

LNG Terminal WHV

Fachbeiträge

Morphodynamik, Kolkentwicklung, Baggerarbeiten sowie hydro-morphologische Wirkraumabschätzung und Beweissicherung



Inhaltsverzeichnis

Seite

1	Einleitung und Aufgabenstellung	1
2	Ist-Zustand: Revierübersicht, hydrographische Verhältnisse und Datengrundlage	2
2.1	Revierübersicht.....	2
2.2	Hydrographische Verhältnisse.....	3
2.3	Datengrundlage	6
3	Ist-Zustand: Großflächige morphologische Entwicklungen	7
3.1	Aktuelle Unterwassertopographie	7
3.2	Auswertekonzept	9
3.3	Ergebnisse	10
4	Ist-Zustand: Kolkiefen.....	29
4.1	Auswertekonzept	29
4.2	Ergebnisse	30
4.3	Kolktiefe nach Ansätzen aus dem Schrifttum	37
5	Ist-Zustand: Bodenerkundungen	39
6	Ist-Zustand: Einordnung der aktuellen Entwicklung in die langjährige Morphodynamik	42
7	Nullprognose: Abschätzung der weiteren Entwicklung	49
8	Beschreibung der Bauwerksplanungen	50
9	Plan-Zustand: Kolkabschätzung am LNG Terminal WHV	53
9.1	Kolkiefenabschätzung im Bauzustand	54
9.1.1	Zusammenhang zwischen Bauwerksgeometrie und Kolkiefentiefe	54
9.1.2	Kolkfläche.....	56
9.1.3	Fazit	57
9.2	Abschätzung der Kolkiefen im Betriebszustand	57
9.2.1	Zusammenhang zwischen Anströmgeschwindigkeit und Kolkiefentiefe	58
9.2.2	Abschätzung der Belastung durch die Umströmung der FSRU	61
9.2.3	Fazit	63
10	Plan-Zustand: Erosionsentwicklung unterhalb der FSRU	64
11	Plan-Zustand: Herstellung und Unterhaltung der Liegewanne und des Zufahrtsbereiches.....	65
11.1	Vorgesehener Initialbaggerumfang	65
11.2	Abschätzung der Unterhaltungsmengen	66
11.3	Unterhaltungsstrategie	69
12	Plan-Zustand: Hydromorphologische Wirkraumabgrenzung des Vorhabens	70
12.1	Hydrodynamische Wirkraumabgrenzung	70
12.1.1	Wasserstand	70



12.1.2	Strömung	71
12.1.3	Trübung (Schwebstoffgehalt)	74
12.2	Morphologische Wirkraumabgrenzung	78
12.2.1	Bauwerksinduzierte Morphologie an dem Bestandsbauwerk	78
12.2.2	Zufahrtbereich mit Liegewanne	82
12.2.3	FSRU und geplantes Terminal	83
12.2.4	Morphologischer Wirkraum des geplanten LNG Terminals WHV	85
13	Beweissicherung	87
14	Kolksicherungskonzept im Bereich der Pfahlstrukturen	89
15	Zusammenfassung	91

Tabellenverzeichnis

	Seite
Tab. 1: Wasserstandsdaten im Planungsraum des LNG Terminals WHV.....	3
Tab. 2: Seegangparameter im Planungsraum des LNG Terminals WHV.....	5
Tab. 3: Morphologische Kenngrößen für die Planbereiche Terminal, Liegewanne und Zufahrt sowie für das KGS-Biotop aus den Gesamtbereichsbetrachtungen	28
Tab. 4: Ansätze zur Abschätzung der Kolktiefe aus Richwien und Lesny (2004) und Whitehouse.....	38
Tab. 5: Durchmesser und Anzahl der vorgesehenen Pfähle für das geplante LNG Terminal WHV (Planungsstand 12. Mai 2022)	51
Tab. 6: Zusammenhang zwischen der Kolktiefe und des Pfahldurchmessers nach Ansätze aus Richwien und Lesny (2004) ¹¹ sowie Whitehouse ¹²	55
Tab. 7: Maximale Gleichgewichtskolktiefe für die verschiedene Einzelpfahldurchmesser im Bauzustand ohne den Effekt der FSRU	57
Tab. 8: Ansätze zur Abschätzung der Kolktiefe aus Richwien und Lesny (2004)	59
Tab. 9: Zusammenstellung möglicher Wirkungen des LNG Terminals WHV auf das KGS-Biotop	85

Abbildungsverzeichnis

	Seite
Abb. 1: Übersichtskarte über die Lage des Planungsraumes und der bestehenden Umschlaganlage Voslapper Groden im Jaderevier.....	2
Abb. 2: Minimale, mittlere und maximale Strömungsgeschwindigkeitsganglinie sowie mittlere Wassertiefenganglinie aus der Strömungsmessung 2019/2020 im Planungsraum des LNG Terminals WHV	4
Abb. 3: Kornverteilungslinien sohnaher Schwebstoffmessungen aus 2007 im Planungsraum des LNG Terminals WHV	6
Abb. 4: Tiefen der Peilung aus 2018 bis 2020 mit den Bestandsbauwerken und den aktuellen Planungen zu dem neuen Terminal sowie des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne	8
Abb. 5: Tiefen der zuletzt vorgenommenen Peilung aus März und April 2022 mit den Bestandsbauwerken und den aktuellen Planungen zu dem neuen Terminal sowie des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne	9
Abb. 6: Datendeckungsgrad der Peildaten im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020	11
Abb. 7: Mittlere Tiefe im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020	12
Abb. 8: Differenz der Tiefen aus 2018 bis 2020 zu den gemittelten Tiefen ($T_{\text{aus 2018 bis 2020}} - T_{\text{mit}}$) im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020	13
Abb. 9: Minimale Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020	14
Abb. 10: Eintrittszeitpunkte der minimalen Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020.....	15
Abb. 11: Maximale Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020	16

Abb. 12:	Eintrittszeitpunkte der maximalen Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020.....	17
Abb. 13:	Morphologische Bandbreite im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020	18
Abb. 14:	Maximaler Auftrag bzw. minimale Erosion im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020	19
Abb. 15:	Maximale Erosion bzw. minimaler Auftrag im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über dem Zeitraum 2005 bis 2020	20
Abb. 16:	Zeitlicher linearer Trend im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020	21
Abb. 17:	Tiefenlinien aus dem Jahr 2005 (links) und der Peilung Aktuell (aus 2018 bis 2020) (mittig) sowie der zeitliche lineare Trend (rechts) für den landseitigen Bereich des Untersuchungsgebietes.....	25
Abb. 18:	Tiefenlinien aus dem Jahr 2005 (links) und der Peilung Aktuell (aus 2018 bis 2020) (mittig) sowie der zeitliche lineare Trend (rechts) für den östlichen Bereich des Untersuchungsgebietes	26
Abb. 19:	Bestimmtheitsmaß der linearen Regression im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020	27
Abb. 20:	Auswerteschema der Berechnung der Kolkiefen in einem 2 m breiten Längsschnitt parallel zur Zufahrtsbrücke in einem Abstand von 5 m	31
Abb. 21:	Maximale Kolkiefen entlang der aufgeständerten Zufahrtsbrücke über den Zeitraum 2005 bis 2020	32
Abb. 22:	Maximale Kolkiefen entlang der aufgeständerten Anlegebrücke über den Zeitraum 2005 bis 2020	34
Abb. 23:	Gewässersohle, Bezugsniveau und Kolkiefen an der Station 0+000 m der Anlegebrücke mit Tiefenwerte aus 2010	35
Abb. 24:	Gewässersohle, Bezugsniveau und Kolkiefen an der Station 0+115 m der Anlegebrücke mit Tiefenwerte aus 2005	35
Abb. 25:	Gewässersohle, Bezugsniveau und Kolkiefen an der Station 0+625 m der Anlegebrücke mit Tiefenwerte aus 2007	36
Abb. 26:	Lage der Bohrprofile und Drucksondierungen im Nahfeld der bestehenden und im Planungsgebiet der Erweiterung der Umschlaganschlage Voslapper Groden; Blau: NIBIS (Daten aus 1978/89), Rot: RI+P (2007)	40
Abb. 27:	Überdeckung der weitgehend erosionsfesten Horizonte der Bohrprofile und Drucksondierungen bezogen auf die aktuellsten Tiefendaten aus 2018 - 2020	41
Abb. 28:	Isobathen-Peilpläne für das Planungsgebiet aus dem Zeitraum von 1976 bis 1991	43
Abb. 29:	JadeWeserPort Querprofilraster im Planungsbereich des Vorhabens.....	44
Abb. 30:	Wassertiefe und linearer zeitlicher Trend entlang des JadeWeserPort-Querprofils 12+000 über den Zeitraum 1990 bis 2020	45
Abb. 31:	Wassertiefe und linearer zeitlicher Trend entlang des JadeWeserPort-Querprofils 12+500 über den Zeitraum 1990 bis 2020	46
Abb. 32:	Wassertiefe und linearer zeitlicher Trend entlang des JadeWeserPort-Querprofils 13+250 über den Zeitraum 1990 bis 2020	46
Abb. 33:	Übersicht über die Lage und Geometrie des geplanten LNG Terminals WHV .	50
Abb. 34:	Detailansicht zu der geplanten Umschlaganlage sowie der FSRU innerhalb der Liegewanne und dem angrenzenden Zufahrtbereich an dem nördlichen seeseitigen Anleger der Bestandsanlage Voslapper Groden	52
Abb. 35:	Typisches Wirbelsystem eines umströmten schlanken Pfahles.....	53



