

GRUNDBAUINGENIEURE STEINFELD UND PARTNER

BERATENDE INGENIEURE mbB

Cuxhaven, Neubau Liegeplätze 5 bis 7

1. Bericht

Baugrundbeurteilung und
Gründungsempfehlung für die
konstruktiven Bauwerke
(Uferwände und Ro-Ro-Anlagen)

Hamburg, den 29. November 2017 - Auftr.-Nr. 021951

REIMERSBRÜCKE 5, D-20457 HAMBURG · TELEFON (040) 38 91 39-0 · TELEFAX (040) 380 91 70



Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Veranlassung	1
2. Unterlagen	2
3. Baugelände, vorhandene Bebauung und geplante Baumaßnahme	3
3.1 Baugelände und vorhandene Bebauung	3
3.2 Geplante Baumaßnahme	4
4. Baugrund	7
4.1 Baugrundaufschluss	7
4.2 Baugrundaufbau	9
4.2.1 Generelle Baugrundsichtung	9
4.2.2 Holozäne Bodenschichten	10
4.2.3 Pleistozäne Bodenschichten	11
5. Wasserstände und Wasserqualität	12
5.1 Tiedewasserstände der Elbe	12
5.2 Wasserstände im Baugrund	12
5.3 Bemessungswasserstände	13
5.4 Wasserqualität	15
6. Bodenkennwerte	15
6.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Labor- und Felduntersuchungen	15
6.1.1 Wassergehalt	15
6.1.2 Glühverlust	16
6.1.3 Korngrößenverteilung	17
6.1.4 Scherparameter ϕ' und c'	17
6.1.5 Undrained Scherfestigkeit c_u	18
6.1.6 Steifemodul E_s	18
6.1.7 Konsolidierungsbeiwert c_y	19
6.1.8 Konsistenzgrenzen	20
6.2 Bodenkennwerte und Bodenklassen	21



	<u>Seite</u>
7. Gründungsempfehlung	22
7.1 Allgemeines	22
7.2 Konstruktive Bauwerke	23
7.2.1 Pfahlsysteme und Pfahlabsetztiefen.....	23
7.2.2 Äußere axiale Pfahltragfähigkeit.....	25
7.2.3 Negative Mantelreibung	26
7.2.4 Biegebeanspruchung der Ortbetonpfähle	28
7.2.5 Pfahlsetzungen, Pfahlgruppenwirkung	29
7.2.6 Setzungen des Kajeubauwerkes.....	29
7.2.7 Bemessungsprofile für die Rohrwände.....	30
7.2.8 Bemessungsangaben für die Rohrwände und die Stahlpfähle.....	31
7.2.9 Angaben für die Dalben.....	34
7.2.10 Sandverfüllung oberhalb der Kajeuplatte	36
8. Hinweise zur Planung und zur Bauausführung.....	36
8.1 Homogenbereiche	36
8.2 Setzungen und horizontale Verformungen.....	37
8.3 Verwertung / Verbringung von Aushubböden	38
9. Zusammenfassung.....	39



Anlagenverzeichnis

021951/1.1	Übersichtsplan
021951/1.2	Lageplan der Baugrundaufschlüsse
021951/2.1 bis 2.13	Bohrprofile und Drucksondierungen
021951/3.1 und 3.2	Baugrundlängsschnitte A-A und B-B
021951/4	Grundwasserganglinie
021951/5.1 bis 5.4	Ergebnisse Wasseranalysen
021951/6.1 bis 6.4	Bemessungsprofile I bis IX
021951/7.1 und 7.2	Wasserüberdruckansatz
021951/8.1 bis 8.17	Korngrößenverteilungen
021951/9.1 bis 9.8	Scherparameter φ' und c' (Direkte Scherversuche)
021951/10.1 bis 10.10	Scherparameter c_u (Laborflügelsondierungen)
021951/11.1 bis 11.8	Steifemodul E_s (Kompressionsversuche)
021951/12.1. bis 12.8	Konsolidierungsbeiwert c_v
021951/13.1 bis 13.10	Zustandsgrenzen
021951/14.1 bis 14.4	Homogenbereiche



Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG
Niederlassung Cuxhaven
Postfach 526
27455 Cuxhaven

Reimersbrücke 5
20457 Hamburg
Telefon: 040 389139-0
Telefax: 040 3809170
www.steinfeld-und-partner.de
Steuer-Nr.: 48/661/00263
USt-IdNr.: DE 117943142
DNV GL Zertifiziertes Management-
System mit dem Standard SCC*: 2011

Auftragsnummer

021951

29. November 2017
- Ks/EI -

Cuxhaven, Neubau Liegeplätze 5 bis 7
hier: Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung für
die konstruktiven Bauwerke (Uferwände und Ro-Ro-Anlagen)

Ingenieurvertrag vom 31.08.2016

Anlagen: 021951/1 bis 14 (s. Anlagenverzeichnis)

1. Bericht

1. Veranlassung

In Cuxhaven ist der Neubau der Liegeplätze 5 bis 7 geplant. Dabei handelt es sich um etwa 1.195 lfd. m Uferwände mit zwei Ro-Ro-Anlagen und um die Geländeaufhöhung auf einer Fläche von etwa 28,8 ha wasserseitig der vorhandenen Deichlinie (s. Lage- und Übersichtsplan in den Anlagen 021951/1.1 und 1.2).

Der vorliegende 1. Bericht enthält auftragsgemäß die Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung für die v. g. konstruktiven Bauwerke (Uferwände, Ro-Ro-Anlagen). Die Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung für die Geländeaufhöhung folgt im 2. Bericht.



2. Unterlagen

Für die Bearbeitung stehen uns die nachfolgend genannten Unterlagen zur Verfügung.

Von der Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG, Cuxhaven:

- 2.1 Lageplan- Variante 2, M 1:5.000, Stand vom 25.07.2016, Eingang am 26.07.2016
- 2.2 Peilpläne, M 1 : 1.000 / 2.000, Stand vom 2 + 6/2017, Eingang am 21.2./27.6.2017

Vom Ingenieurbüro Tiedemann, Hamburg

- 2.3 E-Mail vom 02.10.2017 mit Anlage Kaiquerschnitt (7 Pfahlreihen), Stand vom 28.09.2017
- 2.4 Kaiquerschnitt (6 Pfahlreihen), Stand von Nov. 2017, Eingang am 15.11.2017
- 2.5 E-Mails vom 25.10., 15.11. und 16.11.2017 mit Zwischenergebnissen der statischen Berechnungen, 3 Seiten und Vorstatik (Vorabzug vom 14.11.2017), 1458 Seiten

Von der Vulhop+Becker GmbH & Co. KG, Rastede:

- 2.6 Schichtenverzeichnisse, 330,6 m Bohrkerne, 34 ungestörte und 659 gestörte Bodenproben von 44 wasserseitigen Bohrungen (12 Kernbohrungen und 27 konventionelle Bohrungen, 5 wasserseitige Kleinbohrungen), 14 landseitigen Bohrungen (4 konventionelle Bohrungen und 10 Kleinbohrungen) nach DIN EN ISO 22475, Ausbauskinne von einem landseitigen Grundwasserbeobachtungsbrunnen, Aufschlüsse ausgeführt im Zeitraum vom 09.03. bis 16.08.2017
- 2.7 Ergebnisse von 53 wasserseitigen und 4 landseitigen Drucksondierungen nach DIN 4094-1, ausgeführt im Zeitraum vom 14.03. bis 15.08.2017
- 2.8 Prüfbericht vom 24.08.2017 über die Untersuchung von einer Grundwasserprobe und einer Elbwasserprobe auf Betonaggressivität nach DIN 4030, Teil 1 und 2 und auf Stahlaggressivität nach DIN 50929 / DIN 50930, Grundwasserprobe entnommen aus dem Grundwasserbeobachtungsbrunnen GWM B 6, aufgestellt von der Eurofins Umwelt Nord GmbH, Oldenburg

Schlusseingang der Unterlagen 2.6 bis 2.8 am 04.09.2017

Eigene Unterlagen:

- 2.9 Cuxhaven, Liegeplätze 5 bis 7, Bohr-/ Sondierpläne mit eingetragenen Gewässersohltiefen, M 1 : 1.000, Anlagen 021951/I.1e und /I.2e, Stand vom 04.05.2017
- 2.10 Geologische Karte von Niedersachsen, M 1 : 25.000, herausgegeben vom Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung, Hannover, Ausgabe 1969
- 2.11 Cuxhaven, Neubau Liegeplatz 4, 1. Bericht vom 27.11.2008, Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung für das Kajenbauwerk, die Ostmole, die östliche Flügelwand, die östliche Uferböschung sowie für die Betriebs- und Umschlagsfläche, Auftragsnummer 015885



- 2.12 Offshore Basishafen Cuxhaven, Neubau Liegeplatz 8, 1. Bericht vom 24.09.2007 - Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung für die Kaibauwerke, die Ufer- und Leitwände sowie für die Kranbahnfundamente, Auftragsnummer 015671
- 2.13 E-Mail vom 10.07.2017 mit geotechnischen Vorabangaben für die Bemessung der Kaimauer, 8 Seiten
- 2.14 E-Mail vom 11.07.2017 mit geotechnischen Vorabangaben, SVB Pfähle (Teilverdrängungsbohrpfähle), 1 Seite
- 2.15 E-Mail vom 22.09.2017 mit Angaben zur Tragfähigkeit der SVB Pfähle (Teilverdrängungsbohrpfähle), 3 Seiten
- 2.16 E-Mail vom 02.10.2017 mit Bemessungsprofilen I bis IX (Vorabzüge) und ergänzenden geotechnischen Angaben, 3 Seiten und 5 Anlagen
- 2.17 E-Mail vom 04.10.2017 mit Baugrundlängsschnitten A-A und B-B (Vorabzüge)

3. Baugelände, vorhandene Bebauung und geplante Baumaßnahme

3.1 Baugelände und vorhandene Bebauung

Das Baugelände für die Liegeplätze 5 bis 7 befindet sich in Cuxhaven, zwischen dem angrenzenden, im Bau befindlichen 4. Liegeplatz und dem 8. Liegeplatz (s. Übersichtsplan in Anlage 021951/1.1).

Unmittelbar südlich der geplanten Liegeplätze 5 bis 7 liegt der vorhandene Hochwasserschutzdeich mit einer Deichkronenoberkante zwischen etwa NN +7,8 m und NN +8,3 m.

Nach Auswertung von vorliegenden geologischen Karten (s. Unterlage 2.10) liegt das Baugelände innerhalb eines in der Vergangenheit eingedeichten Landbereiches. Infolge von Landverlusten hat sich die Deichlinie in der Vergangenheit ständig in Richtung Südwesten bis zum heutigen Hochwasserschutzdeich verschoben.

Im Bereich der geplanten Rammtrasse des 7. Liegeplatzes einschließlich einer Ro-Ro-Anlage befinden sich diverse Steinbuhnen und die mit verklammerten Schüttsteinen gesicherte Uferböschung der Elbe. Die Steinbuhnen (Stacks) wurden angabegemäß bereits in der 1. Hälfte des 18. Jahrhundert hergestellt und sind in der Vergangenheit vermutlich infolge von Setzungen bereits mehrmals nachgebessert und aufgehöhht worden. Planunterlagen zu den Steinbuhnen liegen nicht vor.



Die vorhandenen Gewässersohltiefen liegen im Bereich der geplanten Uferwände entsprechend den vorliegenden Peilplänen in sehr unterschiedlich in Tiefen, überwiegend zwischen etwa NN -8 m und NN -14 m (s. Unterlage 2.2). Im Bereich des geplanten Liegeplatzes 7 liegt die Gewässersohle deutlich höher, angabegemäß mit in Teilbereichen verklappten Steinen aus dem Bühnenabbruch (s. Anlage 021951/1.2). In diesem Teilbereich konnten geplante Baugrundaufschlüsse deshalb noch nicht ausgeführt werden.

