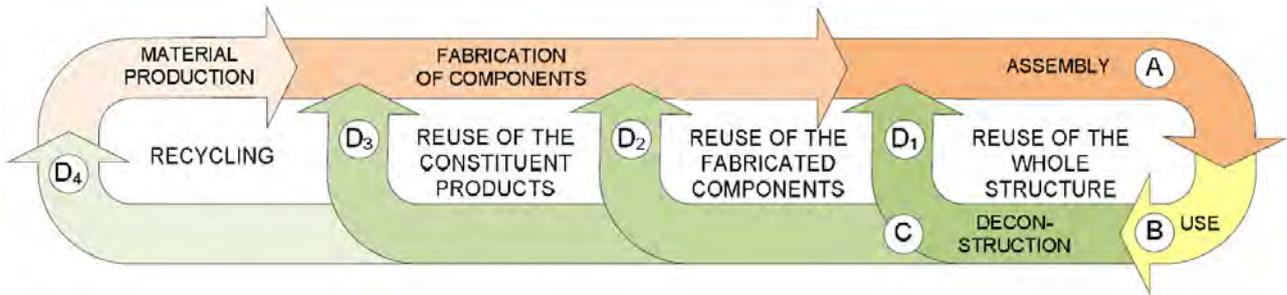


Abbildung 1: Konstellationen für „Reused Steels“

Dementsprechend, und so aus vielen Praxisbeispielen auch bekannt, wird die gesamte Stahlkonstruktion wieder verwendet (D1). Zumeist aus Vergangenheit bekannt, standort-treu. Das Tragwerk selbst erfährt dabei entweder eine Umnutzung oder wird in der bisherigen Weise, ggf. nach einer Grundsanierung, mit demselben Verwendungszweck weiter betrieben. Andererseits ist auch eine vollständige Demontage und erneute Montage an anderer Stelle denkbar.

Des Weiteren ist die erneute Verwendung von bereits hergestellten vollständigen Bauteilkomponenten vorgesehen. Diese könnten beispielsweise Fachwerkbinder einer Hallenkonstruktion sein. Diese finden in der vorliegenden Form (nach entsprechender Aufbereitung) in der vorliegenden Form Berücksichtigung. Es sind aber auch gefertigte Bauteile denkbar, welche aus irgendwelchen Gründen nicht verbaut worden sind und nun einem anderen Abnehmer und ggf. Verwendungszweck zugeordnet werden.

In dritter Konstellation werden einzelne Bauteile derartig aufbereitet, dass Anschlussbauteile, wie Kopf- und Fußplatten abgetrennt werden, und das verbleibende Stahlprofil des Trägers/der Stütze dem Markt als ein „gebrauchtes Produkt“ zugeführt wird. Eventuell vorhandene und nicht störende Anarbeitungen, wie Bohrungen oder eingeschweißte Aussteifungsrippen, verbleiben im Bauteil.

#### 4 Die „Neue Bauproduktenverordnung“

Gesetzliche Grundlage für die Inverkehrbringung von Bauprodukten bildet die Europäische Bauproduktenverordnung. Die Bauproduktenverordnung definiert dabei nur die Anforderun-

gen an die Bauprodukte selbst, die Regelungshoheit für die Tragwerke/Gebäude als Gesamtheit liegt bei den einzelnen Mitgliedsstaaten. In Deutschland wird diese über die jeweiligen Landesbauordnungen geregelt.

Seitens der Europäischen Kommission liegt seit März 2022 ein Vorschlag für die Neufassung der Bauproduktenverordnung vor [EUROPÄISCHE KOMMISSION, COM(2022)144 final,2022]. Diese befindet sich derzeit im europäischen Gesetzgebungsverfahren.

Darin wird an verschiedenen Stellen die Wiederverwendung von Produkten explizit geregelt. Erweiternd zur bisherigen Bauproduktenverordnung werden, neben den Herstellern und Händlern, nun auch Demontagebetriebe und die Dienstleistungsunternehmen, welche die Aufbereitung gebrauchter Produkte vornehmen, mit in die Leistungs- und Erklärungspflichten einbezogen. Umfasst werden dabei alle drei Konstellationen, wie sie als mögliche Szenarien der Wiederinverkehrbringung von „Reused Steels“ nach dem EU Progress behandelt worden sind. Der Focus der Leistungs- und Erklärungspflichten liegt dabei auf den Einzelprodukten. Damit einhergehend stellt dies eine Erweiterung zur bisherigen Bauproduktenverordnung von einer Systemzertifizierung zu einer Produktzertifizierung dar.

Ferner ist festzustellen, dass eine Vielzahl von Leistungselementen und Verpflichtungen, wie sie aus dem Produkthaftungsrecht bekannt sind, nunmehr auf die Protagonisten übertragen werden. So bedarf es nach Anhang I, Abschnitt C für die „Reused Steel“-Produkte Risikoanalysen und gegebenenfalls Produktwarnungen durch den Inverkehrbringer [EUROPÄISCHE KOMMISSION, COM(2022)144 final,2022]. Darüber hinaus müssen der Verwendungszweck und der mögliche bzw. wahrscheinliche Fehlgebrauch dargestellt werden. Das Leistungsspektrum erweitert sich auch dahingehend nach einer Produktbeobachtungspflicht (bekannt aus dem deutschen Produkthaftungsrecht) für den Hersteller.

Verantwortlicher Inverkehrbringer muss dabei nicht zwangsläufig das den „Reused Steel“ verarbeitenden Unternehmen sein, es kann auch den Demontagebetrieb oder den Stahlhändler betreffen [EUROPÄISCHE KOMMISSION, COM(2022)144 final,2022, ARTIKEL 29].

Weitere, im Vergleich zur gegenwärtigen Bauproduktenverordnung, erweiternde Leistungsgegenstände sind eine umfangreiche Dokumentation zum Produkt des „Reused Steel“, welche auch Aussagen zum Verwendungszweck, detaillierte Darstellungen zu den Randbedingungen des Gebrauchs und zur erwarteten Restlebensdauer des „Reused Steel“-Produktes einfordert.

## **5 Die Technische Spezifikation TS WI 00135033**

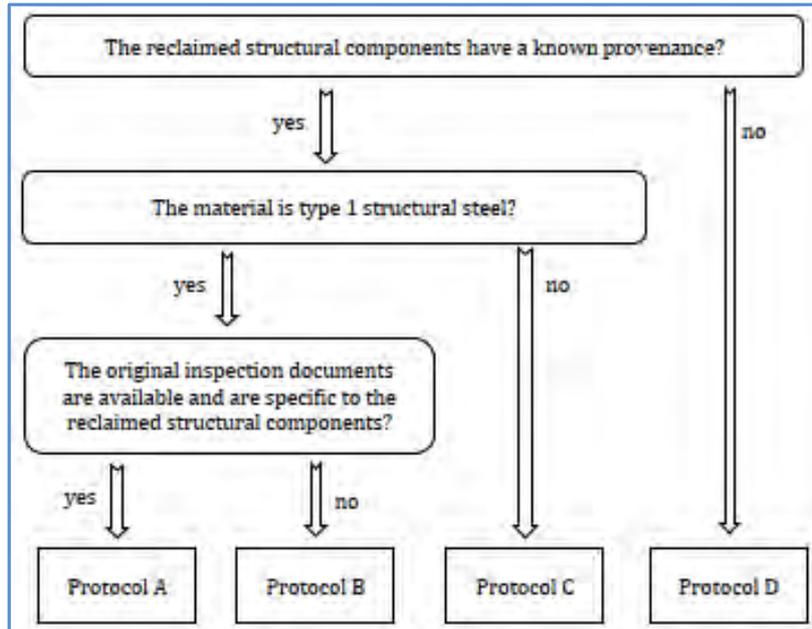
Hinsichtlich der technischen Umsetzung der Anforderungen an die Bewertung, Aufarbeitung und Prüfung der Wiederverwendenden Stahlprodukte existiert ein Entwurf des für das Bauwesen zuständigen europäischen Normungskomitees (CEN 135). Der Entwurf liegt derzeit als Technische Spezifikation (da seitens der EU Kommission kein Mandat vorliegt) vor. Voraussichtlich soll er als ein Teil der Normenreihe zur EN 1090 erscheinen und sich damit in die Produktnomen zur Herstellung von Stahlkonstruktionen einordnen. Für Deutschland existiert dazu eine Zusammenarbeit von zwei Spiegelausschüssen, dem der Herstellung von Stahlbauten (NA 005-08-14) und dem der Tragwerksbemessung (NA 005-08-16).

Umfassend eingesetzt werden dürfen „Reused Steel“-Produkte für die Ausführungsklassen EXC 1 und EXC 2. Auch für Tragwerke der Ausführungsklasse EXC 3 dürfen sie Verwendung finden, insofern keine Dauerfestigkeits- oder seismische Beanspruchungen für das neue Tragwerk vorliegen. Wiederaufbereitete Produkte aus vormals EXC 3-Tragwerken mit Dauerfestigkeitsbeanspruchungen (z.B. Kranbahnträger) dürfen aber eine erneute Verwendung finden.

Grundsätzlich bedarf es im Zuge der Demontage der Installation eines Rückverfolgbarkeitssystematik durch das demontierende Unternehmen, woraus die vormalige Einbaustelle und Funktion des rückgebauten Bauteils nachvollzogen werden kann. Ferner soll das Gesamttragwerk sinnvoll in sogenannte Testlosgrößen (zu maximal 20 Tonnen Gesamtgewicht) unterteilt werden. Solche Testlosgrößen könnten z.B. alle Stützenbauteile, alle Verbände, alle Dachbinder usw. sein.

In der weiteren Betrachtung und Beurteilung der Tragwerke wird eine Unterteilung in Typ 1-Stahltragwerk und Typ 2-Stahltragwerk vorgenommen. Grenzdatum für die Unterteilung bildet die Herstellungsjahr 1970. Alles ab 1970 errichtete entspricht nach dieser Einteilung dem Typ 1.

Weiter erfolgt eine Unterteilung in vier Protokolltypen, von Typ A bis Typ B (siehe nachfolgende Abbildung 2).



**Abbildung 2: Protokolltypen für „Reused Steels“**

Bauteile, die dem Protokolltyp A zugeordnet werden können, wurden in oder nach 1970 hergestellt und die Originaldokumentation liegt vollständig vor. Dann bedarf es keiner Materialuntersuchungen und das Produkt kann verwendet werden.

Bei dem Protokolltyp B-Bauteilen ist keine Ursprungsdokumentation mehr vorhanden oder verfügbar. Die Stahlkonstruktion wurde aber in/nach 1970 errichtet und deren Nutzungszweck über die bisherige Lebensdauer (als „bekannte Herkunft“ bezeichnet) ist dokumentiert respektive bekannt. In diesem Fall bedarf ergänzender Prüfungen hinsichtlich chemischer Analyse und mechanischer Kennwerte an einem repräsentativen Bauteil der zusammengestellten Testlosgröße.

Protokolltyp C werden Bauteile zugeordnet, bei denen die Herkunft als bekannt gilt, diese aber vor 1970 errichtet wurden. Auch hier werden ergänzende mechanische Prüfungen wie bei Protokolltyp B erforderlich, jedoch an drei definierten Bauteilen der jeweiligen Testlosgröße.

Stahlkonstruktionen unbekannter Herkunft werden unabhängig von dem Herstellungsjahr dem Protokolltyp D zugeordnet und alle Bauteile bedürften einer ergänzenden Prüfung ihrer chemischer Zusammensetzung und mechanischer Kennwerte.

## 6 Zusammenfassung

Aus Sicht des Verfassers ist die Technische Spezifikation für Tragwerke, welche nach den Regularien der EN 1090-2 hergestellt wurden, gut anwendbar.

Für andere Bauprodukte enthält die Technische Spezifikation eine Reihe von Schwächen in Bezug auf die Umsetzung der Anforderungen der „Neuen Bauproduktenverordnung“ und bei der Berücksichtigung der veröffentlichten Urteile zum Produkthaftungsrecht im Bauwesen.

Wichtige Werkstoffe, wie Nichtrostende Stähle, (Stahl-)Gussbauteile und Dünnschleifblechkonstruktionselemente (nach DIN EN 1090-4) sind nicht erfasst oder werden explizit ausgeschlossen. Das schränkt den Anwendungsbereich deutlich ein.

Das bedingungslose Vertrauen, ohne ergänzende Prüfungen, auf die Bestandsdokumentation im Fall der Protokolltyp A-Bauteile widerspricht einerseits den Erfahrungen der Bauwerksprüfungen von Bestandstragwerken und andererseits den Urteilen der letzten Jahrzehnte. Die ungeprüfte Verwendung von Materialien, basierend ausschließlich auf das Vorhandensein von Materialzeugnisse der Lieferanten, ist nicht einmal für die Neubaufertigung zulässig (Stichwort: Entscheidungen zu Wareneingangsprüfungen).

Darüber hinaus werden keinerlei Aspekte der Materialbeeinflussung durch fertigungsbeeinflussende Maßnahmen, wie thermisches Richten, Stanzen, berücksichtigt. Weiter noch, gab es z.T. unterschiedliche Regelungen in den einzelnen heutigen Mitgliedsstaaten der EU, als diese noch kein Mitglied in der EU waren und den harmonisierten Regelwerken unterlagen. Diesbezügliche Betrachtungen fehlen.

Auch die Unterteilung in Testlosgrößen ist aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten nachvollziehbar, widerspricht aber den Regelungen der „Neuen Bauproduktenverordnung“ und dem Produkthaftungsrecht (Stichwort: Wareneingangskontrolle). Die vorgegebenen Prüfungen an einzelnen Bauteilen der Testlosgrößen haben bestenfalls Stichprobencharacter, was nur für Serienbauteile zulässig wäre, nicht aber für Individualprodukte.

Aus alledem folgt, dass nach Meinung des Verfasser dem erneuten Inverkehrbringen von „Reused Steel“-Produkten bei der Anwendung der derzeitig vorliegenden Technischen Spezifikation in ungebührlicher Weise ein erhöhtes Risiko einer möglichen Produkthaftung und

der Nichterfüllung dem gegenwärtig vorliegenden Wortlaut der „Neuen Bauproduktenverordnung“ aufgebürdet wird. Es wäre damit einhergehend eine Ablehnung der Bauweise durch die Marktteilnehmer zu befürchten.

## Literatur

**BCSA 65-2022**; *Specification for Building Construction-Annex J Sustainability Specification, 2022*

**CEN/TC 135/WG 2 CEN-TC 135\_N1106**; *CEN-TS WI 00135033 (E) Reuse of structural steel, 2023-07-13, Marked changes from N1090*

**Europäische Kommission**; *Provisions for a Greater Reuse of Steel Structures, 2017-2020, Final Report, Directorate-General for Research and Innovation, 747847-PROGRESS-RFCS-2016/RFCS-2016*

**Europäische Kommission**; *Vorschlag für eine Verordnung zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten zur Änderung der Verordnung (EU) 2019/1020 und zur Aufhebung der Verordnung (EU) Nr. 305/2011, COM(2022) 144 final, 2022/0094 (COD), 30.03.2022*

**Gustafson et al**: *Structural Steel Reuse Classification, DTU-Danmarks Tekniske Universitet, 2022*

**SCI-P427**; *Structural Steel Reuse-Assessment, Testing, Design, 2019*

Autoren

---

Dr.-Ing. René Schasse

[schasse@sl-magdeburg.de.de](mailto:schasse@sl-magdeburg.de.de)

Schweißtechnische Lehranstalt Magdeburg gGmbH

[www.sl-magdeburg.de](http://www.sl-magdeburg.de)

An der Sülze 7, 39179 Barleben

Tel.: 039203 761-60

# Circularity & Construction

Peiner Träger GmbH, Deutschland

## 1 Vorwort

Ausgehend von den aktuellen Herausforderungen und Chancen im Bau-Ökosystem richtet sich der allgemeine Blick stark auf die Dekarbonisierung der Bauindustrie. Vor dem Hintergrund unterschiedlich ambitionierter europäischer und nationaler Entwicklungen in der Regularik, ergreifen viele Marktakteure die Initiative und formulieren eigene Ziele für ihren CO<sub>2</sub>-Fußabdruck.

Hieraus leiten sich Chancen und Herausforderungen für uns als Profilstahl- und damit vornehmlich Baustoffhersteller ab, denen wir uns mit großem Engagement widmen. Profilstähle der Peiner Träger GmbH sind 100%-ige Recyclingprodukte, die im Vergleich zur Hochofenroute emissionsarm über die Elektrostahlroute hergestellt werden. Weitere Maßnahmen wie z.B. der Einsatz von Ökostrom reduzieren den CO<sub>2</sub>-Ausstoß nochmals erheblich, so dass durch ihren Einsatz ein großer Beitrag zur Dekarbonisierung des Bauens mit Stahl erfolgt. Die weitere Entwicklung ist gekennzeichnet durch die „grüne“ Transformation der gesamten Bauwirtschaft, die durch enge Partnerschaften über die Wertschöpfungskette hinweg und gemeinsame Lösungsfindung erfolgreich sein wird. Ein besonderes Augenmerk gilt dem Einsatz der für den Anwendungsfall optimalen Baustoffe und deren ergebnisoffener, objektiver Vergleich. Der Findung objektiver Kriterien gilt besondere Aufmerksamkeit zur Erreichung einer Verbindlichkeit u.a. für Vergabeentscheidungen.

## 2 Vorstellung der Peiner Träger GmbH



Die Peiner Träger GmbH gehört zu den erfolgreichsten europäischen Stahlunternehmen und liefert ein umfassendes Vollsortiment an Träger- und Stützenprofilen aus Stahl in allen Gütern, gefertigt auf modernsten Anlagen. Wir blicken auf eine lange Firmengeschichte zurück und sind seit der Gründung der Ilseder Hütte im Jahr 1858 mit

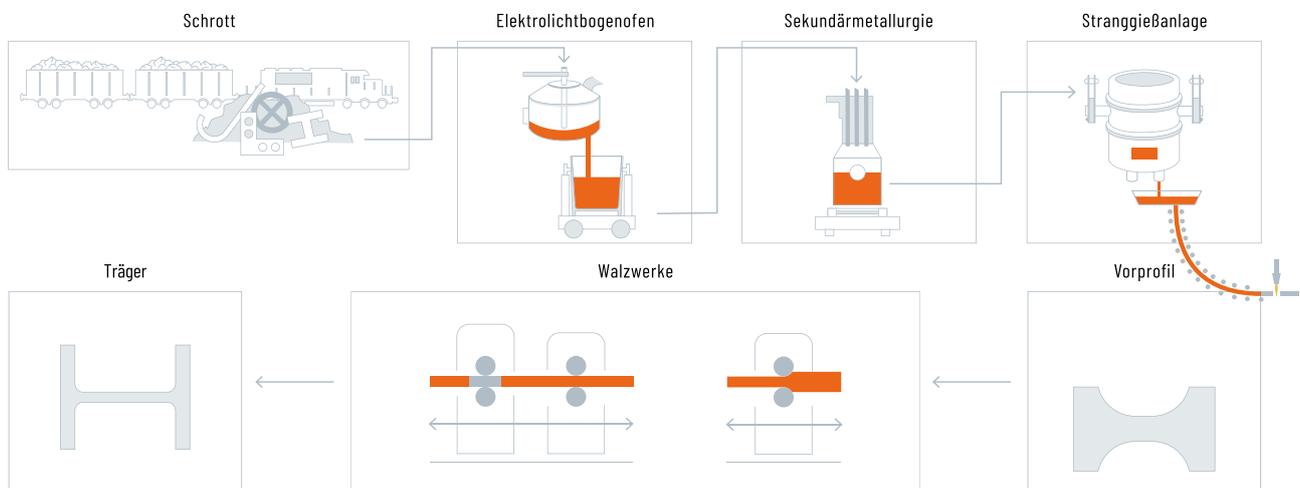
der Region Peine fest verbunden. Seit 2001 ist die Peiner Träger GmbH eine operativ selbstständige Tochtergesellschaft der Salzgitter AG. Innerhalb des Konzerns gehören wir zum

Geschäftsbereich Stahlerzeugung und verfügen über ein weit verzweigtes Netzwerk von Handelspartnern, durch das unsere Produkte und Dienstleistungen permanent auf dem Markt verfügbar sind. Hauptabsatzmärkte sind Deutschland und Europa sowie punktuell globale Projekte. Die Logistik erfolgt trimodal über Bahn und LKW sowie den Mittellandkanal.



### 3 Unser Lieferprogramm

In Peine werden eine Vielzahl von hochwertigen Stahlprodukten hergestellt, darunter Profilstahl und Träger mit einer Höhe von lediglich 91 mm bis zu 1.100 mm, schwere Stützenprofile, verschiedene Sonderprofile sowie eine breite Palette an Stahl- und Sondergütern. Als Komplettanbieter liefern wir zentral aus Peine ein Vollsortiment an Stahlprofilen.



**Produktionsprozess – vereinfachte Darstellung**

Darüber hinaus liefern wir Brammen und andere Vorprodukte zur Weiterverarbeitung u.a. zu Fein- und Grobblech für Windanlagen und auch die Automobilindustrie.

#### **4 SALCOS® Structural Steel**

Seit über 100 Jahren produzieren wir bewährte und aus der Baupraxis nicht mehr wegzudenkende Stahlträger – seit 1996 bereits über die emissionsarme Elektroofenroute mit



100%igem-Schrottreycling. Mit Beginn des Jahres 2023 haben wir einen weiteren Schritt in Richtung Dekarbonisierung gemacht:

Durch den Abschluss von Power Purchase Agreements (PPA) beziehen wir Ökostrom aus Windkraft und Solarenergie direkt vom Erzeuger. Hierzu sind langfristige enge Vertragsverhältnisse eingegangen worden, um Kapazitäten über viele Jahre direkt an

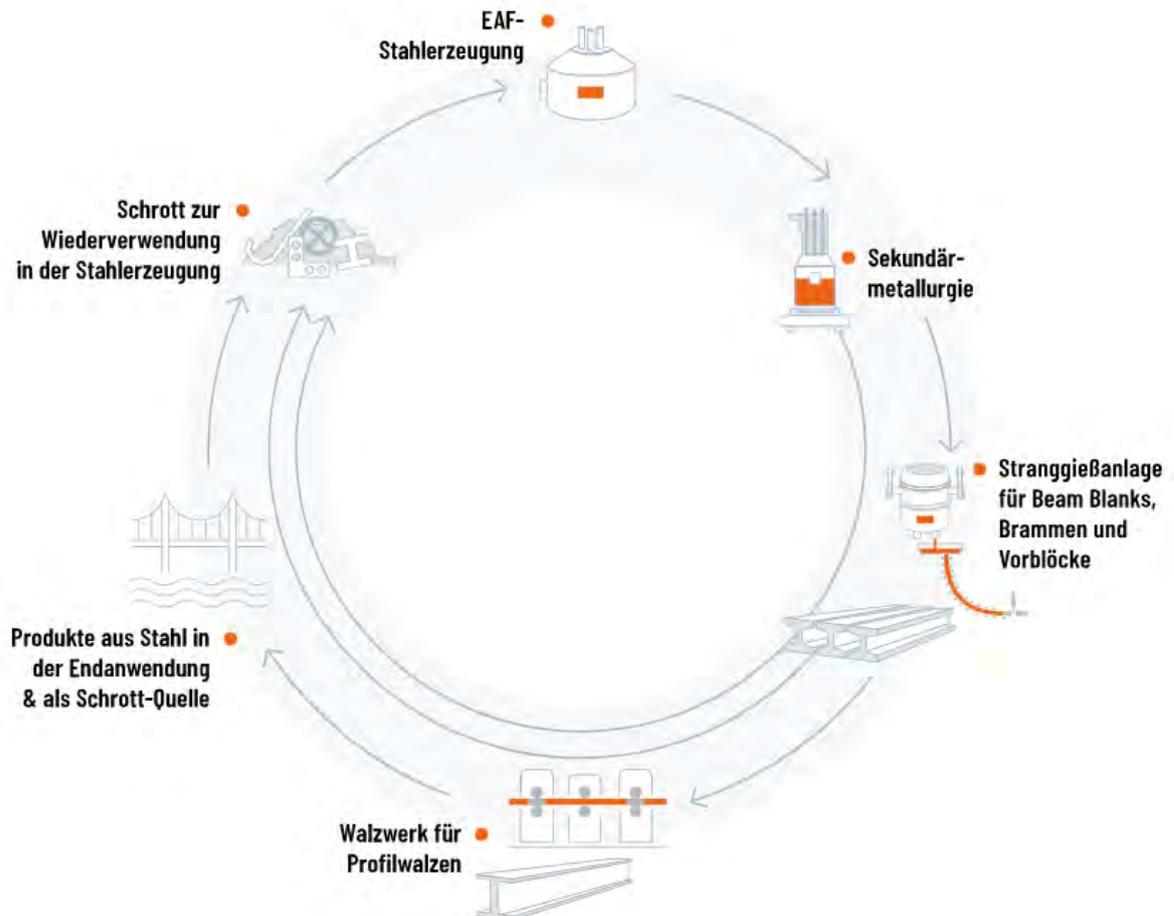
uns zu binden, vergleichbar dem Bau von Anlagen in Eigenregie. Somit tragen wir aktiv zur Förderung erneuerbarer Energien bei. Mittelfristig wird das Ziel der vollständigen Umstellung auf erneuerbare Energien verfolgt.

Dadurch bieten wir bereits heute CO<sub>2</sub>-reduzierten Profilstahl und Träger aus CO<sub>2</sub>-armen SALCOS® Structural Steel mit Emissionen in der Herstellung von nur 366 kg CO<sub>2</sub>e pro Tonne an. Dieses entspricht einer Reduzierung von rund 47% gegenüber der herkömmlichen Produktion auf Basis des Standardstrommix.

#### **5 Pioneering for Circular Solutions**

Die Rückgewinnungsquote für Stahl aus Bauwerken beträgt mehr als 99 %. Aber auch die in der Produktion und bei der Verarbeitung anfallenden Schrotte werden vollständig dem Recycling zugeführt. Der Materialkreislauf von Stahl in der Bauindustrie bietet somit eine nachhaltige Alternative zur Verwendung von primären Rohstoffen und fördert eine ressourcenschonende, energieeffiziente und umweltfreundliche Bauweise.

Bei der Peiner Träger GmbH ist Circular Economy durch die Einführung der Elektrostahlmetallurgie und des hundertprozentigen Schrottrecyclings Mitte der 1990er Jahre fest in der DNA des Unternehmens verankert.



**Ein großer Recyclingbetrieb – Prozess und Materialzyklus**

Autoren

Peiner Träger GmbH  
Marcus Lippe | Leitung Technische Kundenberatung

lippe.m@salzgitter-ag.de  
Tel.: 05171 91-9554

# **Das Potential reibgeschweißter Werkstoffverbindungen im maritimen Sektor und ihre Anforderungen an die Fügetechnik am Beispiel reibgeschweißter Aluminiumverbindungen**

Marian Winkler, Sven Jüttner, Frank Trommer

## **1 Einleitung**

Konstruktionen und Bauteile für den maritimen Einsatz müssen einer Vielzahl erhöhter Anforderungen gerecht werden. Beispielhaft dafür sind die Beständigkeit gegenüber extremen hydrodynamischen Belastungen sowie eine erhöhte Korrosionsresistenz zu nennen. Im Zuge aktueller politischer und gesellschaftlicher Entwicklungen, rücken zudem Aspekte wie allgemeine Effizienz und Nachhaltigkeit vermehrt in den Fokus.

Einen wesentlichen Faktor zur Sicherung der Wettbewerbsfähigkeit des maritimen Sektors hinsichtlich dieser Kriterien stellt die punktuelle werkstoffliche Anpassung eingesetzter Konstruktionen an die jeweils örtlich vorliegenden Beanspruchungen dar.[vgl. Draugelates, Schram und Kettler, 2000] Im Zuge von Neuentwicklungen wird daher zum verstärkten Einsatz werkstofflich hybride gestalteter Verbundbauteile tendiert, welche verschiedene Materialien in sich vereinen.[vgl. Draugelates, Schram und Kettler, 2000] Der Anteil kostenintensiver Leichtbau- und Hochleistungswerkstoffe wird dabei auf ein Mindestmaß begrenzt.[Wang et al., 2018; Cheepu und Che, 2019; Sun et al., 2019; Fan et al., 2016] Das Prinzip der ganzheitlichen Materialauswahl gemäß der größten existierenden Bauteilbelastung kann somit als überholt angesehen werden. Laut [vgl. Diltney, Ellermeier und Kabatnik, 1997] lassen sich durch die [daraus resultierende, rein] beanspruchungsgerechte Bauteilgestaltung Werkstoff- und Fertigungskosten (insbesondere für Beschichtungen und Oberflächenbehandlung) stark reduzieren.

Auf Grund der vorherrschenden Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Werkstoffen, stellen Multimaterialsysteme besondere Herausforderungen an die Fügetechnologie. Hauptsächlich sind hier unterschiedliche Wärmedehnung, Kontakt- und Spaltkorrosion [Prüß, Stechert und Vietor, 2010] sowie die divergierenden thermischen und mechanischen Eigenschaften während des Fügeprozesses zu nennen.[Prüß, Stechert und Vietor, 2010] Im Zuge vergangener Forschungstätigkeiten wurde immer wieder bestätigt, dass das Reib-

schweißen eines der ökonomischsten und produktivsten Verfahren ist, welches diesen Anforderungen gerecht wird. [[Uday et al., 2010] nach [Fuhaid et al., 2020],[Fan et al., 2016]] Den Hauptgrund dafür stellt das Ausbleiben der Werkstoffverflüssigung dar, wodurch viele Schmelzschweiß-spezifische Probleme eliminiert werden. [vgl. Trommer, 2011]

Die vorliegende Veröffentlichung stellt verschiedene fertigungstechnische Ansätze zur Generierung werkstofflich hybride gestalteter Bauteile dar. Auftretende Besonderheiten und Unterschiede zu monolithischen Verbindungen werden am Beispiel des Rotationsreibschweißens (RRS) von Aluminiumlegierungen erläutert.