Abb. 36:	Einfluss des Pfahldurchmessers auf die Ausprägung der Kolkentiefe nach ausgewählten empirischen Ansätzen	55
Abb. 37:	Empfohlener Sicherheitsbereich um ein Pfahlbauwerk bei nicht wechselnder Strömungsrichtung nach Lattermann (2010).....	56
Abb. 38:	Kolkentwicklung in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen nach Melville (2008)	58
Abb. 39:	Einfluss der Strömungsgeschwindigkeitsänderung durch die FSRU auf die Kolkentiefe nach ausgewählten empirischen Ansätzen.....	60
Abb. 40:	Maximale tiefengemittelte Geschwindigkeitsänderung als Verhältnis der Geschwindigkeiten in einem Szenario mit und ohne FSRU für den Flut- und Ebbestrom an den Positionen der Pfähle für eine vorherige Planungsvariante des LNG Terminals als Inselanleger	62
Abb. 41:	Umfang der Initialbaggerung zur Herstellung des Zufahrtsbereiches und der Liegewanne zum geplanten Vorhaben in Wilhelmshaven (Grundlage: Peilung April 2022)	65
Abb. 42:	Hydromorphologische Effekte zur Berücksichtigung bei der Ermittlung des Unterhaltungsaufwandes für das geplante LNG Terminal WHV	67
Abb. 43:	Schnittdarstellung zur Visualisierung der vorhandenen Transportkörpersysteme im Unterhaltungsbereich des geplanten LNG Terminals WHV (Lage des Schnittes gem. Abb. 42)	68
Abb. 44:	Strömungsgeschwindigkeitsdifferenz zwischen dem Ist- und Planzustand für eine Planungsvariante des LNG Terminals als Inselanleger an der Gewässeroberfläche zum Zeitpunkt des maximalen Ebbestroms (links) und Flutstroms (rechts)	72
Abb. 45:	Modellierte flächige Verteilung der tiefengemittelten Geschwindigkeit für den voll entwickelten Ebbe- (oben) und Flutstrom (unten)	73
Abb. 46:	Lage der Trübungsmesspunkte in dem Beweissicherungsverfahren zum Bau des JadeWeserPorts; die Hafenfläche und zugehörige Eingriffsbereiche sind gesondert gekennzeichnet.....	75
Abb. 47:	Entwicklung der Trübungskenngrößen im Flut- (oben) und Ebbestrom (unten) über den Beweissicherungszeitraum zum Bau des JadeWeserPorts ..	76
Abb. 48:	Maximaler Kolkiefenverlauf entlang einer Kolkfahne südlich der bestehenden Zufahrtsbrücke	79
Abb. 49:	Verlauf der Höhendifferenz der morphologischen Nachlaufschleppe zur näheren Umgebung in nördlicher Verlängerung des Bestandsbauwerks.....	81
Abb. 50:	Abmessungen des morphologischen Wirkraumes am Bestandsbauwerk mit Tiefenplan der aktuellsten Peilung (grau hinterlegt)	82
Abb. 51:	Abmessungen des morphologischen Wirkraumes des geplanten LNG Terminals WHV inkl. des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne mit dem Tiefenplan der Peilung von 2018 bis 2020 (grau hinterlegt).....	86
Abb. 52:	Konzept für die Kolsicherung im Bereich der Pfahlstrukturen des geplanten LNG Terminals WHV	90



1 Einleitung und Aufgabenstellung

Die Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG (NPorts) plant im Verbund mit der Uniper Hydrogen GmbH (UHG) die Errichtung und den Betrieb eines LNG Import-Terminals zur Anlandung und Regasifizierung von Flüssigerdgas (LNG) in Wilhelmshaven. Der LNG Import-Terminal soll für ein LNG Tankschiff mit Regasifizierungsanlage (FSRU) ausgelegt werden und soll als Umschlagpunkt für den Import von LNG zur Erzeugung von jährlich rd. 7,5 Mrd. Nm³ Erdgas dienen. Der Betrieb der Anlage ist zeitlich begrenzt und bis zum Ende des Jahres 2032 geplant. Das FSRU soll an einem neu zu errichtenden Anlegerkopf des Bestandsbauwerks Umschlaganlage Voslapper Groden (UVG) festgemacht werden. Der neue Anlegerkopf wird vor (Richtung Fahrwasser) den Anleger 1 des Bestandsbauwerks errichtet. Für die Landanbindung zum Leitungstransport des Erdgases ist die Nutzung der bestehenden Zufahrtsbrücke vorgesehen. Weiterhin umfasst das Vorhaben auf der Seeseite einen Liegewannen- und Zufahrtsbereich mit einer Sohltiefe von -16,0 bzw. -15,5 mNHN.

Für ein Planfeststellungsverfahren nach § 68 WHG werden qualifizierte Fachbeiträge über die morphologische Entwicklung des Vorhabengebietes, der zu erwartenden Kolkentwicklung, der Baggerumfänge sowie zu den hydromorphologischen Abstrahlwirkungen des Planbauwerks benötigt.

Vor diesem Hintergrund wurde die IMP INGENIEURE GmbH & Co.KG (IMP) mit Datum vom 07. April 2022 von NPorts mit der Bearbeitung der o.g. Fragestellungen im Rahmen des Antragsverfahrens beauftragt.

Für die Bearbeitung soll auf Bestandsunterlagen aus Vorgängerprojekten der UHG zurückgegriffen werden. Insbesondere ergänzende numerische Strömungsmodellierungen sind nicht vorgesehen.

Die gesamten Ergebnisse sind in diesem Bericht zusammengefasst.

2 Ist-Zustand: Revierübersicht, hydrographische Verhältnisse und Datengrundlage

2.1 Revierübersicht

Die bestehende Umschlaganlage Voslapper Groden und der nordöstlich angrenzende Planungsraum für das Vorhaben liegt auf der westlichen Seite der Innenjade (s. Abb. 1). Der Abb. 1 sind zusätzlich die Umrissse des Oberflächenwasserkörpers „N02_4900_01 Wattenmeer Jadebusen und angrenzende Küstenabschnitte“ (OWK 1) und des nördlichen angrenzenden Oberflächenwasserkörpers „N1_4900_01 Offenes Küstengewässer vor Jadebusen“ (OWK 2) beigefügt, auf denen die Wirkung der geplanten Maßnahme LNG Terminal zu prüfen ist.

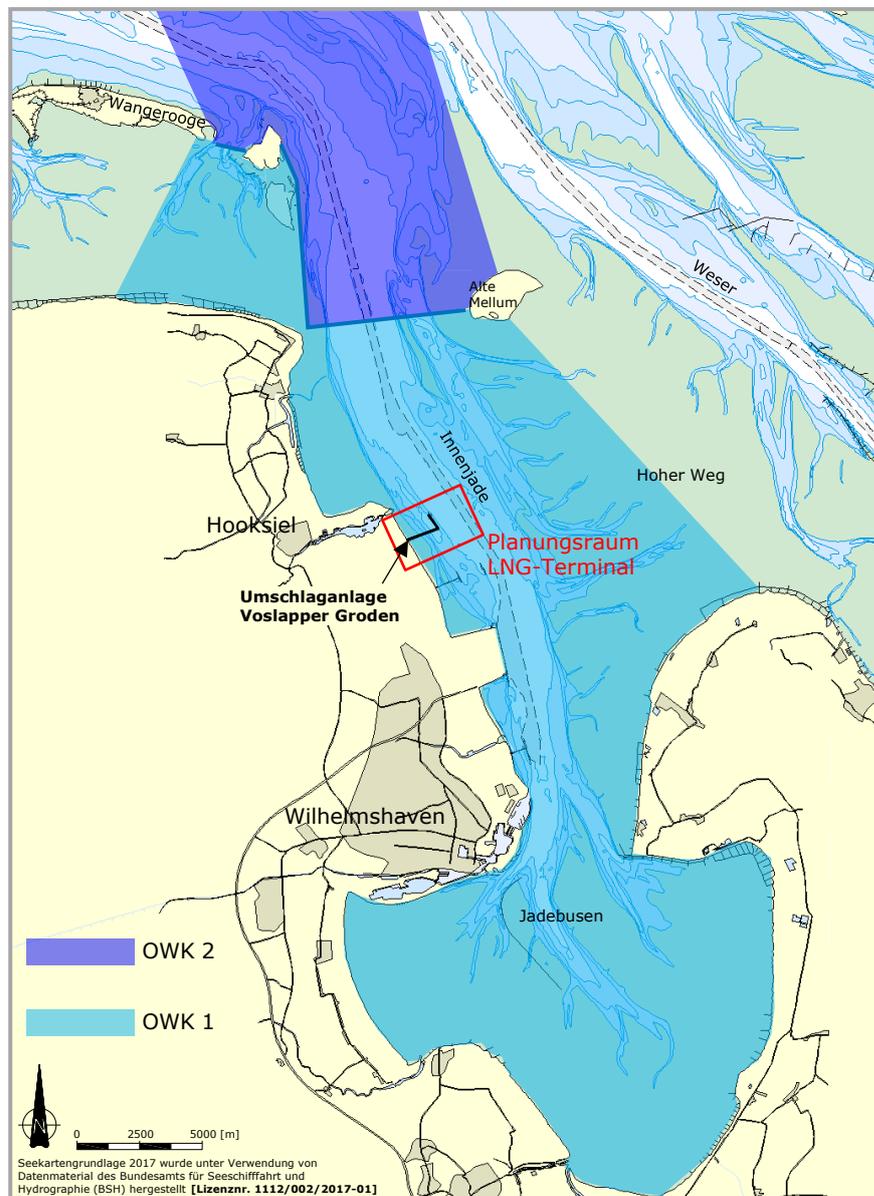


Abb. 1: Übersichtskarte über die Lage des Planungsraumes und der bestehenden Umschlaganlage Voslapper Groden im Jaderevier

2.2 Hydrographische Verhältnisse

Wesentliche Einflussgrößen auf die morphologische Entwicklung im Küstenbereich sind gezeiten-, wind- und seegangsinduzierte Strömungen. Hierbei können insbesondere Einzeleignisse wie Sturmfluten die Küstenmorphologie prägen. Sowohl die hydrodynamischen Belastungsgrößen als auch die resultierende Morphodynamik bewegen sich in einer großabgestuften Raum- und Zeitskala. In dem Mündungsgebiet der Jade ist das Ein- und Ausströmen der Flut- und Ebbwassermengen mit einem mittleren Tidehub von knapp 4 m als Transport- und Erosionsgröße bestimmend für großskalige Sedimentumlagerungen und kleinräumige Bauwerkserosionen. Die Hauptströmungsrichtungen im Planungsraum folgen näherungsweise dem Verlauf der Fahrrinne.