Die vorhandene Mole vom Liegeplatz 8 wird zu Beginn der Baumaßnahme zurückgebaut.

Auf dem Baugelände sind nach Angabe der Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG im westlichen Teilbereich des Hochwasserschutzdeiches Kampfmittelverdachtsflächen bekannt geworden, weshalb die geplanten Baugrundaufschlüsse BS 2, BS 4, BS 6, DS 2 und B 3 entfallen sind (s. Anlage 021951/1.2).

3.2 Geplante Baumaßnahme

In Cuxhaven ist der Neubau der Liegeplätze 5 bis 7 auf einer Länge von insgesamt ca. 1.195 m vorgesehen (s. Unterlage 2.1). Beim Liegeplatz 6 bzw. 7 werden zwei Ro-Ro-Anlagen auf einer Länge von ca. 122 m bzw. 38 m integriert. Die im Bereich der Liegeplätze 5 bis 7 geplante Verfüllung der Wasserfläche bzw. die Geländeaufhöhung auf einer Fläche von etwa 28,8 ha wasserseitig der vorhandenen Deichlinie ist Gegenstand unseres 2. Berichtes.

Gemäß den vorliegenden Unterlage 2.4 und 2.5 sowie mündlichen Angaben des Tragwerksplaners auf den Besprechungen vom 11.10. und 15.11.2017 ist der Neubau der Liegeplätze 5 bis 7 im Einzelnen wie folgt vorgesehen (von Westen nach Osten):

Kajenbauwerk der Liegeplätze (LP) 5 bis 7

- Länge der LP 5 bis 7: ca. $L = 1.195 \text{ m}$
(LP 5: ca. 435 m, LP 6: ca. 422 m, LP 7: ca. 338 m)



- Vorlaufender Austausch / Ausbaggerung der organischen Weichschichten (Schlick, Klei) und der gewässersohnnahen Steinbereiche, Herstellung des Rammgrabens im Bereich des geplanten Kajenbauwerkes bis maximal ca. NN -19 m, Ausbaggerung im östlichen Teilbereich von LP 7 lediglich bis ca. NN -5 m örtlich im Baugrund verbleibender unterer Klei
- später geplante Hafensohle auf NN -17 m, Berechnungssohle auf NN -19 m bzw. NN -20 m (s. Unterlage 2.4), eine ggf. vorgesehene Höherlegung der Hafensohle auf NN -15 m wird derzeit geprüft.
- Kajenbauwerk bestehend aus einer mit Stahlträgern (z. B. PSp 600/188) rückverankerten gemischten Rohrwand (Rohrprofil, 1.420 x 25 mm bzw. 1.520 x 25 mm, Zwischenbohle AZ 26 bzw. AZ 46) und einer auf Pfählen tief gegründeten Kaiplatte
- Einrammen der Rohrprofile (vorher eingeschweißter Fußring zur Unterstützung des vertikalen Lastabtrages, ohne Ausgreifern des Bodens innerhalb der Rohrprofile und ohne den Einbau einer Betonplombe im Fußbereich)
- 2 vorgesehene Pfahlsysteme (s. Unterlage 2.4): SVB Pfähle (Teilverdrängungsbohrpfähle) mit Durchmesser $d = 75$ cm im uferwandnahen Bereich (1. + 2. Pfahlreihe) und Ort betonrammpfähle mit Durchmesser $d = 61$ cm im rückwärtigen Kajenbereich (3. bis 6. Pfahlreihe), variable Unterkante (UK) der mit 35° bzw. 45° geneigten Rückverankerungen / Stahlträger, variable UK der lotrechten bzw. zwischen 15:1 und 25:1 geneigten Pfähle (Absetztiefe mind. 5 m oberhalb vom Beckenschluff / Beckenton, z. B. NN -30 m)
- variable UK der Rohrprofile von z. B. ca. NN -43,0 m, UK Kaiplatte ca. NN +2,0 m / NN +2,25 m, UK Füllbohlen ca. NN -25,0 m
- variable UK der landseitigen Spundwandschürze (überwiegend NN $\pm 0,0$ m, tiefer reichende Spundwandschürze AZ 20-700 in Teilbereichen mit nicht austauschbaren unteren Weichschichten)
- Oberkante des ca. 22 m breiten Kajenbauwerkes auf NN +6,25 m, daraus resultierende Geländeaufhöhungen im jetzigen Wasserbereich von überwiegend etwa 14 m bis 20 m bzw. im Bereich des geplanten Liegeplatzes 7 deutlich geringere Geländeaufhöhungen
- gemäß Besprechung vom 15.11.2017 anzusetzende Verkehrslasten:
 - a) Kajenbauwerk: kurzzeitige, bemessungsrelevante und flächenmäßig (ca. 20 m x 20 m) begrenzte maximale Verkehrslast von $p_k = 150 \text{ kN/m}^2$, setzungswirksame flächenmäßig unbegrenzte Verkehrslast von $p_k = 100 \text{ kN/m}^2$ für eine Dauer von maximal $\frac{1}{2}$ Jahr
 - b) Geländeaufhöhung (südlich Kajenbauwerk): kurzzeitige und flächenmäßig (ca. 20 m x 20 m) begrenzte maximale Verkehrslast von $p_k = 150 \text{ kN/m}^2$, flächenmäßig unbegrenzte und dauerhafte Verkehrslast von $p_k = 50 \text{ kN/m}^2$



- 2 Ro-Ro-Anlagen auf einer Länge von ca. 122 m bzw. 38 m (s. Unterlage 2.1) vorgesehen, mit Pfahlgründung und Dalben.

Planunterlagen zum vorgesehenen Bauablauf liegen noch nicht vor. Nach mündlichen Angaben von Niedersachsen Ports und vom Tragwerksplaner ist derzeit von folgendem ungefähren Bauablauf auszugehen:

- Überwiegend bis maximal ca. NN -19 m bzw. im Ostbereich (LP 7) bis ca. NN -5 m vorgesehenen Räumung der Rammtrasse (Boden- und Steinmaterial), die eine negative Mantelreibung hervorruhenden Schlick/- und Kleischichten sollen bis ca. NN -19,0 m mittels ausreichend breitem Rammgraben entfernt werden. Im Ostbereich bei LP 7 bzw. am Übergang zu LP 8 gelten besondere Randbedingungen (geringe Wassertiefen, nahe gelegene Landseite und verklappte Steine aus dem Bühnenabbruch). Für diesen Bereich wird die Geländevorbereitung (Räumung bis ca. NN -5 m) angabegemäß noch gesondert geplant (s. Unterlage 2.5).
- beim LP 7 nach Räumung der Rammtrasse erforderliche ergänzende Ausführung von Baugrundaufschlüssen und deren Auswertung
- wasserseitige Herstellung der gemischten Rohrwand (Rohrprofile und Zwischenbohlen)
- wasserseitige Herstellung der Rückverankerungen
- nach Herstellung der rückverankerten Spundwand folgende 1. Phase der Sandverfüllung bis auf eine Arbeitsebene zwischen mind. etwa NN +2 m und NN +3 m
- von der v. g. Arbeitsebene zwischenzeitlich bereichsweise Herstellung von Vertikaldränagen bis zur Unterkante der örtlich vorhandenen unteren organischen Weichschichten (Angaben im 2. Bericht)
- 2. Phasen der Sandverfüllung/Sandaufschüttung bis auf eine im Rahmen der Erdbauplanung festzulegende deutlich höhere Sandeinbau-/Sandüberschüttungsebene, Liegezeit der Sandaufschüttung, Setzungsvorwegnahme, Setzungsmessungen und deren Auswertungen
- Sandrückbau und anschließende Pfahlherstellungen und Betonbau für das Kajenbauwerk
- Restliche Geländeaufhöhung bis auf Endhöhe und anschließend bis auf die erforderlichen landseitigen Überschüttungshöhen (Angaben im 2. Bericht)
- Wasserseite Baggararbeiten bis auf Solltiefe.



Als Übergabetermin für die Liegeplätze 5 bis 7 ist frühestens von 2022 auszugehen.

Für die Setzungsberechnungen bzw. die Angaben zur negativen Mantelreibung auf die Gründungselemente der Kaje wird oberhalb der Kajenplatte die v. g. unbegrenzte, jedoch temporäre Flächenlast von $p_k = 100 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Für den landseitig zum Kajenbauwerk angrenzenden Betriebsflächenbereich wird vereinbarungsgemäß von einer unbegrenzten setzungswirksamen und dauerhaften Flächenbelastung (Verkehrslast) von $p_k = 50 \text{ kN/m}^2$ zuzüglich der Belastung aus den geplanten Geländeaufhöhungen für die gesamte Verfüllfläche ausgegangen. In flächenmäßig begrenzten Teilbereichen (ca. 20 m x 20 m) wird die maximale Verkehrslast von $p_k = 150 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

4. Baugrund

4.1 Baugrundaufschluss

Zur Erkundung des Baugrundes wurden im Zeitraum vom 09.03. bis 16.08.2017 ergänzend zu den vorliegenden Altaufschlüssen insgesamt folgende Baugrundaufschlüsse ausgeführt (1. und 2. Bericht):

Wasserseitige Baugrundaufschlüsse:

- 12 Kernbohrungen (WKB) bis in Tiefen zwischen rd. NN -11,6 m und rd. NN -44,0 m
- 27 konventionelle Bohrungen (WB) bis in Tiefen zwischen rd. NN -21,8 m und rd. NN -40,7 m
- 5 Kleinbohrungen (WBS) bis in Tiefen zwischen rd. NN -10,5 m und rd. NN -11,2 m
- 53 Drucksondierungen (WDS) bis in Tiefen von max. rd. NN -49,8 m (WDS 52).

Landseitige Baugrundaufschlüsse:

- 4 konventionelle Bohrungen (B) bis in Tiefen zwischen rd. NN -13,8 m und rd. NN -19,2 m
- 10 Kleinbohrungen (BS) bis in Tiefen zwischen rd. NN -0,6 m und rd. NN -2,4 m
- 4 Drucksondierungen (DS) bis in Tiefen zwischen rd. NN -22,0 m und rd. NN -33,7 m
- Ausbau von einer Bohrung (GWM B 6) zur Grundwassermessstelle / Pegel.



Von den genannten, insgesamt ausgeführten Baugrundaufschlüssen werden im vorliegenden 1. Bericht die Bohr- und Drucksondierprofile für die konstruktiven Bauwerke (Uferwände und Ro-Ro-Anlagen, s. Anlagen 021951/2.3 bis 2.13) sowie die zusätzlichen nördlichen Drucksondierprofile (s. Anlagen 021951/2.1 bis 2.2) beigelegt. Die letztgenannten zusätzlichen Drucksondierungen wurden im Hinblick auf die zukünftig vorgesehenen Aufstellungen von Jack up Barges ausgeführt. Die Grenzlinie bzw. die Bereichszuordnung der Bohr- und Sondierprofile für den 1. und 2. Bericht ist im Lageplan in Anlage 021951/1.2 dargestellt. Die Lage der Ansatzpunkte der Baugrundaufschlüsse sowie der vorliegenden Altaufschlüsse (s. Unterlagen 2.11 und 2.12) geht aus dem Lageplan in Anlage 021951/1.2 hervor.

Die Ergebnisse der ausgeführten Baugrundaufschlüsse sind nach unserer Bodenprobenbeurteilung und nach den Tiefenangaben in den Schichtenverzeichnissen des Bohrunternehmers (Unterlage 2.6) zusammen mit den Ergebnissen der Drucksondierungen (Unterlage 2.7) und der Altaufschlüsse als höhengerechte Bohr- und Sondierprofile in den beiliegenden Anlagen 021951/2.1 bis 2.13 dargestellt.