## **2 Stand der Technik**

### **2.1 Stoßverbindungen**

Die einfachste Form zur werkstofflichen Anpassung eines Bauteils an örtliche Beanspruchungen stellt das stoßweise Aneinanderfügen verschiedener Komponenten aus unterschiedlichen Materialien dar. Im Stahlwasser- und Schiffbau wird dieses Prinzip der Bauteilgestaltung beispielsweise bei der Fertigung von Wellen, Trag- und Verstrebungselementen, Rumpf- und Deckplatten, Rohren sowie Wandstrukturen eingesetzt. Auf Grund der vorherrschenden Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Werkstoffen stellen solche Multimaterialsysteme besondere Herausforderungen an die Fügetechnologie. Hauptsächlich sind hier unterschiedliche Wärmedehnung, Kontakt- und Spaltkorrosion sowie die divergierenden thermischen und mechanischen Eigenschaften während des Fügeprozesses zu nennen. [Prüß, Stechert und Vietor, 2010]

### **2.2 Schichtverbunde**

Blechförmige Komponenten des Stahlwasserbaus können in Form eines Schichtverbundes ausgeführt werden, um den spezifischen Anforderungen hinsichtlich Hydrodynamik, Korrosion und Erosion gerecht zu werden. Durch die sinnvolle Kombination verschiedener Materialien und Schichtdicken kann ein Laminatwerkstoff erzeugt werden, welcher exakt an die vorherrschenden Einsatzbedingungen angepasst ist. [Chekhonin et al., 2012; Chekhonin et al., 2013; Ruppert, 2016] Dabei können, wie in Abbildung 1 dargestellt, je nach Einsatzzweck, verschiedene Werkstofflagen miteinander kombiniert werden.



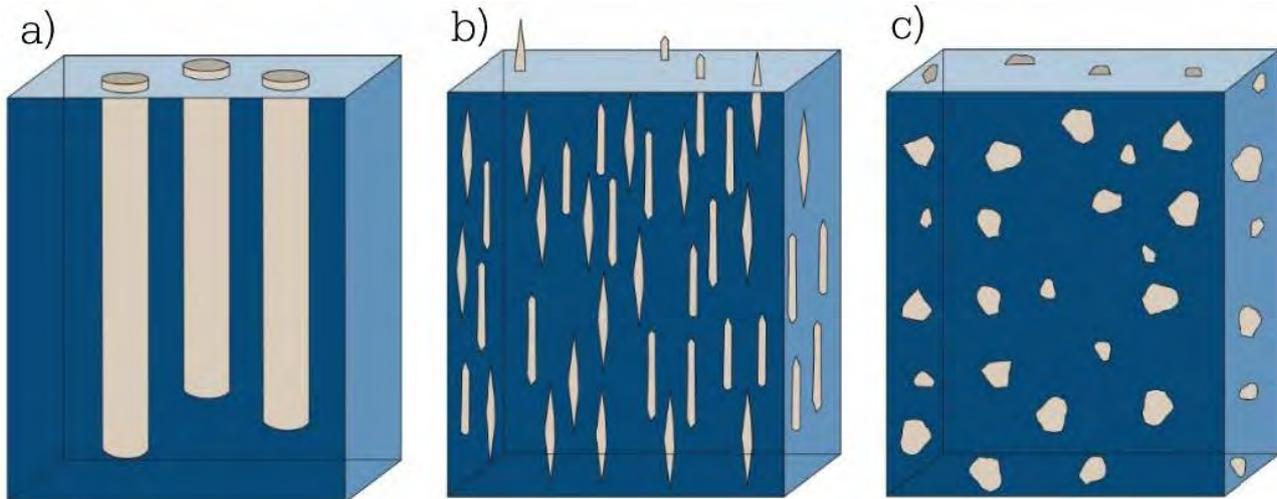
**Abbildung 1: das Prinzip von Schichtverbundwerkstoffen**

Ein etabliertes Verfahren zur Herstellung solcher Schichtverbunde stellt das kumulative Walzen dar.[Saito et al., 1998] Dabei werden die unterschiedlichen Blechlagen unter hohem Druck aufeinander gewalzt und so mittels Kaltverschweißung aneinandergelügt.[Vaidyanath, Nicholas und Milner, 1958] Anschließend erfolgt durch weitere Walzphasen eine sukzessive Verringerung der Blechdicke, welche mit einer Verfeinerung der metallurgischen Körnung einhergeht.[Ruppert, 2016] Der komplette Walzzyklus kann beliebig oft wiederholt werden, wobei die Anzahl eingebrachter Werkstofflagen stetig zunimmt [und die Eigenschaften des Gesamtverbundes verändert].[Saito et al., 1999] Festigkeitseigenschaften lassen sich dabei beispielsweise um das zwei- bis achtfache steigern.[Tsuji et al., 2003; Estrin und Vinogradov, 2013] Zu beachten ist, dass mit dieser Festigkeitserhöhung eine Verringerung der Duktilität und somit der Umformbarkeit einhergeht.[Ruppert, 2016]

Im Stahlwasserbau können Laminatverbunde beispielsweise zur Herstellung von Spundwänden, Sperrverschlüssen, Schleusentoren, Beckenwänden oder Wellenbrechern eingesetzt werden. Hauptsinn ist meistens das ökonomische Passivieren wirtschaftlich günstiger Werkstoffe durch das Aufbringen korrosionsresistenter Randschichten im Sinne einfacher Schichtverbunde.

### **2.3 Metallmatrixkompositwerkstoffe**

Eine weitere Möglichkeit der Werkstoff-/Werkstückhybridisierung stellt die Verwendung von Metallmatrix-Verbundwerkstoffen (MMC) dar. Bei der Herstellung dieser Materialien wird ein metallischer Werkstoff durch das Einbringen von zusätzlichen Phasenelementen verstärkt. Letztere können gemäß Abbildung 2 in verschiedenen Formen vorliegen.



**Abbildung 2: die schematische Darstellung des Verstärkungsprinzips metallischer Werkstoffe durch die Einbringung von a) Langfasern, b) Kurzfasern/Whiskern oder c) Partikeln**

[Gawert, 2021]

Im Stahlwasserbau kommt diese Werkstoffklasse beispielsweise zur Herstellung von Tragstrukturen, Korrosionsbeschichtungen, Unterwasser-Rohrleitungen oder Anodenkörben zum Einsatz. Hauptsächlich werden MMC-Werkstoffe im maritimen Sektor dann verwendet, wenn eine starke mechanische Belastbarkeit, eine hohe Korrosionsbeständigkeit und/oder eine geringe Bauteilmasse gefragt sind.

Aus dem breiten Fundus potentieller Matrixwerkstoffe werden Leichtmetalle – speziell jene auf Aluminiumbasis (AMC) [Vencl, Rac und Bobic, 2004; Evans und March, 2003; Mortensen und Llorca, 2010; Brand et al., 2007] – am häufigsten verwendet.[Rohatgi, Kumar und Weiss, 2019; Miracle, 2005; Vencl, Rac und Bobic, 2004; Evans und March, 2003; Mortensen und Llorca, 2010; Brand et al., 2007; vgl. Degischer, Prader und San Marchi, 2001] Bezogen auf den Schiffbau sind sie für die Herstellung von Zylinderköpfen, Laufbuchsen oder Kolben prädestiniert.[vgl. Altunpak, Ay und Aslan, 2012] Da AMC-Werkstoffe (wie alle MMC) nur mit verhältnismäßig hohem Aufwand herzustellen [Denholm, 1998] und vor allem schwer bearbeitbar sind,[Altunpak, Ay und Aslan, 2012; Hayajneh, Hassan und Mayyas, 2009; Brown und Surappa, 1988; Chawla, 2012; Ibe, 2004] ist ihr Einsatz in der großindustriellen Anwendung aktuell ebenfalls noch limitiert.[Storjohann et al., 2005; Chatterley und Macnaughtan, 1999] Um dies zu ändern, wird aktuell verstärkt hinsichtlich der Generierung geeigneter Fügeverfahren geforscht [Ponesakki Raja und Bensam Raj, 2018; Ellis, 1996; Pal, 2005], welche den gezielteren, punktuellen Einsatz von

MMC/AMC-Elementen ermöglichen und dadurch zu einer Verringerung des erforderlichen Zerspanungsaufwands beitragen sollen [Chawla und Chawla, 2006; Weis, 2012].

Im Zuge der Erforschung hybrider, aluminiumbasierter Werkstoffverbindungen können AMC-Werkstoffe als semi-hybride Fügepartner betrachtet werden, da sie gegenüber dem monolithischen Werkstoff zwar signifikant abweichende Eigenschaften besitzen, die metallurgische Beschaffenheit aber dennoch vergleichbar ist.

### **3 Werkstoffe und Methodik**

#### **3.1 Methodische Vorgehensweise**

Um die Besonderheiten beim Reibschweißen hybrider Werkstoffverbindungen aufzeigen zu können, wird eine Aluminiumlegierung artgleich und mit einer Stahllegierung gefügt. Zum Zweck einer Prozessanalyse werden folgende, prozessprägende Einstellparameter des Reibschweißens vollfaktoriell variiert:

- Reibdrehzahl ( $n_{Reib}$ )
- Reibdruck ( $p_{Reib}$ )
- Reibweg ( $s_{Reib}$ )
- Stauchdruck ( $p_{Stauch}$ )

Die Forschungstätigkeiten werden innerhalb eines statistisch geplanten Versuchsfeldes durchgeführt und ausgewertet. Als quantifizierendes Qualitätsmerkmal wird die Zugfestigkeit ( $\sigma_{Zug}$ ) der Verbindung herangezogen. Abbildung 3 stellt das den Versuchen zu Grunde liegende Systemmodell schematisch dar.

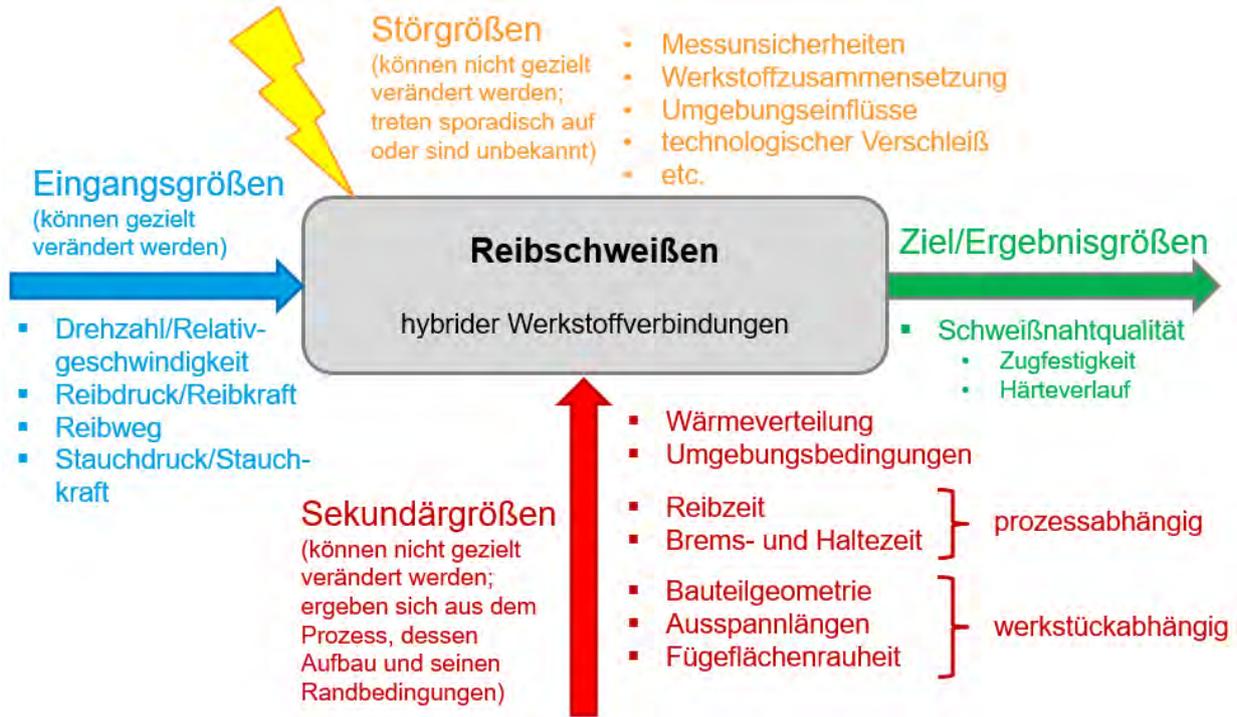


Abbildung 3: das theoretische Systemmodell des Reibschweißens

Um die Einflüsse der veränderlichen Eingangsgrößen auf das vorliegende System bestmöglich ermitteln und beurteilen zu können, bedarf es einer geeigneten Berechnungsgrundlage. Wie in [Winkler et al., 2023] bereits erläutert, kann dafür die nachfolgende Regressionsgleichung herangezogen werden:

$$y = \bar{y} + \sum_{i=1}^{N_F} E_i x_i + \sum_{i=1}^{N_F-1} \left( \sum_{j=i+1}^{N_F} E_{ij} (x_i x_j) \right) + \sum_{i=1}^{N_F} E_{ii} (x_{ii})^2 + \sum_{p=1}^{N_p} \frac{1}{N_\epsilon} \sum_{i=1}^{N_\epsilon} (y_{Pi} - \bar{y}_P)^2 \quad (1)$$

- $y$  (Funktions-)Wert der Zielgröße/des Qualitätsmerkmals
- $\bar{y}$  Durchschnittswert der Zielgröße/des Qualitätsmerkmals
- $y_{Haupt}$  direkter Einfluss der Einstellparameter
- $y_{Wechsel}$  gegenseitige Beeinflussung der Einstellgrößen (Wechselwirkungen)
- $y_{Exp}$  von der Dimension des Modells abhängige Komponenten (Nicht-Linearitäten)
- $\epsilon$  Einfluss der Störgrößen
- $E_i$  Haupteffekt des Einstellparameters
- $E_{ij}$  Wechselwirkungseffekte der Einstellparameter
- $N_F$  Anzahl der Faktoren
- $x_{ij}$  Zusätzliche Stellwerte des Einstellparameters
- $N_P$  Anzahl der Verifizierungspunkte
- $N_\epsilon$  Anzahl der Verifizierungsversuche je Punkt
- $\bar{y}_P$  Durchschnittswert je Punkt
- $Y_{Pi}$  Einzelmesswert

Diese basiert auf dem Lagrange-Ansatz sowie kombinatorischen Gesetzmäßigkeiten. Im Rahmen der regressiven Analyse müssen die Effekte ( $E$ ) bestimmt werden. Experimentelle Designs und Ergebnisse liefern die für die Berechnung benötigten Einstellwert- ( $x$ ) bzw. die Ergebnisgrößen ( $y$ ). Die Nichtlinearitäten des Gesamtsystems ergeben sich aus dem Gleichungsanteil  $y_{Exp}$  und werden je nach Ausprägung ihrer Effekte in das Berechnungsmodell eingebracht.

Eine wesentliche Voraussetzung für eine aussagefähige Analyse stellt die Verwendung eines geeigneten Versuchsdesigns dar. Für die experimentelle Untersuchung des RRS-Prozesses hat sich die in Abbildung 4 dargestellte Kombination aus einem Inscribed und einem Face-Centered Central Composite Design bewährt, da sie den begrenzten, uneinheitlichen Steigerungsmöglichkeiten der Einstellgrößen gerecht wird und den maximal möglichen Versuchsraum uneingeschränkt erfassen kann. Die fünfstufige Testung jedes Parameters ermöglicht es zudem, nichtlineare Einflüsse bei moderatem Versuchsaufwand zu ermitteln.

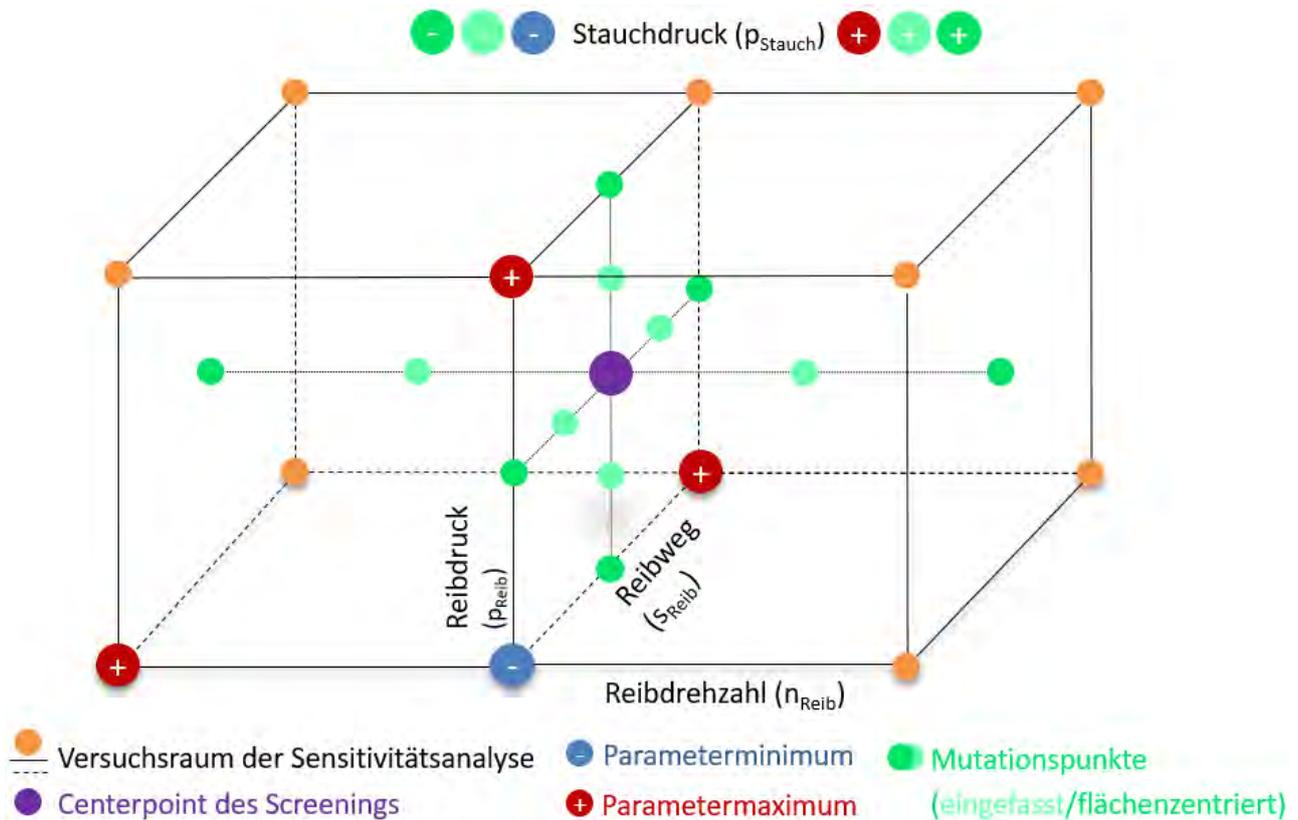


Abbildung 4: das Design des Versuchsplans

Komplementär dazu müssen die Parametergrenzwerte so festgelegt werden, dass in der Versuchsdurchführung signifikante Veränderungen des Prozesses bewirkt werden. Die

Auswahl der Versuchsraumgrenzen erfolgte in Anlehnung an die Vorgaben zum Reibschweißen von Aluminiumlegierungen des DVS-Merkblatts 2909-2 [Deutscher Verband für Schweißen und verwandte Verfahren (DVS), 2011]. Es werden folgende Parameterwerte getestet:

**Tabelle 1: die Einstellparameterwerte des Versuchsfelds**

Parameter	Min	Mut-	CP	Mut+	Max
$n_{\text{Reib}}$ [U/min]	500	875	1.250	1.625	2.000
$p_{\text{Reib}}$ [MPa]	30	47,5	65	82,5	100
$s_{\text{Reib}}$ [mm]	3,5	4,375	5,25	6,125	7
$p_{\text{Stauch}}$ [MPa]	50	80	110	140	170

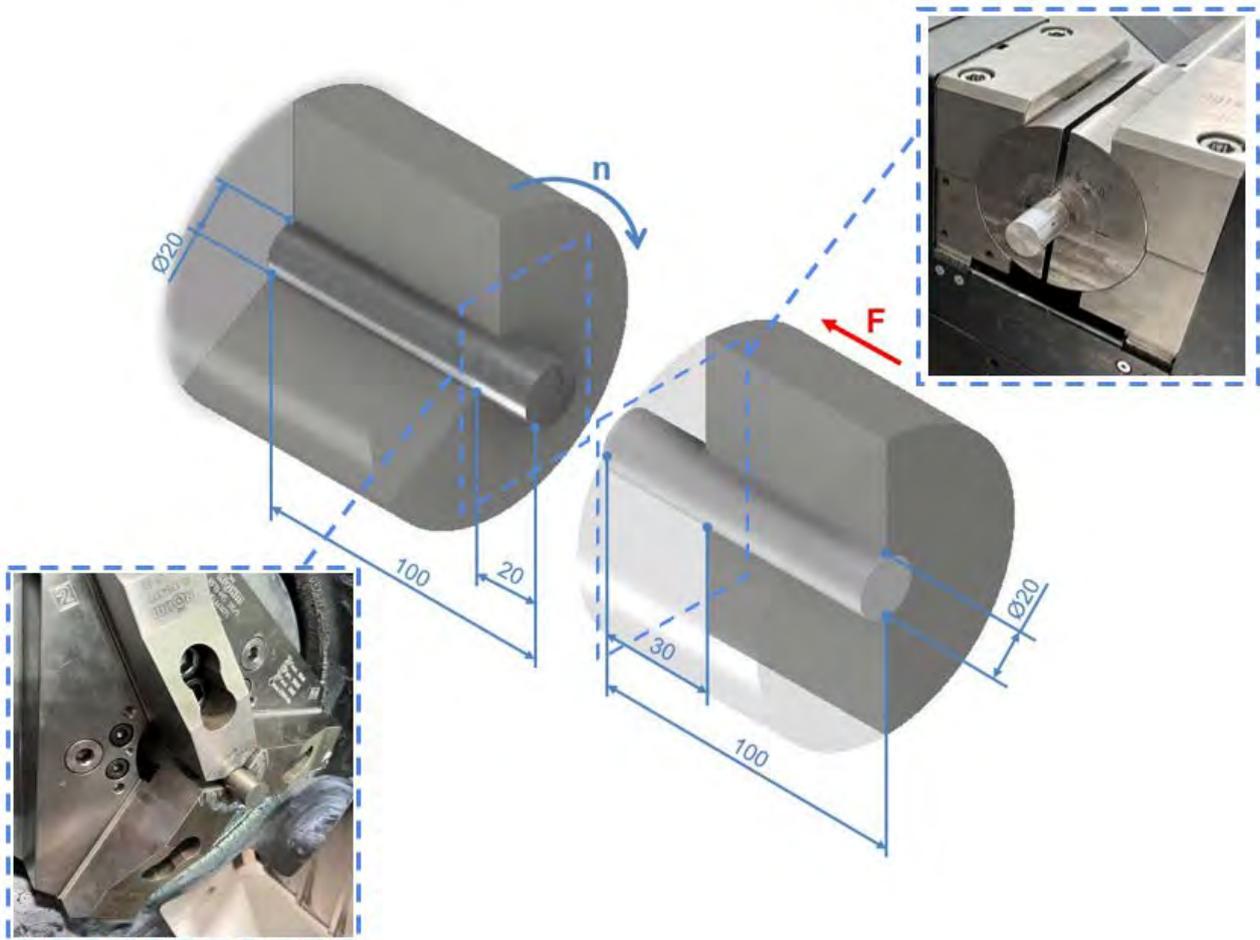
Mittels der generierten Messwerte kann eine Varianzanalyse (ANOVA) zur Bestimmung der Haupteffekte und Wechselwirkungen erfolgen. Anschließend werden unter Verwendung von Formel (1) regressive Antwortflächen generiert, welche prozessuale Zusammenhänge visualisieren.

Eine vergleichbare Versuchsreihe zur Erforschung der Reibschweißbarkeit einer Aluminium-AMC-Verbindung ist in [Winkler et al., 2022] dokumentiert und wird im Zuge der Auswertung herangezogen. Gemäß den Erläuterungen in Kapitel 2.3, stellt die semi-hybride Verbindung einen Zwischenschritt zwischen der artgleichen und der hybriden Werkstoffverbindung und somit eine gute Interpretationshilfe dar.

### 3.2 Versuchsgestaltung und -aufbau

Die Schweißproben werden mittels eines kontinuierlichen Prozesses auf einer multivalenten Horizontalreibschweißmaschine hergestellt. Die Erfassung prozessintern auftretender Kräfte erfolgt über maschineninterne Sensorik. Wie in Abbildung 5 dargestellt, liegen die Probenwerkstücke in Form von Rundprofilen mit einem Durchmesser von 20 mm und einer Länge von 100 mm vor. Das Aluminiumprofil wird schlittenseitig (rechts) mittels Kraftschluss in einem ausgedrehten Zweibackenfutter gespannt. Die Ausspannlänge beträgt 30 mm. Die

Lagerung der Stahl- bzw. der anderen Aluminiumkomponente erfolgt rotorseitig (links) ebenfalls kraftschlüssig in einem ausgedrehten Dreibackenfutter. Die Ausspannlänge beträgt 20 mm. Das schlittenseitige Werkstück wird dem rotierenden Reibpartner axial zugestellt. Die Probenoberflächen werden versuchsvorbereitend plangedreht und mit Ethanol gereinigt. Das Plandrehen der Stahlproben erfolgt maschinenintern in der Einspannposition. Der erreichte Rz-Wert beträgt im Mittel  $\approx 3 \mu\text{m}$ .

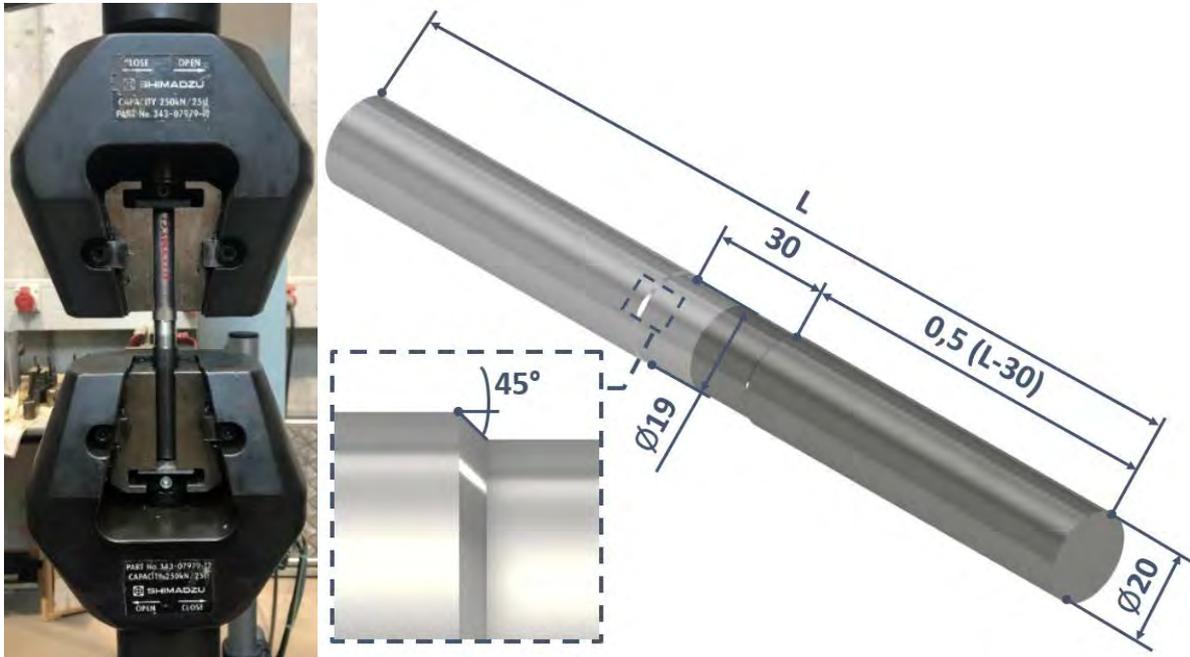


**Abbildung 5: der Versuchsaufbau zur Herstellung der Schweißproben**

Gemäß der Versuchsfeldauslegung werden die Schweißungen kraft geregelt und weggesteuert durchgeführt.

Die Bestimmung der Verbindungsfestigkeit erfolgt durch einen Zugversuch gemäß ISO 6892-1 [Deutsches Institut für Normung (DIN), 2020]. Zur Schaffung einheitlicher, ver-

gleichbarer Versuchsbedingungen wird der Schweißwulst versuchsvorbereitend, wie in Abbildung 6 dargestellt, abgedreht und der Fügezonbereich somit geringfügig im Durchmesser reduziert.



**Abbildung 6: die Zugversuchprobe und ihre Einspannung**

Als Ergebnis wird die maximal detektierte Zugkraft gewertet. Neben der rein statistischen Zielgrößenauswertung ermöglichen vollflächig durchgeführte Härtemappings des aluminiumseitigen Fügezonbereichs Rückschlüsse auf den Prozessverlauf und dessen Auswirkungen.

### 3.3 Werkstoffe

Der chrom-mangan-legierte Einsatzstahl 16MnCr5 gemäß DIN EN ISO 683-3 [Deutsches Institut für Normung (DIN), 2019] stellt den Werkstoff für die stählernen Werkstücke dar. Dieser wird im Maschinenbau häufig zur Herstellung von Wellen und Getriebebauteilen eingesetzt.

Die Aluminiumkomponenten bestehen aus der Knetlegierung EN AW-6060 gemäß DIN EN 573 [Deutsches Institut für Normung (DIN), 2005] im Wärmebehandlungszustand T6. Deren Festigkeitswerte sind mit denen der in [Winkler et al., 2022] verwendeten EN AC-43500-Gusslegierung vergleichbar.

Die konkreten Werkstoffzusammensetzungen sowie ausgewählte mechanische Kennwerte können Tabelle 2 entnommen werden.