Die vorherrschenden hydrographischen Randbedingungen im Planungsraum des LNG Terminals WHV wurden innerhalb diverser Studien und Untersuchungen dokumentiert. Auf dieser Grundlage werden nachfolgend die verfügbaren Informationen für charakteristische Parameter zusammengefasst.

Tidewasserstände

Die in nachfolgender Tab. 1 zusammengestellten Wasserstände im Planungsraum des LNG Terminals WHV sind der Hindcast Studie der DHI¹ sowie den Pegelstandsdaten der Wasserstraßen und Schifffahrtsverwaltung des Bundes² (Pegel „Hooksielplate“) entnommen.

Tab. 1: Wasserstandsdaten im Planungsraum des LNG Terminals WHV

Wasserstand	Höhe	Quelle
HThw (06.12.2013)	+4,53 mNHN	WSV
HAT	+2,28 mNHN	DHI
MSpThw	+2,06 mNHN	DHI
MThw	+1,58 mNHN	WSV
Mittlerer Wasserstand	+0,05 mNHN	DHI
MTnw	-1,76 mNHN	WSV
MSpTnw	-1,96 mNHN	DHI
LAT (SKN)	-2,49 mNHN	GDWS ³
NTnw (26.12.2012)	-3,07 mNHN	WSV

Strömungsverhältnisse

Innerhalb des Planungsraumes erfolgten an verschiedenen Messpositionen Strömungsmessungen u.a. durch das WSA Wilhelmshaven (1992)⁴ sowie durch IMP (2007⁵ und 2019/2020⁶).

¹ DHI WASY GmbH (2019): Gutachten über Hindcast in der Jade zu regionalen Daten über Seegang, Wetter und Hydrodynamik – Numerische Modellierung und statistische Auswertung, Dezember 2019

² Hooksielplate – Stammdaten, Stand: 20.05.2020, <https://www.pegelonline.wsv.de/gast/stammdaten?pegelNr=9430020>

³ Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt, Standort Aurich: ab 01.01.2020 gültige SKN-Werte an den Pegeln für die Gebiete Jade, Ostfriesische Küste und Ems, Stand: Dezember 2019

⁴ dokumentiert in: Ingenieurbüro Dr.-Ing. Manzenrieder und Partner (2007): LNG-Terminal Wilhelmshaven – Seeseitige Anlagen -, Hydrologische und morphologische Beurteilung, IMP-Bericht Nr. 198, erweiterte Version, August 2007

⁵ Ingenieurbüro Dr.-Ing. Manzenrieder und Partner (2007): LNG-Anleger Wilhelmshaven – Seeseitige Anlagen -, Strömungsmessungen zur Bauwerksjustierung, IMP-Bericht Nr. 211, September 2007

⁶ IMP INGENIEURE GmbH & Co. KG: Auswertung der Seegangs- und Strömungsmessungen an dem geplanten LNG-Anleger in Wilhelmshaven, IMP-Bericht Nr. 399, Juli 2020

Einen Einblick in den zeitlichen Verlauf und die Ausprägung der Strömungsgeschwindigkeit im Planungsraum liefert die in Abb. 2 über den Tidegang dargestellte durchschnittliche Strömungsgeschwindigkeitsganglinie aus den IMP Strömungsmessungen 2019/2020. Zur Darstellung der vollen Geschwindigkeitsbandbreite wurde dabei auch der minimale und maximale Geschwindigkeitsverlauf aufgenommen. Zusätzlich ist als zeitliche Orientierungshilfe auch die mittlere Wassertiefenganglinie während der Tide dargestellt.

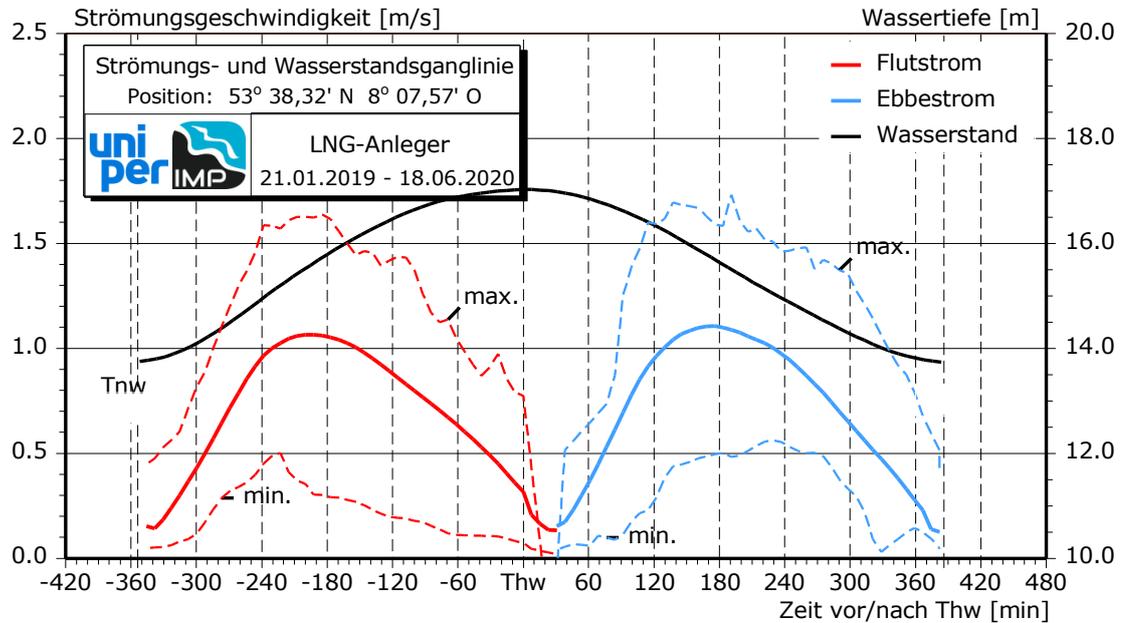


Abb. 2: Minimale, mittlere und maximale Strömungsgeschwindigkeitsganglinie sowie mittlere Wassertiefenganglinie aus der Strömungsmessung 2019/2020 im Planungsraum des LNG Terminals WHV

Folgende Hauptwerte als vertikal gemittelte Kenngrößen können daraus für eine Beschreibung der Strömungsgeschwindigkeiten abgeleitet werden:

- Mittlere maximale Flutstromgeschwindigkeit: 1,10 m/s
- Mittlere maximale Ebbestromgeschwindigkeit: 1,15 m/s
- Maximale Flutstromgeschwindigkeit: 1,65 m/s
- Maximale Ebbestromgeschwindigkeit: 1,75 m/s

Insgesamt ist eine leichte Ebbestromdominanz im Planungsraum des LNG Terminals erkennbar.

Hinsichtlich der Hauptströmungsrichtungen weisen die Ergebnisse aus fast 30 Jahren nur sehr geringe Unterschiede auf und dokumentieren die folgenden mittleren Hauptstromrichtungen im Planungsraum:

- Flutstromrichtung: 141 bis 145° r.w.N.
- Ebbestromrichtung: 324 bis 326° r.w.N.

Numerische Modelluntersuchungen der DHI WASY GmbH in 2019⁷ lieferten zudem sehr ähnliche Ergebnisse mit einer Flutstromrichtung von 142° r.w.N. und einer Ebbestromrichtung von 320° r.w.N.

⁷ DHI WASY GmbH (2019): WHV LNG Kolkanfälligkeit, 3D Strömungs-Modellierung, Berechnung von Strömungen am bestehenden und geplanten LNG Terminal in Wilhelmshaven zur Bewertung der Kolkanfälligkeit, November 2019



Seegang

Innerhalb des Lastenhefts zur Tragwerksplanung von Fichtner⁸ erfolgte für eine vorherige Planungsvariante des LNG Terminals WHV u.a. eine Zusammenstellung der Seegangparameter im Planungsbereich. Hierbei wurden Angaben aus einem Schreiben des NLWKN Norderney⁹ verwendet und auf dieser Grundlage Herleitungen für weitere Parameter vorgenommen.

Die im Rahmen der Studie von Fichtner 2020 zusammengefassten Seegangparameter sind in nachfolgender Tab. 2 dokumentiert.