Anhand der Aufschlussergebnisse wurden die Baugrundlängsschnitte A-A und B-B erarbeitet, in denen der Schichtenverlauf zwischen den Bohrpunkten generalisiert und interpoliert dargestellt ist (s. Anlagen 021951/3.1 und 3.2).

Die Lage dieser Längsschnitte ist im Lageplan in Anlage 021951/1.2 dargestellt. Die einzelnen Baugrundaufschlüsse sind beidseitig jeweils senkrecht auf die Schnittlinien projiziert worden. Mit Abweichungen vom dargestellten interpolierten Schichtenverlauf zwischen den Bohrpunkten und in projizierter Querrichtung ist zu rechnen. Details zum Schichtenaufbau sind den Bohrprofil- und Drucksondierdarstellungen in den Anlagen 021951/2.1 bis 2.13 zu entnehmen.

In den Baugrundlängsschnitten A-A und B-B sind die während der Baugrundaufschlussarbeiten eingemessenen Gewässersohltiefen (s. Unterlage 2.6) berücksichtigt worden. Die in der Schnittführung kleinräumig teilweise sehr unterschiedlichen Gewässersohltiefen



resultieren aus der Projizierung der in Querrichtung sehr wechselhaften Wassertiefen (s. Peilpläne gemäß Unterlage 2.2).

Beim LP 7 bzw. am Übergang zum LP 8 konnte der Baugrund aufgrund von verklappten Steinen aus dem Bühnenabbruch nicht ausreichend erkundet werden. Insbesondere bei den Bemessungsprofilen VIII und IX reichen die vorhandenen Aufschlüsse nicht ausreichend tief, weshalb wir nach möglichst frühzeitig erforderlicher Räumung der Steine aus dem Bühnenabbruch einige ergänzende Baugrundaufschlüsse für erforderlich halten.

4.2 Baugrundaufbau

4.2.1 Generelle Baugrundsichtung

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse zusammengefasst (von oben nach unten):

a) Holozäne Bodenschichten

- ab der Gewässersohle Ablagerungen des Wattenmeeres bestehend aus sandigem Schlick (organische Weichschicht) bzw. Sand
- darunter Bodenschichten der Marsch bestehend aus organischen Weichschichten (z. T. Klei, sehr vereinzelt Torfstreifen) und Sanden sowie örtlich Kies mit Steinen (s. z. B. WB 19), im östlichen Teilbereich eine obere und eine untere organische Weichschicht mit zwischengelagerter Sandschicht unterschiedlicher Mächtigkeit (s. Baugrundlängs-schnitt B-B in Anlage 021951/3.2), vereinzelt keine organischen Weichschichten
- örtlich tiefer reichende holozäne Rinnenstruktur (z. B. WB 18, s. Baugrundlängsschnitt A-A in Anlage 021951/3.1), maximale Tiefenlage der erkundeten Holozänbasis bis etwa NN –25 m

b) Pleistozäne Bodenschichten

- Sande, teilweise Kies und Steine bzw. Blöcke
- Beckenschluff /-ton, mit Ausnahme des westlichen Teilbereiches von LP 5 erkundet, dort unterhalb der erkundeten Tiefe auch zu erwarten, örtlich Schluff bzw. warmzeitlicher Schluff, Beckenschluff /-ton sind schwach organisch bis organisch ausgeprägt, warmzeitlicher Schluff ist organisch ausgeprägt
- Erkundung der pleistozänen Bodenschichten bis in Tiefen zwischen etwa NN –40 m und NN –45 m.



4.2.2 Holozäne Bodenschichten

Die holozänen Bodenschichten aus Schlick, Sand und Klei, sehr vereinzelt mit Torfstreifen, wurden bis in sehr unterschiedliche Tiefen zwischen etwa NN –12 m und NN -25 m angetroffen. Die organischen Weichschichten wurden vereinzelt nicht angetroffen und sind somit nicht flächendeckend vorhanden (s. Baugrundlängsschnitte).

Die genaueren, auf NN bezogenen Schichtunterkanten und die räumliche Ausdehnung einschließlich der Schichtdicken der organischen Weichschichten werden in den Isolinienplänen des 2. Berichtes dargestellt.

Der Schlick ist überwiegend sandig bis stark sandig ausgeprägt und wurde überwiegend in breiiger Konsistenz, z. T. in flüssiger bzw. in breiig bis weicher Konsistenz angetroffen. Der z. T. unterhalb des Schlicks angetroffene Klei weist eine überwiegend weiche, z. T. breiig bis weiche und vereinzelt weich bis steife Konsistenz auf. Innerhalb der Weichschichten sind örtlich überwiegend locker bis mitteldicht ($5 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 10 \text{ MN/m}^2$) bzw. locker ($q_c \leq 7,5 \text{ MN/m}^2$) gelagerte Feinsande mit meist schluffigen und mittelsandigen Bestandteilen sowie mit Schlick- bzw. Kleistreifen eingelagert.

Unterhalb der organischen Weichschichten bzw. örtlich auch unmittelbar ab der Gewässer-
sohle wurde eine holozäne Sandschicht in stark wechselnden Schichtdicken bis in Tiefen von maximal etwa NN –25 m angetroffen. Bei den holozänen Sanden handelt es sich überwiegend um Feinsande mit meist schluffigen und mittelsandigen Bestandteilen sowie mit eingelagerten Muschelresten und Schlick- bzw. Kleistreifen. Nach den Drucksondiererergebnissen ergibt sich für diese Sande eine überwiegend locker bis mitteldichte Lagerung ($5 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 10 \text{ MN/m}^2$) bzw. teilweise eine lockere ($q_c \leq 7,5 \text{ MN/m}^2$), eine mitteldichte ($7,5 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 15 \text{ MN/m}^2$) und vereinzelt eine dichte ($q_c > 15 \text{ MN/m}^2$) Lagerung.



Unterhalb der unteren organischen Weichschicht stehen örtlich holozäne Sande mit teilweise eingelagerten Kleistreifen an. Die genaueren Tiefen des Übergangs zu den pleistozänen Sanden lassen sich anhand der Baugrundaufschlussresultate nicht eindeutig bestimmen. Ein Indiz für die holozänen Sande ist neben den einlagernden Kleistreifen eine aus den Drucksondierergebnissen ablesbare zumeist nur locker bis mitteldichte Lagerung ($5 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 10 \text{ MN/m}^2$) der Sande.

4.2.3 Pleistozäne Bodenschichten

Unterhalb der v. g. holozänen Bodenschichten wurden pleistozäne Sande und Kiese, z. T. Steine bzw. Beckenschluff/-ton, örtlich Schluff oder warmzeitlicher Schluff, bis zu den jeweiligen Endtiefen der Bohrungen und Drucksondierungen angetroffen.

Bei den pleistozänen Sanden handelt es sich um Fein- und Mittelsande mit teilweise schluffigen, grobsandigen und kiesigen Bestandteilen sowie örtlich mit eingelagerten Holzkohleresten. Bereichsweise sowie häufiger als bei den angrenzenden Liegeplätzen 4 und 8 sind in den pleistozänen Sanden auch Kiesschichten und Steine bzw. Blöcke eingelagert.

Nach den Drucksondierergebnissen ergibt sich für die Sande eine überwiegend mindestens mitteldichte ($7,5 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 15 \text{ MN/m}^2$), und z. T. eine dichte ($q_c > 15 \text{ MN/m}^2$) bzw. sehr dichte ($q_c > 25 \text{ MN/m}^2$) Lagerung. Generell ist in den pleistozänen Sanden von möglichen Hindernissen in Form von Kiesgeröllen, Stein- bzw. Blockeinlagerungen auszugehen.

Im östlichen Teilbereich von LP 5 sowie beim LP 6 und LP 7 sind eiszeitlich vorbelastete, verglichen mit den pleistozänen Sanden, geringer tragfähige Schluffe und Tone (Beckenschluff/-ton, örtlich Schluff oder warmzeitlicher Schluff) erkundet worden, die dem Lauenburger Tonkomplex zuzuordnen sind und sich insbesondere durch deren unterschiedliche organischen Anteile, Konsistenzen und Körnungslinien unterscheiden lassen. Der Schluff, der Beckenschluff/-ton und der warmzeitliche Schluff weisen eine mindestens steife Konsistenz auf. Beim Beckenschluff/-ton wurde dabei häufig auch eine



steife bis halbfeste oder eine halbfeste Konsistenz festgestellt. Einzelne Bodenproben vom Beckenton wiesen mit zunehmender Tiefe sogar eine halbfeste bis feste Konsistenz auf.

Bei v. g. Schluffen und Tonen ist zu berücksichtigen, dass anhand deren geologischer Entstehungsgeschichte auch im westlichen Teilbereich von LP 5 unterhalb der in Aufschluss- endtiefe erkundeten Sande (s. Baugrundlängsschnitt A-A) mit diesen Böden zu rechnen ist.

5. Wasserstände und Wasserqualität

5.1 Tidewasserstände der Elbe

Für die Liegeplätze 5 bis 7 werden folgende Tidewasserstände zu Grunde gelegt:

HHThw	NN + 5,12 m (03.01.1976)
MSpThw	NN + 1,82 m
MThw	NN + 1,48 m
MTnw	NN – 1,53 m
MSpTnw	NN – 1,70 m
NNTnw	NN – 4,02 m

Der Bemessungswasserstand für den Hochwasserschutz wird gemäß unseren Archivunterlagen und nach Angabe von N'ports mit NN +5,65 m (Cuxhaven) bzw. als maßgebend mit NN +5,90 m (Altenbruch) angegeben.

5.2 Wasserstände im Baugrund

Unmittelbar nach Beendigung der Bohrarbeiten wurde in der landseitig ausgeführten Bohrung GWM B6 ein Wasserstand von 3,31 m (NN +0,06 m) unter OK Seba-Kappe gemessen. Dabei handelt es sich um einen nicht ausgepegelten Grundwasserstand, der mit dem Tidewasserstand der Elbe korrespondiert.

Die Bohrung B 6 wurde im Tiefenbereich der holozänen Sande zu einer Grundwassermessstelle / Pegel (GWM B 6) ausgebaut (s. Anlage 021951/2.13). Im Beobachtungszeitraum vom 13.07. bis 21.07.2017 wurden die ausgepegelten Grundwasserstände mittels



elektronischem Pegelschreiber gemessen. Die Messwerte sind zusammen mit den zugehörigen Tidewasserständen der Elbe in der Anlage 021951/4 als Ganglinien dargestellt.

Danach liegen die innerhalb der holozänen Sande gemessenen Grundwasserstände in folgender Bandbreite:

Pegel GWM B 6 von rd. NN -0,5 m bis rd. NN +1,2 m.

Die gemessenen Grundwasserstände korrespondieren danach mit den Tidewasserständen in der Elbe in Abhängigkeit vom Abstand zur jetzigen Uferlinie zeitlich geringfügig phasenverschoben und gedämpft.

Das Druckniveau des in den pleistozänen Sanden unterhalb der organischen Weichschichten gespannt anstehenden Grundwassers ist ebenfalls vom Tidewasserstand der Elbe abhängig. Für das mittlere Grundwasserdruckniveau kann erfahrungsgemäß von etwa NN +0,5 m ausgegangen werden.

5.3 Bemessungswasserstände

Bei der Festlegung der Bemessungswasserstände und der Wasserüberdruckflächen ist zu beachten, dass im Bereich des geplanten Kajenbauwerkes ein Austausch der vorhandenen organischen Weichschichten (bis maximal NN -19,0 m) erfolgen wird.

Wir empfehlen die maßgebenden Wasserüberdrücke (Lastfälle Sunk) in den Bereichen mit auszutauschenden organischen Weichschichten entsprechend den Berechnungsansätzen in der EAU 2012 anzusetzen (vgl. Unterlage 2.13). Der mittlere Grundwasserspiegel hinter der Uferlinie ist gemäß der Empfehlung E 58 der EAU mit 0,3 m über dem Tidehalbwasser entsprechend auf NN +0,3 m zu berücksichtigen.