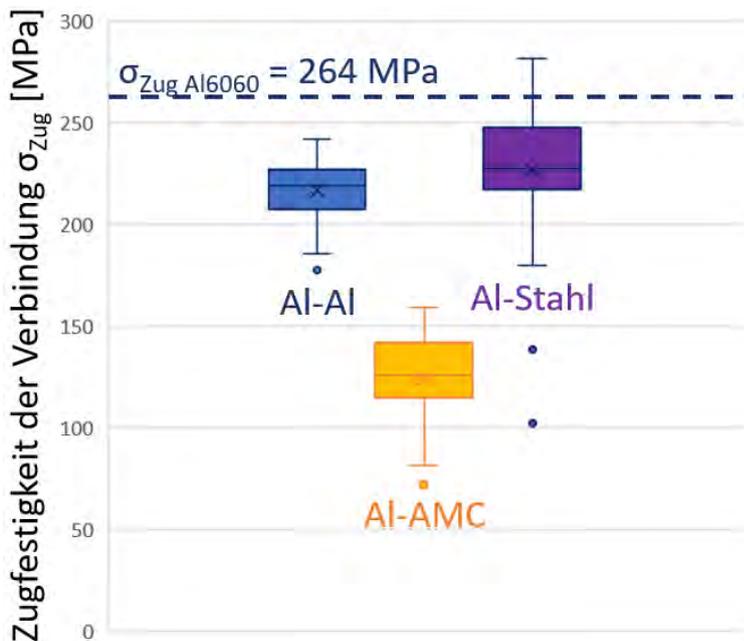
**Tabelle 2: die Zusammensetzung und relevante mechanische Kennwerte der Werkstoffe**

Werkstoff	Si	Fe	Mg	Zn	Cu	Cr	Mn	C	Al	div.
EN AW-6060	0,3 – 0,6	0,1 – 0,3	0,1	0,15	0,1	0,05	0,1	0	Rest	0,15 – 0,3
16MnCr5	0,4	Rest	0	0	0	0,8 – 1,1	1 – 1,3	0,14 – 0,19	0	0,06

Werkstoff	R <sub>m</sub>	Härte
EN AW-6060	264 MPa	78 HB 2,5/6,25
16MnCr5	780 – 1.080 MPa [Gomeringer et al., 2020]	176 HV10

#### 4 Ergebnisse

Die Auswertung der Versuchsergebnisse belegt das adäquate Festigkeitspotential hybrider Werkstoffkombinationen gegenüber artgleichen Reibschweißverbindungen. Die in Abbil-



**Abbildung 7: Vergleich der Zugfestigkeitswerte**

dung 7 gesamtheitlich dargestellten Festigkeitswerte der artgleichen sowie der Aluminium-Stahl-Verbindung liegen im Bereich der Grundfestigkeit des Aluminiumwerkstoffs. Die hybride Verbindung kann bei entsprechender Prozesseinstellung diesen Wert übertreffen. Da die Al-AMC-Proben überwiegend im AMC-Werkstoff versagen [Winkler et al., 2022], ist davon auszugehen,

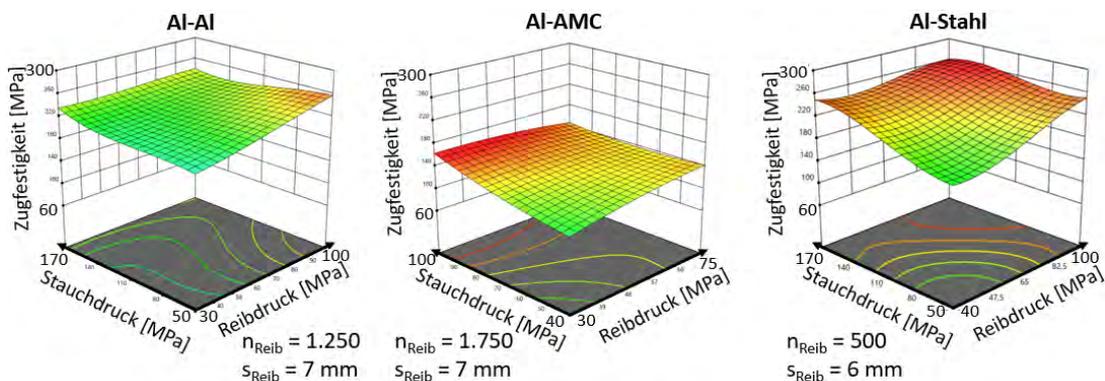
dass die Reibschweißverbindung Festigkeit oberhalb der gemessenen Werte besitzt.

Die Varianzanalyse der Versuchsergebnisse auf der Basis kubischer Regressionsmodelle ergibt die in Tabelle 3 dargestellten Effekte signifikant wirkender Einstellparameter.

**Tabelle 3: die signifikanten Haupt- und Wechselwirkungseffekte für kubische Modelle**

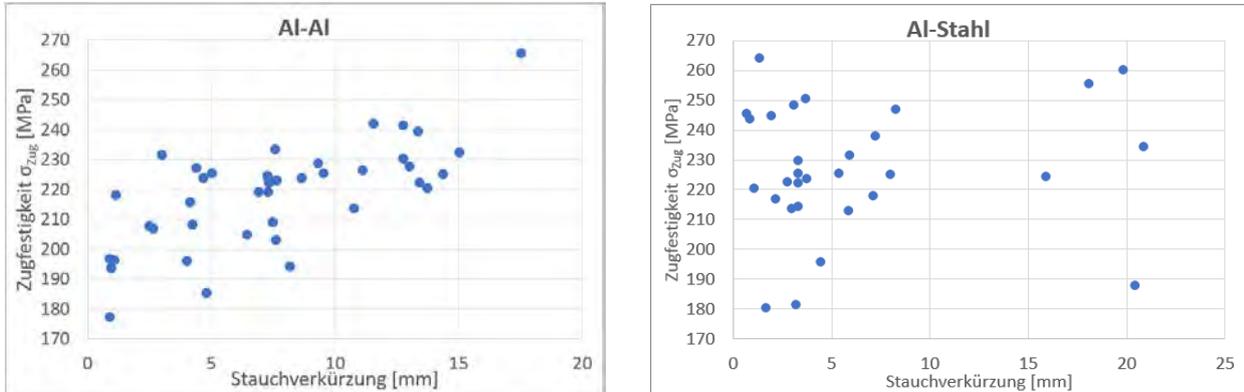
Kombination	1	2	3	4
<b>Al-Al</b>	$\rho_{\text{Stauch}}$ (-5,5)	$\rho_{\text{Reib}} \times \rho_{\text{Stauch}}$ (-8,94)	$\rho_{\text{Reib}}$ (15,36)	-
<b>Al-AMC</b>	$\rho_{\text{Reib}}$ (6,75)	$\rho_{\text{Stauch}}$ (13,95)	$s_{\text{Reib}}$ (13,4)	$n_{\text{Reib}} \times \rho_{\text{Reib}}$ (-3,12)
<b>Al-Stahl</b>	$\rho_{\text{Reib}}$ (35,48)	$\rho_{\text{Stauch}}$ (22,0)	$\rho_{\text{Reib}} \times \rho_{\text{Stauch}}$ (-18,69)	$n_{\text{Reib}}$ (12,68)

Es wird deutlich, dass die beiden Drücke dominierende Einflüsse auf die erzeugte Zugfestigkeit besitzen. Basierend auf der prozesstechnischen Unterteilung des Verfahrensablaufs in Reib- und Stauchphase, kann die Aussage getroffen werden, dass der Reibdruck (im Zusammenspiel mit der Reibdrehzahl) den Energieeintrag beeinflusst, während der Stauchdruck die Verbindungsbildung prägt. Weiterhin wird deutlich, dass die Effekte beider Drücke bei der Herstellung von Mischverbindungen einen tendenziell höheren Betrag besitzen als es bei artgleichen Verbindungen der Fall ist. Daher reagiert der Prozess zur Herstellung der Aluminium-Stahl-Kombinationen wesentlich sensibler auf Veränderungen der Einstellparameter als es beim Reibschweißen artgleicher Al-Al-Verbindungen der Fall ist. Die in Abbildung 6 dargestellten, regressiv bestimmten Antwortflächen veranschaulichen dies.



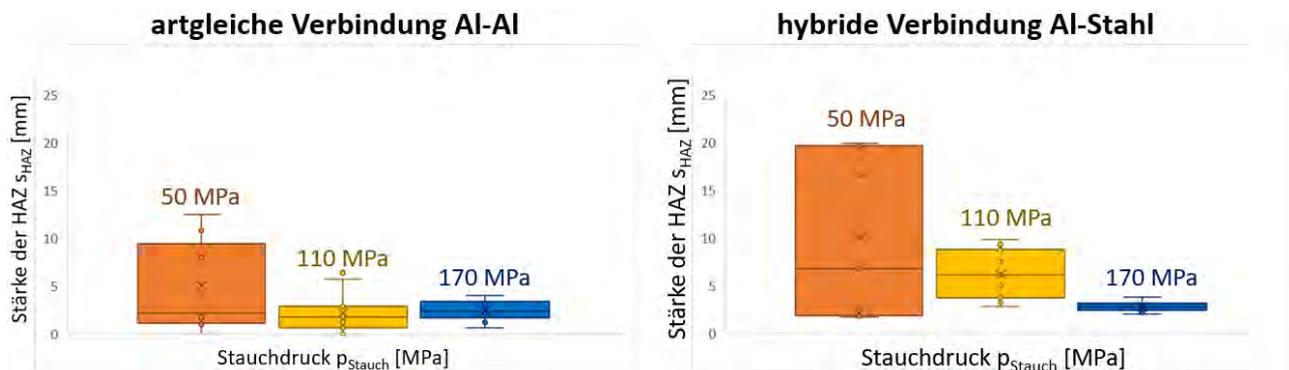
**Abbildung 8: Reibdruck-Stauchdruck-Antwortflächen bei optimalen Parametereinstellungen**

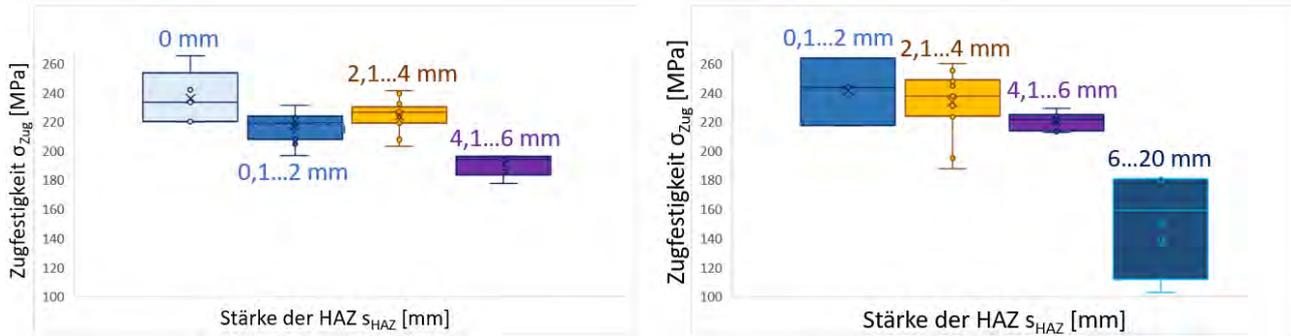
Die explorative Betrachtung der Festigkeitswerte gegenüber der erzielten Stauchverkürzung weist bei den artgleichen Verbindungen eine Korrelation beider Werte auf, welche bei Mischverbindungen nicht gegeben ist (Abbildung 9).



**Abbildung 9: die Zugfestigkeitswerte je Stauchverkürzung (links: für artgleiche; rechts: für die Mischverbindung Aluminium-Stahl)**

Der daraus zu schließende Zusammenhang zwischen Materialverdrängung und Schweißverbindungsqualität findet sich ebenfalls in den Ergebnissen der Härtemappings wieder. Beim Reibschweißen von aushärtbaren Aluminiumlegierungen kommt es zu Weichglühfekten in der Verbindungszone [vgl. Midling und Grong, 1994a; vgl. Midling und Grong, 1994b], welche mit der thermischen Stauchverfestigung in Wechselwirkung stehen. Eine Stauchung des Werkstoffs reduziert die Stärke der thermisch beeinflussten Zone [engl. heated effected Zone (HAZ)]. Abbildung 10 stellt diesen Zusammenhang dar. Sie verdeutlicht weiterhin, dass eine gering ausgebildete HAZ tendenziell zu einer hohen Verbindungsfestigkeit führt.

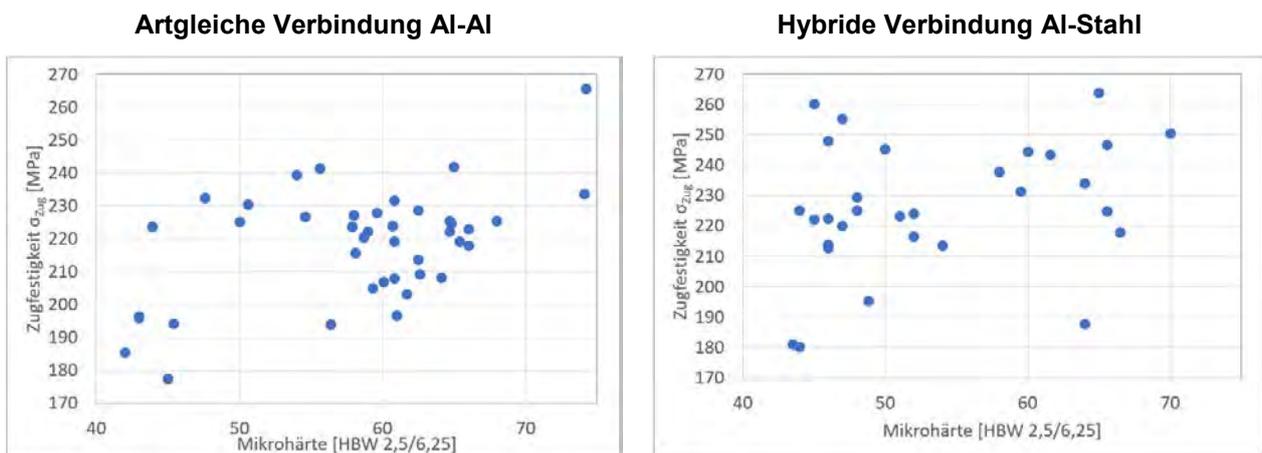


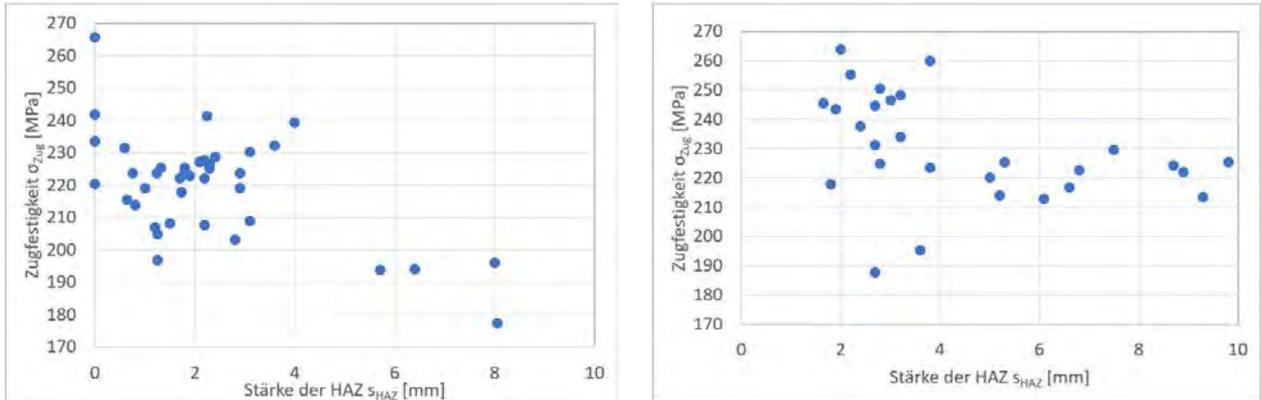


**Abbildung 10: die Beeinflussung der HAZ-Stärke durch den Stauchdruck (oben) und ihr Einfluss auf die Verbindungsfestigkeit (unten)**

In [Winkler et al., 2022] tritt dieser Entfestigungseffekt in verstärktem Maße seitens des AMC-Werkstoffs auf, da die darin eingeschlossenen Siliciumcarbid-Partikel die induzierte Wärme in großer Menge aufnehmen, speichern und langsam abgeben. Dies erklärt die in Abbildung 7 dargestellte, geringere Zugfestigkeit der Aluminium-AMC-Verbindungen. Eine thermische Beeinflussung des Stahlwerkstoffs kann nicht festgestellt werden.

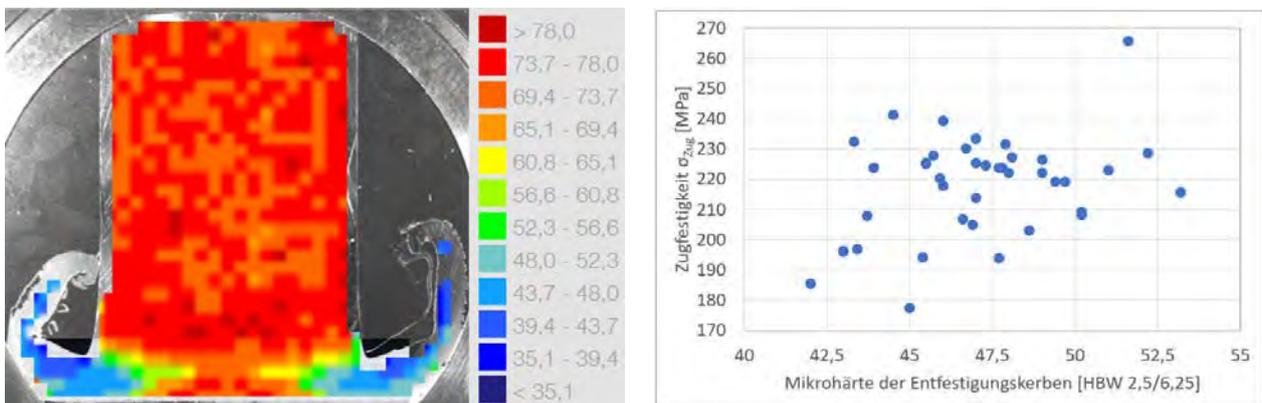
Anhand der Härtemappings lassen sich weiterhin Unterschiede zwischen monolithischen und hybriden Reibschweißverbindungen erkennen. Bei gleichartigen Verbindungen beeinflussen der Betrag der minimalen Mikrohärtigkeit in der HAZ sowie deren axiale Ausprägung die Zugfestigkeit. Dieser Effekt ist bei der Mischverbindung geringer ausgeprägt.





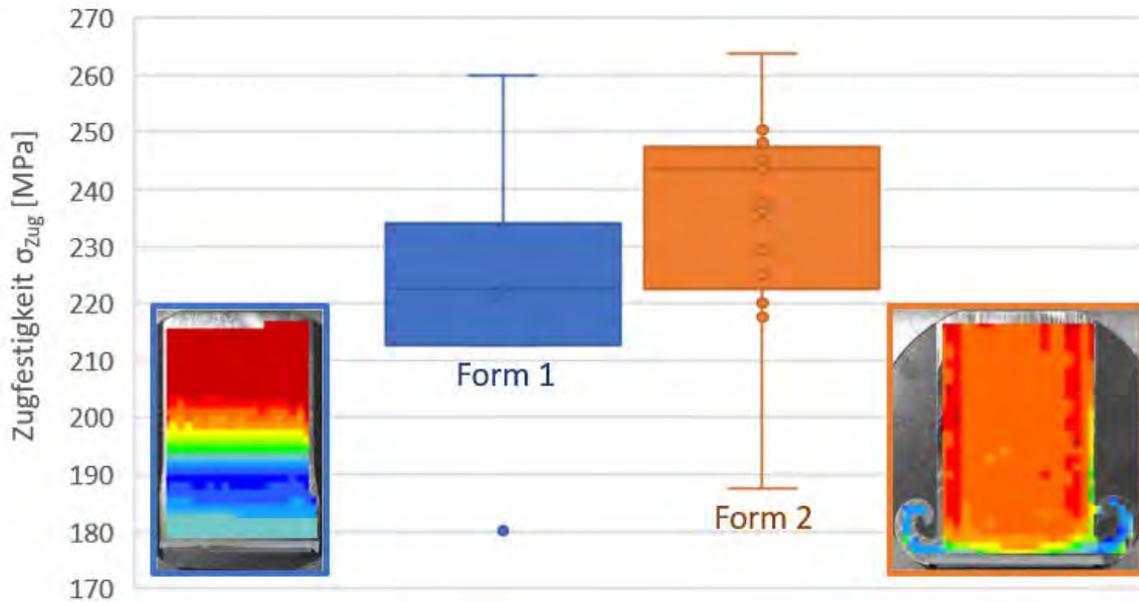
**Abbildung 11: der Einfluss der Mikrohärtigkeit (oben) und der linearen HAZ-Stärke auf die Verbindungsfestigkeit (unten)**

Da die Stauchung des Werkstoffs zu einer radial nach außen gerichteten Schweißwulstausbildung führt, nimmt die Werkstoffverfestigung vom Zentrum zur Mantelfläche der zylindrischen Probe ab. In Konsequenz entstehen im radial äußeren Bereich der Fügezone Entfestigungsgerben, welche die beim Zugversuch auftretende Einschnürung und somit die maximal ertragbare Zugfestigkeit beeinflussen. Wie in Abbildung 12 zu erkennen ist, kann eine geringe Entfestigungsgerbenhärtigkeit die Verbindungsqualität bei artgleichen Schweißproben negativ beeinflussen. Selbiges gilt für eine durchgängige Ausprägung der Entfestigungszone, welche in Folge intensiver Reibung entsteht.



**Abbildung 12: laterale Entfestigungsgerben (links) und der Einfluss ihrer Mikrohärtigkeit [HBW 2,5/6,25/5] auf die Verbindungsfestigkeit (rechts)**

Bei der Mischverbindung ist dieser Effekt deutlich geringer ausgeprägt. Dafür wirkt sich die Form der HAZ stärker auf die Verbindungsqualität aus. Zentral verfestigte Proben erzielen im Median eine höhere Verbindungsfestigkeit, weisen aber eine größere Zielwertstreuung auf.



**Abbildung 13: der Einfluss der HAZ-Form auf die Verbindungsfestigkeit**

Bei Mischverbindung kann es zu einer axialen Verschiebung der HAZ kommen, sofern sowohl Reibdrehzahl als auch Reibdruck geringwertig eingestellt sind. Die Zugfestigkeit der Verbindung wird dadurch tendenziell negativ beeinflusst. Dieses Phänomen tritt bei artgleichen Verbindungen auf Grund der symmetrischen Wärmeführung nicht auf.

## 5 Diskussion

Die Versuchsergebnisse weisen bestehende Unterschiede zwischen den betrachteten Materialpaarungen nach. Es wird deutlich, dass die auf artgleichen Verbindungen beruhenden Angaben der Normenwerke nicht uneingeschränkt auf hybride Materialkombinationen adaptiert werden können. Je nachdem, wie stark die Festigkeits- und Wärmeführungseigenschaften der Reibpartner divergieren, erfolgt eine Abweichung des Fügesystems vom symmetrischen Zustand der monolithischen Verbindung. An diese Asymmetrie ist der Fügeprozess durch eine Adjustierung der Einstellparameter anzupassen. Auf Grund der größeren Effekte reagiert der Prozess zur Herstellung von hybriden Reibschweißverbindungen dabei wesentlich sensibler auf Veränderungen der Einstellparameter, als es bei artgleichen Verbindungen der Fall ist.

Bei korrekten Prozesseinstellungen können hybride Aluminiumverbindungen höhere Festigkeiten erzielen als adäquat monolithische Paarungen. Die Ursache dafür ist auf kaltverfestigende Effekte zurückzuführen, da ein höherfesterer Reibpartner dem plastifizierten Aluminiumwerkstoff einen wesentlich höheren Verformungswiderstand entgegensetzt als es

ein artgleicher tut. Folglich gewinnt die korrekte Einstellung des Stauchdrucks mit zunehmender Divergenz der zu fügenden Werkstoffe an Bedeutung. Während eine starke Stauchung bei monolithischen Reibschweißverbindungen eine Verdrängung reaktionsfreudigen Materials aus dem Fügebereich zur Folge haben kann, besteht bei hybriden Reibschweißprozessen die Möglichkeit, den niedrigfesteren Werkstoff so umzuformen, dass eine festigkeitssteigernde Wirkung erzielt wird. Die wesentliche Voraussetzung für die Ausnutzung dieses mechanischen Effekts stellt die Intensität der Wärmeinduktion im Zuge der Reibphase dar.

Eine günstige Gestaltung der Kraftereinleitungspfade besitzt bei aluminiumbasierten Mischverbindungen eine hohe Bedeutung, da die in der Verbindungszone vorhandenen, intermetallischen Phasen eine hohe Sprödhheit besitzen. Die Ausbildung lateraler Entfestigungskerben muss entsprechend wesentlich dringender eingeschränkt werden, als es bei monolithischen Aluminiumverbindungen der Fall ist. Letztere besitzen eine höhere Elastizität. Daher ist weniger die Ausprägung der thermisch beeinflussten Zone als vielmehr die durch Teilchendiffusion erzeugte Verbindungsfestigkeit entscheidend. Im Falle einer zu geringen Wärmeeinbringung kommt es stets zum kalten Stauchen der Werkstoffe. Dabei überlagern sich Kaltverfestigungs- und thermische Weichglüheffekte, wodurch in Endkonsequenz eine axiale Verschiebung der HAZ entsteht.

Thermisch bedingte Entfestigungseffekte treten bei den in [Winkler et al., 2022] reibgeschweißten AMC-Werkstoffen in verstärktem Maße auf. Dies limitiert die Festigkeit der Verbindung ebenso wie die Tatsache, dass der Werkstoff auf Grund seiner hohen Sprödhheit nur mit geringen Drücken geschweißt werden kann.

## **6 Zusammenfassung**

- Werkstofflich hybride gestaltete Bauteile besitzen (auch im maritimen Sektor) ein großes werkstoffökonomisches Potential, erfordern aber geeignete Fertigungsverfahren, um in den großindustriellen Einsatz transportiert werden zu können.
- Auf Grund von asymmetrischen Verhältnissen in der HAZ existieren prozesstechnische Unterschiede zwischen werkstofflich artgleichen und hybriden Reibschweißverbindungen. Normvorgaben für artgleiche Werkstoffe können daher nicht absolut auf Mischverbindungen übertragen werden.
- Hybride Werkstoffkombinationen können höhere Festigkeiten erzielen als monolithische.

- Bei artgleichen Verbindungen bewirkt eine hohe Stauchverkürzung tendenziell eine höhere Verbindungsfestigkeit.
- Eine gering ausgebildete HAZ führt tendenziell zu einer hohen Verbindungsfestigkeit.
- Bei artgleichen Aluminiumverbindungen ist der minimale Härtewert der HAZ für die Verbindungsfestigkeit relevant.
- Bei hybriden Aluminiumverbindungen wird die Verbindungsqualität zudem durch die Form der HAZ beeinflusst. Eine axiale Verschiebung der HAZ sollte vermieden werden.

Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses  
des Deutschen Bundestages

Die Generierung der Forschungsdaten erfolgte teilweise im Zuge des Verbundprojektes „Hybrider Leichtbau bei Massivbauteilen durch reibgeschweißte Aluminium-Stahl- und Aluminium-Gusseisen-Verbindungen (HyLight)“. Dieses wurde über das Technologietransfer-Programm „Leichtbau“ des Bundesministeriums für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) - verwaltet durch den Projektträger Jülich (PTJ) - finanziert. Der Dank der Autoren gebührt den Trägern des Vorhabens sowie den weiteren Projektpartnern, der Audi AG, dem Institut für allgemeine Werkstoffwissenschaften der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg, der LimFox GmbH sowie der Sampro GmbH, ohne welche das Gesamtprojekt nicht zu Stande gekommen wäre.

### Eigenständigkeitserklärung

Die in dieser Veröffentlichung dargestellten Versuche, Daten und Ergebnisse entstammen teilweise dem o.g. Verbundprojekt, wurden jedoch allesamt durch die Hochschule Magdeburg-Stendal durchgeführt bzw. generiert. Urheberrechtlich geschützte, Eigentümer sind ausschließlich geistiger Natur und wurden durch Quellenangaben kenntlich gemacht.

### Ausschluss von Interessenskonflikten

Im Zuge der dokumentierten Forschungstätigkeiten bestanden keine Interessenskonflikte. In diesem Sinne erklären die Autoren, dass keinerlei finanzielle Interessen oder persönliche Beziehungen bestanden oder bestehen, die den Verdacht erwecken könnten, die Arbeit zu dieser Veröffentlichung beeinflusst zu haben.

Autoren

---

**Prof. Dr.-Ing. Frank Trommer**  
**Marian Winkler, M.Sc.**

friction-welding@iwid.h2.de

Institut für Maschinenbau

Hochschule Magdeburg-Stendal

Breitscheidstraße 2, 39114 Magdeburg

www.h2.de

Tel.: 0391/886-4121

**Prof. Dr.-Ing. Sven Jüttner**

iwf@ovgu.de

Institut für Werkstoff- und Fügetechnologie (IWF)

Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg

www.iwf.ovgu.de

Universitätsplatz 2, 39106 Magdeburg

Tel.: 0391/67-58613

## **Bibliographie**

**Altunpak, Y., Ay, M., Aslan, S.;** 'Drilling of a hybrid Al/SiC/Gr metal matrix composites', 2012, *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*, Vol.60: 2012 pp.513-17.

**Brand, L., Eickenbusch, H., Hoffknecht, A., Krauß, O., Zweck, A., Pohle, D.;** 'Innovations- und Marktpotenzial neuer Werkstoffe', 2007, *Monitoringbericht, Zukünftige Technologien Consulting der VDI Technologiezentrum GmbH, Düsseldorf*.

**Brown, C., Surappa, M.;** 'The machinability of a cast aluminium alloy-graphite particle composite', 1988, *Materials Science and Engineering: A*, Vol.102, pp.31-37.