Tab. 2: Seegangparameter im Planungsraum des LNG Terminals WHV

Parameter	Kürzel	Wert	Quelle
Bemessungswasserstand	$h_{DWL} =$	6,04 mNHN	NLWKN
Signifikante Wellenhöhe	$H_{m0} =$	2,26 m	NLWKN
Maximale Wellenhöhe	$H_{max} = 1,86 * H_{m0} =$	4,20 m	Fichtner
Peak-Wellenperiode	$T_P =$	6,5 s	NLWKN
Kammhöhe	$H_{cr} =$	8,37 mNHN	Fichtner
Maximale Orbitalgeschwindigkeit	$u =$	2,6 m/s	Fichtner

Wind

Gemäß der Hindcast Studie der DHI 2019 ist die Basiswindgeschwindigkeit als Extremwert eines 10-Minuten-Mittelwertes mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren zu $V_b = 30,0$ m/s ermittelt worden.

Schwebstoffverhältnisse

Die Schwebstoffkonzentration im Wasserraum wird zuvorderst durch das Tidegeschehen geprägt. Aber auch meteorologische Einflüsse liefern deutliche Beiträge zur Schwebstoffdynamik (vor allem Stark- und Sturmweatherlagen mit den seegangsinduzierenden Wirkungen).

Langjährige Zeitreihen weisen mittlere Schwebstoffkonzentrationen von 100 bis 250 mg/l im Revier aus. Die höchsten Schwebstoffkonzentrationen liegen in einer Größenordnung von 1.000 bis 2.000 mg/l und treten vergleichsweise kurzfristig innerhalb des Tidegangs auf.

In 2007 wurden durch IMP auch Untersuchungen zur Bestimmung der Korngrößenverteilung des Schwebstoffmaterials im aktuellen Planungsraum durchgeführt. Hierbei wurden in zwei Messkampagnen an jeweils zwei Messpositionen, östlich des Bestandsbauwerks UVG, sohnlah sog. Schwebstoffsammler installiert, in denen sich über einen Zeitraum von jeweils rd. einem Monat das im Wasserkörper transportierte Material abgesetzt hat. Damit wurde insbesondere das sohnnahe, mobile Sediment erfasst. Die Ergebnisse aus der anschließenden bodenmechanischen Analyse sind in Abb. 3 als Kornverteilungslinien für die beiden Messkampagnen dargestellt. Folgende Ergebnisse können aus den Darstellungen entnommen werden:

- Die Schwebstoffe bestehen überwiegend aus sandigen Fraktionen
- Der Anteil der Sandfraktionen liegt etwa zwischen 60 und 80 %
- Die Feinsandfraktion ist auffällig dominant
- Der mittlere Korndurchmesser d_{50} liegt zwischen 0,07 und 0,10 mm

⁸ Fichtner Water & Transportation GmbH: LNG FSRU Import-Terminal Wilhelmshaven – Tragwerksplanung – Lastenheft, Juni 2020

⁹ Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz – Betriebsstelle Norden-Norderney – Forschungsstelle Küste: Belastungsgrößen Wasserstand und Seegang, Stand: 27.09.2019

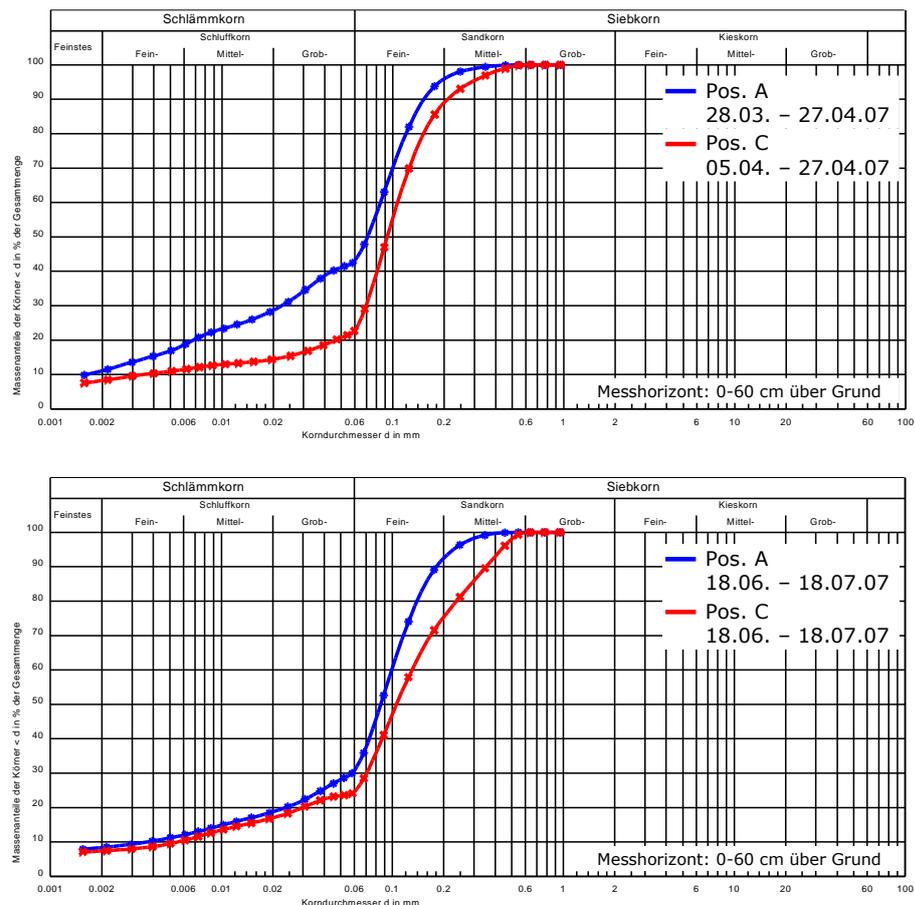


Abb. 3: Kornverteilungslinien sohnnaher Schwebstoffmessungen aus 2007 im Planungsraum des LNG Terminals WHV

2.3 Datengrundlage

Für die morphologische Entwicklung bis etwa 2006 liegen frühere Untersuchungen auf Basis von Kontrollprofilen u.a. von CES Consult und IMP vor. Mit der Planfeststellung des JadeWeserPorts (JWP) im Jahre 2007 wurde ein umfangreiches Beweissicherungsprogramm festgelegt, das u.a. Peilungen auch im Planungsbereich des Vorhabens vorsah. Die als Fächerecholotung festgeschriebenen Peilungen liefern eine hohe räumliche Auflösung und sind somit besonders gut in der Lage, eine differenzierte Betrachtungsgrundlage für die morphologischen Entwicklungen seit Bau des JWP zu liefern. Die Fächerecholotpeilungen aus der JWP-Beweissicherung decken einen Zeitraum von 2005 bis 2018 ab. Zusätzlich wurden Peilungen von 2019 und 2020 mit einbezogen, welche von der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) zur Verfügung gestellt wurden.

Zur Beschreibung der aktuellen Lage der Unterwassertopographie und der Anknüpfung der morphologischen Analyse an die aktuelle Tiefensituation steht eine Peilung vom 11.04.2022 von NPorts zur Verfügung.

Diese detaillierten Untersuchungen entsprechen den aktuellen Anforderungen an eine morphologische Analyse und erlauben zusätzlich die Ergebnisse in das durch die früheren morphologischen Untersuchungen belegte Langzeitgeschehen einzuordnen. Zudem bilden verfügbare Bodeninformationen eine weitere Säule für die Bewertung und Prognose der morphologischen Entwicklung im Vorhabenbereich.

3 Ist-Zustand: Großflächige morphologische Entwicklungen

3.1 Aktuelle Unterwassertopographie

Die für die morphologische Analyse zuletzt herangezogene Bathymetrie ist mit dem Tiefenplan in Abb. 4 beschreibbar. Die dargestellte Unterwassertopographie ergibt sich aus der zuletzt gemessenen Tiefe zum Zeitpunkt der Berichtserstellung im März 2021. Neben den Bestandsbauwerken sind darin auch die aktuellen Planungen zu dem LNG Terminal WHV erkennbar. Zusätzlich ist darin in weiß schraffierter Form die Lage eines nach §30 Bundesnaturschutzgesetz (BNatSchG) geschützten Kies-Grobsand-Schillgründe Biotops (KGS) markiert.

Insgesamt ist zu erkennen, dass die bestehende Zufahrtsbrücke und vor allem die Umschlagsbrücke in die großflächigen Umlagerungsprozesse des Untersuchungsgebietes eingebettet sind, aber diese auch das Umfeld des Bauwerkes beeinflussen. Zunächst fällt in Abb. 4 auf, dass die Tiefenlinien tendenziell parallel zur Tidehauptstromrichtung verlaufen. Im Westen verläuft die Böschung auf den ersten 500 m ohne wesentliche Höhenänderung. Danach fällt die Sohllage in einem steiler werdenden Verlauf zu einer Nebenrinne ab, welche sich landseitig der Anlegebrücke ausgebildet hat. Die Tiefen in dieser landseitigen, westlichen Rinne erstrecken sich von -18 bis -13 mNHN. Da die westliche Innenjade durch einen hohen Materialtransport gekennzeichnet ist, zeichnen sich bereits geringe Geschwindigkeitsdifferenzen in der Morphologie ab. Dies führt dazu, dass sich Wirkungen aus erhöhter Reibung längs der Anlegebrücke erkennen lassen. Die nahezu parallel zur Flut- und Ebbebestromung ausgerichtete aufgeständerte Anlegebrücke setzt der Strömung einen Widerstand entgegen, welche die Strömung verlangsamt und so eine Verzögerung des Sedimenttransportes an der Sohle initiiert. In dieser Zone steigen die Tiefen auf -12 bis zu -8 mNHN an. Es ist anzunehmen, dass die Tideströmung diesen Sandrücken entlang der Anlegebrücke in einem verstärkten Maße östlich und westlich umströmt. So ist neben einer landseitigen auch eine seeseitige, östliche Rinne mit Tiefen von -20 bis -16 mNHN zu erkennen. Das KGS-Biotop liegt innerhalb dieser östlichen, seeseitigen Rinne und weist eine langgestreckte, parallel zur Fahrrinne orientierte Form auf. Weiter ostwärts ist ein ovaler Sandrücken mit Tiefen von -14 bis -12 mNHN zwischen der von der Anlegebrücke östlich gelegenen Rinne und dem Fahrwasser erkennbar. Zum Fahrwasser hin sinkt die Sohllage in einer vergleichsweise steilen Böschung auf Tiefen von mehr als -20 mNHN ab.