Für den Normalfall (Bemessungssituation BS-P) ist gemäß E 19 der EAU ein Wasserüberdruck anzusetzen, der sich aus der Höhendifferenz zwischen dem mittleren Grundwasserspiegel und dem Springtideniedrigwasser zu $w_{\text{ü}} = (0,3 \text{ m} + 1,7 \text{ m}) \times 10 \text{ kN/m}^3 = 20 \text{ kN/m}^2$ ergibt und bilinear entsprechend Bild E 19-2 der EAU anzusetzen ist.

Für die Bemessungssituation BS-A (Situation 3b, extremer Niedrigwasserstand) ist gemäß E 19 der EAU ein von NN -0,02 m bis auf NN -4,02 m linear ansteigender und darunter konstant verlaufender Wasserüberdruck mit $w_{\text{ü}} = 40 \text{ kN/m}^2$ entsprechend Bild E 19-2 der EAU anzusetzen.

Für die Bemessungssituation BS-A (Situation 3c, abfließendes Hochwasser) ist gemäß E 19 der EAU ein von NN +1,8 m bis auf NN -1,5 m linear ansteigender und darunter konstant verlaufender Wasserüberdruck mit $w_{\text{ü}} = 33 \text{ kN/m}^2$ entsprechend Bild E 19-2 der EAU anzusetzen.

Im Falle von verbleibenden organischen Weichschichten sind die maßgebenden Wasserüberdrücke gemäß den Berechnungsgrundsätzen für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der FHH anzusetzen. Entsprechend dieser Berechnungsansätze und unter Berücksichtigung der gemessenen Grundwasserstände werden den verschiedenen zu betrachtenden Lastfällen folgende Innen- und Außenwasserstände zugeordnet:

Tabelle 1: Innen- und Außenwasserstände im Falle von verbleibenden organischen Weichschichten

Lastfall	Außenwasserstand	Innenwasserstand
Niedrigwasser = Sunk 1 (Normaltide)	MTnw = NN -1,53 m	NN +1,0 m
Niedrigwasser = Sunk 2 (Extremes Niedrigwasser)	NNTnw = NN -4,02 m	NN ±0,0 m



Für den Fall einer im Baugrund verbleibenden organischen Weichschicht ist die Wasserüberdruckverteilung (Sunk 1 und Sunk 2) in den Anlagen 021951/7.1 und 7.2 beispielhaft für das Bemessungsprofil VI dargestellt. Der Wasserüberdruck ist bis UK Füllbohle (ca. NN –25,0 m) zu berücksichtigen.

5.4 Wasserqualität

Zur Beurteilung der Beton- und Stahlaggressivität des Wassers wurden Wasserproben aus dem Grundwasserbeobachtungsbrunnen GWM B6 und aus der Elbe entnommen und auf Betonaggressivität gemäß DIN 4030, Teil 1 und Teil 2, und auf Stahlaggressivität gemäß DIN 50929, Teil 3, und DIN 50930 analysiert.

Nach den Analysenergebnissen werden die Wasserproben aus der GWM B6 und aus der Elbe als mäßig betonangreifend beurteilt und in die Expositionsklasse XA2 eingeordnet. Die Wahrscheinlichkeit für Flächenkorrosion wird als sehr gering (GWM B6) bzw. als gering (Elbe) und für Mulden- und Lochkorrosion als gering (GWM B6) bzw. als mittel (Elbe) beurteilt. Die vollständigen Analysenergebnisse zur Beton- und Stahlaggressivität (s. Unterlage 2.8) sind den Anlagen 021951/5.1 bis 5.4 zu entnehmen.

6. Bodenkennwerte

6.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Labor- und Felduntersuchungen

6.1.1 Wassergehalt

Zur allgemeinen und vergleichenden Beurteilung der organischen Weichschichten wurde in unserem Labor an ausgewählten Bodenproben der Wassergehalt nach DIN 18121, Teil 1, bestimmt. Die Einzelwerte der ermittelten Wassergehalte (1. Bericht) sind in den Anlagen 021951/2.1 bis 2.13 rechts neben den Bohrprofilen, den Probeentnahmetiefen zugeordnet, eingetragen. Es ergeben sich insgesamt (1. und 2. Bericht) folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 2: Wassergehalte

Bodenart	Versuchs- anzahl	Wassergehalt w (%)		
		min.	mittl.	max.
Schlick	20	24,5	75,1	111
Klei	31	18,3	51,4	106
Schluff	2	24,0	26,0	27,9
Beckenschluff	52	23,2	34,0	69,9
Beckenton	11	20,6	33,9	50,0
Warmzeitlicher Schluff	3	77,1	83,9	96,6

6.1.2 Glühverlust

Zur Ermittlung des organischen Anteiles wurde an ausgewählten Kleiprobe der Glühverlust nach DIN 18128 mit insgesamt (1. und 2. Bericht) folgenden Ergebnissen bestimmt:

Tabelle 3: Glühverluste

Bodenart	Versuchs- anzahl	Glühverlust V_{gl} (%)		
		min.	mittl.	max.
Schlick	4	5,0	7,1	8,3
Klei	6	2,5	7,6	14,3
Sand	1	-	11,3	-
Beckenschluff	4	3,3	5,1	6,3
Beckenton	2	7,0	8,3	9,6

Die ermittelten Glühverluste wurden bei der Benennung der Bodenarten nach DIN 4022, Teil 1, berücksichtigt. Die Einzelwerte der Glühverluste (1. Bericht) sind in den Anlagen 021951/2.1 bis 2.13, den Probeentnahmetiefen zugeordnet, links neben der Bezeichnung der Bodenart angegeben.



6.1.3 Korngrößenverteilung

An insgesamt (1. und 2. Bericht) 64 Bodenproben (Schlick: 5, Klei: 8, Sand: 31, Kies: 2, Beckenschluff: 13, Beckenton: 5) ist die Korngrößenverteilung nach DIN 18123 bestimmt worden. Die ermittelten Korngrößenverteilungen sind bei der Benennung der Bodenarten in den Bohrprofilen der Anlagen 021951/2.1 bis 2.13 (1. Bericht) berücksichtigt worden und in Form von Körnungslinien in den Anlagen 021951/8.1 bis 8.17 (1. und 2. Bericht) dargestellt.

6.1.4 Scherparameter ϕ' und c'

Zur Ermittlung der wirksamen Scherparameter ϕ' und c' wurden an 3 Proben aus dem Klei und 5 Proben aus dem Beckenschluff direkte Scherversuche im Kastenschervergerät nach DIN 18137 durchgeführt.

Die Versuchsergebnisse sind in den Anlagen 021951/9.1 bis 9.8 dargestellt. Folgende Scherparameter (Versuchswerte) wurden ermittelt:

Tabelle 4: Scherparameter

Bodenart	Bohrungen/Tiefe	Einbau- wassergehalt w [%]	Wichte γ [kN/m ³]	Scherparameter	
				ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
Klei	WKB 10 / 2,8 m	87,4	14,4	12,6	49,0
Klei	WKB 11 / 3,0 m	92,5	14,5	13,8	31,0
Klei	WKB 11 / 3,3 m	93,1	14,3	5,9	54,9
Beckenschluff	WKB 10 / 24,0 m	25,0	18,6	15,2	91,4
Beckenschluff	WKB 10 / 26,0 m	28,1	18,6	3,6	157,0
Beckenschluff	WKB 10 / 28,0 m	40,5	17,4	18,2	53,9
Beckenschluff	WKB 11 / 29,0 m	28,9	19,1	20,5	60,2
Beckenschluff	WKB 11 / 29,3 m	31,2	18,5	30,7	61,4

Bei einigen Versuchsergebnissen, insbesondere vom Beckenschluff (z. B. Probe WKB 10 / 26,0 m), ergeben sich nicht plausible Ergebnisse, die ggf. mit Störzonen in den Bodenproben zu erklären sind. Diese Versuchsergebnisse gelten als Ausreißer und werden bei der Festlegung der charakteristischen Bodenkennwerte nicht berücksichtigt.



6.1.5 UndrÄnierte Scherfestigkeit c_u

Zur Bestimmung der undrÄnierten Scherfestigkeit c_u wurden insgesamt an 9 Proben aus dem Beckenschluff sowie an einer Probe aus dem Beckenton Laborflügelsondierungen nach DIN 4096 mit folgenden Ergebnissen (Versuchswerte) durchgeführt (s. Anlagen 021951/10.1 bis 10.10):

Tabelle 5: UndrÄnierte Scherfestigkeit

Bodenart	Bohrung/Tiefe	Einbauwassergehalt w [%]	UndrÄnierte Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]
Beckenschluff	WKB 6 / 21,3 m	30,5	89,3
Beckenschluff	WKB 6 / 27,3 m	47,3	Ausreißer (gestörte Probe)
Beckenschluff	WKB 7 / 24,3 m	25,2	87,1
Beckenschluff	WKB 7 / 29,3 m	45,8	25,1
Beckenschluff	WKB 8 / 23,3 m	31,1	97,3
Beckenschluff	WKB 8 / 29,3 m	35,6	55,5
Beckenschluff	WKB 10 / 23,0 m	27,7	26,8
Beckenschluff	WKB 11 / 24,3 m	28,3	22,4
Beckenschluff	WKB 11 / 29,3 m	31,7	79,1
Beckenton	WKB 5 / 26,3 m	31,6	100,0

6.1.6 Steifemodul E_s

Zur Bestimmung der Steifemoduli für Setzungsabschätzungen wurden an 3 Bodenproben aus dem Klei und 5 Bodenproben aus dem Beckenschluff Kompressionsversuche (Druckversuch mit verhinderter Seitendehnung) gemäß DIN 18135 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Form der gemessenen Lastsetzungskurven in den Anlagen 021951/11.1 bis 11.8 dargestellt. Die für verschiedene Spannungsbereiche ermittelten Steifemoduli in der Erstbelastung ($E_{s,1}$), in der Zweitbelastung ($E_{s,2}$) sowie der Einbauwassergehalt und die Wichte der untersuchten Bodenproben sind nachfolgend zusammengestellt:



Tabelle 6: Steifemoduli Klei

Bodenart	Bohrung / Tiefe - / [m]	Einbau- Wassergehalt w [%]	Wichte γ [kN/m ³]	Steifemoduli $E_{s,1}/(E_{s,2})$ [MN/m ²] für Normalspannungen σ [MN/m ²]		
				0,03 - 0,6	0,06 - 0,12	0,12 - 0,25
Klei	WKB 10 / 2,8 m	84,0	15,0	4,2	2,7 (6,8)	2,2 (5,1)
Klei	WKB 11 / 3,0 m	104,3	14,4	5,8	3,5 (8,4)	2,3 (2,5)
Klei	WKB 11 / 3,3 m	83,4	14,8	2,3	3,5 (8,2)	2,4 (5,2)

Tabelle 7: Steifemoduli Beckenschluff

Bodenart	Bohrung / Tiefe - / [m]	Einbau- Wassergehalt w [%]	Wichte γ [kN/m ³]	Steifemoduli $E_{s,1}/(E_{s,2})$ [MN/m ²] für Normalspannungen σ [MN/m ²]		
				0,06 - 0,12	0,12 - 0,25	0,25 - 0,51
Beckenschluff	WKB 10 / 24,0 m	27,1	20,3	7,6 (40,0)	8,7 (45,5)	13,8 (45,5)
Beckenschluff	WKB 10 / 26,0 m	25,6	19,3	8,6 (22,7)	7,5 (19,2)	11,0 (29,8)
Beckenschluff	WKB 10 / 28,0 m	27,1	17,9	7,2 (17,1)	5,5 (15,0)	6,3 (17,8)
Beckenschluff	WKB 11 / 29,0 m	32,9	19,8	6,3 (22,7)	6,3 (29,8)	9,7 (31,9)
Beckenschluff	WKB 11 / 29,3 m	33,1	19,1	8,5 (31,1)	7,8 (27,2)	11,1 (29,8)

6.1.7 Konsolidierungsbeiwert c_v

Zur Bestimmung des Konsolidierungsbeiwertes c_v (vertikale Konsolidierung) für die Abschätzung des zeitlichen Verlaufes der Setzungen in den organischen Weichschichten wurden bei den Kompressionsversuchen Zeitsetzungskurven ermittelt.