**Chatterley, T., Macnaughtan, M.;** 'Cast iron brake discs-Current position, performance and future trends in Europe', 1999, *SAE transactions*, pp.505-514.

**Chawla, K. K.;** 'Metal matrix composites.' in, *Composite Materials 2012, (Springer)*.

**Chawla, N., Chawla, K.;** 'Metal-matrix composites in ground transportation', 2006, *JoM*, Vol.58, pp.67-70.

**Cheepu, M., Che, W.-S.;** 'Characterization of microstructure and interface reactions in friction welded bimetallic joints of titanium to 304 stainless steel using nickel interlayer', 2019, *Transactions of the Indian Institute of Metals*, Vol.72, pp.1597-1601.

**Chekxonin, P., Beausir, B., Scharnweber, J., Oertel, C.-G., Hausöl, T., Höppel, H. W., Brokmeier, H.-G., Skrotzki, W.;** 'Confined recrystallization of high-purity aluminium during accumulative roll bonding of aluminium laminates', 2012, *Acta Materialia*, Vol.60, pp.4661-4671.

**Chekxonin, P., Scharnweber, J., Scharnweber, M., Oertel, C. G., Hausöl, T., Höppel, H., Jaschinski, J., Marr, T., Skrotzki, W.;** 'Mechanical properties of aluminium laminates produced by accumulative roll bonding', 2013, *Crystal Research and Technology*, Vol.48, pp.532-537.

**Degischer, H. P., Prader, P., San Marchi, C.;** "Assessment of Metal Matrix Composites for Innovations"—intermediate report of a European Thematic Network', 2001, *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, Vol.32, pp.1161-1166.

**Denholm, M.;** "Aluminium metal matrix composite rotors and drums-a future trend", 1998, *In 2nd International Seminar on Automotive Braking: Recent developments and future trends, Leeds, UK* pp.205-214.

**Deutscher Verband Für Schweißen Und Verwandte Verfahren (DVS);** "Merkblatt 2909-2: Merkmale und Herstellung der Verbindung und Überwachung des Schweißvorganges", 2011, *In Reibschweißen von metallischen Werkstoffen p.7*.

**Deutsches Institut Für Normung (DIN);** 'DIN EN 573-3: Aluminium und Aluminiumlegierungen-Chemische Zusammensetzung und Form von Halbzeug-Teil 3: Chemische Zusammensetzung und Erzeugnisformen', 2005, *Berlin: Beuth*.

**Deutsches Institut Für Normung (DIN);** "Für eine Wärmebehandlung bestimmte Stähle, legierte Stähle und Automatenstähle - Teil 3: Einsatzstähle", 2019, *In: Deutsches Institut für Normung e. V., p.43*.

- Deutsches Institut Für Normung (DIN);** "Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur", 2020, In: *Deutsches Institut für Normung e.V.*, p.96.
- Diltthey, U., Ellermeier, J.,Kabatnik, L.;** 'Reibschweißen oberflächenbehandelter Stahl- und Gusskomponenten hoher Oberflächenhärte und geringer Adhäsionsneigung', 1997, *Schweißen und Schneiden: Fachzeitschrift für Schweißen und verwandte Verfahren*, Vol.49:6, p.5.
- Draugelates, U., Schram, A.,Kettler, C.;** 'Reibschweißen von Magnesiumlegierungen - Leichtbaukonzepte mit Magnesiumwerkstoffen rufen nach entsprechenden Fügetechniken', 2000, *Fachzeitschrift für die Fertigungstechnik und Automation*, Vol.49:12, pp.56-61.
- Ellis, M.;** 'Joining of aluminium based metal matrix composites', 1996, *International Materials Reviews*, Vol.41, pp.41-58.
- Estrin, Y.,Vinogradov, A.;** 'Extreme grain refinement by severe plastic deformation: A wealth of challenging science', 2013, *Acta Materialia*, Vol.61, pp.782-817.
- Evans, A.,March, C.;** "Mortensen. Metal Matrix Composites in industry. An Introduction and Survey", 2003, In: *Klumer Academic Publisher*.
- Fan, Z., Yu, H., Meng, F.,Li, C.;** 'Experimental investigation on fabrication of Al/Fe bi-metal tubes by the magnetic pulse cladding process', 2016, *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*, Vol.83, pp.1409-1418.
- Fuhaid, M. S., Krishnan, P. K., Maleque, M. A., Murali, R.,Ali, M. Y.;** 'Manufacturing and Friction Welding of Aluminium Matrix Composites–Review of Current Status and Future Directions', 2020, *TEST-Engineering & Management*, pp.1122-1230.
- Gawert, C.;** 'Untersuchung der schmelzmetallurgischen Verarbeitung von partikelverstärkten Aluminium-Matrix-Verbundwerkstoffen im Druckgießverfahren'.
- Gomeringer, R., Heinzler, M., Kilgus, R., Menges, V., Näher, F., Oesterle, S., Scholer, C., Stephan, A.,Wieneke, F.;** Tabellenbuch Metall, 2020, (*Verlag Europa Lehrmittel Nourney, Vollmer GmbH & Company KG*).
- Hayajneh, M. T., Hassan, A. M.,Mayyas, A. T.;** 'Artificial neural network modeling of the drilling process of self-lubricated aluminum/alumina/graphite hybrid composites synthesized by powder metallurgy technique', 2009, *Journal of Alloys and Compounds*, Vol.478, pp.559-565.
- Ibe, G.;** "Grundlagen der Verstärkung in Metallmatrix–Verbundwerkstoffen, Metallische Verbundwerkstoffe. Ed. KU Krainer, DGM Informationsgesellschaft", 2004, In: *ISBN 3-88355-201*.
- Midling,Grong;** 'A process model for friction welding of AlMgSi alloys and AlSiC metal matrix composites II. Haz microstructure and strength evolution', 1994a, *Acta metallurgica et materialia*, Vol.42, pp.1611-1622.
- Midling, O.,Grong;** 'A process model for friction welding of AlMgSi alloys and AlSiC metal matrix composites I. Haz temperature and strain rate distribution', 1994b, *Acta Metallurgica et Materialia*, Vol.42, pp.1595-1609.
- Miracle, D.;** 'Metal matrix composites—from science to technological significance', 2005, *Composites science and technology*, Vol.65, pp.2526-2540.
- Mortensen, A.,Llorca, J.;** 'Metal matrix composites', 2010, *Annual review of materials research*, Vol.40, pp.243-270.
- Pal, T. K.;** 'Joining of aluminium metal matrix composites', 2005, *Materials and manufacturing processes*, Vol.20, pp.717-726.
- Ponesakki Raja, P.,Bensam Raj, J.;** 'Investigations on mechanical and metallurgical properties of friction welding of AlB 2 reinforced aluminium matrix composites', 2018, *Silicon*, Vol.10, pp.1385-1391.

**Prüß, H., Stechert, C., Vietor, T.;** "Methodik zur Auswahl von Füge-technologien in Multimaterialsystemen", 2010, *In DFX 2010: Proceedings of the 21st Symposium on Design for X, Buchholz/Hamburg, Germany, 23.-24.09.2010.*

**Rohatgi, P., Kumar, A., Weiss, D.;** '50 Years of Foundry Produced Metal Matrix Composites and Future Opportunities', 2019.

**Ruppert, M.;** Herstellung und mechanische Eigenschaften großskaliger ultrafeinkörniger Bleche und Laminate aus Al-Legierungen und Stählen, 2016, (FAU University Press).

**Saito, Y., Tsuji, N., Utsunomiya, H., Sakai, T., Hong, R.;** 'Ultra-fine grained bulk aluminum produced by accumulative roll-bonding (ARB) process', 1998, *Scripta Materialia, Vol.39, pp.1221-1227.*

**Saito, Y., Utsunomiya, H., Tsuji, N., Sakai, T.;** 'Novel ultra-high straining process for bulk materials—development of the accumulative roll-bonding (ARB) process', 1999, *Acta Materialia, Vol.47, pp.579-583.*

**Storjohann, D., Barabash, O., David, S., Sklad, P., Bloom, E., Babu, S.;** 'Fusion and friction stir welding of aluminum-metal-matrix composites', 2005, *Metallurgical and Materials Transactions A, Vol.36, pp.3237-3247.*

**Sun, G.-Q., Xu, G.-S., Shang, D.-G., Chen, S.-J.;** 'Welding parameter selection and short fatigue crack growth of dissimilar aluminum alloy friction stir welded joint', 2019, *Welding in the World, Vol.63, pp.1761-1769.*

**Trommer, F.;** 'Untersuchungen zum Orbitalreibschweißen für ausgewählte Metallwerkstoffe', 2011, *Dissertation, Otto-von-Guericke-Universität.*

**Tsuji, N., Saito, Y., Lee, S. H., Minamino, Y.;** 'ARB (Accumulative Roll-Bonding) and other new techniques to produce bulk ultrafine grained materials', 2003, *Advanced Engineering Materials, Vol.5, pp.338-344.*

**Uday, M., Ahmad Fauzi, M., Zuhailawati, H., Ismail, A.;** 'Advances in friction welding process: a review', 2010, *Science and Technology of Welding and Joining, Vol.15, pp.534-58.*

**Vaidyanath, L. R., Nicholas, M. G., Milner, D. R.;** 'Pressure welding by rolling', 1958, *British Welding Journal, Vol.6, pp.13-28.*

**Venci, A., Rac, A., Bobic, I.;** 'Tribological behaviour of Al-based MMCs and their application in automotive industry', 2004, *Tribology in industry, Vol.26, pp.31-38.*

**Wang, T., Sidhar, H., Mishra, R. S., Hovanski, Y., Upadhyay, P., Carlson, B.;** 'Friction stir scribe welding technique for dissimilar joining of aluminium and galvanised steel', 2018, *Science and Technology of Welding and Joining, Vol.23, pp.249-255.*

**Weis, D.-I. S.;** 'Beitrag zur Entwicklung partikelverstärkter Weich- und Weichaktivlote zum Fügen temperaturempfindlicher Aluminiummatrix-Verbundwerkstoffe', 2012, *TU Chemnitz.*

**Winkler, M., Gawert, C., Bähr, R., Jüttner, S., Trommer, F.;** 'Investigation of the friction weldability of an AlSi10MnMg-alloy reinforced with 30 Vol.-% silicon carbide particles with the adequate monolithic material', 2022, *Journal of Advanced Joining Processes, Vol.5, p.12.*

**Winkler, M., Huber, L., Harriehausen, N., Hoeppe, H.-W., Schmicker, D., Jüttner, S., Trommer, F.;** "The investigation of friction welding processes for the production of hybrid material joints - a holistic methodical approach", 2023, *In Friction Welding Symposium. Magdeburg: University for applied science Magdeburg-Stendal, Raiser GmbH & Sampro GmbH, pp.191-207.*



# Zukünftige Entwicklungen im Hafenbau und innovative Lösungen zu deren Umsetzung

M.Eng. Annette Höhn, M.Eng. Nils Dibbern

Hansestadt Lübeck - Lübeck Port Authority

## 1 Einleitung

Der Port of Lübeck ist der am weitesten südwestlich gelegene Hafenumschlagplatz der Ostsee und ein wesentlicher Wirtschaftsfaktor für die Region und das Land. Innerhalb Europas ist Lübeck TEN-T- (Trans-European Transport Network) Kernnetzhafen und damit insbesondere auf der Achse zwischen Skandinavien – Südeuropas ein Garant für reibungslose logistische Abläufe. Die Achse von Helsinki in Finnland bis Valetta auf Malta nennt sich ScanMed-Corridor (Scandinavien-Mediterranean).



Abbildung 1: Übersichtskarte ScanMed-Corridor

Die geografische Lage im Südwesten der Ostsee und der direkte Anschluss an das Schienen- und Autobahnnetz sowie über den Elbe-Lübeck-Kanal an das Binnenwasserstraßennetz machen den Port of Lübeck besonders attraktiv für den Güterumschlag. Er bietet umfangreiche Möglichkeiten an, Waren mit Hilfe verschiedener Verkehrsträger umzuschlagen und zu transportieren. Neben dem dominierenden RoRo-Verkehr (rollend auf das Schiff) werden Stückgüter, Massengüter und Projektladungen umgeschlagen. Zudem agieren im Port of Lübeck verschiedenste Hafengebiete, von der Altstadtinsel um Lübeck aus kommend bis hin zum Tor der Ostsee.



**Abbildung 2: Übersichtskarte Ostseeverkehre**

Zu den Partnerhäfen des Port of Lübeck gehören Häfen in Schweden, Finnland, Lettland und Estland. Überwiegend handelt es sich um Linienverkehre, d.h. Verkehre, die regelmäßig An- und Abfahrten zu bestimmten Zeitpunkten haben.

Der größte und bekannteste Hafen in Lübeck ist der Skandinavienkai, der mit über 70% des Umschlagsvolumens des gesamten Port of Lübeck den größten Anteil hat. Der Skandinavienkai wird von der Lübecker-Hafen-Gesellschaft mbH betrieben.

Die Hansestadt Lübeck, Fachbereich Planen und Bauen, Bereich Lübeck Port Authority ist Eigentümerin des öffentlichen Hafens (rd. 190 ha) im Port of Lübeck. Die Lübecker-Hafen-Gesellschaft ist 100%ige Tochter der Hansestadt Lübeck und zuständig für den Betrieb der Hafenanlagen, wie z.B. den Skandinavienkai und Seelandkai. Die Hansestadt Lübeck ist auch Eisenbahninfrastrukturunternehmerin (EIU) der 65 km Hafenbahn.

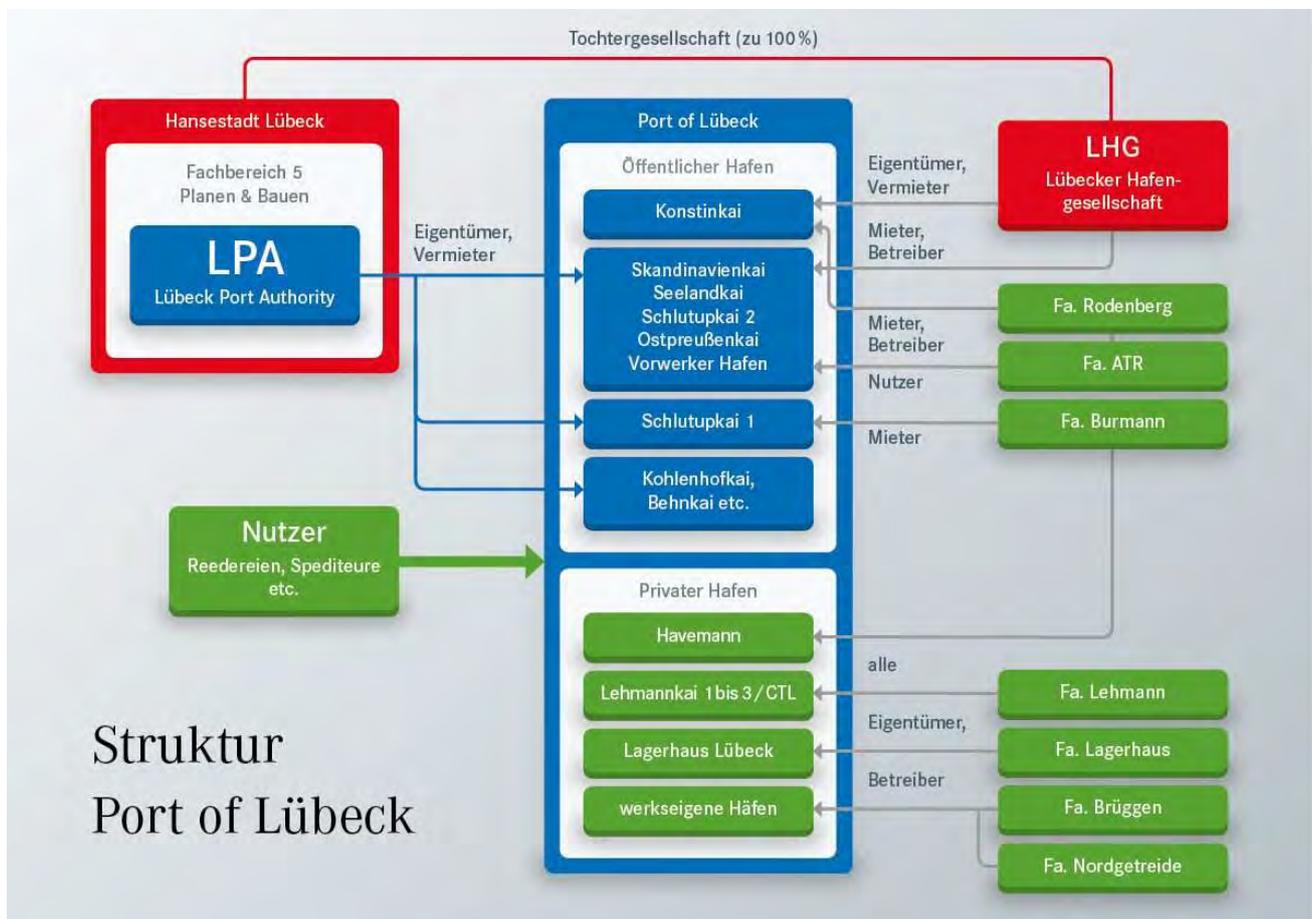
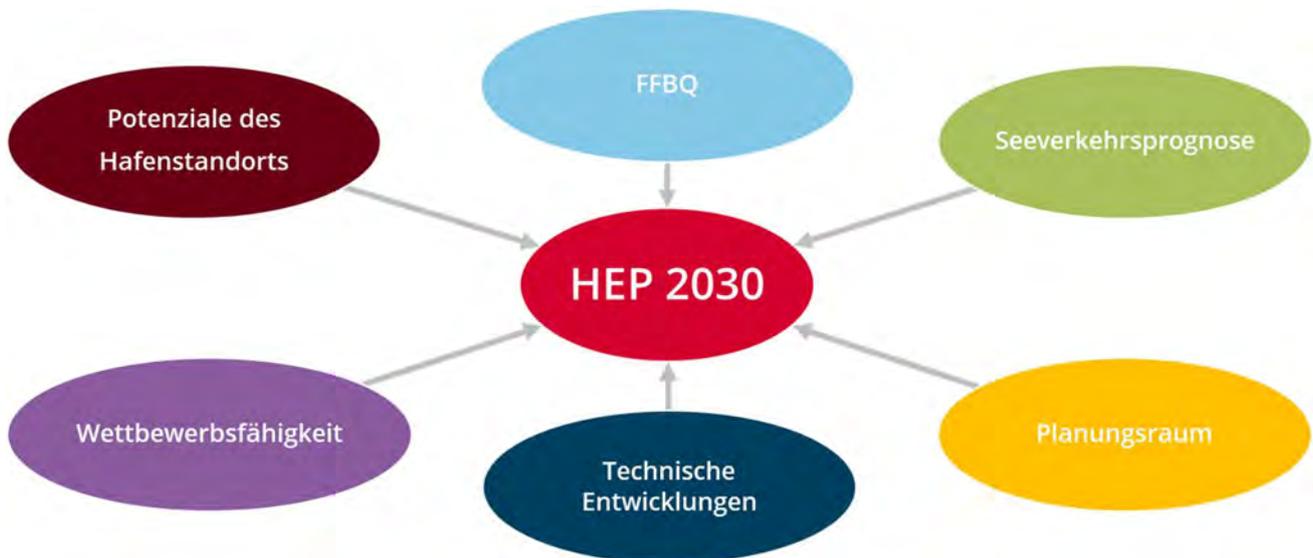


Abbildung 3: Struktur Port of Lübeck

Der private Hafen ist Eigentum von verschiedenen Unternehmen, wie z.B. Firma Lehmann und Brüggen und wird auch selbstständig von diesen betrieben. Zu den bekannteren privaten Hafenanlagen gehört der Lehmannkai 1 bis 3.

Mit dem Hafenentwicklungsplan 2030 (HEP 2030) hat die Hansestadt Lübeck bereits im Mai 2020 die Leitlinien für eine zukunftsorientierte Hafenentwicklung dargestellt und somit eine gemeinsame Basis für die Entwicklung der Stadt und der Region sowie der Hafen- und Logistikwirtschaft erschaffen.

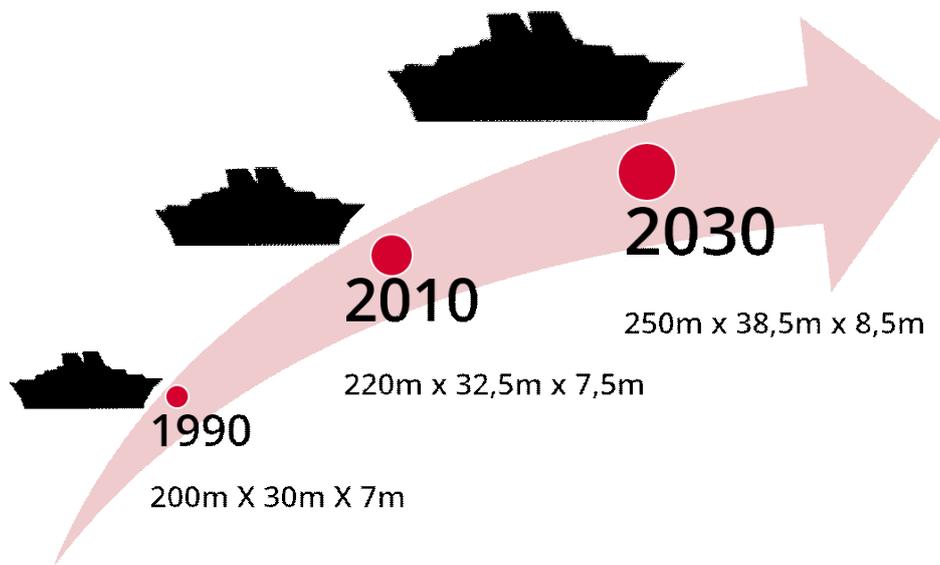


**Abbildung 4: Grundlagen Hafenentwicklungsplan**

Der Hafenentwicklungsplan 2030 umfasst den Bedarf an zukünftigen Hafenfazilitäten und Verkehrsanbindungen des Hafens. Grundlagen bilden eine auf Lübeck angepasste Seeverkehrsprognose des Bundes, eine Schiffsgrößenprognose sowie eine bestehende Umschlagtechnik und anderen Randbedingungen wie die Verlagerung von Ladungsströmen innerhalb des Hafenstandortes Lübeck.

## **2 Zukünftige Entwicklungen im Hafenbau**

Die Prognosen zur Schiffsgröße zeigen, dass die Schiffe der Zukunft größer werden und so mehr Ladung je Anlauf die Häfen erreichen wird. Am Skandinavienkai haben die neuen Schiffsgenerationen für den RoRo-Verkehr eine max. Länge von 250 m und eine max. Breite von 38,5 m. Die erforderliche Ausbautiefe beträgt -9,50 m NN. (Baggertiefe).



**Abbildung 5: Schiffsgrößenentwicklung Skandinavienkai Lübeck-Travemünde**

Die Entwicklung der Schiffsgrößen setzt infrastrukturelle Anpassungen im Lübecker Hafen voraus, die unter anderem zu Umstrukturierung und Neubau der vorhandenen Anleger führen kann. Die Anforderung der Schifffahrt hin zu kürzeren Fahrten im Travevier führen zu einer Verlagerung von Ladung innerhalb des Lübecker Hafens – weg von stadtnahen Terminals weiter stromab in Richtung Travemündung.

Vor diesem Hintergrund gilt es zu berücksichtigen, dass wassernahe Flächen nicht beliebig vermehrbar sind, sodass die Sicherstellung einer bedarfsgerechten Flächenentwicklung innerhalb des Hafengebietes essentiell sein wird.



**Abbildung 6: Auswirkungen der Schiffsgrößenentwicklung**

Gerade im Bereich des Skandinavienkais stehen ganz besondere Herausforderungen an. Die wasser- und landseitigen Begrenzungen führen dazu, dass die erforderlichen Anlegerkapazitäten nur durch Bauen im Bestand hergestellt werden können.

Im Zuge der Planungen von den erforderlichen Anlegerkapazitäten sind daher innovative Lösungen erforderlich, um den Eingriff in die vorhandenen Flächen so gering wie möglich zu halten und zudem so wirtschaftlich und nachhaltig wie möglich Projekte dieser Art zu realisieren. Zudem hat jedes Schiff spezielle Bedarfe und vorhandene Liegewände unterschiedliche Bauweisen.



**Abbildung 7: Potentielle Themenbereiche für innovative Lösungen**

Die innovativen Lösungen können sich sowohl technischen Lösungen als auch in anderen Arten von Vergabeverfahren bzw. Planungs- und Baugemeinschaften widerspiegeln.

### **3 Innovative Lösungen zu deren Umsetzung**

#### **3.1 Projektbeispiel „Umbau Anleger 5 PLUS“**

Um die Anlegersituation am Skandinavienkai für die zukünftigen Schiffgrößen bedarfsgerecht herzustellen, waren mehrere Maßnahmen am Skandinavienkai notwendig. Als technisch und wirtschaftlich optimierte Lösungen sollten, neben dem Neubau von Anleger 5, auch der Anleger 4 durch den Einbau von Sturmpollern und dem Versetzen von Fenderelementen sowie der Anleger 7 durch den Einbau eines zusätzlichen Pollers modifiziert werden. Alle erforderlichen Maßnahmen für die rechtzeitige Abfertigung der neuen Schiffsgenerationen wurden in dem Projekt „Umbau Anleger 5 PLUS“ am Skandinavienkai in Lübeck-Travemünde gebündelt. Bei allen drei Teilprojekten überwiegt dabei der Neubau Anleger 5

mit einem Projektanteil von rd. 95 Prozent bezogen auf die Gesamtkosten der Baumaßnahme.

Nachdem in den ersten beiden Leistungsphasen (HOAI) klar wurde, dass die klassische Variante „neue Wand vor alte Wand“ bei diesem Bauvorhaben aus platztechnischen und wirtschaftlichen Gründen nicht umsetzbar war, musste auf eine Variante mit Einschnitt in die bestehenden Hafenumschlagflächen und Kaikonstruktionen zurückgegriffen werden. Wie in Abbildung 8: Foto Neubau Anleger 5 dargestellt, wurde die neue Liegewand (grüne Linie) um rd. 7° gegenüber der bestehenden Kailinie (gelbe Linie) ins Land eingedreht. Hierdurch wurden rd. 4.250 m<sup>2</sup> Hafenumschlagfläche (blaue Fläche) in Wasserfläche entwickelt.

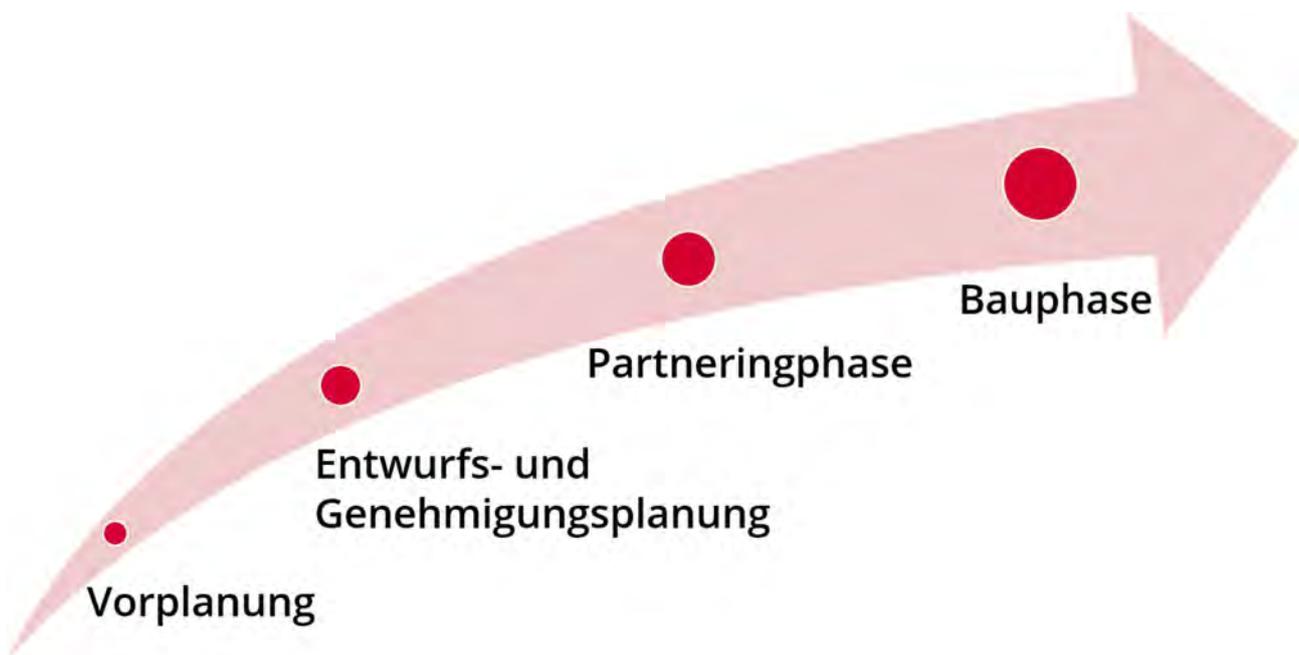


**Abbildung 8: Foto Neubau Anleger 5**

Neben den Pflasterflächen musste die alte Kaikonstruktion inklusive der Rückverankerung sowie das komplette Portal der Doppelstockrampe im Heckbereich des Anlegers zurückgebaut werden. Eine besondere Herausforderung stellte dabei der Rückbau der alten Gründungselemente dar.