In Abb. 4 sind morphologische Strukturen erkennbar, welche auf eine direkte Wechselwirkung des Bestandsbauwerks der Umschlaganlage Voslapper Groden (UVG) und der Hydrodynamik hinweisen. Da die Anlegebrücke etwas von der Hauptstromrichtung abweicht, ist die Anlandungszone im Flutstromschatten der Brücke zum Fahrwasser hin geneigt, während sich im nördlichen Bereich eine landseitige Neigung ergibt. Zudem scheint sich am nördlichen Angriffspunkt der Flutströmung an der Anlegebrücke eine Ablöseströmung zu ergeben, welche einen Beitrag zu der linsenartigen Vertiefung im nordwestlichen Bereich der Anlegebrücke leisten könnte. Südlich des Bauwerkes wird die westliche Vertiefungsrinne von größeren Transportkörpern gestoppt. Solche Strukturen im Strömungsschatten eines Bauwerkes sind ein Indiz für großskalige Turbulenzstrukturen. Weiterhin zeichnen sich direkt südlich der Zufahrtsbrücke im Bereich der landseitigen Rinne langgezogene Kolkstrukturen im nahen Umfeld ab. Jedoch ist eine quantitative Aussage über die Kolk-tiefen nur mit der Definition eines Bezugshorizontes möglich (s. Abschn. 4).

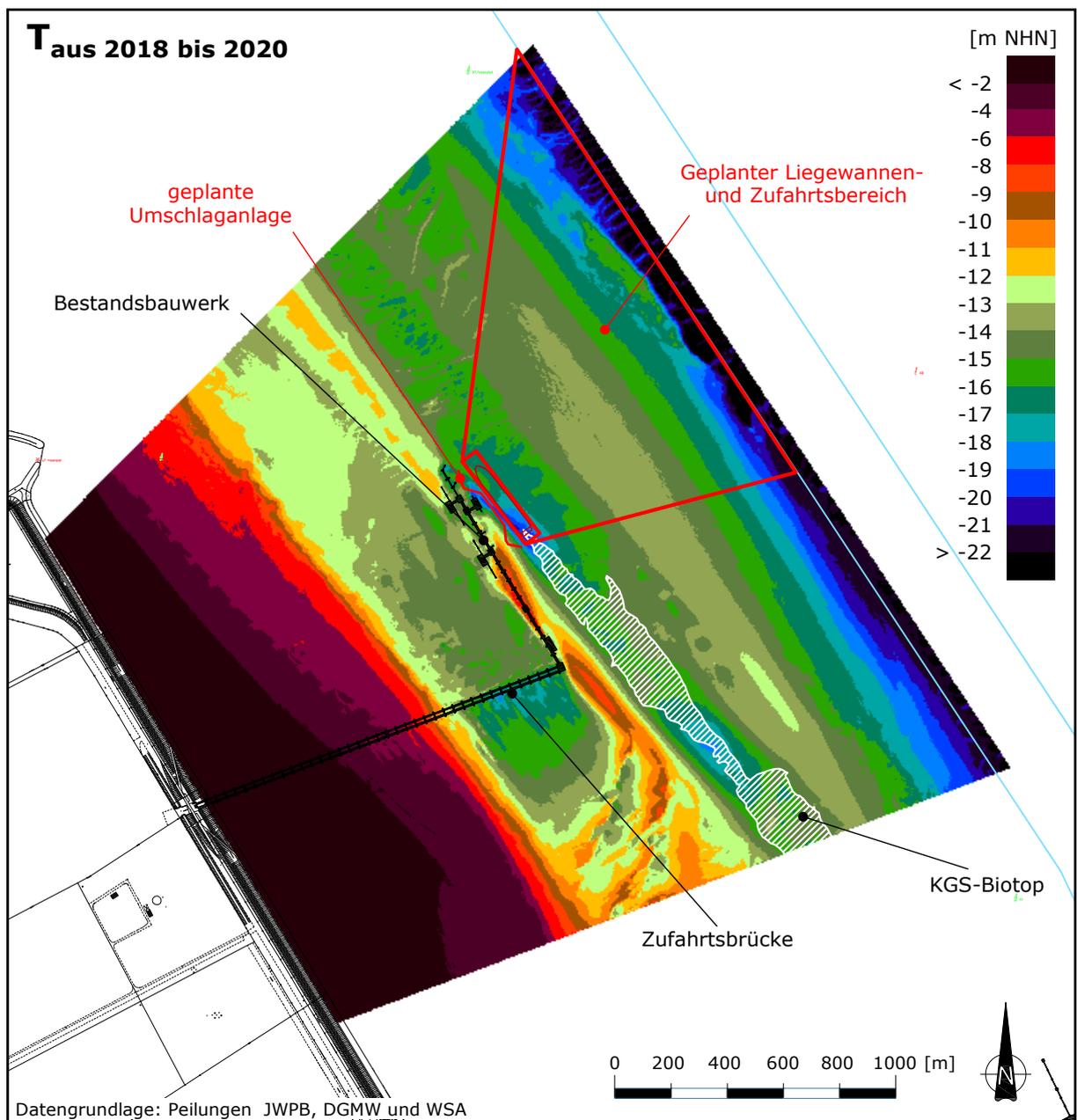


Abb. 4: Tiefen der Peilung aus 2018 bis 2020 mit den Bestandsbauwerken und den aktuellen Planungen zu dem neuen Terminal sowie des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne

Um einen Anknüpfungspunkt der aktuellen Tiefenverhältnisse aus 2022 im Untersuchungsgebiet zu den hier verwendeten Ergebnissen aus der morphologischen Studie basierend auf Peilungen von 2005 bis 2020 herzustellen, wird ein Vergleich der Bathymetrien aus 2022 und dem Tiefenplan aus Abb. 4 angestellt. Hierzu sind in Abb. 5 die Tiefen der aktuellen Peilungen (März und April 2022) mit dem Bestandsbauwerk und dem geplanten LNG Terminal WHV dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass die morphologische Charakteristik im Planungsgebiet des LNG Terminals WHV in dem Zeitraum von 2020 bis 2022 erhalten geblieben ist. So sind die Tiefen und Ausprägungen der morphologischen Strukturen wie der ovale Sandrücken mittig des geplanten Zufahrtsbereiches sowie die größeren lokalen Vertiefungen entlang der geplanten Liegewanne erhalten geblieben. Abweichungen beider Tiefenpläne sind eher auf die horizontale Verschiebung von den morphologischen Strukturen sowie die Bewegung von Transportkörpern zurückzuführen.

Damit sind die Ergebnisse aus der morphologischen Analyse auf Basis von jährlichen Peilungen von 2005 bis 2020 auch auf die Verhältnisse im Jahr 2022 übertragbar.