Die Auswertung der Zeitsetzungskurven (s. Anlagen 021951/12.1 bis 12.8) nach dem grafischen Verfahren von CASAGRANDE hat zu folgenden Ergebnissen geführt:

Tabelle 8: Konsolidierungsbeiwerte

Bodenart	Bohrung/Tiefe	Auflastspannung [kN/m ²]	Konsolidierungsbeiwert c_v [m ² /a]
Klei	WKB 10 / 2,8 m	510 (Zweitbelastung)	0,23
Klei	WKB 11 / 3,0 m	510 (Zweitbelastung)	0,34
Klei	WKB 11 / 3,3 m	510 (Zweitbelastung)	0,22
Beckenschluff	WKB 10 / 24,0 m	2030 (Zweitbelastung)	nicht auswertbar
Beckenschluff	WKB 10 / 26,0 m	2030 (Zweitbelastung)	6,5
Beckenschluff	WKB 10 / 28,0 m	2030 (Zweitbelastung)	3,9
Beckenschluff	WKB 11 / 29,0 m	2030 (Zweitbelastung)	12,8
Beckenschluff	WKB 11 / 29,3 m	2030 (Zweitbelastung)	10,2

6.1.8 Konsistenzgrenzen

An 3 Bodenproben aus dem Klei, 5 aus dem Beckenschluff und 2 aus dem Beckenton wurden die Fließ- und Ausrollgrenzen gemäß DIN 18122, Teil 1 bestimmt. Unter Berücksichtigung des natürlichen Wassergehaltes der Bodenproben ergeben sich die folgenden Konsistenzzahlen I_c :

Tabelle 9: Konsistenzgrenzen

Bodenart	Bohrung/Tiefe	Plastizitätszahl I_p [%]	Konsistenzzahl I_c [-]
Klei	B 4 / 1,55 m	10,5	0,53
Klei	B 6 / 2,25 m	16,6	0,54
Klei	WKB 11 / 3,30 m	81,8	0,53
Beckenschluff	WKB 8 / 29,05 m	25,8	0,48
Beckenschluff	WKB 10 / 24,00 m	20,0	0,51
Beckenschluff	WKB 10 / 26,00 m	23,6	0,81
Beckenschluff	WKB 11 / 29,00 m	20,3	0,65
Beckenschluff	WKB 11 / 29,30 m	23,9	0,53
Beckenton	WKB 5 / 25,80 m	66,4	0,99
Beckenton	WKB 5 / 26,05 m	46,1	0,92



Die untersuchten Kleiprobe sind als weich bzw. als weich bis steif einzustufen. Der Bereich von weicher Konsistenz liegt gemäß DIN 18122 bei $0,5 \leq I_c \leq 0,75$.

Der Schluff, der Beckenschluff /-ton und der warmzeitliche Schluff weisen gemäß unserer Bodenprobenbeurteilung und gemäß den Versuchen mit dem Taschenpenetrometer eine mindestens steife Konsistenz auf. Beim Beckenschluff /-ton wurde dabei teilweise auch eine steife bis halbfeste oder eine halbfeste Konsistenz festgestellt. Einzelne Bodenproben vom Beckenton wiesen eine sogar halbfeste bis feste Konsistenz auf.

Bei einigen Versuchsergebnissen vom Beckenschluff ergeben sich zur Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen nicht plausible Ergebnisse (Konsistenzzahlen, die eine breiige bzw. weiche Konsistenz ausweisen). Diese Versuchsergebnisse gelten als Ausreißer und werden bei der Festlegung der Bodenkennwerte nicht berücksichtigt.

Die ermittelten Laborversuchsergebnisse sind in den Anlagen 021951/13.1 bis 13.10 dargestellt.

6.2 Bodenkennwerte und Bodenklassen

Nach unserer manuellen und visuellen Beurteilung der Bodenproben, den Laborversuchsergebnissen gemäß Abschn. 6.1 und unseren Erfahrungen mit vergleichbaren Böden sind für die erkundeten Bodenschichten in erdstatischen Berechnungen die in der Tabelle 10 angegebenen Bodenkennwerte als charakteristische Werte anzusetzen. Die Bodengruppen nach DIN 18196 sind in den Anlagen 0221951/14.1 bis 14.4 (Homogenbereiche) angegeben.

**Tabelle 10:** Charakteristische Bodenkennwerte gemäß DIN 1054: 2005-01

Nr.	Bodenart	Spitzendruck q_c [MN/m ²]	Wichte γ/γ' [kN/m ³]	Scherfestigkeit			Steife- modul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	Konsolidierungs- beiwert $c_{v,k}$ ¹⁾ [m ² /Jahr]
				φ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]	c_{uk} [kN/m ²]		
1	Schlick, sandig	-	14 / 4	19,1	6,5	9,8	1,0	3,0
2	Klei	-	16 / 6	21,8	6,5	22,8	2,0	1,0
3	Sand	$q_c \leq 5$	16 / 9,5	32,4	0	-	20	-
4	Sand	$5 < q_c \leq 10$	17 / 10	35,0	0	-	35	-
5	Sand	$10 < q_c \leq 15$	18 / 10,5	37,6	0	-	60 - 100	-
6	Sand	$q_c > 15$	19 / 11	37,6	0	-	80 - 120	-
7	Kies		19 / 11	37,6	0	-	80 - 120	-
8.1	Schluff		20 / 10	21,8	26	32,5	≥ 25	4,0
8.2	Beckenschluff / Beckenton		20 / 10	21,8	26	32,5	≥ 25	4,0
8.3	warmzeitlicher Schluff		20 / 10	21,8	19,5	26,0	≥ 15	4,0
9	Einbausande, verdichtet	$10 < q_c \leq 15$	18 / 10,5	37,6	0	-	60 - 100	-
10	Einbausande, unverdichtet	$5 < q_c \leq 10$	17 / 10	35,0	0	-	35	-

¹⁾ Der horizontale Konsolidierungsbeiwert ist mit $c_h = 3,0$ bis $4,0 \times c_v$ anzusetzen.

Bei Antreffen von hohen Bauschuttanteilen oder Bauwerksresten ist die Bodenklasse für die vereinzelt angetroffenen Auffüllungen vor Ort festzulegen.

7. Gründungsempfehlung

7.1 Allgemeines

Die Basis der holozänen Bodenschichten aus Schlick, Klei und Sand bzw. die Oberkante der für die Gründungselemente ausreichend tragfähigen Sande wurde in sehr unterschiedlichen Tiefen, im Mittel zwischen etwa NN –12 m und etwa NN –20 m und max. bis etwa NN - 25 m angetroffen (siehe z. B. Baugrundlängsschnitte A-A und B-B in Anlage 021951/3.1. und 3.2).



Verglichen mit den angrenzenden fertiggestellten Liegeplätzen 4 und 8 sind für die geplanten Gründungen der Liegeplätze 5 bis 7 die folgenden geologischen Gegebenheiten besonders hervorzuheben:

1. Kiesschichten und Steine sind bei den Baugrundaufschlüssen häufiger als bei den angrenzenden Liegeplätzen 4 und 8 festgestellt worden. Dies ist bei der Planung der Bauverfahren und der Gründungselemente zu beachten.
2. Im östlichen Teilbereich von LP 5 sowie durchgängig beim LP 6 und LP 7 sind eiszeitlich vorbelastete, verglichen mit den pleistozänen Sanden, geringer tragfähige Schluffe und Tone (Beckenschluff /-ton, örtlich Schluff oder warmzeitlicher Schluff) des Lauenburger Tonkomplexes erkundet worden. Der bei diesen Böden ermittelte, verglichen mit den pleistozänen Sanden geringere Steifemodul führt zu größeren Setzungen der oberhalb (Pfähle) bzw. innerhalb (Rohrwand) dieser Böden einbindenden Gründungselemente. Andererseits ist bei der Einrammung der Rohre innerhalb des Beckenschluffs /-tons bereichsweise von einer schweren Rammung auszugehen, weil an den Bodenproben teilweise eine halbfeste Konsistenz, beim Beckenton mit zunehmender Tiefe sogar eine halbfeste bis feste Konsistenz, festgestellt wurde.
3. Bei v. g. Schluffen und Tonen ist zu berücksichtigen, dass anhand derer geologischen Entstehungsgeschichte auch im westlichen Teilbereich von LP 5 unterhalb der in der Aufschlussendtiefe erkundeten Sande (s. Baugrundlängsschnitt A-A) mit diesen Böden zu rechnen ist.

7.2 Konstruktive Bauwerke

7.2.1 Pfahlssysteme und Pfahlabsetztiefen

In Abstimmung mit N'ports und dem Tragwerksplaner sind für die Kajeinbauwerke als Pfahlssysteme Teilverdrängungsbohrpfähle nach DIN EN 1536 (d = 75 cm, 1. + 2. Pfahlreihe) und Ortbetonrammpfähle nach DIN EN 12699 (d = 61 cm, 3. bis 6. Pfahlreihe) vorgesehen.



Nach unserer Bewertung der Drucksondierdiagramme (s. Anlagen 021951/2.1 bis 2.13) und der Ergebnisdarstellung in den Bemessungsprofilen (s. Anlagen 021951/6.1 bis 6.4) kann von einem für die Pfahlgründung der Kaje ausreichend tragfähigen Baugrund mit überwiegend mindestens mitteldichter Lagerung der Sande zwischen etwa NN -15 m und NN -25 m ausgegangen werden. Maßgebend für die Planung und Festlegung der Pfahlabsetztiefen bei den Liegeplätzen 5 bis 7 sind folgende Randbedingungen:

- Ausreichende Einbindetiefen der Pfähle in die ausreichend tragfähigen, mindestens mitteldicht gelagerten Sande
- Pfahlunterkanten ca. 5 m oberhalb des geringer tragfähigen Beckenschluffs / -tons
- Schwerpunkt der Pfahllasteinleitung muss unterhalb der 1:2 Linie liegen (EAU 2012 und Unterlage 2.4).

Damit ergibt sich beispielsweise für den Kajequerschnitt in Unterlage 2.4 ab einer angenommenen Pfahlherstellungsebene von ca. NN +3 m eine Pfahllänge von $l = 33$ m.

Die endgültige Pfahlabsetztiefe ist in Abhängigkeit vom vorgesehenen Pfahlssystem und den bei Baubeginn mit der bauausführenden Firma abzustimmenden Rammkriterien festzulegen. Wir empfehlen mit der Pfahlherstellung im Bereich ausgeführter Drucksondierungen zu beginnen, um so anhand der Daten für die ersten hergestellten Pfähle die endgültigen Herstellungs-/ Rammkriterien festzulegen.

In Längs- und ggf. auch in Querrichtung ergeben sich bedingt aus den verschiedenen Bemessungsprofilen, den 2 Pfahlssystemen und der 1:2 Linie unterschiedliche Pfahlabsetztiefen. Bei unterschiedlichen Pfahlabsetztiefen ist eine Abtreppung von 30° zur Horizontalen, gemessen zwischen den Pfahlachsen, einzuhalten. Tiefer zu gründende Pfähle sind vor flacher zu gründenden Pfählen einzubringen. Ferner sind die erforderlichen Pfahlmindestabstände gemäß DIN EN 12699 einzuhalten.