### 3.2 Innovationen im Vergabeverfahren „Partnering“

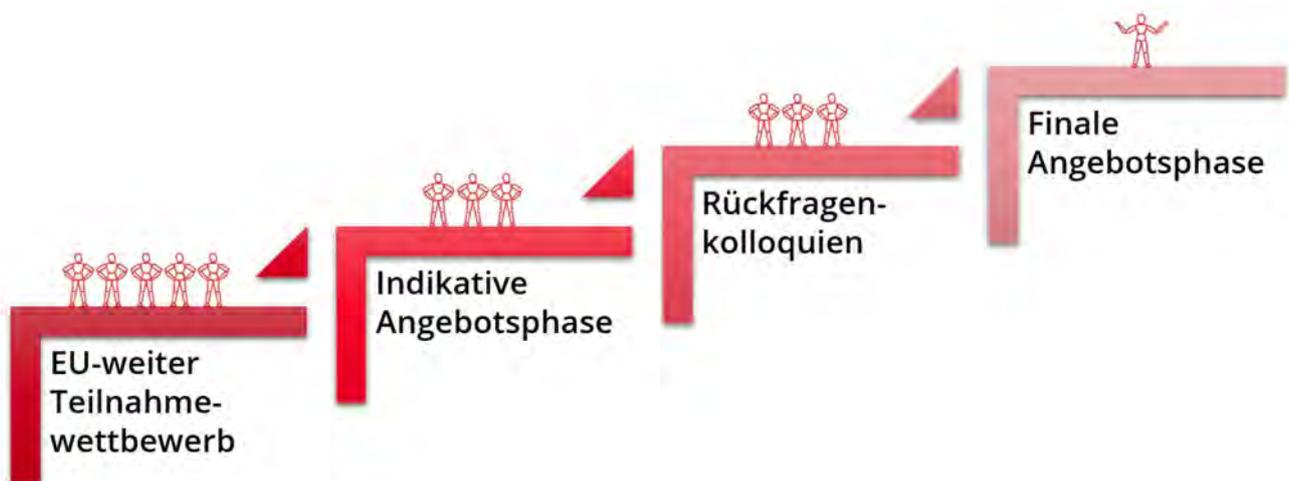
Mit dem Projekt „Umbau Anleger 5 PLUS“ entschied sich die Lübeck Port Authority dazu, eine neue Herangehensweise in der Projektrealisierung zu gehen. Anders als bei bisherigen Maßnahmen wurde das Bauvorhaben nicht in Gänze nach den Leistungsphasen der HOAI durchgearbeitet, sondern nach der Entwurfs- und Genehmigungsplanung in einer partnerschaftlichen Zusammenarbeit mit einer Arbeitsgemeinschaft Skandinavienkai bestehend aus der Firma Ed. Züblin AG und der Firma Depenbrock Ingenieurwasserbau optimiert und ausführungsfähig durchgeplant. Ziel der Lübeck Port Authority war es, eine alternative Beschaffungsvariante zu nutzen, welche eine kooperative, effiziente, transparente und ausgewogene Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten über den gesamten Zeitraum des Projektes ermöglicht. Basis dieser Partnerschaft war die frühzeitige Einbindung der Baufirmen in den laufenden Planungsprozess. Die bisherige Lösungsvariante aus der Entwurfs- und Genehmigungsplanung wurde dabei im Zuge einer Partneringphase gemeinsam mit allen Projektbeteiligten weiterentwickelt und optimiert.



**Abbildung 9: Projektphasen Partnering**

Am Ende dieser Partneringphase stand ein Ergebnis, welches die wirtschaftlichste Lösung unter Berücksichtigung der Qualität, Kosten und Zeitschiene darstellte. Durch Erreichen der Budgetvorgaben konnte das Bauvorhaben schlussendlich nahtlos in die Bauausführung übergehen und durch die Arbeitsgemeinschaft Skandinavienkai baulich realisiert werden.

Bevor es zu der vorher beschriebenen partnerschaftlichen Zusammenarbeit bei der Planung und Ausführung kommen konnte, wurden diese Leistungen durch die Lübeck Port Authority in einem europaweiten Vergabeverfahren ausgeschrieben. Im Zuge einer Innovationspartnerschaft wurde ein mehrstufiges Verfahren durchgeführt. In der ersten Stufe wurde dabei ein Teilnahmewettbewerb gestartet, um geeignete und interessierte Bietende zu erreichen. In der zweiten Phase wurde dann von allen erfolgreichen Teilnehmenden ein indikatives Angebot eingefordert. Dieses beinhaltete ein technisches Bearbeitungskonzept mit Erläuterungen und Entwurfsskizzen für die Optimierung der bisherigen Entwurfs- und Genehmigungsplanung, ein Personalkonzept für die Planung und spätere Ausführung sowie einen garantierten Maximalpreis für die bauliche Umsetzung der Maßnahme.



**Abbildung 10: Angebotsphasen Innovationspartnerschaft**

Diese Angebote wurden dann in der dritten Stufe des Verfahrens in sogenannten Rückfragenkolloquien mit jedem Bietenden durchgesprochen. Ziel hierbei war es, einzelne Lösungswege seitens der Lübeck Port Authority bei den Bietenden zu hinterfragen. Gleichzeitig sollten die Teilnehmenden die Chance bekommen, ihre Fragen zu Unklarheiten bei der komplexen Angebotserstellung direkt bei den Projektbeteiligten stellen zu können. Mit den Ergebnissen aus den Rückfragenkolloquien wurden die einzelnen Teilnehmenden in einer 4. Phase zu einem finalen Angebot aufgefordert. Dieses beinhaltete die gleichen Anforderungen wie aus der Phase 2.

Mit Abgabe des finalen Angebotes durch die Bietenden wurden neben den technischen Optimierungsvarianten auch Fertigstellungstermine und ein garantierter Maximalpreis bei der

Lübeck Port Authority eingereicht. Nach erfolgter Prüfung aller Unterlagen wurde anschließend die Partneringphase mit einer Arbeitsgemeinschaft gestartet. Im Zuge der partnerschaftlichen Zusammenarbeit wurden dabei die technischen Varianten aus dem finalen Angebot abgestimmt und gemeinsam zu einer technischen Lösung optimiert. Hierbei wurden stets die Fertigstellungs- und Zwischentermine der einzelnen Lösungswege betrachtet, bewertet und final festgelegt. Der mit dem finalen Angebot abgegebene garantierte Maximalpreis wurde durch die immer detailliertere Planung der technischen Lösung zu einem Angebotspreis entwickelt, welcher die zuvor festgelegten Zielkosten der Lübeck Port Authority berücksichtigt.



**Abbildung 11: Phasen im Partneringmodell**

Das Verfahren selbst sieht mit dem Ende der Partneringphase eine Ausstiegsmöglichkeit für die Auftraggebenden vor, sollte der garantierte Maximalpreis bis zum Angebotspreis die Zielkosten des Projektes nicht erreichen. In diesem Fall haben die Auftraggebenden die Wahl, die Maßnahme zu den höheren Kosten zu beauftragen und in die Ausführung zu gehen oder auf einen Bau zu verzichten. Sollten die Zielkosten erreicht werden, kommt es automatisch zu einem Bauauftrag.

Autoren

M.Eng. Annette Höhn

[annette.hoehn@luebeck.de](mailto:annette.hoehn@luebeck.de)

M.Eng. Nils Dibbern

[nils.dibbern@luebeck.de](mailto:nils.dibbern@luebeck.de)

Hansestadt Lübeck, Lübeck Port Authority  
Einsiedelstraße 6 - Gebäude 96, 23554 Lübeck

[www.luebeck.de](http://www.luebeck.de)  
Tel.: 0451 122 6900

# **Skandinavienkai Anleger 5 Plus (Lübeck)**

## **„Technische Innovationen in der Partneringphase“**

Dipl.-Ing. Jan Eric Cordes

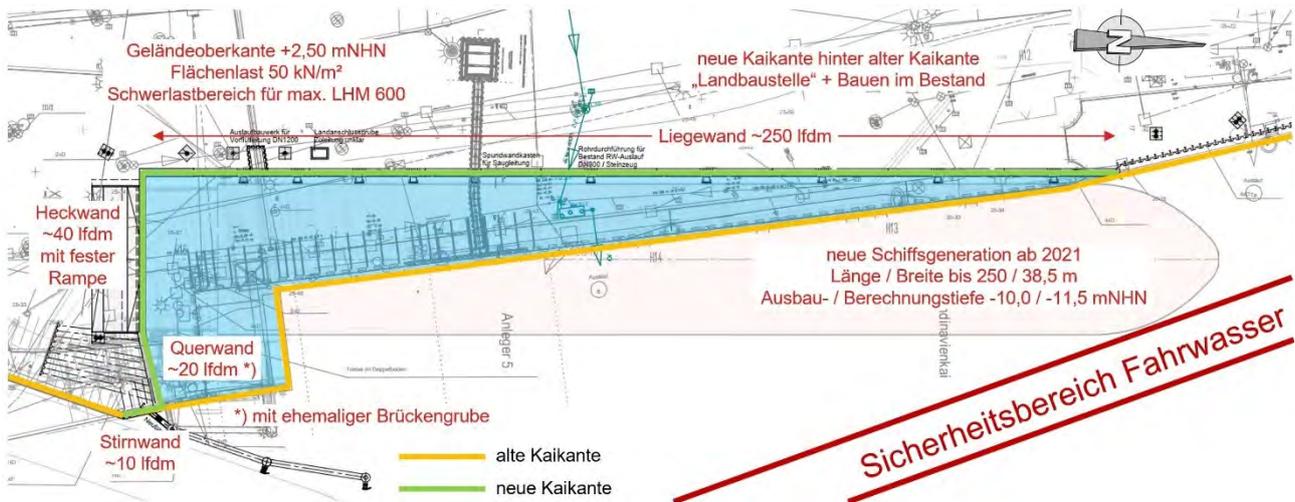
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Hamburg

### **1 Einleitung**

#### **1.1 Randbedingungen**

Das Projekt „Umbau Anleger 5 Plus“ am Skandinavienkai in Lübeck wurde bereits im vorigen Beitrag durch die Lübeck Port Authority (LPA) vorgestellt. Für die Baumaßnahme wurden u. a. die folgenden Planungsrandbedingungen definiert (siehe auch Abbildung 1):

- Herstellung des Anlegers 5 für die ab November 2021 angekündigten Schiffsgrößen mit Schiffslängen von mindestens 250 m und Schiffsbreiten von 38,5 m
- Flächenaufbruch für den notwendigen Geländeeinschnitt in die vorhandene Fläche von ca. 7° und die Zufahrt zum neuen Heckbereich
- Rückbau der alten Kaikonstruktion und Abbruch von Portal und Hauptdeckbrücke
- Neubau einer ca. 250 m langen Kaimauerkonstruktion als Liegewand
- Herstellung einer ca. 40 m langen Kaimauerkonstruktion als RoRo-Heckwand, mit fester Rampe als heckseitige Abfertigungsmöglichkeit unter Berücksichtigung der Abmessungen und der kinematischen Anforderungen der unterschiedlichen Schiffe
- Neubau von Querwand und Stirnwand als südöstlicher Abschluss des Anlegers
- Herstellung der Anschlüsse zu den Bestandsanlegern 4 und 5a
- Geländeoberkante der neuen Terminalfläche bei +2,50 mNHN
- Ausbautiefe des Anlegers auf -10,00 m NHN (zuzüglich 1,50 m Kolkzuschlag)
- Auslegung der neuen Ufereinfassung für eine allgemeine Flächenlast von 50 kN/m<sup>2</sup>
- Schwerlastverkehr (maximal LHM 600) in einem Teilbereich der Liegewand
- Herstellen der benötigten Ausrüstung entlang der neuen Kailinie



**Abbildung 1: Randbedingungen Anleger 5**

## 1.2 Planung

Aus dem von der LPA durchgeführten Partneringverfahren (vgl. voriger Beitrag) haben sich für die Planung besondere Aspekte ergeben:

- Eine mögliche technische Variante wurde bauseitig bis zur Entwurfs- und Genehmigungsphase durchgeplant. Die Lösung der Bauaufgabe war aber noch nicht abschließend festgelegt.
- Im Verfahren war vorgesehen, die bauseitige Variante unter Berücksichtigung festgelegter Planungsrandbedingungen zu optimieren. Der Bieter sollte ausdrücklich innovative Lösungen für die Planungs- und Bauleistungen anbieten.
- Die gewählte Variante wurde in der Partneringphase weiter optimiert und konkretisiert sowie laufend angepasst, um die Kostenzielvorgabe einzuhalten.
- Die technischen Büros der ARGE wurden frühzeitig in die Planung eingebunden.
- Die Abrechnung der Planungsleistungen erfolgte nach Aufwand. Auch der Aufwand für Variantenstudien oder Mehrfachbearbeitung wurde vergütet.

Die Planungsbeteiligten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

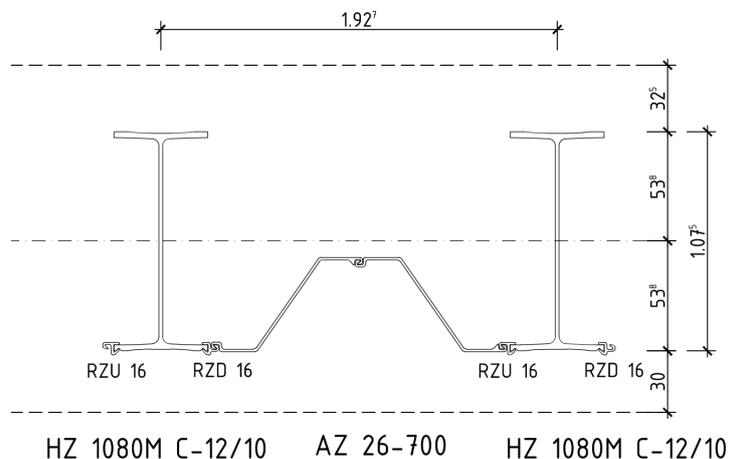
**Tabelle 1: Planungsbeteiligte**

Büro	u. a. verantwortlich für
LPA (Lübeck)	Mitarbeit an den techn. Lösungen
Inros Lackner (Rostock)	Referenzplanung
Technisches Büro Depenbrock (Hamburg)	Liegewand / Ausrüstung Pollerfundamente
Technisches Büro Züblin (Hamburg)	Heckwand / Querwand Stirnwand / Umbau Bestandsdalben
Ingenieurbüro Lehnert + Wittorf (Lübeck)	Baugrund / Bodenmanagement Leistungsplanung / Straßenbau
ACP Geotechnik (Berlin)	Geotechnische Beratung

### 1.3 Referenzplanung

In der bauseitigen Referenzplanung ist für die Sicherung des Geländesprungs von 12,50 m (Hafensohle) bzw. 14,00 m (Berechnungssohle) eine kombinierte Spundwand vorgesehen, bestehend aus Einzel- und Doppeltragbohlen HZM und Zwischenbohlen AZ. Das Spundwandraster beträgt  $a = 1,93$  m (vgl. Abbildung 2) bis 2,40 m. Die Rückverankerung erfolgt mit Mikropfählen mit einer Neigung von  $30^\circ$  und im Abstand von  $a = 0,96$  m bis 2,40 m.

Für den oberen Abschluss ist ein Stahlbetonholm vorgesehen mit  $b / h = 2,00 / 2,00$  m.



**Abbildung 2: Spundwandraster Referenzplanung**

## 2 Optimierung Berechnungsansätze

### 2.1 Wasserdruck

In der Partneringphase gab es durch die frühe Einbindung der ARGE bei der Planung grundsätzlich die Möglichkeit, auch allgemeine statische Ansätze zu diskutieren. So wurden u. a. bei drei Themen in Abstimmung mit der LPA und Inros Lackner Anpassungen gegenüber der Referenzplanung vorgenommen, die in Summe wesentlich zu der Optimierung der Konstruktion beigetragen haben.

Als Erstes wurde der Wasserdruck betrachtet, der ursprünglich gemäß EAU für Nicht-Tidegebiete und große Wasserstandsschwankungen ohne Durchlaufentwässerung (entspricht Situation 2b) berücksichtigt wurde.

Durch die Einführung einer Durchlaufentwässerung (damit Situation 2a) konnte der Wasserdruck von  $\Delta h = 1,60$  m auf je nach Bemessungssituation  $\Delta h = 0,50$  bis  $1,00$  m reduziert werden (vgl. Abbildung 3).

Nicht-Tidegebiet				
Situation	Bild	Lastfälle gemäß E 18		
		P	T	A
2a Große Wasserstandsschwankungen ( $> 0,50$ m) mit Durchlaufentwässerung oder gut durchlässigem Boden und Bauwerk		$\Delta h = 0,50$ m in häufiger Höhenlage  0,50	$\Delta h = 1,00$ m in ungünstiger Höhenlage  1,00	$\Delta h = 1,00$ m größter Außenwasserspiegelabfall in 24 h  1,00
2b Große Wasserstandsschwankungen ohne Durchlaufentwässerung		$\Delta h = a + 0,30$ m ~1,60	$\Delta h = a + 0,30$ m ~1,60	~1,60

Abbildung 3: Näherungsansätze gemäß EAU 2020, Abb. 3.2

## 2.2 Korrosion

In der Partneringphase konnte außerdem der Ansatz für die Korrosion angepasst werden.

Gemäß bauseitigen Vorgaben (Regelausführungsparameter) waren grundsätzlich folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Es wird eine Nutzungsdauer von 40 Jahren angesetzt.
- Die Spundwände sollen nicht beschichtet werden.
- Es werden in Abhängigkeit der Korrosionszonen unterschiedliche Abrostungsraten für die Wasserseite oberhalb der Bemessungssohle festgelegt (0,15 mm/a bis -2,50 mNHN, 0,09 mm/a bis -4,00 mNHN und 0,08 mm/a unterhalb -4,00 mNHN)
- Für die Spundwand im Boden wird eine Abrostungsrate von 0,01 mm/a angesetzt.
- Für die Profillinenseite muss keine Abrostung berücksichtigt werden.

In der bauseitigen Referenzplanung wurde zunächst der Ansatz gewählt, dass der Nachweis des abgerosteten Querschnitts (am Ende der Lebensdauer) in der Bemessungssituation BS-P, d. h. mit vollen Teilsicherheitsbeiwerten, geführt wird.

Unter Berücksichtigung der Regelungen der EAU 2020, Abschnitt 4.4, gilt:

- Die Nutzungsdauer von Spundwandbauwerken kann durch Überdimensionierung der Wanddicken der Profile verlängert werden.
- Wenn der AG nichts anderes vorgibt, dürfen die Nachweise der Tragfähigkeit (ULS) für die unter Berücksichtigung der Abrostung am Ende der Nutzungsdauer zu erwartenden Wanddicken der Bemessungssituation BS-A zugeordnet werden.

Für die weitere technische Bearbeitung wurde folgendes Vorgehen festgelegt:

- Der Nachweis des abgerosteten Querschnitts wird in der Bemessungssituation BS-A, d. h. mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten, geführt.
- Für Tragreserven am Ende der Nutzungsdauer wird die Spannungsausnutzung auf 90% der Streckgrenze begrenzt.
- Es wird eine zonierte Bemessung durchgeführt, d. h. für jede Korrosionszone wird der reduzierte Querschnitt mit den dort einwirkenden Schnittgrößen bemessen.

## 2.3 Beulen

Als drittes Thema wurde der Berechnungsansatz für lokales Beulen optimiert.

Für die Tragrohre der Ausführungsvariante (vgl. Abschnitt 3) ist Beulen auf Grund der Querschnittsgeometrie grundsätzlich zu berücksichtigen:

- Die Querschnittsklasse ergibt sich gemäß DIN EN 1993-1-1 in Abhängigkeit des d/t-Verhältnisses (vgl. Abbildung 4).
- Beispielsweise erfüllt ein Rohr  $\varnothing 1219 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$  in der Stahlgüte S 355 mit  $d/t = 61,0 > \text{grenz } d/t = 90 \times 0,66 = 59,4$  knapp nicht die Anforderungen für die Querschnittsklasse 3, so dass örtliches Beulen bereits vor Erreichen der Streckgrenze auftreten kann.
- Bei Berücksichtigung der Abrostung wird das d/t-Verhältnis sogar noch ungünstiger.

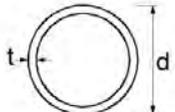
Runde Hohlquerschnitte						
						
Klasse	auf Biegung und/oder Druck beanspruchte Querschnittsteile					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ ANMERKUNG Für $d/t > 90\epsilon^2$ siehe EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Abbildung 4: d/t-Verhältnis gemäß DIN EN 1993-1-1, Tabelle 5.2

Die Regelung der EAU 2012, Abschnitt 8.1.4.5, dass bei Tragrohren der Beulnachweis entfallen kann, wenn die Profile auf ganzer Länge mit verdichtetem nichtbindigen Boden verfüllt werden, konnte hier nicht zur Anwendung kommen, da am Standort Geschiebemergel ansteht, der bei der Rammung eingeschlossen wurde.

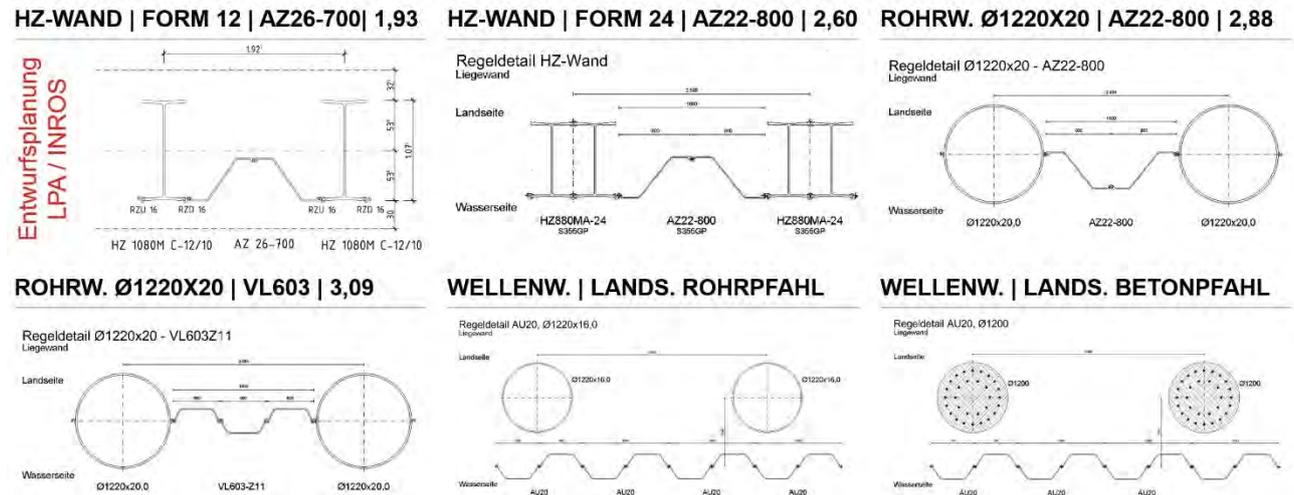
Mit einer geotechnischen Stellungnahme konnte gezeigt werden, dass der vorhandene Mergel – auf Grundlage der Steifigkeit am Belastungsanfang (dynamischer Steifemodul) – einer initialen Beulbewegung einen hinreichenden Widerstand entgegensetzen kann.

Da weder Räumungs- noch Lockerungsbohrungen vorgesehen waren, konnte bei den Tragrohren aufgrund der Stützung durch den gewachsenen und ungestörten Boden auf den Beulnachweis verzichtet werden.

### 3 Optimierung Spundwandssystem

#### 3.1 Variantenstudie

Für das Spundwandssystem wurden in der Partneringphase die Varianten gemäß Abbildung 5 untersucht.



**Abbildung 5: Varianten Spundwandssystem**

Die Bewertung der insgesamt sechs Varianten erfolgte hauptsächlich hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit sowie Planungs- und Ausführungsaspekten (siehe Tabelle 2).

**Tabelle 2: Bewertungskriterien**

<p><b>Preis / Wirtschaftlichkeit</b></p> <p>Tonnage Tragelemente / Spundwand</p> <p>Anzahl Lockerungs-/Hindernisbohrungen</p> <p>Lieferant</p> <p>Angebotssumme / Ersparnis</p>	<p><b>Ausführungsaspekte</b></p> <p>Anzahl Tragelemente / Spundwand</p> <p>Einbau / Bauzeit</p> <p>Toleranzen</p> <p>Bohrungen</p>
<p><b>Planungsaspekte</b></p> <p>Durchlaufentwässerung</p> <p>Korrosion im BS-A</p> <p>Beulnachweis / Systemsteifigkeit</p> <p>Vertikale Tragfähigkeit</p> <p>Verankerung / Ankeranschluss</p> <p>Stahlbetonholm</p>	<p><b>Sonstiges</b></p> <p>Technik / Innovation</p> <p>Eigenleistung</p> <p>Flexibilität</p> <p>Optik / Einheitlichkeit</p> <p>Nachhaltigkeit</p>

Zur Entscheidungsfindung wurde eine Matrix verwendet, in der die einzelnen Kriterien mit einer Farbkodierung bewertet wurden (siehe Abbildung 6).

	Variante 1 - angeboten	Variante 2	Variante 3	Variante 4	Variante 5
Schematische Darstellung	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Kurzbeschreibung Spundwandvariante	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Liegewand Traglelemente	HZ 880MA-24, S355GP	Ø1220x20, S460MH	Ø1220x20, S460MH	Stahlpfahl Ø1220x16, S355J2H	Bohrpfahl Ø1200, Bewehrungsgehalt rd. 300 kg/m³
Liegewand Zwischenbohle	AZ 22-800 DB, S355GP	AZ22-800 DB, S355GP	VL603Z11, S355GP	Wellenwand AU20, S355GP	Wellenwand AU20, S355GP
Preis / Wirtschaftlichkeit	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Planungsaspekte	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Durchlaufverlängerung	JA	JA	JA	JA	JA
Korrosion im BS-A	JA	JA	JA	JA	JA
Beinschweis	nicht maßgebend	nicht maßgebend	nicht maßgebend	maßgebend	entfällt
Systemstabilität	100 bis 155% -> größere Verformungen	100 bis 104% -> größere Verformungen	100 bis 111% -> größere Verformungen	100 bis 154% -> größere Verformungen	100 bis 154% -> größere Verformungen
Vertikale Tragfähigkeit	Nachweis vertikale Tragfähigkeit voraussichtlich möglich. Ggf. durch Verlängerung	Nachweis vertikale Tragfähigkeit voraussichtlich möglich. Ggf. durch Verlängerung	Nachweis vertikale Tragfähigkeit voraussichtlich möglich. Ggf. durch Verlängerung	Nachweis vertikale Tragfähigkeit voraussichtlich möglich. Ggf. durch Verlängerung	Nachweis vertikale Tragfähigkeit voraussichtlich möglich. Ggf. durch Verlängerung
Verankerung	Unabhängig von Variante gleiche Ankerkräfte je f <sub>tdm</sub>	Unabhängig von Variante gleiche Ankerkräfte je f <sub>tdm</sub>	Unabhängig von Variante gleiche Ankerkräfte je f <sub>tdm</sub>	Unabhängig von Variante gleiche Ankerkräfte je f <sub>tdm</sub>	Unabhängig von Variante gleiche Ankerkräfte je f <sub>tdm</sub>
Ankeranschluss	Anschluss direkt an Traglelemente	wie Variante 1	wie Variante 1	Anschluss an Rohre und Wellenwand	Anschluss an Bohrpfähle und Wellenwand
Stahlbetonholm	-	-	-	-	-
Ausführungsaspekte	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Sonstiges	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Zusammenfassung	HZ-Wand, S355GP, Raster 2,598m	Rohrwand Ø1220x20, AZ22-800, 2,884m	Rohrwand Ø1220x20, VL603Z11, 3,085m	Wellenwand mit lands. Rohrpfahl	Wellenwand mit lands. Betonpfahl
Fazit	Die Variante entspricht dem verbindlichen Angebot vom 16.04.2021 mit aktuellen Marktpreisen. Sie ist technisch gleichwertig. Die Variante bietet gegenüber dem ursprünglichem Angebot keine Chancen. Das Risiko der derzeit anhaltenden Materialpreiserhöhungen besteht	Die Rohrwand mit der Doppelbohle ist eine technisch gleichwertige Variante. Sie beinhaltet ähnliche Risiken wie die Variante 1. Als Chance kann die Hindernisbergung durch das Rohr gewertet werden. Vor dem Hintergrund der stetig ansteigenden	Wie Variante 2 jedoch mit der Chance höherer Materialeinsparungen, einhergehend mit dem Risiko des Einbaus von Dreifachbohlen in den vorherrschenden schwierigen Baugrundverhältnissen. Vor dem Hintergrund der stetig ansteigenden	Die Variante ist technisch gleichwertig. Die Chancen liegen in der flexiblen Herstellung der Tragrohre. Eine Anpassung an den Bestand ist möglich. Die erforderlichen Toleranzen sind geringer. Das Risiko besteht durch die Wahl einer höheren Wandstärke aufgrund statischer	Wie Variante 4, jedoch mit der Chance des schonenderen Einbringverfahrens "Bohren". Hierin liegt jedoch auch ein terminliches Risiko, da das Bohren gegenüber dem Rammen ein vergleichsweise langsames Bauverfahren darstellt.

Abbildung 6: Entscheidungsmatrix (Auszüge)

Die Variante mit wasserseitiger Wellenwand und landseitigen Rohrpfählen bzw. aufgelöster Rohrwand (vgl. Abbildung 7) wurde zur weiteren Nachverfolgung empfohlen, da diese bei technischer Gleichwertigkeit ein deutliches Einsparpotential ermöglicht.