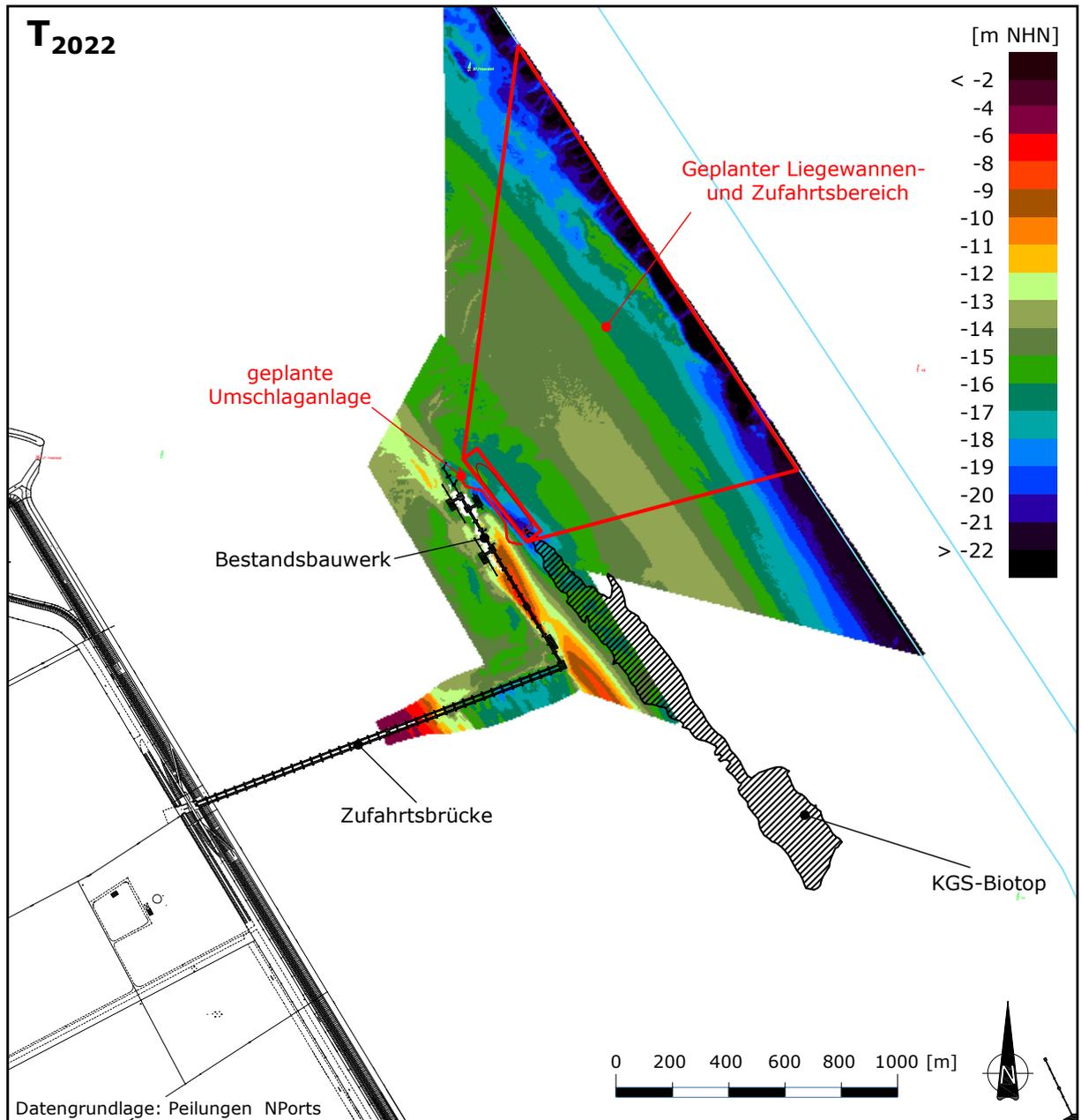


Abb. 5: Tiefen der zuletzt vorgenommenen Peilung aus März und April 2022 mit den Bestandsbauwerken und den aktuellen Planungen zu dem neuen Terminal sowie des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne

3.2 Auswertekonzept

Nach Generierung von jahresweisen Rasterdatenpunkten aus den digital verfügbaren Peilungen wurden für diese in dem abgestimmten Gebiet folgende Kenngrößen über den gesamten Untersuchungszeitraum ermittelt:

- **Datendeckungsgrad [%]:** Ausgehend von dem theoretisch möglichen Datenumfang über den abgedeckten Untersuchungszeitraum (100 %) werden die tatsächlich vorhandenen, gültigen Werte ausgewiesen



- **Mittlere Tiefe [mNHN]:** Es wird die mittlere Tiefe über alle gültigen Werte gebildet und für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Differenz des aktuellen Tiefenplans zur mittleren Tiefe [m]:** Es wird die Differenz der aktuellen Tiefen zu den mittleren Tiefen über alle gültigen Werte gebildet und für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Minimale Tiefe [mNHN]:** Es wird die geringste Tiefe aus den gültigen Werten für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Eintrittszeitpunkt der minimalen Tiefe [Jahr]:** Es wird der Zeitpunkt der geringsten Tiefe aus den gültigen Werten für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Maximale Tiefe [mNHN]:** Es wird die größte Tiefe aus den gültigen Werten für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Eintrittszeitpunkt der maximalen Tiefe [Jahr]:** Es wird der Zeitpunkt der größten Tiefe aus den gültigen Werten für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Morphologische Bandbreite [m]:** Es wird die Differenz zwischen der minimalen und maximalen Tiefe aus den gültigen Werten für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Maximale Erosion bzw. minimaler Auftrag [cm/a]:** Es wird die auf ein Jahr normierte größte Erosion bzw. der geringste Auftrag aus der Differenz der gültigen Werte für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Maximaler Auftrag bzw. minimale Erosion [cm/a]:** Es wird die auf ein Jahr normierte geringste Erosion bzw. der größte Auftrag aus der Differenz der gültigen Werte für jeden Datenpunkt ausgewiesen
- **Zeitlicher linearer Trend [cm/a]:** Jede Koordinate besitzt einen individuellen zeitlichen Tiefenverlauf und jedem dieser Verläufe wird eine lineare Gerade nach der Gauß'schen Methode der kleinsten Quadrate angepasst, welche die gültigen Datenpunkte möglichst gut beschreibt. Es wird die auf ein Jahr normierte Steigung dieser Geraden ausgewiesen

3.3 Ergebnisse

In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse für die in Abschn. 3.2 eingeführten Kenngrößen dargestellt; im Einzelnen können die Kenngrößen folgenden Ergebnisgrafiken zugeordnet werden:

- Datendeckungsgrad (Abb. 6)
- Mittlere Tiefe (Abb. 7)
- Differenz des aktuellen Tiefenplans 2018 zu der mittleren Tiefe ()
- Minimale Tiefe (Abb. 9)
- Eintrittszeitpunkt der minimalen Tiefe (Abb. 10)
- Maximale Tiefe (Abb. 11)
- Eintrittszeitpunkt der maximalen Tiefe (Abb. 12)
- Morphologische Bandbreite (Abb. 13)
- Maximaler Auftrag bzw. minimale Erosion (Abb. 14)
- Maximale Erosion bzw. minimaler Auftrag (Abb. 15)
- Zeitlicher linearer Trend (Abb. 16)

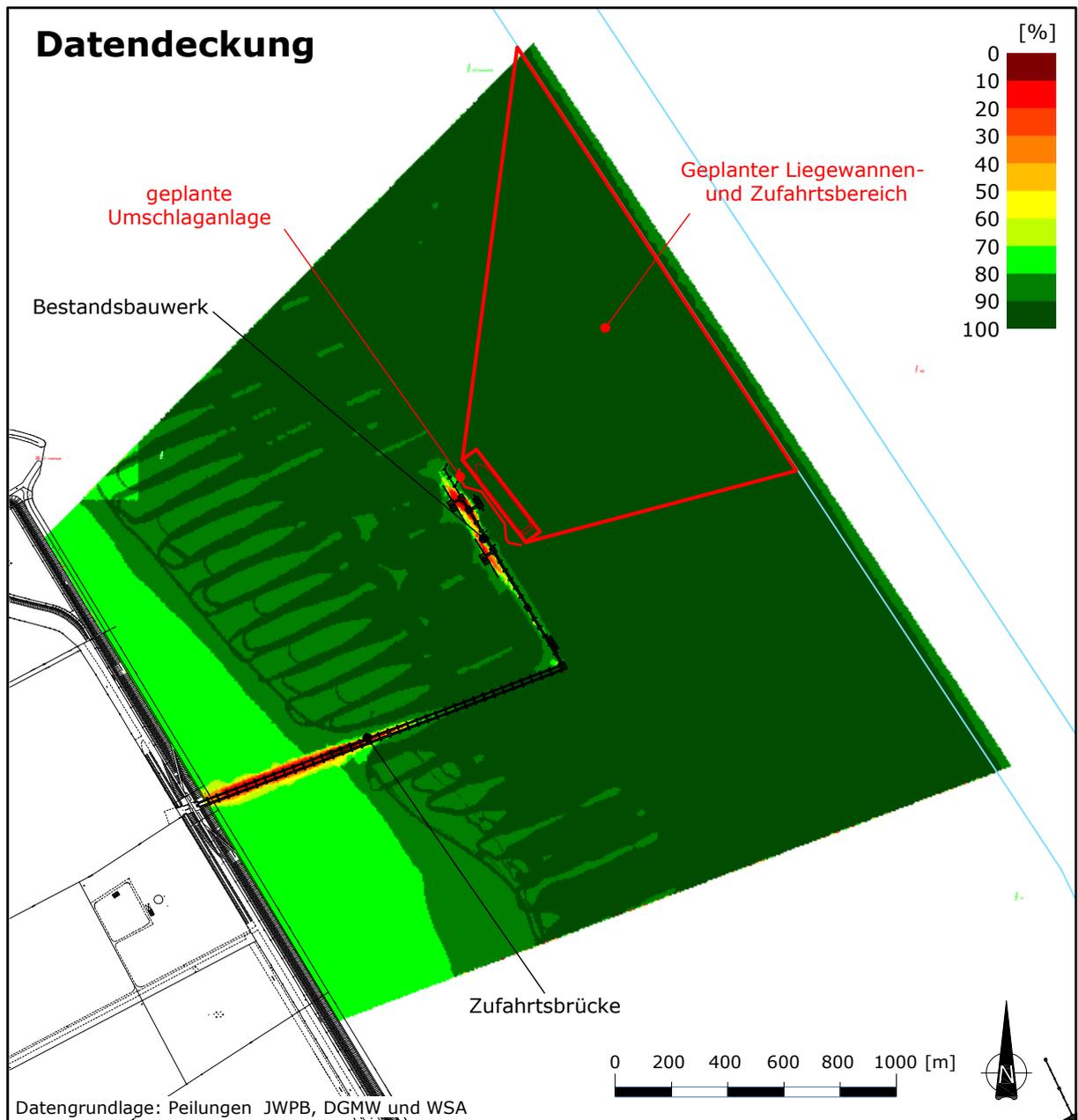


Abb. 6: Datendeckungsgrad der Peildaten im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020