7.2.2 Äußere axiale Pfahltragfähigkeit

Für die statische Vorbemessung von axial auf Druck bzw. Zug belastete Ortbetonrammpfähle können auf der Grundlage uns vorliegender Ergebnisse von Probelastungen unter vergleichbaren Verhältnissen die in der Tabelle 11 abhängig vom Pfahlssystem und von der Einbindetiefe in den ausreichend tragfähigen Baugrund angegebenen charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{c,k}$ für die Bemessung nach dem Teilsicherheitskonzept gemäß EC 7 für den Grenzzustand des Versagens (GEO-2) in Ansatz gebracht werden. Der Bemessungswert für den Pfahlwiderstand ($R_{c,d}$) ist dann nach EC 7, Tabelle A 2.3, für die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A, unter Berücksichtigung der für Druck ($\gamma = 1,4$) und Zug ($\gamma = 1,5$) unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte zu ermitteln.

Tabelle 11: Charakteristische Pfahlwiderstände $R_{c,k}$ für Ortbetonrammpfähle in Abhängigkeit vom Pfahlssystem

Pfahlssystem	Einbindetiefe in den tragfähigen Baugrund rd. t (m)	Durchmesser des Vortreibrohres bzw. Schaftdurchmesser rd. d (cm)	Axiale Druckbelastung $R_{c,k}$ (kN)	Axiale Zugbelastung $R_{c,k}$ (kN)
Ortbetonrammpfahl mit Innenrammung und ausgerammtem Fuß	2,5 bis 5 ¹⁾	52	4.700	1.300
		56	5.250	1.600
		61	5.800	1.800
Ortbetonrammpfahl mit Kopframmung und Fußplatte	4 bis 6	52	4.200	1.200
		56	4.700	1.400
		61	5.100	1.600

¹⁾ Die Einbindetiefe bezieht sich bis auf die Unterkante des Rammrohres.

Die in der Tabelle 11 angegebenen Pfahlwiderstände $R_{c,k}$ gelten für die Einbindetiefen der Ortbetonrammpfähle innerhalb von mind. mitteldicht gelagerten Sanden und für eine Pfahlabsetztiefe von mind. 5 m oberhalb des Beckenschluffes / Beckentones.

Für Zugpfähle ist vom oberen Wert der angegebenen Einbindetiefen in den ausreichend tragfähigen Baugrund auszugehen.



Die statische Vorbemessung von axial belasteten SVB Pfählen (Teilverdrängungsbohrpfähle) empfehlen wir entsprechend unseren Unterlagen 2.14 und 2.15 gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle) auf Basis der Tabellen 5.12 und 5.13, mit den Mittelwerten aus den Bandbreiten des charakteristischen Pfahlsitzenwiderstandes und der charakteristischen Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle, auszuführen. Dabei sind die Baugrundsichten gemäß unseren Bemessungsprofilen (s. Anlagen 021951/6.1 bis 6.4) zu berücksichtigen und bei angegebenen Bandbereiten des Spitzendruckes q_c (s. Spalte 3 der Tabelle 10 mit den Bodenkennwerten) jeweils der Mittelwert zu verwenden.

Des Weiteren darf gemäß EA-Pfähle ein Erhöhungsfaktors von 1,15 für Teilverdrängungsbohrpfähle berücksichtigt werden.

Generell ist die anzusetzende äußere Pfahltragfähigkeit von der bauausführenden Firma für ihren Pfahltyp eigenverantwortlich festzulegen und vor Baubeginn durch Ergebnisse von statischen Probelastungen, die unter vergleichbaren Verhältnissen (Baugrund, Pfahlabmessungen, Einbindetiefe in den tragfähigen Baugrund, etc.) durchgeführt wurden, nachzuweisen. Wir empfehlen darüber hinaus, die äußere Tragfähigkeit der Pfähle an Hand von statischen und dynamischen Probelastungen auf der Baustelle vor oder mit Baubeginn in Bereichen „ungünstiger“ Baugrundverhältnisse nachzuweisen. Der Umfang und die Details zur Durchführung und Überwachung der Probelastungen sind gemeinsam mit dem Bauherrn und dem Tragwerksplaner abzustimmen.

Die Probelastungen sind entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle, 2012) durchzuführen und nach EC 7, Abschn. 7.6.3.2, auszuwerten.

7.2.3 Negative Mantelreibung

Aufgrund der geplanten Sandaufspülungen bzw. Geländeaufhöhungen ist in Abhängigkeit von im Boden verbleibenden belastungsempfindlichen organischen Weichschichten mit langfristig auftretenden Restsetzungen zu rechnen, weshalb die Pfähle, die Rohrwand und sonstige erdberührte Bauteile (z. B. Betonflächen, Spundwandschürze) bis zur Unterkante der organischen Weichschichten dieser ggf. durch negative Mantelreibung (Q_{neg}) zusätzlich



belastet werden. Um den Ansatz der negativen Mantelreibung auf die Pfähle bei den Liegeplätzen 5 bis 7 zu vermeiden, wurden im Vorwege gemeinsam mit N`ports und dem Tragwerksplaner folgende konstruktive Maßnahmen festgelegt:

Unter Berücksichtigung des vorgesehenen Austausches der organischen Weichschichten (Schlick, Klei) im überwiegenden Bereich des geplanten Kajeubauwerkes bis maximal ca. NN -19 m (Ausnahme: Ausbaggerung im östlichen Teilbereich von LP 7 lediglich bis ca. NN -5 m) verbleiben lediglich im Bereich der Bemessungsprofile VIII und IX organische Weichschichten im Baugrund. Um auch hier und somit bei allen Bemessungsprofilen den Ansatz der negativen Mantelreibung auf die Pfähle auszuschließen, ist nach Herstellung der rückverankerten Rohrwand zunächst eine Setzungsvorwegnahme mittels Sandüberschüttung und setzungsbeschleunigenden Vertikaldränagen vorgesehen. Später wird an der Hinterkante der Kaje eine ausreichend tief einbindende, lastabschirmende Spundwandschürze eingebaut.

Für die Rohrwand ist eine negative Mantelreibung im Bereich der Bemessungsprofile VIII und IX wegen der anfangs nicht vorhandenen lastabschirmenden Spundwandschürze zu berücksichtigen. Bei der Wandbemessung ist ein Vergleich der negativen Mantelreibung mit dem vertikalen Erddruckanteil (E_{av}) erforderlich. Im Ergebnisvergleich ist nur der jeweils höhere Lastwert maßgeblich anzusetzen.

Für das Bemessungsprofil VI mit einer linsenförmig eingelagerten unteren organischen Weichschicht braucht keine negative Mantelreibung berücksichtigt werden, weil die zugehörige Bohrung WB 18 ca. 32 m entfernt von der Wandachse liegt. Näher zur Wandachse liegende Aufschlüsse weisen deutlich höhere Weichschichtunterkanten auf. Unabhängig vom hier nicht erforderlichen Ansatz der negativen Mantelreibung auf die Pfähle ist das Bemessungsprofil VI einschließlich der unteren organischen Weichschicht für die Wandbemessung wegen des größeren räumlichen Einflussbereiches der Verankerungen und des aktiven Erddruckkeiles zu berücksichtigen.



Im Bereich der geplanten, auf Pfählen aufgeständerten 2 Ro-Ro-Anlagen ist ebenfalls keine negative Mantelreibung zu berücksichtigen, sofern keine Sandaufschüttungen auf verbleibende organische Weichschichten erfolgen.

Die negative Mantelreibung auf die Rohrwand (Bemessungsprofile VIII und IX) und auf sonstige erdberührte Bauteile (z. B. Betonflächen, Spundwandschürze) berechnet sich wie folgt:

$$Q_{\text{neg}} = \sum d_i \cdot \tau_{\text{nk},i} \cdot A \quad (\text{kN} \times \text{m})$$

mit d_i = Dicke der einzelnen Bodenschichten (m)

$\tau_{\text{nk},i}$ = charakteristischer Wert der negativen Mantelreibung der Bodenschichten (kN/m^2)

A = erdberührte abgewinkelte Wandfläche (m^2)

Der charakteristische Wert der negativen Mantelreibung τ_{nk} ist nach dem Ansatz von BURLAND (s. DIN 1054: 2005-01, Abs. 8.3.3) mit $\tau_{\text{nk}} = K_0 \cdot \gamma' \cdot z \cdot \tan \varphi'_k$ zu ermitteln, wobei der rechnerische Wert auf maximal $\tau_{\text{nk}} = 10 \text{ kN}/\text{m}^2$ in den organischen Weichschichten und $\tau_{\text{nk}} = 30 \text{ kN}/\text{m}^2$ in den Sanden zu beschränken ist. Der Erdruchdruckbeiwert K_0 ist mit $K_0 = 1 - \sin \varphi'_k$ anzusetzen. Belastungen aus negativer Mantelreibung sind wie ständige Einwirkungen anzusetzen. Im Vergleich von Q_{neg} und E_{av} ist nur der höhere Wert maßgebend anzusetzen.

7.2.4 Biegebeanspruchung der Ortbetonpfähle

Die im Gleitkeil des Spundwandruckes stehenden Pfähle erhalten bei der zu erwartenden Durchbiegung der Spundwände eine Biegebeanspruchung. Für die Bemessung der Stahlbetonpfähle ist neben den äußeren Kräften ein zusätzliches Feldmoment in folgender Größe zu berücksichtigen:

$$M = \frac{E_B \cdot I_{\text{BI}} \cdot 0,6}{R_W} \cdot f \quad \text{mit:}$$



- E_B = E-Modul des Betons
(Eine höhere Betongüte als C30/37 darf statisch nicht in Rechnung gestellt werden.)
- I_{BI} = Trägheitsmoment für Zustand I
- R_W = Krümmungsradius der Wand in der zugehörigen Höhenkote
- f = $1 - a_i / h'$, wenn $a_i > h'$ ist, dann ist $f = 0$
- h' = Höhe zwischen Pfahlrostunterkante und Gewässersohle
- a_i = Achsabstand zwischen Uferwand und Pfahl

7.2.5 Pfahlsetzungen, Pfahlgruppenwirkung

Bei einer sach- und fachgerecht ausgeführten Pfahlgründung sind für auf Druck beanspruchte Einzelpfähle entsprechend dem charakteristischen Pfahlwiderstand $R_{c,k}$ für den Grenzzustand des Versagens (GEO-2) Setzungen von $s \leq 1,0$ cm zu erwarten. Die Pfahlsetzungen unter Berücksichtigung der Pfahlgruppenwirkung sind in Abschn. 7.2.6 enthalten.

Aktuell sind sechs Pfahlreihen mit einem Pfahlabstand in Querrichtung von ca. 3,0 m bis 3,5 m und in Längsrichtung von ca. 2,7 m (Systemmaß Rohrwand) vorgesehen. Die Angaben zum Tragverhalten und zu den Widerständen von Druckpfahlgruppen gemäß EA-Pfähle (s. Abs. 8.2.1.1 bis 8.2.1.3) sind zu berücksichtigen. Der Tragfähigkeitsnachweis kann bei Verdrängungspfählen mit einem Gruppenfaktor von 1,0 geführt werden.

7.2.6 Setzungen des Kajenbauwerkes

Bei den zu erwartenden Gesamtsetzungen für das Kajenbauwerk ist der sehr langfristig auftretende Setzungsanteil infolge der großflächigen Sandverfüllungen verglichen mit dem Setzungsanteil infolge der Pfahllasten (einschließlich Verkehrslast und Pfahlgruppenwirkung) auf der Grundlage der Ergebnisse von Setzungs- und Konsolidationsberechnungen höher einzuschätzen.

Bei der Abschätzung der zu erwartenden Gesamtsetzungen des Kajenbauwerkes ist u. a. auch die setzungsmindernde Wirkung der deutlich tiefer in den Baugrund einbindenden Rohrwand zu beachten.