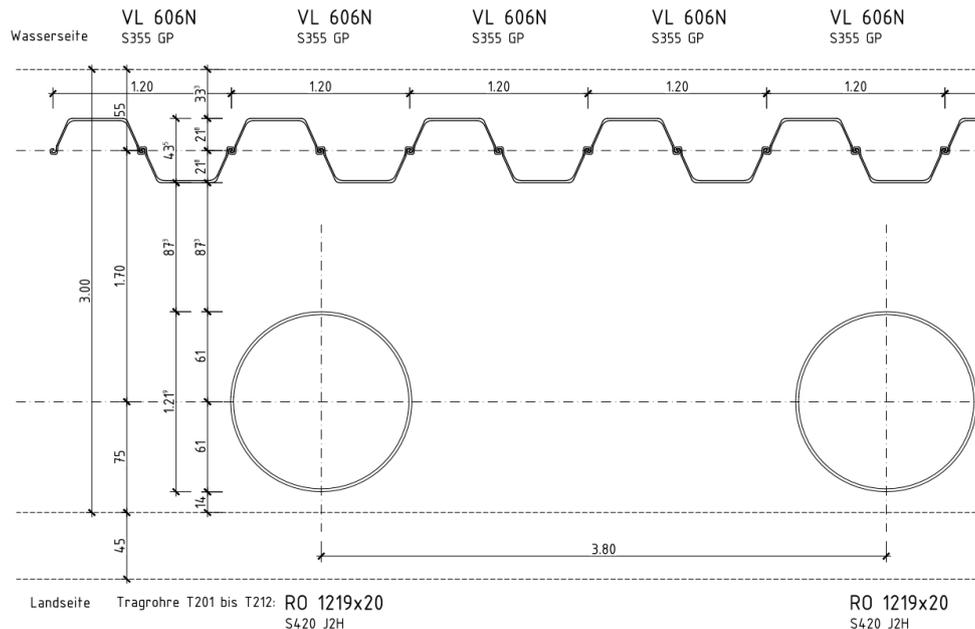


Abbildung 7: Spundwandraster Vorzugsvariante

Die wesentlichen Vorteile bzw. Chancen liegen in der flexiblen Herstellung der Tragrohre (Anpassung an den Bestand möglich), in den geringeren erforderlichen Toleranzen und in der Verfügbarkeit der Rohre bei mehreren Herstellern bzw. Lieferanten.

Als mögliche Risiken wurden statische Erfordernisse von höheren Wandstärken (aus der finalen statischen Berechnung) oder von größeren Rohrlängen (infolge von Ergebnissen der später durchgeführten Probelastungen) identifiziert.

### 3.2 Planung Vorzugsvariante

Die Herausforderung bei der Planung bestand darin, dass ähnliche Konstruktionen zwar bereits u. a. in Russland ausgeführt worden sind, ein standardisiertes Berechnungsverfahren jedoch noch nicht existierte.

Die genaue Lastaufteilung zwischen den Rohrpfählen und der Wellenwand wird durch Gewölbewirkung im Boden hinter den Rohren und durch die Interaktion von Rohrwand mit Wellenwand bestimmt. Neben den Baugrundbedingungen spielen Durchmesser und Raster der Tragrohre sowie der Abstand zwischen den beiden Wandachsen eine Rolle.

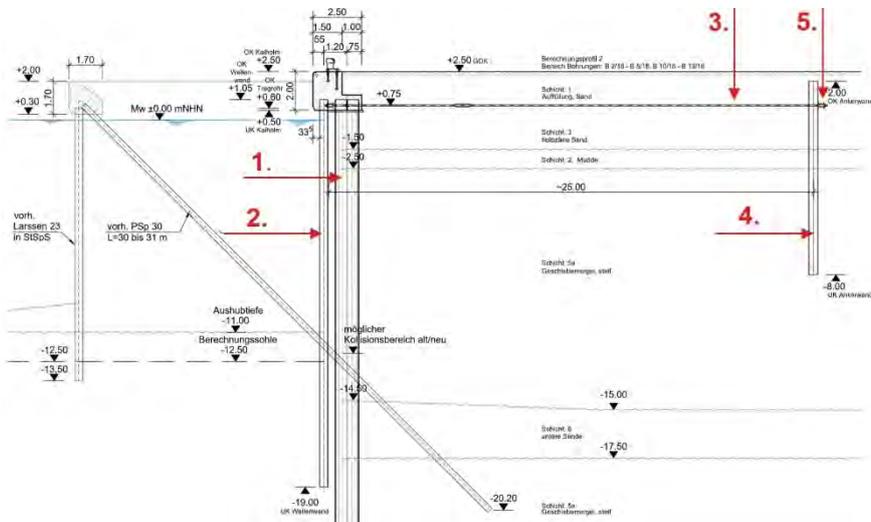
Als Grundlage für die Aufstellung statisch prüfbarer Nachweise dienten numerische dreidimensionale Simulationsberechnungen, in denen mit Plaxis 3D das Tragverhalten der Konstruktion untersucht wurde.

Die Untersuchungen führten zu den finalen Ansätzen für die unterschiedlichen Lastanteile in der statischen Berechnung gemäß Tabelle 3.

**Tabelle 3: Lastansätze**

<b>Bauteil</b>	<b>Anteil Erddruck aus Eigengewicht</b>	<b>Anteil Erddruck aus Verkehrslast</b>	<b>Anteil Wasserüberdruck</b>
Wellenwand	50%	–	100%
Tragrohre	70%	100%	–
Verankerung	100%	100%	100%

In Abbildung 8 werden die Geometrie (exemplarischer Regelquerschnitt der Liegewand) und die wesentlichen Parameter für die Gründungselemente dargestellt.



**PROFILE / MATERIAL**

- 1. Tragrohre** in S 420 J2H  
RO 1219x16 bis RO 1219x20  
( $W_y = 4.500 \text{ bis } 5.900 \text{ cm}^3/\text{m}$ )
- 2. Wellenwand** in S 355 GP  
VL 605N bis VL 606N  
( $W_y = 2.000 \text{ bis } 2.500 \text{ cm}^3/\text{m}$ )
- 3. Rundstahlanker** in S 460/610  
M 115/90 bis M 130/100  
( $A_d = 2.100 \text{ bis } 2.700 \text{ kN}$ )
- 4. Ankerwand** in S 355 GP  
VL 606N ( $W_y = 2.500 \text{ cm}^3/\text{m}$ )
- 5. Gurtung** in S 355 J2  
2 x IPE 550 bis 2 x IPE 600  
( $W_y = 4.900 \text{ bis } 6.100 \text{ cm}^3$ )

**Abbildung 8: Regelquerschnitt mit Gründungselementen**

Die Hauptmassen für die gewählte Konstruktion sind in Tabelle 4 zusammengestellt.

**Tabelle 4: Hauptmassen Wellenwand mit landseitigen Rohrfählen**

Bauteil	Masse
Tragrohre / Ankerrohre	1.000 to
Wellenwand / Ankerwand	1.300 to
Rundstahlanker	110 to
Gurtung	60 to
Räumungsbohrungen	8.000 m
Stahlbeton	4.000 m <sup>3</sup>
Bewehrung	500 to

## 4 Optimierung Stirnwand

### 4.1 Variantenstudie

Die Stirnwand bildet den südöstlichen Abschluss des Anlegers 5. In der Partneringphase wurden für die Stirnwand insgesamt drei technische Varianten geprüft:

- Variante 1 mit Neubau hinter der Bestandswand (landseitig) mit der deutlichen Einschränkung durch die Bestandsverankerung (vgl. Abbildung 9 mit Tabuzonen)

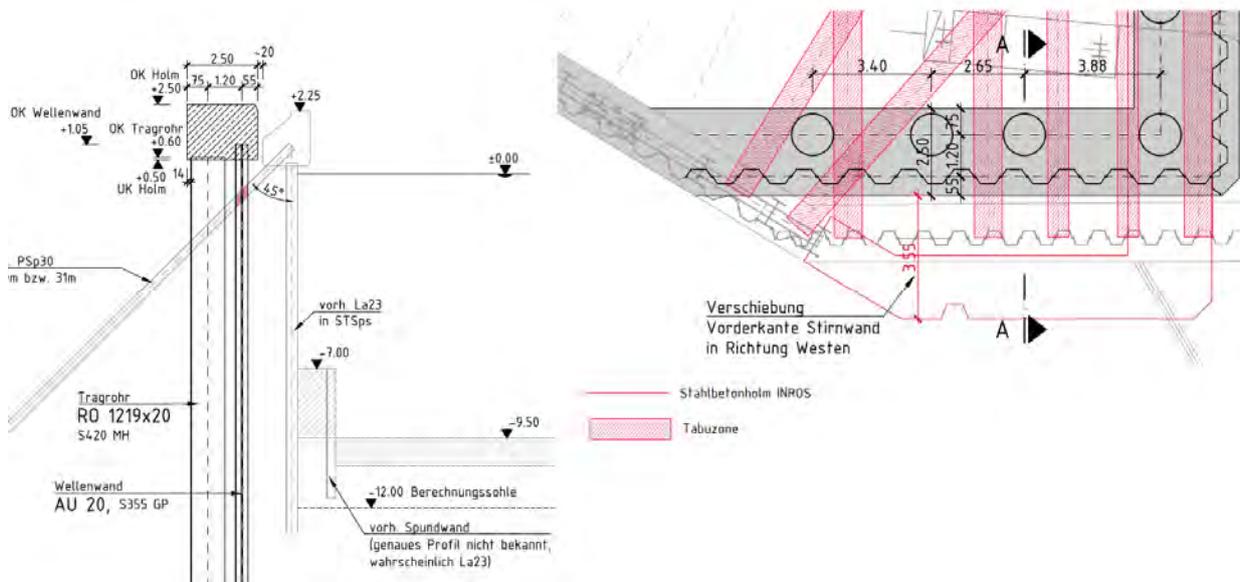


Abbildung 9: Variante „Neubau hinter Bestandswand“

- Variante 2 mit Neubau vor der Bestandswand mit der Erschwernis durch die vorhandenen Unterwasserbetonbauteile (vgl. Abbildung 10, siehe Schnitt)

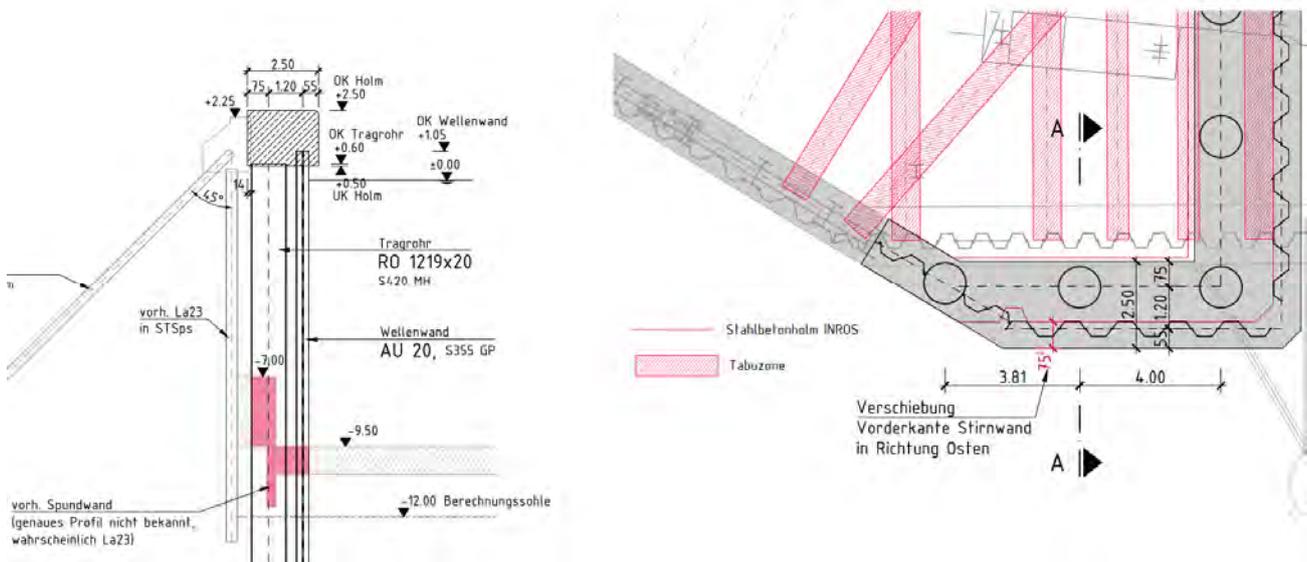
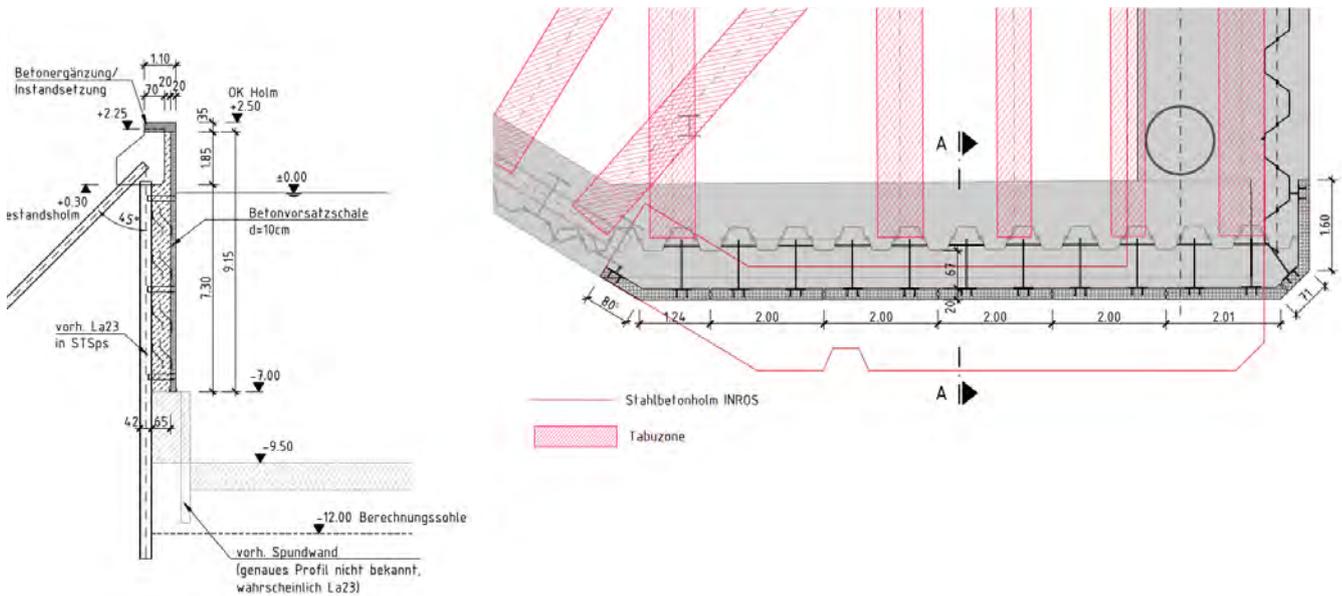


Abbildung 10: Variante „Neubau vor Bestandswand“

- Variante 3 mit Nutzung der Bestandspundwand, Fertigteilvorsatzschale und Betonger-gänzung und -instandsetzung (vgl. Abbildung 11).



**Abbildung 11: Variante „Nutzung Bestandswand“**

Die Bewertung der Varianten erfolgt mit dem sinngemäßen Vorgehen wie bei dem Spundwandsystem (vgl. Abschnitt 3). Als Vorzugsvariante wurde die Variante 3 gewählt. Die wesentlichen Kriterien, die zu der Entscheidung geführt haben, sind in Tabelle 5 aufgeführt.

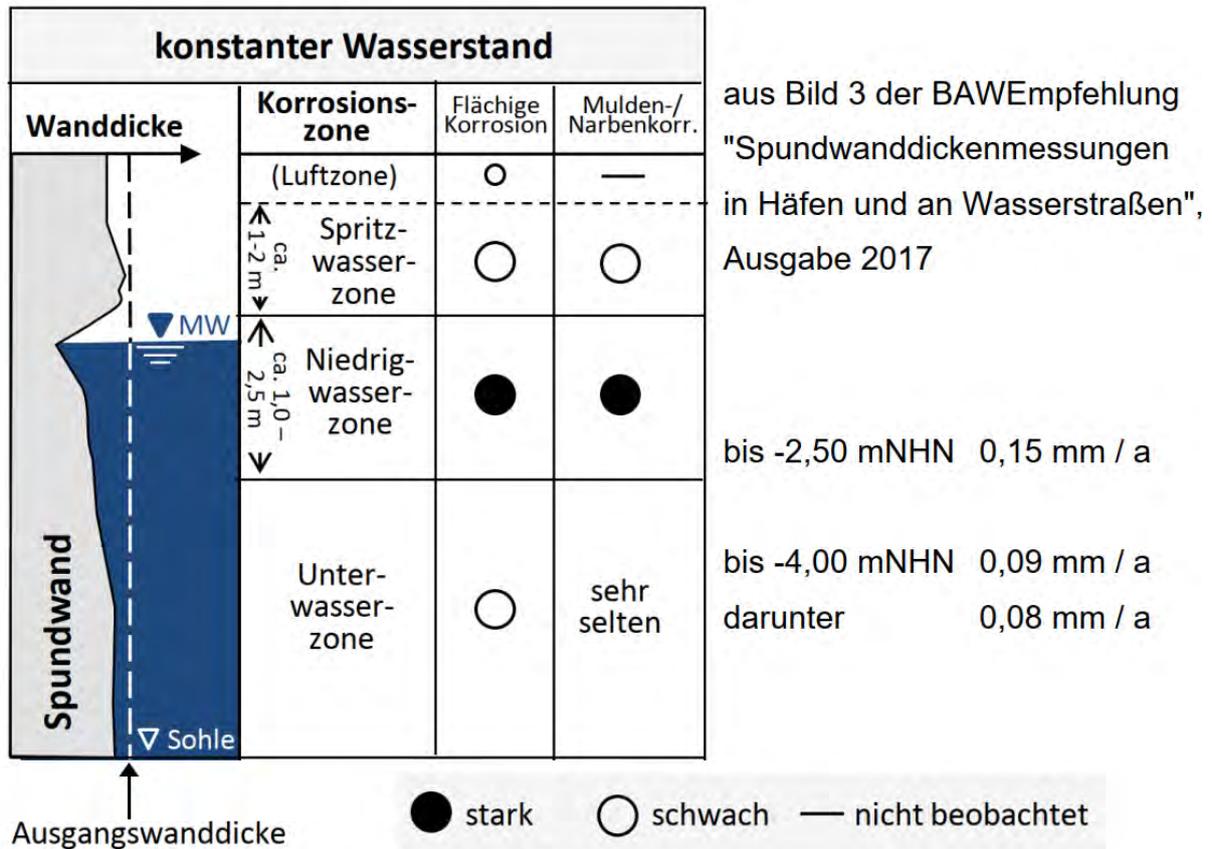
**Tabelle 5: Zusammenfassung Bewertung**

Vorteile	Neutral / Nachteil
kein Neubau Gründung	statischer Nachweis Bestandsspundwand
keine Rammarbeiten (flexibel ausführbar)	Ertüchtigung Betonholm für Weiternutzung
keine neue Verankerung der Stirnwand	„Einfrieren“ Korrosion Spundwand
nur geringe geometrische Änderungen	reduzierte Flächenbelastung im Eckbereich
Verlängerung der Lebensdauer	Einsatz Taucher
günstigste Variante	
Variante mit den geringsten Risiken	

## 4.2 Planung Vorzugsvariante

Für die Variante mit Nutzung der Bestandsspundwand musste zunächst eine Restwanddickenmessung durchgeführt werden.

In Abhängigkeit der Korrosionszonen und gemäß den Regelausführungsparametern der LPA gelten die Abrostungsraten für die Wasserseite in Abbildung 12.



**Abbildung 12: Korrosionszonen und Abrostungsraten**

Insgesamt wurden für die Bestandsspundwand 450 Wanddickenmessungen durch Taucher mit Ultraschall durchgeführt:

- drei Stellen im Grundriss
- mit jeweils sechs Punkten auf einer Doppelbohle verteilt (2 x Flansch + 4 x Steg)
- mit jeweils fünf Höhenlagen (bei ±0,00 | -1,00 | -2,50 | -4,00 | -5,00 mNHN)
- mit jeweils fünf Messungen

Im Rahmen einer Lebensdauerbetrachtung wurden bereits 1994 Restwanddickenmessungen durchgeführt. Die Ergebnisse der alten und neuen Messungen sind in Tabelle 6 dargestellt und lassen folgende Schlussfolgerungen zu:

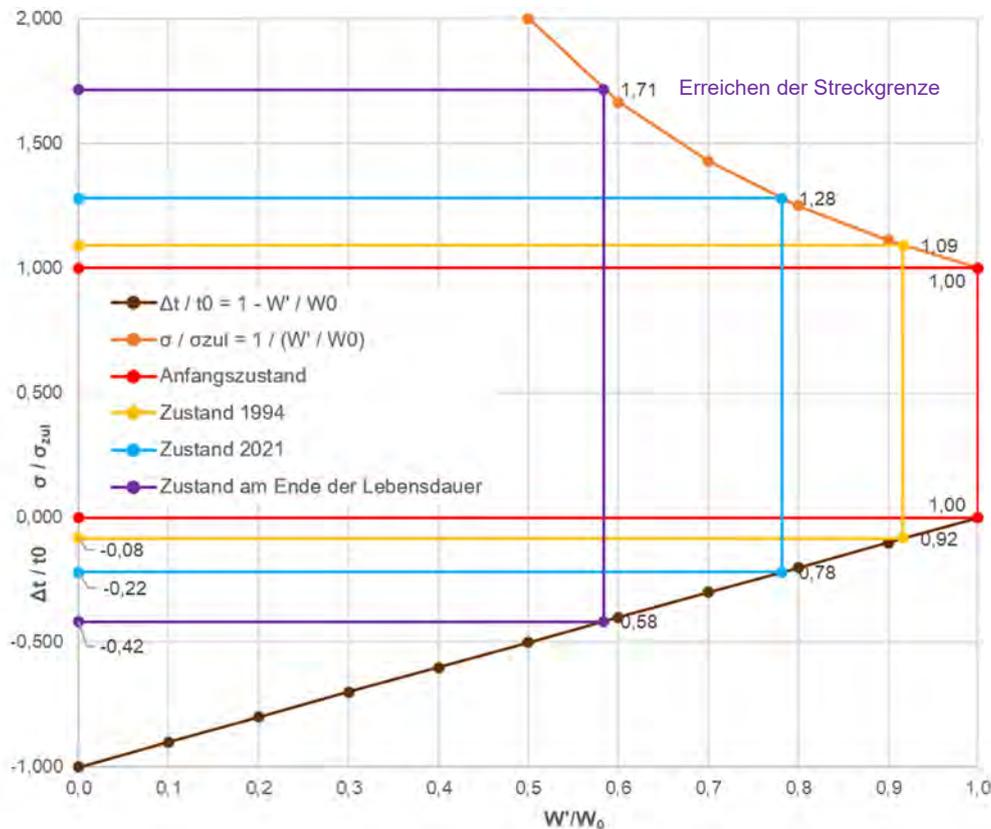
- Die Größenordnung der bisherigen Abrostungsraten kann bestätigt werden.
- Die gemessenen Abrostungsraten sind kleiner als in den Regelausführungsparametern der LPA angegeben.
- Es ist keine wesentliche Differenz zwischen Niedrigwasserzone (NWZ) und Unterwasserzone (UWZ) – Bereich mit der größten Biegebeanspruchung – erkennbar.
- Der maßgebende Wanddickenverlust für die Biegung beträgt  $\Delta t = 2,5$  mm.

**Tabelle 6: Wanddickenverluste und Abrostungsraten**

Zone	Bauteil	Wanddickenverlust	Abrostungsrate	Wanddickenverlust	Abrostungsrate
		1994	1971-1994	2021	1971-2021
		[mm]	[mm/a]	[mm]	[mm/a]
NWZ	Flansch	1,4	$1,4 / 23 = 0,06$	2,7	$2,7 / 50 = 0,05$
	Steg	0,7	$0,7 / 23 = 0,03$	1,6	$1,6 / 50 = 0,03$
UWZ	Flansch	0,9	$0,9 / 23 = 0,04$	2,5	$2,5 / 50 = 0,05$
	Steg	0,5	$0,5 / 23 = 0,02$	1,6	$1,6 / 50 = 0,03$

Die Beurteilung der Standsicherheit erfolgte in Anlehnung an das Hoesch Spundwand-Handbuch Berechnung von 1996, unter Verwendung des globalen Sicherheitskonzepts und des Zusammenhangs von Abrostung, Abnahme des Widerstandsmoments und Anwachsen der Stahlspannungen.

In Abbildung 13 wird der Einfluss der Abrostung (negative y-Achse) auf das Widerstandsmoment (x-Achse) und die Spannung (positive y-Achse) grafisch dargestellt.



**Abbildung 13: Einfluss Abrostung auf Widerstandsmoment und Spannung**

An dem Diagramm lässt sich ablesen:

- Am relevanten Querschnittsteil (Flansch beim maximalen Biegemoment) kommt es rechnerisch zu einer Abnahme des Widerstandsmoment von 92% (Zustand 1994; gelbe Linie) auf 78% (Zustand 2021; türkise Linie).
- Das Ende der baulichen Lebensdauer tritt theoretisch erst beim Erreichen der Streckgrenze ein (mit  $\sigma / \sigma_{zul} = 360 / 210 = 1,71$ ; lila Linie), wenn das Widerstandsmoment auf 58% zurückgegangen ist.
- Im Zustand am Ende der Lebensdauer darf rechnerisch eine maximale Abrostung von  $\Delta t_{max} = 0,42 \cdot 11,5 = 4,8$  mm auftreten.

Die Standsicherheit der Bestandswand ist also (mit reduzierten Reserven) weiterhin gegeben und theoretisch ist bisher erst ca. die Hälfte der maximal möglichen Abrostung aufgetreten (vgl. gemessener Wanddickenverlust in Tabelle 6).

Es wurde also entschieden, dass die bestehende Spundwand inkl. Stahlbetonholm und Verankerung erhalten bleiben kann und mit einer Stahlbetonvorsatzschale ertüchtigt wird.

Die Vorsatzschale und der Füllbeton werden als Korrosionsschutz angesetzt und verhindern weitere Wanddickenverluste an der Bestandsspundwand.

In Abbildung 14 sind Auszüge aus der Planung der Fertigteile mit der oberen und unteren Halterung sowie der Betongergänzung im Bereich des oberen Abschlusses dargestellt.

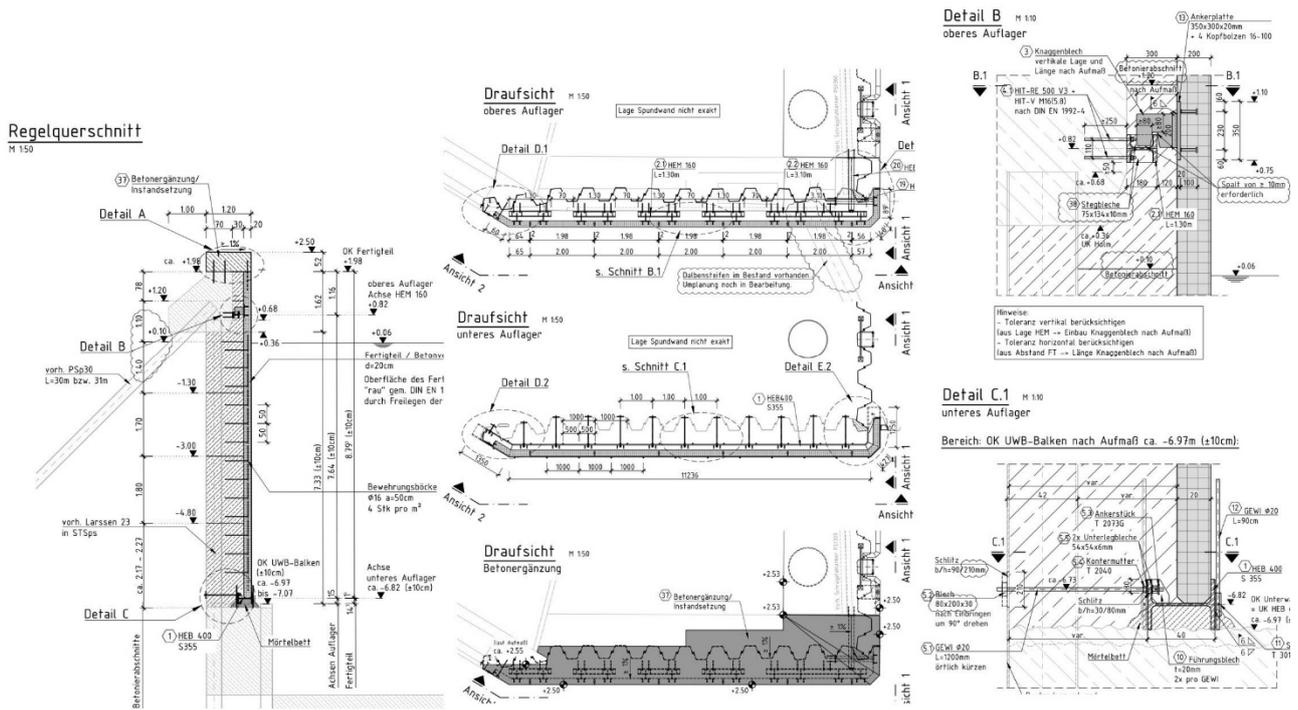


Abbildung 14: Planung Fertigteilvorsatzschale

Autor

Dipl.-Ing. Jan Eric Cordes

janeric.cordes@zueblin.de

Ed. Züblin AG; Zentrale Technik  
Reeperbahn 1, 20359 Hamburg

www.zueblin.de  
Tel.: 040 20208-1604

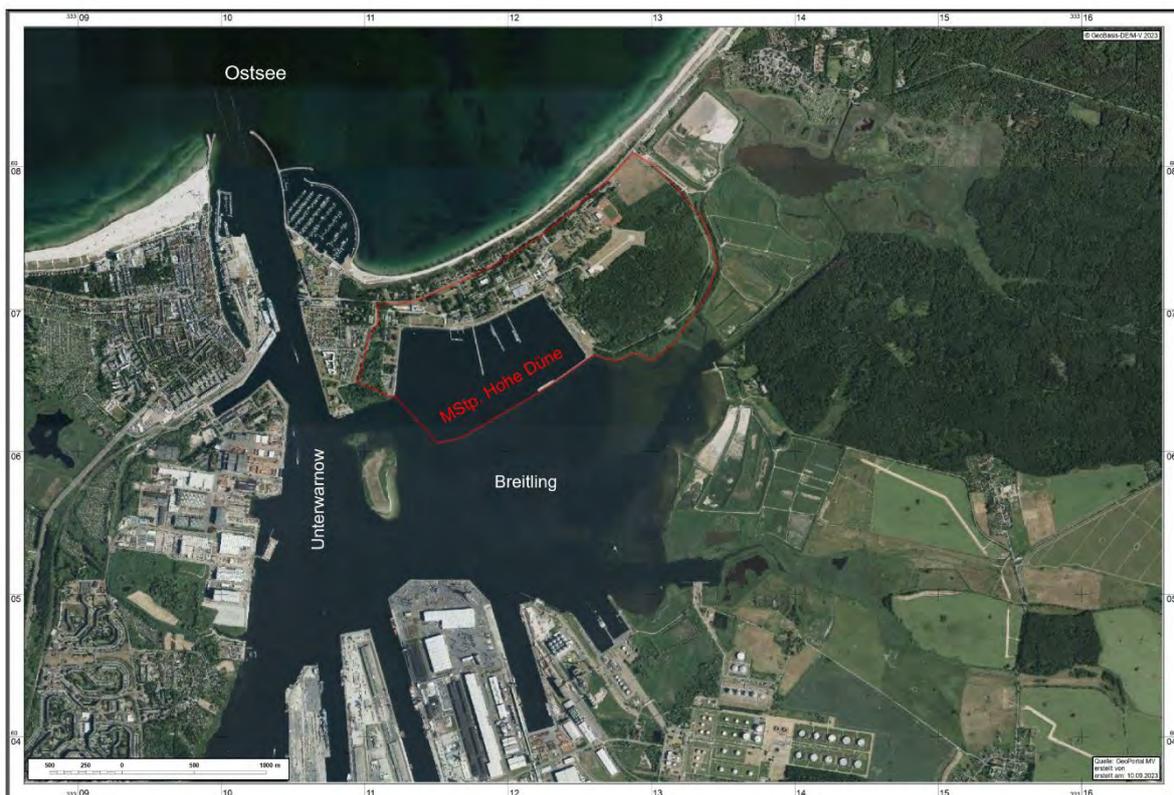
# Neubau / Sanierung der Westkaje im Marinehafen Hohe Düne in Rostock Warnemünde

Jonas Hente, M.Sc.

GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Deutschland

## 1 Einleitung

Der Marinestützpunkt „Hohe Düne“ liegt an der Ostsee in Warnemünde, nördlich von Rostock und wird durch die Bundeswehr (u.a. Einsatzflottille 1 der Marine) sowie die Bundespolizei (Bundespolizeiinspektion See Warnemünde) genutzt. Die Nutzung des Marinestützpunktes durch die Bundespolizei beschränkt sich dabei auf einen Abschnitt an der bestehenden Westkaje.



**Abbildung 1: Luftbild des Marinestützpunktes an der Unterwarnow mit Zugang zur Ostsee  
(Warnemünde / Hohe Düne)**

Die Westkaje wurde 1961 erbaut und weist erhebliche Schäden auf, die die Gebrauchstauglichkeit stark beeinträchtigen und die Standsicherheit gefährden. So sind die derzeit

vorhandenen Stahlbetonspundbohlen undicht, was zu Ausspülungen von Boden und damit verbundenen Setzungsschäden führt. Darüber hinaus betrug die Berechnungssohle vor der Westkaje zum Zeitpunkt der Entwurfsaufstellung des Bestandsbauwerks zwischen -5,50 und -6,14 m NHN, während heute eine im Durchschnitt um ca. 1,5 bis 2,0 m größere Wassertiefe vorhanden ist. Aufgrund von Auskolkungen sind lokal teilweise noch größere Wassertiefen vor der Ufereinfassung vorhanden. Die auf der Westkaje ursprünglich zulässige Verkehrslast von 20 kN/m<sup>2</sup> musste folglich als Reaktion auf 16,67 kN/m<sup>2</sup> reduziert werden.



**Abbildung 2: Luftbild des Marinestützpunktes mit Verortung der Westkaje**

Die Planungen zur Instandsetzung der Westkaje erfolgte durch die GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG. Dies betrifft die Objekt- und Tragwerksplanung ab Lph. 2 für die Ingenieurbauwerke sowie die Objektplanung ab Lph. 3 für die Verkehrsanlagen inkl. Fachplanung der Entwässerung. Weitere Fachplanungen u.a. zu den Versorgungseinrichtungen erfolgen durch Dritte. Auftraggeber ist die BimA, vertreten durch da SBL Rostock.

Ziel der Planungen war es, eine wirtschaftliche und dauerhafte Instandsetzung der Kajenkonstruktion sowie der Verkehrsflächen an der Kaje zu schaffen. Damit verbunden ist eine Instandsetzung und Erneuerung der Ver- und Entsorgungseinrichtungen der Liegeplätze.

Die Erneuerung der Ver- und Entsorgungseinrichtungen sowie der Ausrüstung der Liegeplätze hatte dabei sowohl den Anforderungen der Bundeswehr als auch der Bundespolizei zu entsprechen.

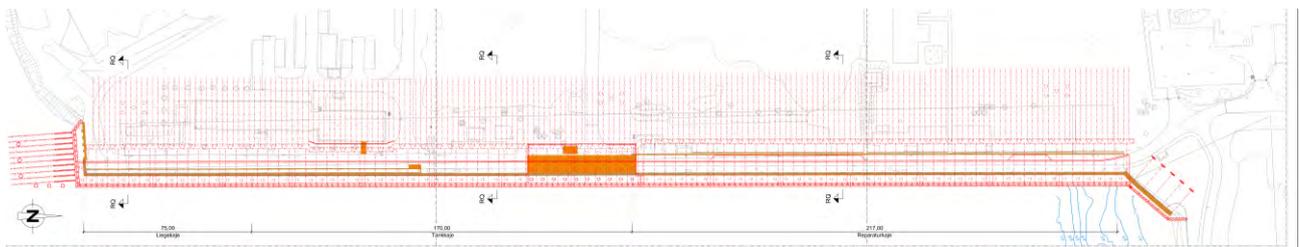
## **2 Projektvorstellung**

Das Projekt zeichnet sich durch folgende Merkmale aus, auf die nachstehend eingegangen wird:

- Schwieriger Baugrund aus nichttragfähigen Weichschichten (Mudde) unterlagert mit nicht-rammbaren Mergel
- Variierender Baugrund / Schichtenverlauf aufgrund der Längsausdehnung von >450 m Kajenlänge
- Hohe (temporäre) Belastung aus Wasserüberdruck auf die neue Kajenwand durch Konsolidierungsprozesse der Weichschichten bei Belastung
- Integration des Bestandsbauwerks in die Entwurflösung
- Vermeidung von Schädigung des Bestandes im Zuge der Ausführung der Instandsetzungsmaßnahme
- Integration eines Schwerlastbereiches zur Aufstellung von u.a. Mobilkränen unter Berücksichtigung des „Pfahlwaldes“ des Bestandsbauwerks
- Minimierung der Ausführungsrisikos hinsichtlich der geometrischen Herausforderungen aus dem Bestandsbauwerk sowie hinsichtlich der Herstellungsverfahren in Verbindung mit erschütterungsempfindlichen Bestandsbauwerken entlang der Kaje
- Die ehemalige Nutzung der Kaje als Reparaturkaje durch die Bundeswehr ist durch die Instandsetzung bereichsweise wiederherzustellen.
- Die Verkehrsflächen sowie die Entwässerungseinrichtungen und Einleitungsbauwerke sind an die heutigen Anforderungen & Standards anzupassen.

## 2.1 Entwurfslösung

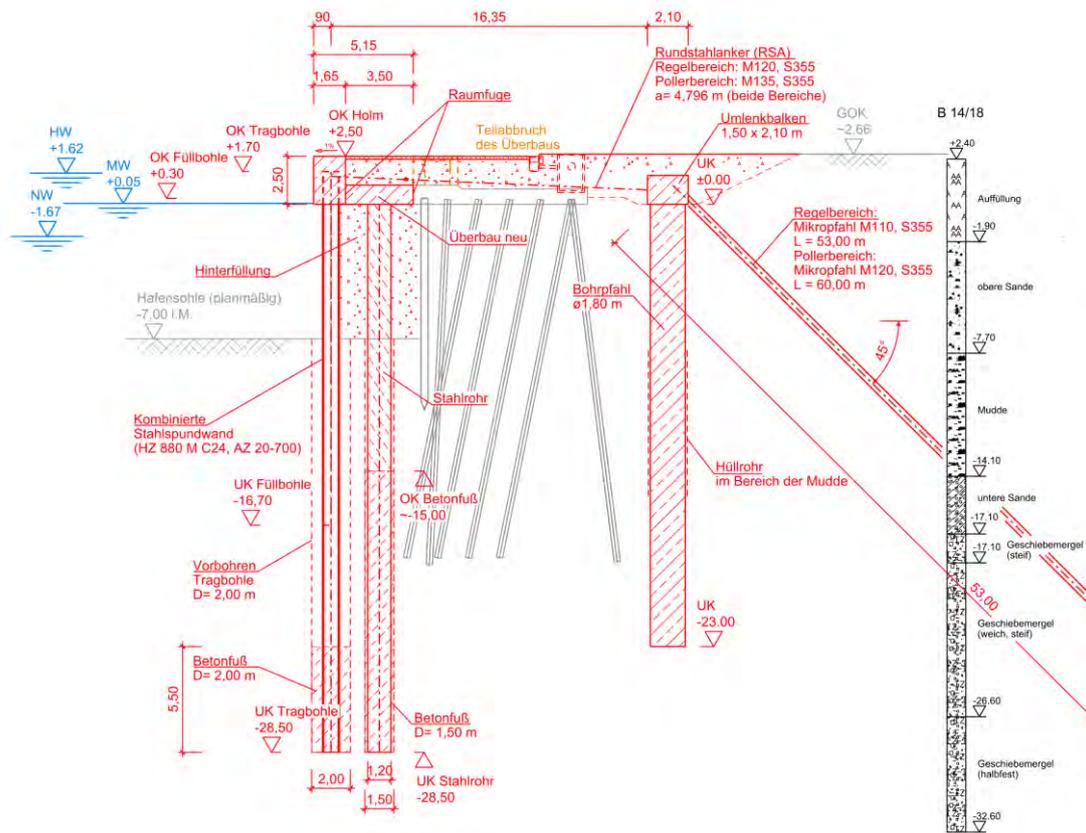
Im Zuge der Instandsetzung der Kajenkonstruktion wird die bestehende Kaje weitergenutzt. Hierfür wird die vorhandenen, tiefliegende Kajeplatte weiterhin als Tiefgründung der Verkehrsanlagen genutzt. Die schadhafte Stahlbetonspundwand verbleibt im Boden und wird durch eine neue Kaje wand (kombinierte Spundwand) ersetzt. Hierfür wird eine neue Kajeplatte mit separater, wasserseitiger Tiefgründung zwischen alter und neuer Kaje wand erforderlich. Der Bereich unterhalb der neuen Kajeplatte wird verfüllt, so dass das Bestandsbauwerk gestützt und horizontale Belastungen stark reduziert werden (Schaffung von Tragwerksreserven im Bestandsbauwerk). Weiter werden durch die Verfüllung des Bereiches zwischen alter und neuer Kaje wand innerhalb der Weichschichten Konsolidierungsprozesse aktiviert, welche zu hohen (temporären) Belastungen der Kaje führen.



**Abbildung 3: Draufsicht Westkaje mit Kaje wand, Flügelwänden Nord und Süd, Verkehrsanlagen und Bestandsbebauung**

Ziel des Entwurfs war es hier, die Anforderungen an die terminlichen Zwänge des Bauherrn mit einer technisch-wirtschaftlichen Lösung zu verbinden. Aus diesem Grund waren Bauverfahren, welche hinsichtlich des resultierenden Wasserüberdrucks aus der Konsolidierung der Weichschichten tragwerksplanerisch günstiger wären, ausgeschlossen.

Weiter stellte sich die Herstellung einer Rückverankerung der Kaje wand bei gleichzeitiger Integration des Bestandsbauwerk als objekt- und tragwerksplanerische Herausforderung war. Grundlegen für alle Planungsansätze war hier, dass eine Beschädigung des Bestandsbauwerks, insbesondere dessen Tiefgründung, ausgeschlossen werden muss. Aufgrund des dicht stehenden „Pfahlwaldes“ des Bestandsbauwerk war ein Rückverankerung mit Schrägpfehlen, welche direkt an der neuen Kaje wand anschließen, ausgeschlossen, da es bei deren Herstellungen zwangsläufig zu Kollisionen mit den Bestandspfählen gekommen wäre.



**Abbildung 4: Regelquerschnitt der neuen Kajenwand mit Integration der Bestandskaje**

Zur Minimierung des Herstellungsrisikos wurde daher landseitig ein Pfahlbock mit durchgehenden Umlenkbalken angeordnet. Oberhalb der tief liegenden Kajeplatten erfolgt die Verbindung zwischen Kajenwand und Umlenkbalken mit Rundstahlankern. Der Stahlbetonholm der Kajenwand wirkt dabei als Gurt, so dass jede zweite Tragbohle verankert wird.

Alternative, temporäre Gurt-Konstruktionen mit späterer Herstellung des Holmes wurden aus technischen und wirtschaftlichen Gründen ausgeschlossen. Hieraus folgt, dass die Verfüllung des Bereiches zwischen alter und neuer Kajenwand erst nach Herstellung des Holmes und Anschluss an den landseitigen Umlenkbalken/Pfahlbock erfolgen kann. Somit liegen die Überbauplatten, die erst nach Verfüllung hergestellt werden, bereits bei deren Herstellung unterhalb der eingebauten Rundstahlanker.

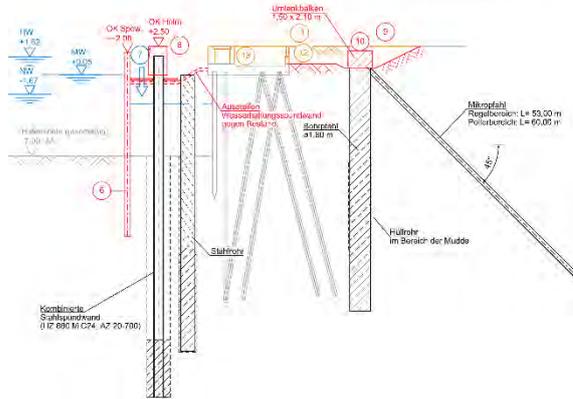
Zur Herstellung des Kajenholmes (UK unterhalb Normalwasserstand) ergaben die Planungen eine Absenkung des Hafenwasserstandes als technisch besser umsetzbar als eine wasserdichte Schalung des Holmes mit Berücksichtigung von Rammtoleranzen als auch der Geometrie der gemischten Spundwand. Zur Absenkung des Hafenwasserstandes ist eine Wasserhaltungsspundwand (mit Querschlägen) wasserseitig der Kajenwand

vorgesehen, so dass abschnittsweise eine Absenkung des Hafenwassers und die Herstellung des Holmes im Trockenem erfolgen kann.

**Bauphase 2 M. 1:200**

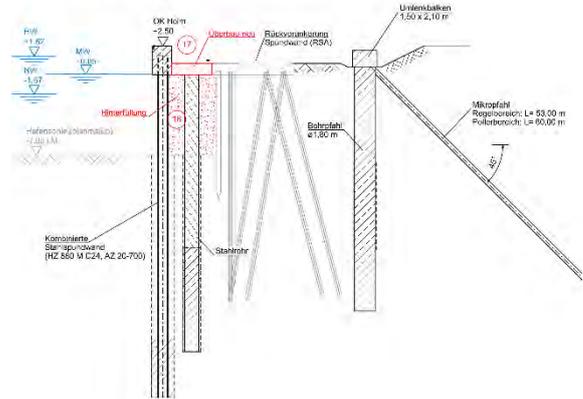
- 6. Einbringen der Wasserhaltungspundwand
- 7. Absenken des Wasserspiegels + Herstellung Arbeitsebene Holm
- 8. Herstellen des Stahlbetonholms

- 9. Baugrube zur Herstellung des Umlenkbalgens
- 10. Herstellen des Umlenkbalgens
- 11. Rückbau der vorhandenen Oberflächenbefestigung einschließlich Entwässerung
- 12. Freilegen des vorhandenen Überbaus
- 13. Teilabbruch des vorhandenen Überbaus



**Bauphase 4 M. 1:200**

- 16. Hinterfüllen der Spundwand
- 17. Herstellen der neuen Überbauplatte



**Abbildung 5: Auszug aus Bauablauf**

Eine besondere Herausforderung stellte auch die südliche Flügelwand dar. Diese kann, aufgrund des Erhaltes der Bestandskaje, landseitig nicht verankert werden. Als einzige Lösung zur Unterstüzung der Kaje wand ergibt sich eine wasserseitige Stüzung mittels Schrägpfähle. Diese befinden sich wasserseitig jedoch in einer exponierten Lage, so dass eine Gefahr durch abirrende Schiffe besteht. Zudem ist die Herstellung der gebohrten Pfähle nur mittels eines Hüllrohres möglich, welches den Bereich vom Ansatzpunkt bis zum Baugrund („Bohrung durch Wasser“) überbrückt. Gleichzeitig dient das Hüllrohr in diesem Bereich als Knicksicherung sowie zur Aufnahme von Eislasten.

Zum Schutz der wasserseitigen Stüzpfähle sind Schutzdalben aus Stahlrohren vorgesehen, die im Falle eines abirrenden Schiffes eine Anfahrung der Stüzpfähle verhindern.

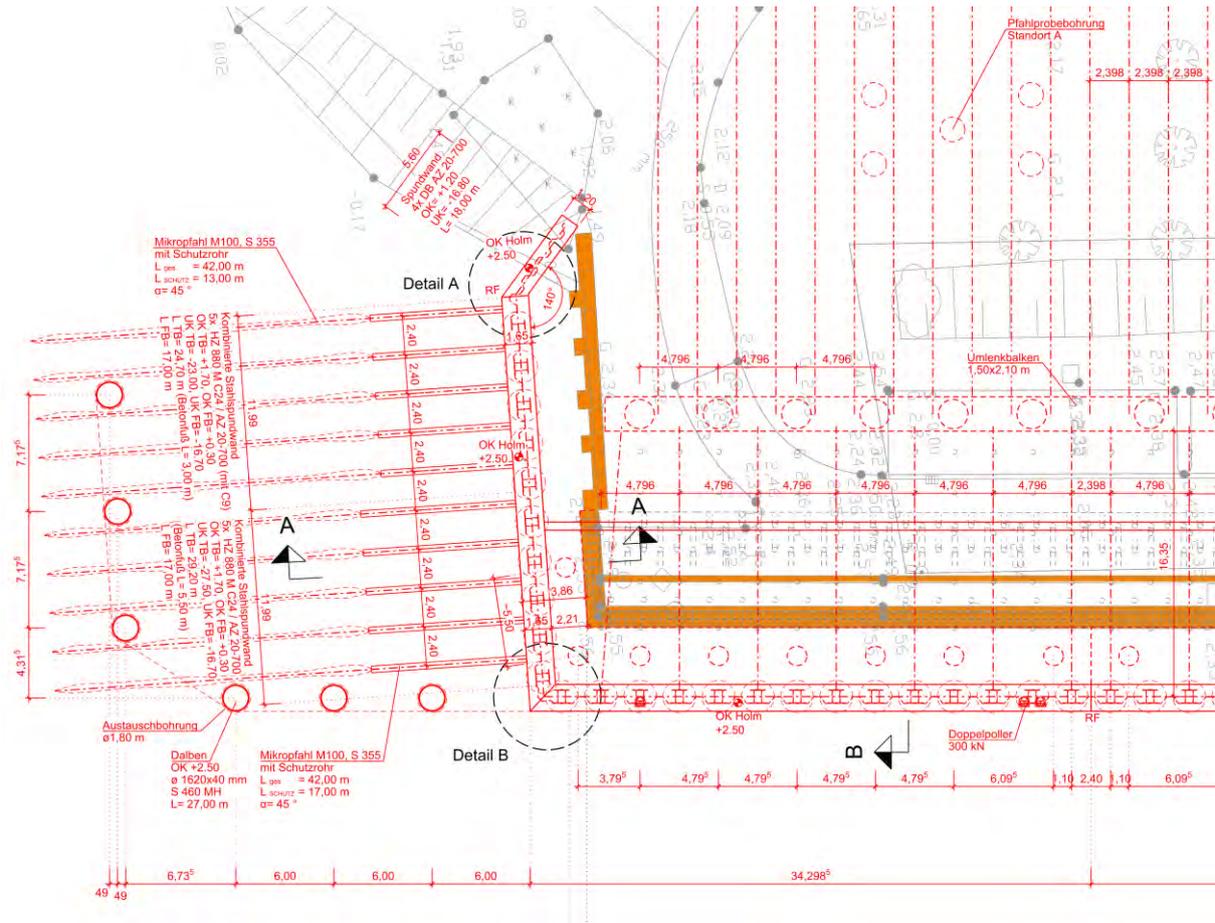


Abbildung 6: Draufsicht Flügelwand Süd mit wasserseitiger Stützung und Schutzdalben

## 2.2 Fakten und Zusammenfassung Entwurfslösung

Tabelle 1: Instandsetzungsmaßnahme der Westkaje im MStp. Hohe Düne

<b>Massen</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>&gt; 3.700 t Spundwandstahl</li> <li>&gt; 1.000 t Stahlrohre</li> <li>&gt; 2.500 lfm Bohrpfähle</li> <li>&gt; 5.000 m<sup>3</sup> Ortbeton</li> </ul>
<b>Bauvolumen</b>	> 25 Mio €
<b>Bauzeit</b>	ca. 2 Jahre

**Tabelle 2: Geplante Konstruktionen - Kaje**

<b>Konstruktion Kajenwand</b>	Kombinierte Spundwand HZ 880 M mit AZ 20-700 Stahlgüte S355 GP, Längen bis zu 32 m Bohrungen mit ca. Ø2,00 m im Mergel Stahlbeton-Holm ca. 1,65 x 2,50 m
<b>Konstruktion Pfahlbock mit Umlenkbalken, Rundstahlanker</b>	Umlenkbalken ca. 1,50 x 2,10 m Bohrpfähle lotrecht ca. Ø1,80 m, Länge bis zu 34 m Schrägpfähle 1:1, Länge bis zu 60 m Rundstahlanker jede 2. Tragbohle (Systemmaß ca. 4,8 m)
<b>Konstruktion Überbau- platte mit Tiefgründung</b>	Ortbetonplatte ca. 3,50 x 1,00 m Stahlrohr Ø1,20m, Länge bis zu 34 m Bohrung ca. Ø1,50 im Mergel
<b>Konstruktion Flügelwand Süd</b>	Kombinierte Spundwand HZ 880 M mit AZ 20-700 Stahlgüte S355 GP, Längen bis zu 30 m Bohrungen mit ca. Ø2,00 m im Mergel Stahlbeton-Holm ca. 1,65 x 2,50 m Stützpfähle wasserseitig mit Hüllrohr, Länge bis zu 42 m
<b>Konstruktion Flügelwand Nord</b>	Wellenspundwand AZ 20-700 Stahlgüte S355 GP, Längen bis zu 20 m Austauschbohrungen im Mergel Stahlbeton-Holm ca. 1,00 x 2,00 m Totmannkonstruktion mit Ankertafeln
<b>Pfahlprobelastungen</b>	Großbohrpfähle (Druck) an drei Standorten Mikropfähle (Zug) an 6 Standorten

**Tabelle 3: Planung – Verkehrsanlagen & Ver- und Entsorgung**

<b>Erneuerung Verkehrsanlagen</b>	> 5.000 m <sup>2</sup> 2x Lamellenklärer (Nord / Süd)
<b>Ausrüstung Kaje</b>	Kantenpoller (300 kN / 2x 300 kN) Nischenpoller, Steigeleitern, Kantenschutz etc.
<b>Ver- und Entsorgungseinrichtungen</b>	Strom & Kommunikation Trinkwasser / Schmutzwasser

### **2.3 Randbedingungen zur Ausführung**

Aus der Entwurflösung ergeben sich folgende Randbedingungen für die Bauausführung:

- Eine Belastung der bestehenden Kaje über die aktuell bereits reduzierten Lastansätze hinaus ist bis zum Verfüllen des Bereiches zwischen alter und neuer Kaje nicht möglich.
- Der Bereich zwischen alter und neuer Kaje kann erst nach Rückverankerung der neuen Kajenwand mittels Rundstahlankern, welche an den landseitigen Umlenkbalken/Pfahlbock anschließen, verfüllt werden.
- Die Kajenwand inkl. Holm sowie der landseitige Umlenkbalken mit Pfahlbock muss vollständig hergestellt werden, bevor der Bestand durch die Verfüllung entlastet werden kann.
- Die Bauausführung muss parallel von Wasser und an Land umgesetzt werden.
- Zur Herstellung des neuen Stahlbetonholmes soll der Wasserstand mittels einer Wasserhaltungsspundwand abgesenkt werden.
- Bei Schalung und Bewehrung der Überbauplatten spannen bereits die Rundstahlanker oberhalb der Bauteile, so dass mit Erschwernissen in der Ausführung zu rechnen ist.
- Aufgrund der Vielzahl an Tiefgründungselementen (Groß- und Mikrobohrpfähle) sind Pfahlprobelastungen vorgesehen zur Überprüfung und ggf. Optimierung der angesetzten Pfahltragfähigkeiten.

### 3 Ausblick

Aktuell laufen letzte Umplanungen, die sich aus geänderten Nutzungsbedingungen ergeben haben. Die Veröffentlichung der Ausschreibung für die Bauleistung wird im 1. Quartal 2024 erwartet. Die Bauzeit wird mit ca. 2 Jahren erwartet.

### 4 GRBV – ein verlässlicher Planungspartner für die Marine in Deutschland

#### 4.1 Weitere Maßnahmen im MStp. Hohe Düne

Innerhalb des Mstp. Hohe Düne sind die GRBV Ingenieure im Bauwesen für das SBL Rostock an weiteren spannenden Maßnahmen tätig:

- Instandsetzung der Südmole (in Ausführung)
- Instandsetzung der Zufahrtsbrücke zur Munitionsverladekaje (in Bearbeitung)



Abbildung 7: Planungsprojekte GRBV im MStp. Hohe Düne

## 4.2 GRBV-Planungsaufgaben für die Marine in Deutschland

Die GRBV Ingenieure im Bauwesen dürfen und durften die Marine in ihren Stützpunkten und Ausbildungseinrichtungen bereits an vielen Stellen in der Nord- und Ostsee planerisch unterstützen.

- MStp. Hohe Düne: Instandsetzung Westkaje (Ostsee)
- MStp. Eckernförde: Instandsetzung Westmole (Ostsee)
- MStp. Wilhelmshaven: Zugangskonstruktion Schwimmdock (Nordsee)
- Marineoperationsschule Bremerhaven: Neubau Uferwand



**Abbildung 8: Vergangene und laufende Planungsaufgaben GRBV - Marine**

Autor

---

Jonas Hente, M.Sc.

j.hente@grbv.de

GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG

www.grbv.de

Expo Plaza 10, 30539 **Hannover** (Hauptsitz)

Tel.: 0511 98 494-0

Boxhagener Straße 77-78, 10245 **Berlin**

Bogenstraße 11/12, 48143 **Münster**



# Neubau Hachmannkai Hamburg

Dipl.-Ing. Annkathrin Menzel

Hamburg Port Authority AöR, Hamburg

## 1 Einleitung

Der „Hachmannkai Süd“ liegt im zentralen Hamburger Hafen, in der Gemarkung Steinwerder auf der Westseite des Rosshafens. Er wurde im Jahr 1906 gebaut und hieß noch bis 1930 „Vulcankai“ (s.a. Abbildung 1).



Abbildung 1: Übersichtplan

Die vorhandene Kaimauer am südlichen Hachmannkai besteht aus einer auf Holzpfählen gegründeten Schwergewichtswand aus unbewehrtem Beton mit einer Verblendung aus Basaltstein. Der Kaimauerüberbau ist bis zu 6,4 m hoch und hat an der Kaikante eine planmäßige Höhe von +5,70 m NHN. Der Überbau ist landseitig getreppt ausgeführt. In einigen Bereichen wurde die Konstruktion im Laufe der Jahre mit einer Rückverankerung versehen bzw. es wurden sog. Schwerlastplattformen eingebaut (s.a. Abbildung 2). Die Abbildung 3 zeigt die Bestandskaimauer vor Beginn der Bauarbeiten.