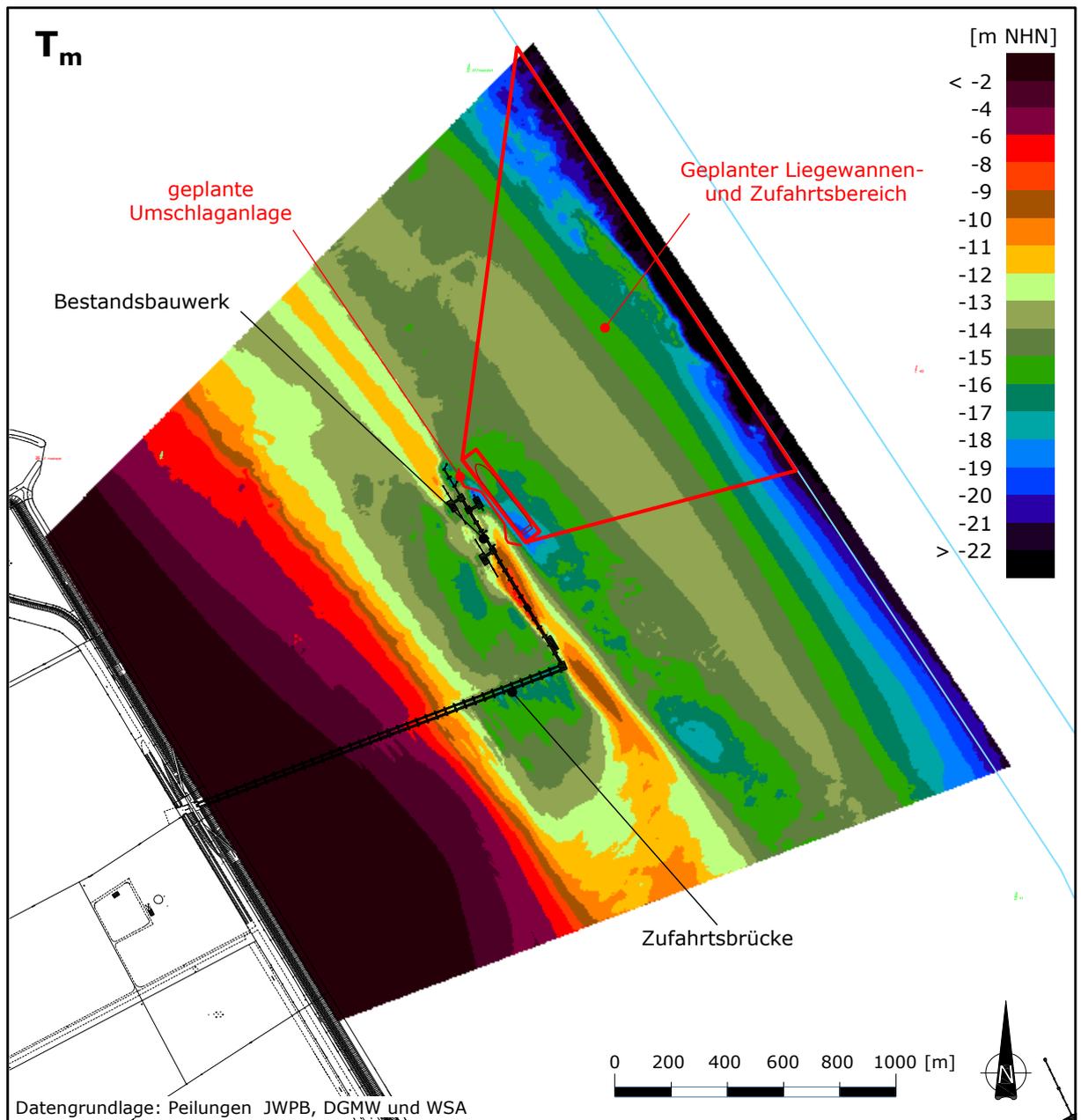


Abb. 7: Mittlere Tiefe im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020

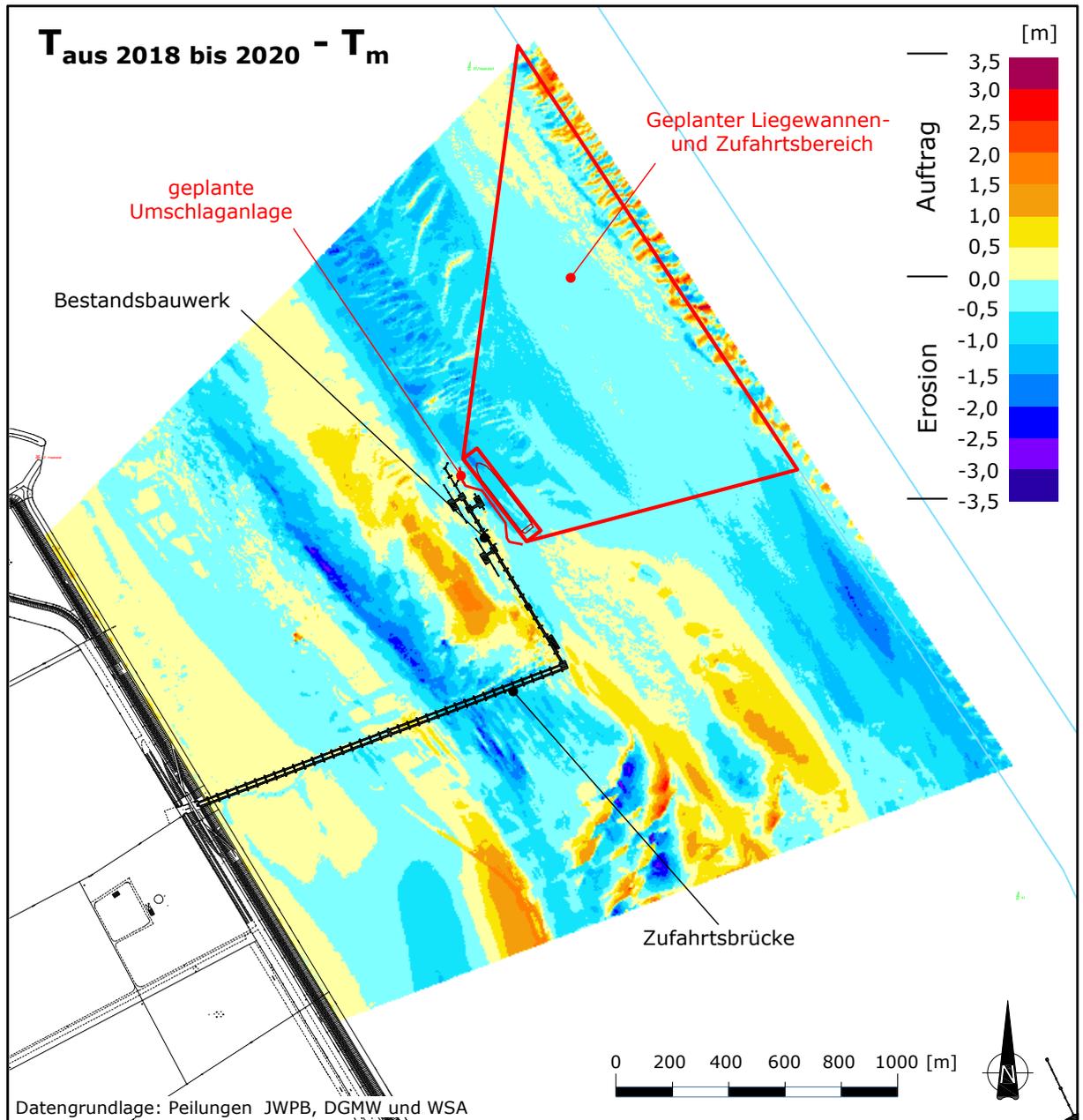


Abb. 8: Differenz der Tiefen aus 2018 bis 2020 zu den gemittelten Tiefen ($T_{\text{aus 2018 bis 2020}} - T_m$) im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020