Des Weiteren ist die zur Setzungsminimierung auch im Bereich des Kajenbauwerkes nach Herstellung der verankerten Rohrwand zu empfehlende Setzungsvorwegnahme mittels Sandüberschüttungen (z. B. ggf. OK auf NN +10 m) bei den folgenden Gesamtsetzungen berücksichtigt worden.

Unter Berücksichtigung der v. g. Randbedingungen ist in Abhängigkeit vom Pfahltyp, von den Pfahlauslastungen, von der zeitlichen Einwirkung der Belastungen und vom Baugrund auf der Grundlage von durchgeführten Setzungsabschätzungen mit Gesamtsetzungen zwischen ca. $s_g = 3$ cm bis 10 cm und von einer Setzungsdifferenz von $\Delta s \leq 5$ cm auf 40 m angenommenen Blocklänge bzw. von $\Delta s \leq 3$ cm auf 22 m Kajenbreite auszugehen. Dabei wird vorausgesetzt, dass der Mindestabstand von der Pfahlunterkante zu den unterlagernden Beckenschluff / -ton mindestens 5 m beträgt.

Bei den v. g. Gesamtsetzungen handelt es sich um sehr langfristig, innerhalb eines Zeitraumes von Jahrzehnten auftretenden Konsolidations- und Kriechsetzungen innerhalb der in großer Tiefe anstehenden Schluff- und Tonschichten.

Bei den v. g. Gesamtsetzungen und Setzungsdifferenzen handelt es sich um Setzungsabschätzungen, u. a. auf der Grundlage von einer in sehr großer Tiefe angenommenen Baugrundsichtung, für die keine Baugrundaufschlussresultate vorliegen.

7.2.7 Bemessungsprofile für die Rohrwände

Die in Abschn. 4 ausführlich beschriebenen Baugrundverhältnisse werden in Form von insgesamt 9 Bemessungsprofilen für die vorhandene Baugrundsichtung zusammengefasst (s. Anlagen 021951/6.1 bis 6.4). Der Gültigkeitsbereich des jeweiligen Bemessungsprofils ist im Lageplan in Anlage 021951/1.2 eingetragen.

In den Bemessungsprofilen ist die Bodenschichtung nur grob vereinfacht und generalisiert angegeben. Detailangaben, wie z. B. örtliche Abweichungen der Schichtgrenzen, sind den Bohrprofilen und Drucksondierungen in den Anlagen 021951/2.1 bis 2.13 zu entnehmen.



Für die Ermittlung der erforderlichen Absetztiefen von Gründungselementen sind die Drucksondierdiagramme in den v. g. Anlagen maßgebend.

Des Weiteren sind in den Bemessungsprofilen auf der Aktivseite der Rohrwand beispielhaft vorhandene Gewässersohltiefen aus den Aufschlussansatzpunkten angenommen worden. Im Rahmen der Ausführungsplanung sind diese Höhen, z. B. anhand von aktuellen wasserseitigen Peilplänen zu überprüfen und ggf. zu verifizieren.

Insbesondere für die Bemessungsprofile VIII und IX (s. Anlage 021951/6.4) reichen die vorhandenen Aufschlüsse nicht ausreichend tief (s. Baugrundlängsschnitt B-B in Anlage 021951/3.2), weshalb nach möglichst frühzeitig erforderlicher Räumung der Steine aus dem Bühnenabbruch einige ergänzende Baugrundaufschlüsse erforderlich sind. Mit den Ergebnissen der ergänzenden Baugrundaufschlüsse sind in den v. g. Bemessungsprofilen insbesondere die unteren Bodenschichten zu verifizieren bzw. zu ergänzen.

7.2.8 Bemessungsangaben für die Rohrwände und die Stahlpfähle

Bei der Bemessung der Kajenbauwerke bzw. der Rohrwände und der Ro-Ro-Anlagen sind die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen (EAU 2012) zu Grunde zu legen.

Die Rohrwände sind für den aktiven Erddruck unter Ansatz des Wandreibungswinkels $\delta_a = + 2/3 \cdot \varphi'_k$ zu bemessen.

Zur statischen Vorbemessung der Rohrwände und der Stahlpfähle wird nachfolgend die charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ und der charakteristische Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ für die rechnerische Ermittlung der axialen charakteristischen Widerstandskraft $R_{c,k}$ angegeben. Der Bemessungswert der axialen Widerstandskraft ($R_{c,d}$) ist dann nach EC 7, Tabelle A 3.2, für die Bemessungssituationen BS-P, BS-T und BS-A, unter Berücksichtigung der für Druck und Zug unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte zu ermitteln.

Tabelle 12: Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ und charakteristischer Spitzenwiderstand $q_{b,k}$

Bodenart	Spundwände und Stahlpfähle	
	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [kN/m ²]
Sandauffüllung	(25) siehe folgenden Text	-
Organische Weichschichten	-	-
Sand mit Schlick- bzw. Kleistreifen	20	-
schlick-/ kleifreie Sande und Kiese: Lagerung:		
locker	20	-
locker bis mitteldicht	30	3.000
mitteldicht	40	4.000
mind. dicht	60	5.000
Schluff, Beckenschluff, Beckenton	25	1.500
Warmzeitlicher Schluff	20	1.000

Der charakteristische Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ ist auf die 6fache Stahlquerschnittsfläche und die Mantelreibung $q_{s,k}$ auf den abgewickelten äußeren Umfang anzusetzen. Bei nachgewiesener Pfropfenbildung gelten die v. g. Werte $q_{b,k}$ alternativ für die umrissene Fläche.

Für unten offene Stahlrohre kann für große Einbindetiefen in mindestens mitteldicht gelagerte Sande im Innern der Stahlrohre zusätzlich 50 % der v. g. Mantelreibung $q_{s,k}$ angesetzt werden. Dieser Ansatz gilt auch für eine Einbindung der Stahlrohre in den Beckenschluff / Beckenton sowie unter Berücksichtigung eines ausgebildeten Fußringes ($t = 10 - 20$ mm). Der Ansatz der inneren Mantelreibung ist in Abhängigkeit von der Gesamteinbindetiefe auf $h_i \leq 5$ m zu begrenzen.

Für den Abtrag der Zuglasten über die Ankerpfähle der Kaispundwand kann die Sandauffüllung unterhalb der 9-Linie mit $q_{s,k} = 25$ kN/m² berücksichtigt werden.

Die Rohrwandprofile und Stahlpfähle sind mindestens auf den letzten 3 m einzurammen.



Die ausführende Firma hat die anzusetzende innere und äußere Tragfähigkeit für die angebotenen Stahlpfähle bzw. für die Rohrwand mit Ergebnissen von Probelastungen unter vergleichbaren Verhältnissen, zumindest für eine Einbindung in Sanden, nachzuweisen. Die Teilsicherheiten gemäß DIN 1054: 2005-01, Tabellen 2 und 3 sind zu berücksichtigen.

Unter Berücksichtigung der größeren Teilbereiche mit einer Einbindung der Rohrpfähle in den vglw. geringer tragfähigen Beckenschluff / Beckenton empfehlen wir zur Planungssicherheit sehr frühzeitig vor Ausschreibung und Baubeginn in einem Bereich „ungünstiger“ Baugrundverhältnisse eine statische und eine dynamische Probelastung an einem Rohrpfahl mit vergleichbaren Parametern (Einbindetiefe, Fußring, Baugrund, u.s.w.) auszuführen und hinsichtlich vertikaler Tragfähigkeit auszuwerten. Zuvor ist im Bereich des geplanten Probelastungsfeldes ein Baugrundaufschluss auszuführen und auszuwerten.

Mit Beginn bzw. während der Bauausführung ist die äußere Tragfähigkeit der Stahlpfähle bzw. der Rohrwand von der ausführenden Firma anhand von statischen und dynamischen Probelastungen (bei Stahlrohren ggf. nur dynamische Probelastungen) in Bereichen „ungünstiger“ Baugrundverhältnisse nachzuweisen.

Die geplanten Sandverfüllungen im jetzigen Wasserbereich bzw. Geländeaufhöhungen und die Geländeüberschüttungen zur Setzungsvorwegnahme führen in Teilbereichen des geplanten Kafenbauwerkes (Bemessungsprofile VI, VIII, IX, Gültigkeitsbereich s. Anlage 021951/1.2) zu einer bemessungsrelevanten Erhöhung des Porenwasserdruckes in den verbleibenden organischen Weichschichten. Für die Erddruckermittlung ist bei Ansatz der wirksamen Scherparameter φ' und c' die Erhöhung des Porenwasserdruckes (Porenwasserüberdruck) in Abhängigkeit von der Konsolidationszeit gesondert zu berücksichtigen (s. EAU 2012, Abs. 2.9). Alternativ zum Ansatz des Porenwasserüberdruckes ist die Erddruckermittlung mit dem Ansatz der Anfangsscherfestigkeit c_u möglich.



Aufgrund der geplanten Sandaufspülungen bzw. Geländeaufhöhungen und der angrenzend zum Kajenbauwerk vollständig im Boden verbleibenden belastungsempfindlichen organischen Weichschichten werden u. a. auch außerhalb der tief gegründeten Kaje langfristige Setzungen auftreten. Durch diese Setzungen werden die Schrägpfähle zusätzlich auf Biegung beansprucht. Im Rahmen der Ausführungsplanung ist zu prüfen, ob die zeitabhängigen und somit vom konkreten Bauablauf abhängigen Setzungsanteile für die Schrägpfähle statisch verträglich sind. Aussagen zu den Setzungen im Bereich der zum Kajenbauwerk angrenzenden Fläche sind in unserem 2. Bericht enthalten.

Generell empfehlen wir unter Berücksichtigung der v. g. Setzungsproblematik einen gelenkigen Anschluss der Ankerpfähle an den Uferwänden vorzusehen. Weil infolge der Pfahldurchbiegung zusätzliche Zugkräfte und Zwängungen entstehen können, ist mindestens der volle Schrägpfahlquerschnitt anzuschließen. Ferner empfehlen wir, nur 70 % der zulässigen Stahlspannungen zur Aufnahme von Normalkräften anzusetzen.

Bei der Wahl der Stahlprofile sind nicht nur statische sondern auch rammtechnische Gesichtspunkte zu berücksichtigen.

Bei der Wahl der Sande für die Kaiwandhinterfüllung ist zu beachten, dass sehr feine Sande als Folge der späteren Rammerschütterungen aus der Pfahlherstellung zur Verflüssigung neigen und so während der Bauzeit zu einer deutlich höheren Wandbelastung führen können.

7.2.9 Angaben für die Dalben

Der Abtrag der Horizontallasten kann bei den vorgesehenen Dalben über Bettung im Baugrund erfolgen. Zur Ermittlung der Schnittgrößen der Pfähle ist die Bettungsziffer gemäß DIN 1054: 2005-01 mit



$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$$

anzusetzen, wobei „ D_s “ der Pfahlschaftdurchmesser ist. Der Steifemodul „ $E_{s,k}$ “ ist wie folgt anzusetzen (von oben nach unten):

Gewässersohle und Schlick: $E_{s,k} = 0$

linear zunehmend bis

5 m unter Gewässersohle

bzw. 5 m unter Schlickunterkante: $E_{s,k} =$ siehe Bodenschicht des jeweils nahe gelegenen Baugrundaufschlusses

konstant bis UK Dalben:

$E_{s,k} =$ siehe Bodenschicht des jeweils nahe gelegenen Baugrundaufschlusses

Nach der Schnittgrößenermittlung ist der Vergleich des berechneten Erwiderstandes mit dem aufnehmbaren Erdwiderstand unter Berücksichtigung der erforderlichen Teilsicherheiten erforderlich. Ferner sind die berechneten horizontalen Verformungen mit den zulässigen Verformungen zu vergleichen. Der jeweils kleinere Wert ist maßgebend. Im Übrigen ist die DIN 1054:2005-01, Abschn. 8.4.5, zu berücksichtigen.