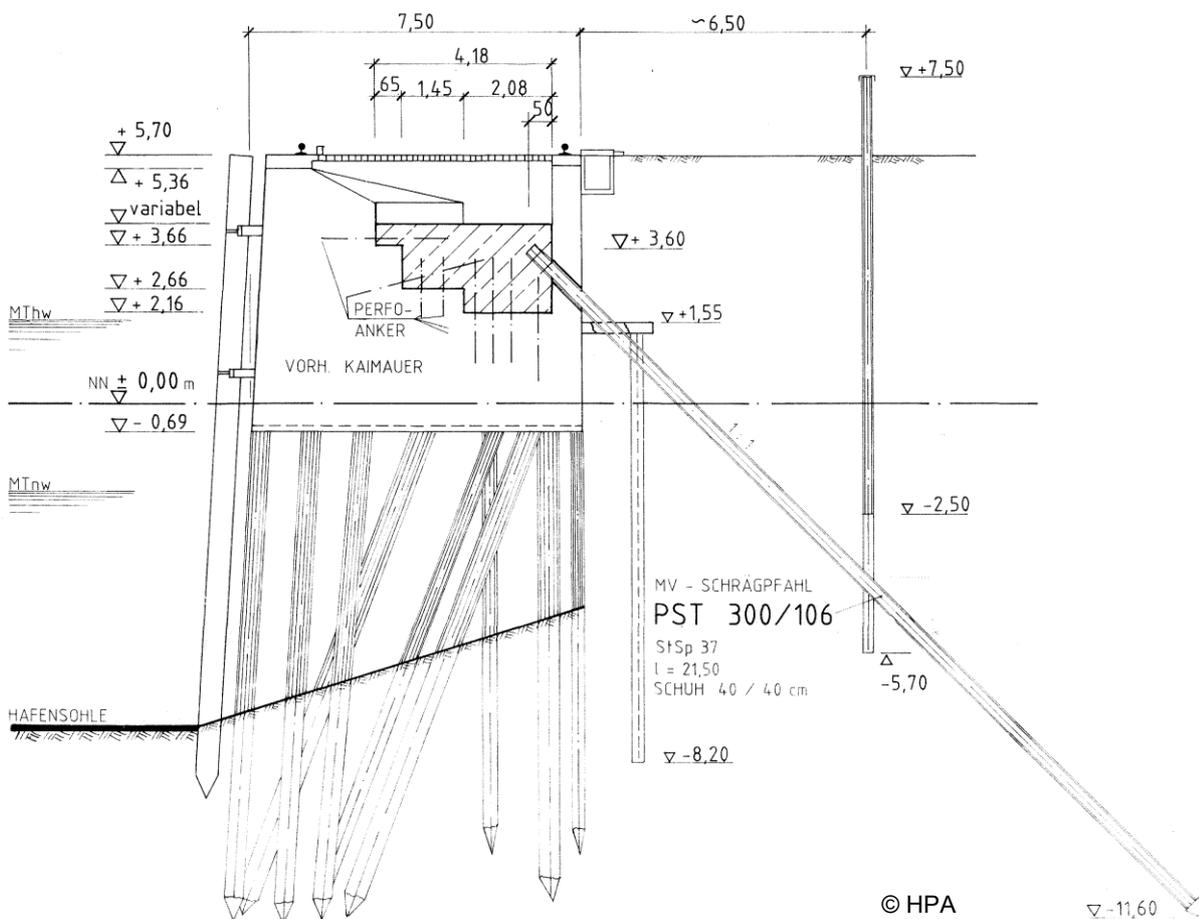


Abbildung 2: Querschnitt 45/6 (beispielhaft)



**Abbildung 3: Blick auf die Bestandskaimauer vor Baubeginn**

Die Schwergewichtskaimauer befindet sich auf ganzer Länge in „Bewegung“. Seit ca. 1990 sind Verformungsmessungen vorgenommen worden. Aus den Ergebnissen der Verformungsmessungen ist ersichtlich, dass die Kaimauer kontinuierlich absackt und sich in Richtung Wasser bewegt.

Auf einem ca. 65 m langen Abschnitt waren diese Verformungen im Jahr 2016 so groß, dass man versucht hat, mit Hilfe eines Teilrückbaus und Teilaushubs die Kaimauer zu entlasten. Im Zuge der Bauausführung ist dieser Abschnitt der Kaimauer havariert. Der eingestürzte Teilabschnitt ist mitsamt dem Großteil der Pfahlgründung im Wasser versunken und wurde anschließend mit Hilfe einer Vorschüttung gesichert.

Der gesamte südliche Hachmannkai wurde daraufhin zur Jahreswende 2016/17 land- und wasserseitig gesperrt und kann seitdem weder für wasserseitigen Umschlag noch für Baumaßnahmen genutzt werden. [HPA, 2021]

Um die Kaimauer wieder nutzen zu können, wurde ein Ersatzneubau auf ca. 430 m Länge geplant und ausgeschrieben. Seit Dezember 2022 befindet sich das Projekt in der Ausführung. Dieser Beitrag soll einen Einblick in die Planung und Vergabe der Baumaßnahme bieten, sowie über die Herausforderungen während der Bauphase berichten.

## **2 Planung und Ausschreibung**

Aufgrund der Vorverformungen der Schwergewichtswand wurde die gesamte Maßnahme unter den Prämissen einer möglichst geringen Schädigung des Bestandes sowie eines möglichst erschütterungsarmen Bauverfahrens geplant. Weder die bestehende Kaimauer, noch die dahinterliegende Hochwasserschutzwand sowie die denkmalgeschützten Gebäude sollten durch die Baumaßnahme gefährdet werden.

Der Bauherrenentwurf sah eine Konstruktion als kombinierte Spundwand aus Doppeltragbohlen (HZ 1080M A-26 bzw. HZ 1080M B-26 (System Arcelor) in der Stahlgüte S355 GP) und nach innen angeordneten Zwischenbohlen (Doppelbohle AZ 26-700 ebenfalls in der Stahlgüte S355 GP) vor, die ca. 4 m vor die bestehende Konstruktion gesetzt wurde. Die planmäßige Oberkante der Kaimauer lag bei +5,70 mNHN während die Hafensohle unverändert bei -7,80 mNHN blieb. Es wurde jedoch eine Ausbaureserve von zusätzlichen 3,0 m Wassertiefe vorgesehen.

Die Rückverankerung sollte mit Mikropfählen erfolgen, die über eine Gurtung stahlbaumäßig an die Tragelemente angeschlossen wurde. Zur Durchführung der Mikropfähle durch die bestehende Kaimauer wurden Kernbohrungen vorgesehen. Den oberen Abschluss bildete dann ein Stahlbetonholm. [HPA; WKCONSULT, 2021] Der Regelquerschnitt ist in Abbildung 4 dargestellt. Ein Grundriss ist in Abbildung 5 zu finden.



Für die Grundlagenermittlung wurde die gesamte Kaimauer über sowie unter Wasser gescannt und mit Hilfe dieser Daten ein dreidimensionales Bestandsmodell entwickelt, das die vorhandenen Gründungspfähle in ihrer tatsächlichen Lage abbildet. Anhand dieses Modells wurde die Lage der Rückverankerungspfähle so festgelegt, dass möglichst wenig Holzpfähle beschädigt werden.

Das Bauverfahren sah vor, dass die Tragelemente nicht gerammt, sondern in Bohrlöcher mit einem Durchmesser von ca. 2,0 m eingestellt werden und der Fußbereich im Kontraktorverfahren ausbetoniert wird. Anschließend sollten die Füllbohlen im Vibrationsverfahren eingebracht werden. Nachdem die Kernbohrungen durch den Überbau durchgeführt wurden, sollten dann die Mikropfähle für die Rückverankerung hergestellt und über eine Gurtung an die Tragelemente angeschlossen werden. Erst dann war die Verfüllung des Zwischenraumes und die Herstellung des Betonholms vorgesehen, bevor abschließend die Oberflächenbefestigung wiederhergestellt werden sollte.

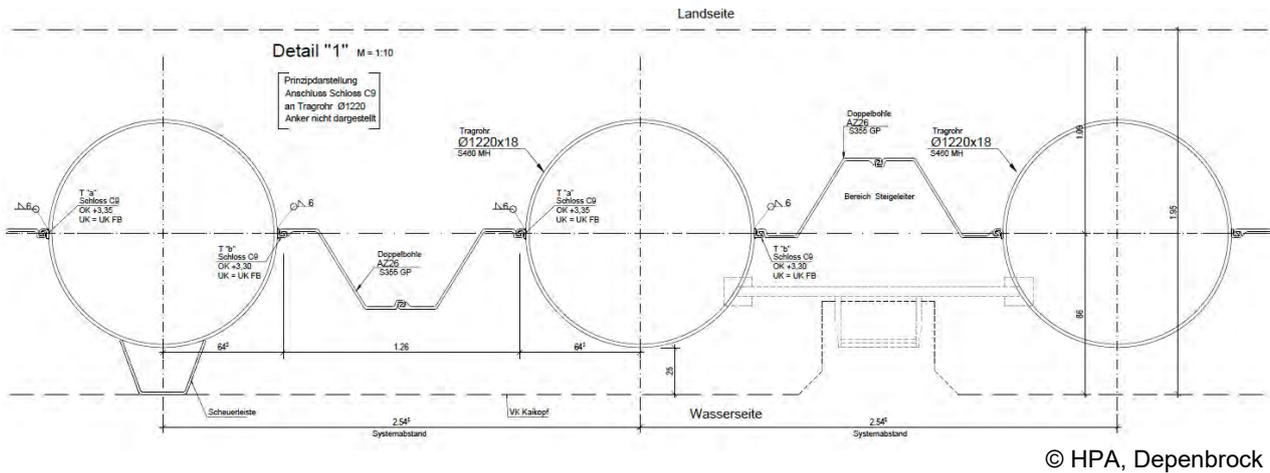
### **3 Vergabe in Krisenzeiten**

Die Ausschreibung in einem EU-weiten, offenen Verfahren wurde im August 2021 gestartet. Aufgrund der vorherrschenden Pandemie-Situation und den damit einhergehenden Lieferengpässen wurde von Beginn an eine Stoffpreisgleitklausel für den Großteil der Stahlbauteile vorgesehen. Nebenangebote waren zusätzlich zum Hauptangebot ausdrücklich zugelassen, wobei rammende Einbringverfahren jedoch grundsätzlich ausgeschlossen wurden.

Die Submission der eingegangenen Angebote war im Dezember 2021 und die Auftragsvergabe konnte am 15.03.2022 erfolgen. Dabei wurde ein Nebenangebot der Firma Depenbrock Ingenieurwasserbau GmbH beauftragt, das zwar die grundsätzlichen Randbedingungen der Konstruktion erfüllte (Höhenkoten, Vorbaumaß, Einbauverfahren etc.), jedoch die im Bauherrenentwurf vorgesehenen HZ-Profile durch Tragrohre mit einem Durchmesser von 1,42 m ersetzte. Außerdem wurden für die Rückverankerung zwei tieferliegende GEWI-Pfähle gewählt, die zwar im Wasserwechselbereich an die Tragrohre angeschlossen werden sollten, für die aber die Kernbohrungen durch den Bestand entfallen konnten. Das Bauverfahren bzw. der Bauablauf blieb grundsätzlich unverändert.

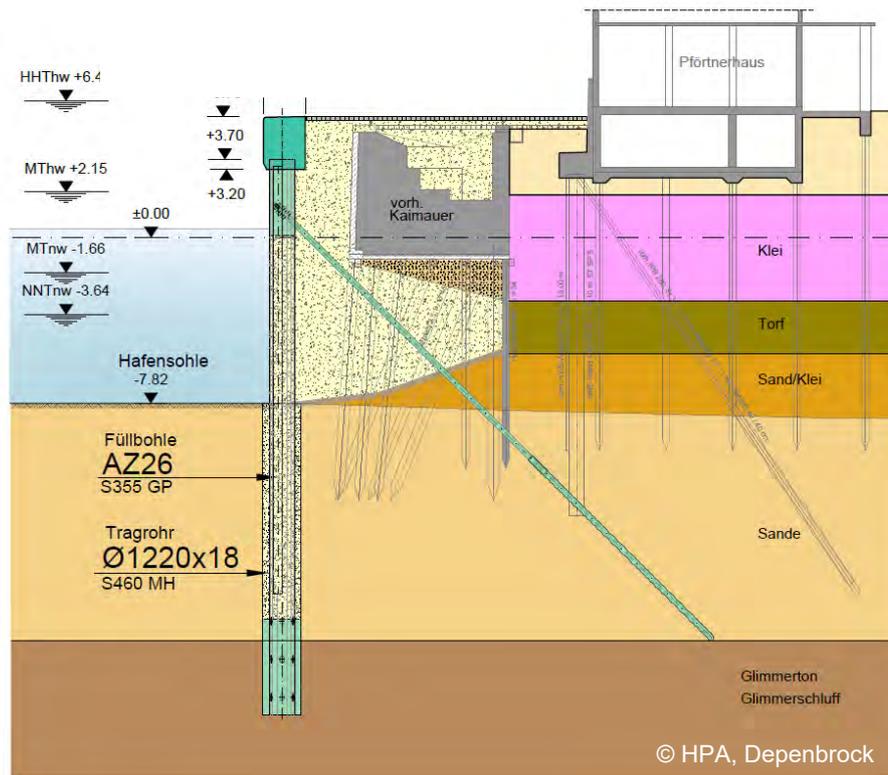
In die Zeit der Angebotsauswertung fiel der Überfall Russlands auf die Ukraine, mit der Folge, dass es durch die anschließend verhängten Sanktionen zu extremen

Preissteigerungen und Lieferengpässen bei Stahlerzeugnissen kam. Die vom AN vorgesehene Tragrohre waren am Markt nicht mehr verfügbar bzw. hätten sehr lange Lieferzeiten zur Folge gehabt. Aus diesem Grunde hat der AN die Konstruktion nochmals überarbeitet und auf am Markt verfügbare, kleinere Profile mit einem Rohrdurchmesser von 1,22 m umgestellt (s.a. Abbildung 6).



© HPA, Depenbrock

Abbildung 6: Grundriss (Ausschnitt) der ausgeführten Konstruktion



**Abbildung 7: Querschnitt der ausgeführten Konstruktion**

Durch das geringere Systemmaß konnten die zwei Ankerlagen auf eine reduziert werden, die jedoch hoch ausgelastet ist und nur eine begrenzte Lasteinleitungslänge aufweist. Der Querschnitt der neuen Konstruktion ist in Abbildung 7 dargestellt.

Aus diesem Grunde wurden Probepfähle hergestellt und belastet und somit verschiedene Pfahlsysteme in situ getestet. Zur Ausführung kommt nun ein Bohrpfahl mit aufgedüster Kraffteinleitungslänge, der in den Probebelastungen gezeigt hat, dass er die anstehenden Kräfte sicher aufnehmen kann.

Auch hier bleibt der prinzipielle Bauablauf unverändert.

#### **4 Ausführung unter besonderer Überwachung**

Im November 2022 wurde die Baustelle eingerichtet und ab Dezember 2022 dann mit dem Einbau der Tragröhre von der Hubinsel *Simone* aus begonnen. In der Abbildung 8 ist ein Bild zu finden, das den Stand der Arbeiten im März 2023 darstellt.



**Abbildung 8: Hubinsel Simone bei der Arbeit (März 2023)**

Aufgrund der schon lange beobachteten Bewegungen der Bestandswand wurde für die Bau- durchführung ein Monitoringkonzept entwickelt, mit dem zum einen über Neigungssensoren permanent die Bewegung der Wand aufgezeichnet wird. Zum anderen wurden zu Beginn der Maßnahme Messsensoren zur Beobachtung der erzeugten Erschütterungen ange- bracht. Für beide Systeme wurden Grenzwerte festgelegt, die bei Überschreiten zu ver- schiedenen Reaktionen bis hin zur Einstellung der Bauaktivität geführt hätten.

Schon kurz nach Baubeginn konnte festgestellt werden, dass das gewählte Bauverfahren tatsächlich erschütterungsarm war und an den Schwingungsmesssensoren keine beach- tenswerten Messwerte erreicht wurden.

Die Neigungssensoren meldeten jedoch relativ schnell eine große Bewegung der Wand in Richtung Wasser (s.a. Abbildung 9). Die daraufhin durchgeführte Vermessung bestätigte die Bewegung der Wand. Die Größenordnung der Verformung wurde jedoch im Vergleich zu den Ergebnissen der Neigungssensoren halbiert.



**Abbildung 9: Messwerte der Neigungssensoren 53-56 von 01.12.2022 bis 31.03.2023**

Bis zum Abklingen der Verformungen hatte sich die Wand jedoch um bis zu ca. 18 cm zusätzlich zu den ca. 20 cm Vorverformung nach unten bzw. Richtung Wasser bewegt. Diese Verformungen wurden auch recht schnell nach Beginn der Arbeiten durch Versackungen landseitig der Schwergewichtswand sichtbar (s.a. Abbildung 10).

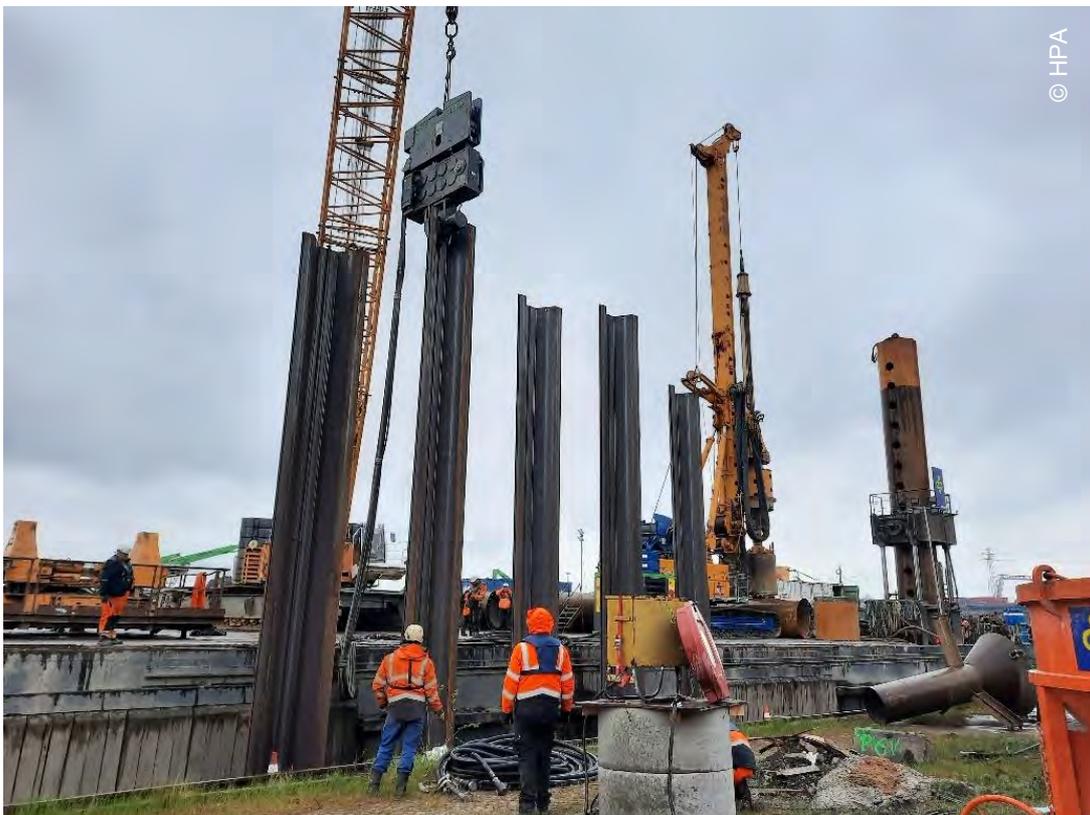


**Abbildung 10: Versackungen landseitig der Schwergewichtswand**

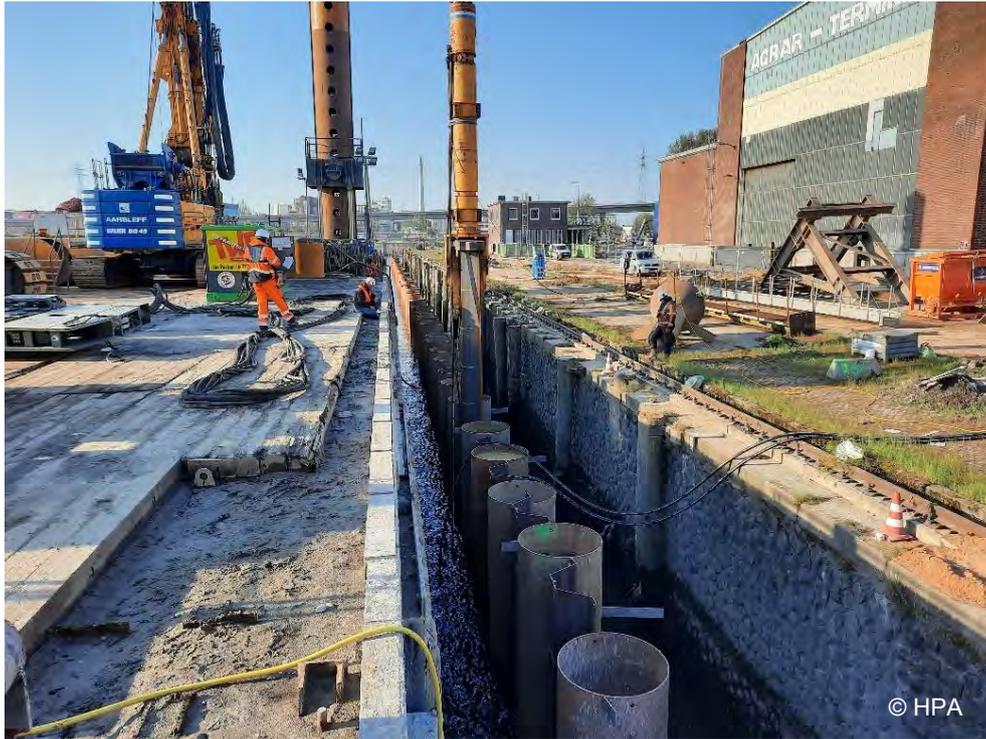
Erste Maßnahmen unter anderem zur Entlastung des Bestandes und Verbesserung des Baugrundes vor der Bestandswand wurden umgehend eingeleitet. Die Verformungen im weiteren Bauverlauf konnten damit reduziert und eine drohende weitere Havarie abgewendet werden. Nach intensiver Ursachenforschung und Diskussionen mit diversen Experten wurde die Ringraumverfüllung zwischen Bohr- und Tragrohr als einer der maßgeblichen

Auslöser für die Verformungen identifiziert. Aufgrund der Wirksamkeit der o.g. Maßnahmen wurde jedoch auf eine grundsätzliche Umstellung des Bauablaufs verzichtet.

Allerdings wurden in einem Bereich mit deutlich kleineren Verformungen Einbringversuche für den Einbau der Füllbohlen durchgeführt, um die Auswirkungen dieses Arbeitsschrittes besser abschätzen zu können. Dazu wurden jeweils fünf Füllbohlen durch Vibration bzw. im Rammverfahren eingebracht (s.a. Abbildung 11 und Abbildung 12). Beide Versuchen haben gezeigt, dass prinzipiell beide Verfahren zur Anwendung kommen können, da sie die Bestandswand kaum beeinflussen.



**Abbildung 11: Probearbeit von Füllbohlen im Vibrations-Verfahren**



**Abbildung 12: Probeeinbau von Füllbohlen durch Rammung**

## **5 Ausblick**

Wie geht es nun weiter? Der Tragrohreinbau befindet sich mittlerweile auf der Zielgeraden und die Stahlbauarbeiten für den Einbau der Ankerstühle wurden gestartet. Die nächsten Schritte sind der Einbau der Füllbohlen und die Herstellung der Anker. Beides soll im Herbst 2023 starten. Mit Spannung wird dann sicherlich wieder das Monitoring beobachtet werden, aber das Team ist guter Hoffnung, dass auch diese Arbeitsschritte ohne größere Zwischenfälle bewältigt werden können.

Nach Abschluss der Verankerungsarbeiten wird der Zwischenraum zwischen der alten und der neuen Wand verfüllt und der Betonholm hergestellt. Abschließend wird die Oberflächenentwässerung und -befestigung wiederhergestellt und das Bauwerk wieder an die Mieterin übergeben. Für die Fertigstellung wird Ende 2024 angestrebt.

## Literatur

**HPA;** Ersatzneubau Hachmannkai – Antrag auf Plangenehmigung, Vorhabensbeschreibung, 2021

**HPA; WKConsult;** Grundinstandsetzung Hachmannkai – Neubau der Kaimauer, Leistungsbeschreibung, 2021

Autorin

---

Dipl.-Ing. Annkathrin Menzel

[annkathrin.menzel@hpa.hamburg.de](mailto:annkathrin.menzel@hpa.hamburg.de)

Hamburg Port Authority AöR

Infrastruktur Projekte

Neuer Wandrahm 4, 20457 Hamburg

[www.hamburg-port-authority.de](http://www.hamburg-port-authority.de)

Tel.: 040 42847-5243



*Bisher erschienene Mitteilungshefte  
des Instituts für Geomechanik und Geotechnik  
(vormals Grundbau und Bodenmechanik)*

**Die meisten Hefte können kostenfrei  
auf unserer Homepage [www.IGG-TUBS.de](http://www.IGG-TUBS.de)  
als PDF heruntergeladen werden!**

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

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust** 1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe**  
Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986
- Nr. 22 Kayser, R.  
Meseck, H.  
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen**  
Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**  
Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.  
Beckefeld, P.  
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen**  
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgebandenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**  
- Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**  
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.  
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**  
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**  
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.  
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.  
Hartung, M.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**  
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.  
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -**  
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**  
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**  
Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**  
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.  
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**  
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.  
Bachmann, M.  
Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**  
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999**  
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Pläßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**  
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.  
Rosenberg, M.  
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000**  
**Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme**  
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.  
Huch, T.  
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**  
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Pläßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.  
Bergs, T.  
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**  
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.  
Bergs, T.  
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002 - Qualitätssicherung und Innovation**  
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

- Nr. 71     Stahlmann, J.            **Pfahl-Symposium 2003**  
              Fritsch, M.                    Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003  
              Kirsch, F.; Schallert, M.
- Nr. 72     Vittinghoff, T.                **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion  
in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73     Witte, M.                      **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei  
bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**  
Dissertation, 2003
- Nr. 74     Stahlmann, J.                **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**  
              Rosenberg, M.                Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004  
              Nendza, M.
- Nr. 75     Kirsch, F.                     **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag-  
verhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76     Stahlmann, J.                **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS**  
              Gattermann, J.                Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004  
              Fritsch, M.
- Nr. 77     Stahlmann, J.                **Messen in der Geotechnik 2004**  
              Gattermann, J.                Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004  
              Kuhn, C.
- Nr. 78     Bergs, T.                     **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungs-  
verhalten einer Kaikonstruktion**, Dissertation, 2004
- Nr. 79     Scholz, C.                    **Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen  
zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten  
faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen**  
Dissertation, 2004
- Nr. 80     Stahlmann, J.                **Pfahl-Symposium 2005**  
              Gattermann, J.                Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005  
              Fritsch, M.
- Nr. 81     Nendza, M.                    **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen  
Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**  
Dissertation, 2006
- Nr. 82     Stahlmann, J.                **Messen in der Geotechnik 2006**  
              Gattermann, J.                Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006  
              Kuhn, C.
- Nr. 83     Stahlmann, J.                **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**  
              Rosenberg, M.                Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

- Nr. 84     Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Fritsch, M.; Fischer, J.     **Pfahl-Symposium 2007**  
   Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
- Nr. 85     Kluge, K.     **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations**  
   – **Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007
- Nr. 86     Fritsch, M.     **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in**  
   **dynamisch belasteten Pfählen**, Dissertation, 2008
- Nr. 87     Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Bruns, B.     **Messen in der Geotechnik 2008**  
   Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
- Nr. 88     Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Fischer, J.     **Pfahl-Symposium 2009**  
   Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
- Nr. 89     Schmitt, J.     **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges**  
   **beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild**  
   Dissertation, 2009
- Nr. 90     Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.     **Stahl im Wasserbau 2009**  
   Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91     Kimme, N.     **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas**  
   – **Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**  
   Dissertation, 2009
- Nr. 92     Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Bruns, B.     **Messen in der Geotechnik 2010**  
   Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
- Nr. 93     Schallert, M.     **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung**  
   **der Struktur von Betonpfählen**, Dissertation, 2010
- Nr. 94     Stahlmann, J.  
              Fischer, J.  
              Zahlmann, J.     **Pfahl-Symposium 2011**  
   Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
- Nr. 95     Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.     **Stahl im Wasserbau 2011**  
   Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96     Stahlmann, J.  
              Zahlmann, J.  
              Sychla, H.     **Pfahl-Symposium 2013**  
   Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
- Nr. 97     Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.     **Stahl im Wasserbau 2013**  
   Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013

- Nr. 98      Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Bruns, B.; Kuhn, C.      **Messen in der Geotechnik 2014**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014
- Nr. 99      Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Stein, P.; Sychla, H.;  
              Zahlmann, J.      **Pfahl-Symposium 2015**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2015
- Nr. 100     Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.      **Stahl im Wasserbau 2015**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 30. September und  
                                  01. Oktober 2015
- Nr. 101     Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.  
              Stein, P.      **Messen in der Geotechnik 2016**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 2016
- Nr. 102     Stahlmann, J.  
              Hinzmann, N.  
              Stein, P.      **Pfahl-Symposium 2017**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2017
- Nr. 103     Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.      **Stahl im Wasserbau 2017**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 28. und 29. September 2017
- Nr. 104     Stahlmann, J.  
              Hinzmann, N.  
              Stein, P.      **Messen in der Geotechnik 2018**  
                                  Fachseminar in Braunschweig  
                                  am 22. und 23. Februar 2018
- Nr. 105     Gährken, A.      **Untersuchungen zum Einfluss der Spannungsgeometrie auf  
das Verformungs- und Schädigungsverhalten von Steinsalz,**  
                                  Dissertation, 2018
- Nr. 106     Stahlmann, J.  
              Mintzlaff, V.  
              León Vargas, R.P.  
              Epkenhans, I.      **Normalszenarien und Monitoringkonzepte für  
Tiefenlager mit der Option Rückholung,**  
                                  ENTRIA-Arbeitsbericht-15, 2019
- Nr. 107     Stahlmann, J.  
              Hinzmann, N.  
              Stein, P.      **Pfahl-Symposium 2019**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2019
- Nr. 108     Missal, C.      **Numerisches Modell zur Entwicklung der Permeabilität  
von Steinsalz in Abhängigkeit von Schädigung,  
Fluiddruck und Spannungszustand,** Dissertation, 2019
- Nr. 109     Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.  
              Daumlechner, E.      **Stahl im Wasserbau 2019**  
                                  Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. September 2019

- Nr. 110    Stahlmann, J.  
              Hinzmann, N.  
              Stein, P.  
              Gattermann, J.                    **Messen in der Geotechnik 2020**  
  Fachseminar in Braunschweig  
  am 20. und 21. Februar 2020
- Nr. 111    Fischer, J.                                **Ramminduzierte Spannungsfeldänderungen**  
  **im Nahbereich von Rohrprofilen großen Durchmessers,**  
  Dissertation, 2021
- Nr. 112    Stein, P.                                 **Stress state developments during the installation of pipe**  
  **piles in sand and their influence on the lateral load-bearing**  
  **behaviour, Dissertation, 2023**
- Nr. 113    Stahlmann, J.  
              Gattermann, J.                    **Pfahl-Symposium 2023**  
  Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. Februar 2023
- Nr. 114    Stahlmann, J.  
              Rosenberg, M.  
              Daumlechner, E.                 **Stahl im Wasserbau 2023**  
  Fachseminar in Braunschweig am 28. und 29. September 2023