Die Bemessung der Dalben kann alternativ nach dem sog. P-Y-Verfahren erfolgen. Dafür ist die Angabe der Scherfestigkeit des Bodens, bei nichtbindigen Böden der Reibungswinkel φ_k' und bei bindigen Böden die Scherfestigkeit im undrained Zustand c_{uk} , sowie der Wichte γ' des Bodens erforderlich.

Für die Bemessung der Dalben nach dem P-Y-Verfahren können die nachfolgend genannten charakteristischen Bodenkennwerte angesetzt werden (unterer Wert / oberer Wert). Die Baugrundsichtung ist entsprechend der nächstgelegenen Bohrungen bzw. Drucksondierungen anzusetzen.



Klei	$c_{u,k} = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } 25 \text{ kN/m}^2$ $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^3$
Sand ($q_c \leq 5 \text{ MN/m}^2$)	$\varphi_k' = 30^\circ \text{ bis } 35^\circ$ $\gamma' = 9,5 \text{ kN/m}^3$
Sand ($5 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 10 \text{ MN/m}^2$)	$\varphi_k' = 32,5^\circ \text{ bis } 37,5^\circ$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
Sand ($10 \text{ MN/m}^2 < q_c \leq 15 \text{ MN/m}^2$)	$\varphi_k' = 35^\circ \text{ bis } 40^\circ$ $\gamma' = 10,5 \text{ kN/m}^3$
Sand, Kies ($q_c > 15 \text{ MN/m}^2$)	$\varphi_k' = 35^\circ \text{ bis } 40^\circ$ $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$
Beckenschluff / Beckenton	$c_{u,k} = 30 \text{ kN/m}^2 \text{ bis } 35 \text{ kN/m}^2$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

7.2.10 Sandverfüllung oberhalb der Kajenplatte

Angabegemäß ist oberhalb der Kajenplatte eine Sandauffüllung vorgesehen. Für die v. g. Maßnahme ist ein schluffarmer Sand (Schluffgehalt $\leq 5 \%$, Ungleichförmigkeit $C_u > 2$) zu verwenden und lagenweise verdichtet auf eine mindestens mitteldichte Lagerung einzubauen.

Die mindestens zu erreichende mitteldichte Lagerung der Sande ist mittels Verdichtungskontrollen durch Sondierungen mit der leichten Rammsonde (DPL-5) nach ehemaliger DIN 4094-3 nachzuweisen. Dabei sind unterhalb einer rd. 0,4 m dicken Störzone Schlagzahlen von mindestens $N_{10} \geq 7$ und im Mittel $N_{10} \geq 10$ zu erreichen.

8. Hinweise zur Planung und zur Bauausführung

8.1 Homogenbereiche

Mit dem Ergänzungsband 2015 zur VOB/C, Ausgabe 2012, erfolgte für den Bereich Tiefbau die Einführung geänderter Allgemeiner Technischer Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV), nach denen die bisher geltenden Bodenklassen durch die Beschreibung des Baugrundes mit Homogenbereichen für alle Tiefbau – ATV vereinheitlicht werden sollen.



Auf der Grundlage der Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse und der stichprobenartig durchgeführten bodenmechanischen Laboruntersuchungen sowie unter Berücksichtigung der für die geplante Baumaßnahme erforderlichen Tiefbauarbeiten werden die folgenden vier Homogenbereiche (H 1 – H 4) unter Beachtung der DIN 18300:2016-09 (Erdarbeiten), DIN 18301:2016-09 (Bohrarbeiten), DIN 18304:2016-09 (Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten) und DIN 18311:2016-09 (Nassbaggerarbeiten) festgelegt:

Homogenbereich H 1	Schlick, sandig
Homogenbereich H 2	Klei
Homogenbereich H 3	Sand (und bereichsweise Kies und Steine)
Homogenbereich H 4	Schluff, Beckenschluff/Beckenton, Warmzeitlicher Schluff

Bei der Abschätzung der Bandbreite der bodenmechanischen Eigenschaften der einzelnen Homogenbereiche wurden auch uns vorliegende Erfahrungswerte vergleichbarer Böden herangezogen. Aufgrund natürlicher geogen bedingter Unregelmäßigkeiten sind jedoch Abweichungen davon möglich. Bei den angegebenen Homogenbereichen ist eine ggf. vorliegende Schadstoffbelastung (Schlick, sandig) nicht berücksichtigt.

Die für den jeweiligen Homogenbereich geltenden Eigenschaften sind in den beiliegenden Anlagen 021951/14.1 bis 14.4 tabellarisch zusammengefasst.

8.2 Setzungen und horizontale Verformungen

Aufgrund der geplanten Sandaufspülungen bzw. Geländeaufhöhungen und zukünftigen Verkehrs- bzw. Lagerlasten sowie wegen der sehr tief liegenden Schluff-/Tonschichten und der außerhalb des Kajenbauwerkes im Boden verbleibenden belastungsempfindlichen organischen Weichschichten ist mit langfristig auftretenden Restsetzungen des Kajenbauwerkes (s. Abschn. 7.2.6) und der angrenzenden Betriebsfläche zu rechnen. Angrenzend zu den tief gegründeten Kajenbauwerken sind entsprechende Setzungsmulden bzw. Setzungsdifferenzen zu erwarten.



Wir empfehlen, zur Minimierung der Setzungsmulden bzw. Setzungsdifferenzen die Baugrundverbesserungsmaßnahme (s. 2. Bericht) bis in den Bereich der späteren Kaiplatten, so nah wie möglich an die neue Rohrwand heran, auszuführen. Darüber hinaus empfehlen wir, im Rahmen der Planung konstruktive Lösungen für eine weitere Minimierung der Setzungsmulden bzw. Setzungsdifferenzen neben den tief gegründeten Kaiplatten zu erarbeiten (z. B. ggf. geogitterbewehrte Tragschicht oder Schleppplatten).

Wir empfehlen, die während der Bauarbeiten, z. B. infolge des Sandeinbaues und infolge des späteren wasserseitigen Bodenaushubes an den Rohrwänden auftretenden horizontalen Verformungen mittels Inklinometermessungen zu kontrollieren. Des Weiteren sind Setzungsmessungen im Grundrissbereich und angrenzend zu den später tief gegründeten Kaiplatten zu empfehlen. Die Auswertung dieser Setzungsmessungen ist u. a. wichtig, um die Aussagen zu den langfristig möglichen Setzungen des Kajeinbauwerkes aus der Sandverfüllung und aus den späteren Verkehrslasten zu verifizieren.

8.3 Verwertung / Verbringung von Aushubböden

Der für die Räumung der Rammtrasse bis auf maximal ca. NN -19,0 m und während der späteren wasserseitigen Baggararbeiten bis auf Solltiefe anfallende Aushubboden besteht teilweise aus organischen Weichschichten, insbesondere aus Schlick sowie teilweise aus Klei und Sanden und ist bezüglich der Schadstoffbelastung gesondert untersucht worden.

Die im Nassbaggerverfahren auszuhebenden organischen Weichschichten sind für bautechnische Zwecke nicht wieder verwendbar. Bezüglich der Verbringung des Aushubbodens sollten mit der ausführenden Firma, insbesondere auch im Hinblick auf die TR LAGA Boden vom 05.11.2004, eindeutige vertragliche Regelungen getroffen werden. Dabei sind die Ergebnisse der durchgeführten orientierenden technischen Erkundung auf Schadstoffe im Baugrund zu beachten.



9. Zusammenfassung

In Cuxhaven ist der Neubau der Liegeplätze 5 bis 7 geplant. Dabei handelt es sich um etwa 1.195 lfd. m Uferwände mit zwei Ro-Ro-Anlagen und um die Geländeaufhöhung auf einer Fläche von etwa 28,8 ha wasserseitig der vorhandenen Deichlinie.

Der vorliegende 1. Bericht enthält auftragsgemäß die Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung für die v. g. konstruktiven Bauwerke (Uferwände, Ro-Ro-Anlagen). Die Baugrundbeurteilung und die geotechnischen Angaben für die Geländeaufhöhung folgen im 2. Bericht.

Zur Erkundung des Baugrundes wurden im Zeitraum vom 09.03. bis 16.08.2017 ergänzend zu vorliegenden Altaufschlüssen landseitige und wasserseitige Baugrundaufschlüsse ausgeführt (s. Abs. 4.1 und Lageplan in Anlage 021951/1.2) und im vorliegenden Bericht ausgewertet.

Beim LP 7 am Übergang zum LP 8 konnte der Baugrund aufgrund von verklappten Steinen aus dem Bühnenabbruch noch nicht ausreichend erkundet werden, weshalb nach möglichst frühzeitig erforderlicher Räumung der Steine aus dem Bühnenabbruch einige ergänzende Baugrundaufschlüsse erforderlich werden.

Die Basis der holozänen Bodenschichten aus Schlick, Klei und Sand bzw. die Oberkante der für die Gründungselemente ausreichend tragfähigen Sande wurde in sehr unterschiedlichen Tiefen, im Mittel zwischen etwa NN -12 m und NN -20 m und maximal bis etwa NN -25 m angetroffen. Kiesschichten und Steine sind bei den Baugrundaufschlüssen häufiger als bei den angrenzenden Liegeplätzen 4 und 8 festgestellt worden. Im östlichen Teilbereich von LP 5 sowie durchgängig beim LP 6 und LP 7 sind eiszeitlich vorbelastete, verglichen mit den pleistozänen Sanden, geringer tragfähige Schluffe und Tone des Lauenburger Tonkomplexes erkundet worden. Der bei diesen Böden ermittelte, verglichen mit den pleistozänen Sanden geringere Steifemodul führt zu größeren rechnerischen Gesamtsetzungen der oberhalb (Pfähle) bzw. innerhalb (Rohrwand) dieser Böden einbindenden Gründungselemente. Die zu erwartenden Gesamtsetzungen des Kajenbauwerkes werden auf der Grundlage von Setzungs- und Konsolidationsberechnungen in einer Bandbreite von ca. $s_g = 3$ cm bis 10 cm abgeschätzt (s. Abs. 7.2.6).



Anhand der Aufschlussergebnisse wurden für die geplante Uferlinie die Baugrundlängsschnitte A-A und B-B erarbeitet, in denen der Schichtenverlauf zwischen den Bohrpunkten generalisiert und interpoliert dargestellt ist (s. Anlage 021951/3.1 und 3.2).

In den Abschn. 4 und 5 sind die Angaben zum Baugrund und zum Wasser, in Abs. 6.1 die Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche und in Abs. 6.2 die charakteristischen Bodenkennwerte zusammengestellt.

Die grundbautechnischen Angaben zur Gründung der konstruktiven Bauwerke sind im Abschnitt 7 zusammengefasst enthalten.

Unter Berücksichtigung der größeren Teilbereiche mit einer Einbindung der Rohrpfähle in den vglw. geringer tragfähigen Beckenschluff / Beckenton empfehlen wir zur Planungssicherheit sehr frühzeitig vor Ausschreibung und Baubeginn in einem Bereich „ungünstiger“ Baugrundverhältnisse eine statische und eine dynamische Probelastung an einem Rohrpfahl mit vergleichbaren Parametern (Einbindetiefe, Fußring, Baugrund, u.s.w.) auszuführen und hinsichtlich vertikaler Tragfähigkeit auszuwerten. Zuvor ist im Bereich des geplanten Probelastungsfeldes ein tief reichender Baugrundaufschluss auszuführen und auszuwerten.

Die Hinweise zur Planung und zur Bauausführung gemäß Abs. 8 sind zu beachten.

Bearbeiter:

(Kosack)

Grundbauingenieure
Steinfeld und Partner
Beratende Ingenieure mbB

Verteiler:

Niedersachsen Ports, Herr Kokkelink
Ing.-büro Tiedemann, Hr. Tiedemann

1fach + CD-ROM
1fach + CD-ROM