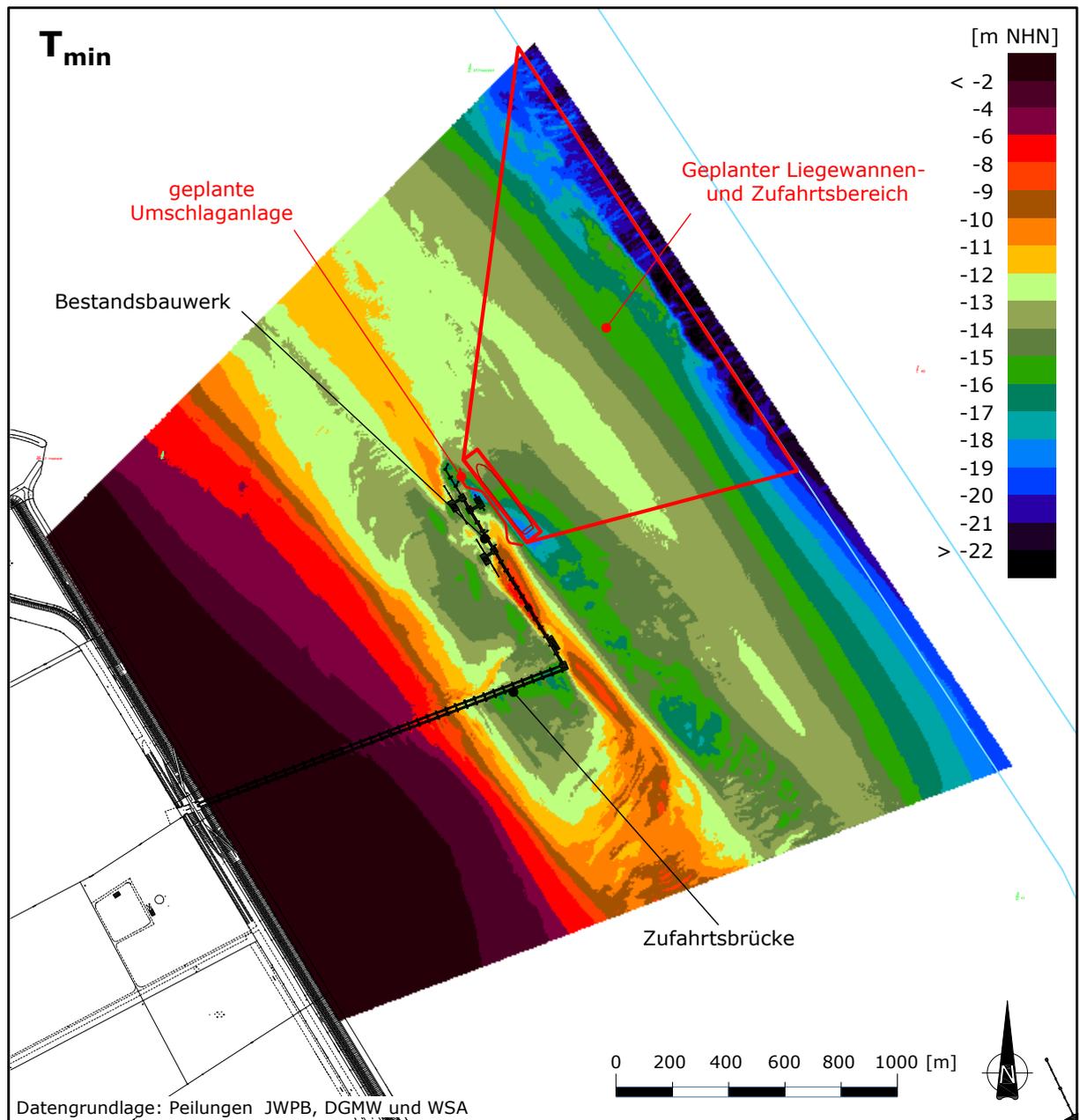


Abb. 9: Minimale Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020

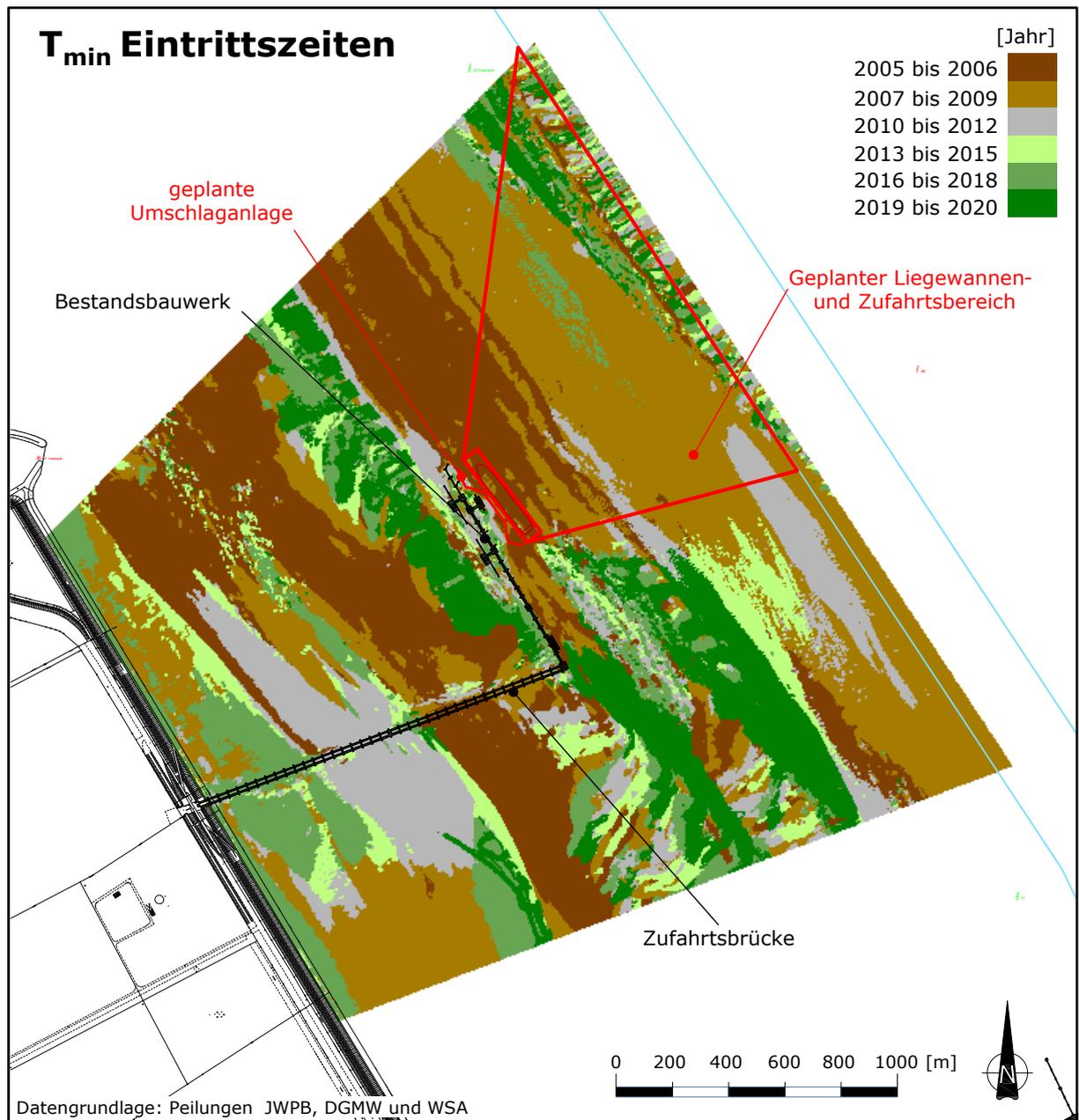


Abb. 10: Eintrittszeitpunkte der minimalen Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020

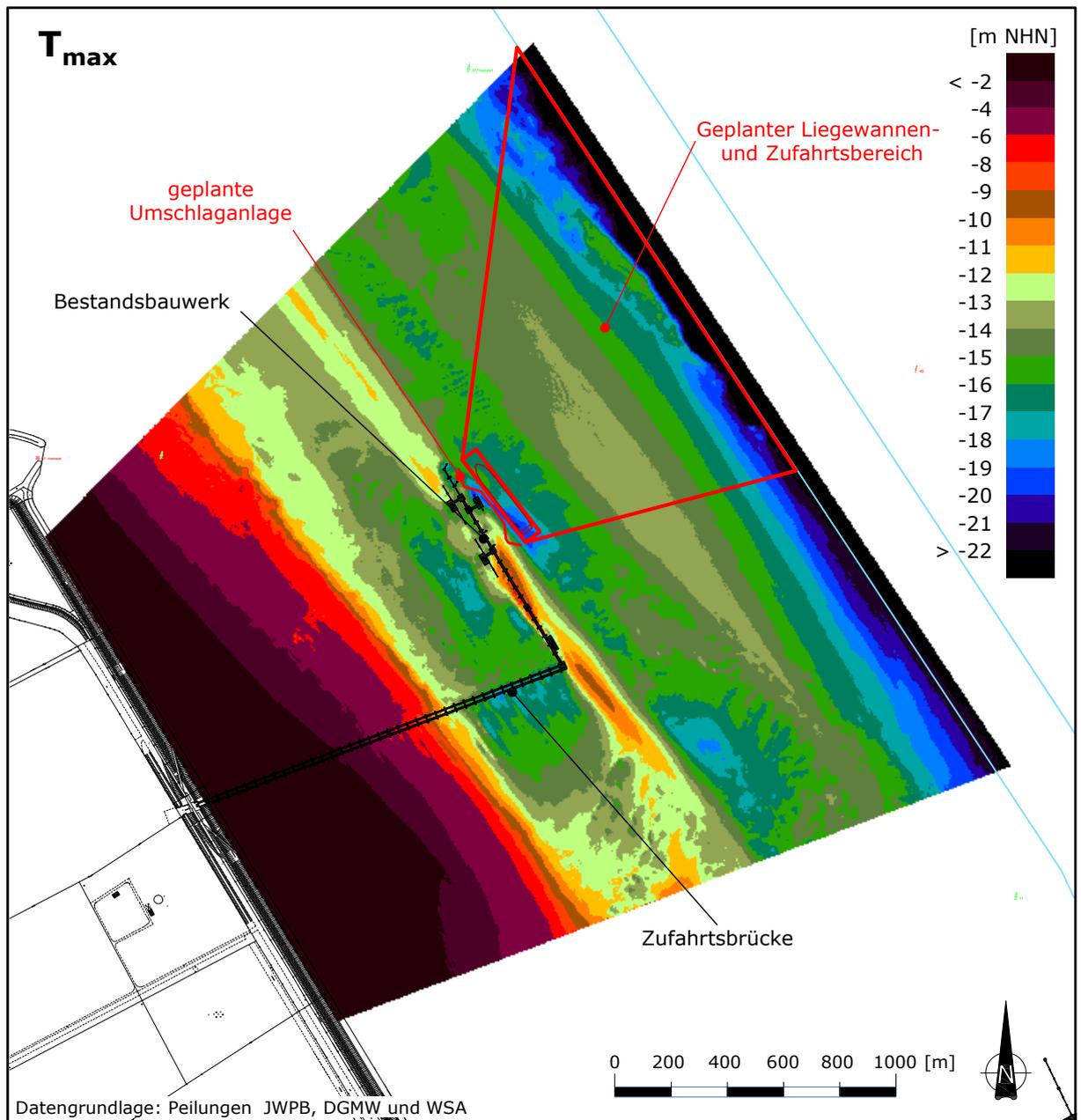


Abb. 11: Maximale Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020

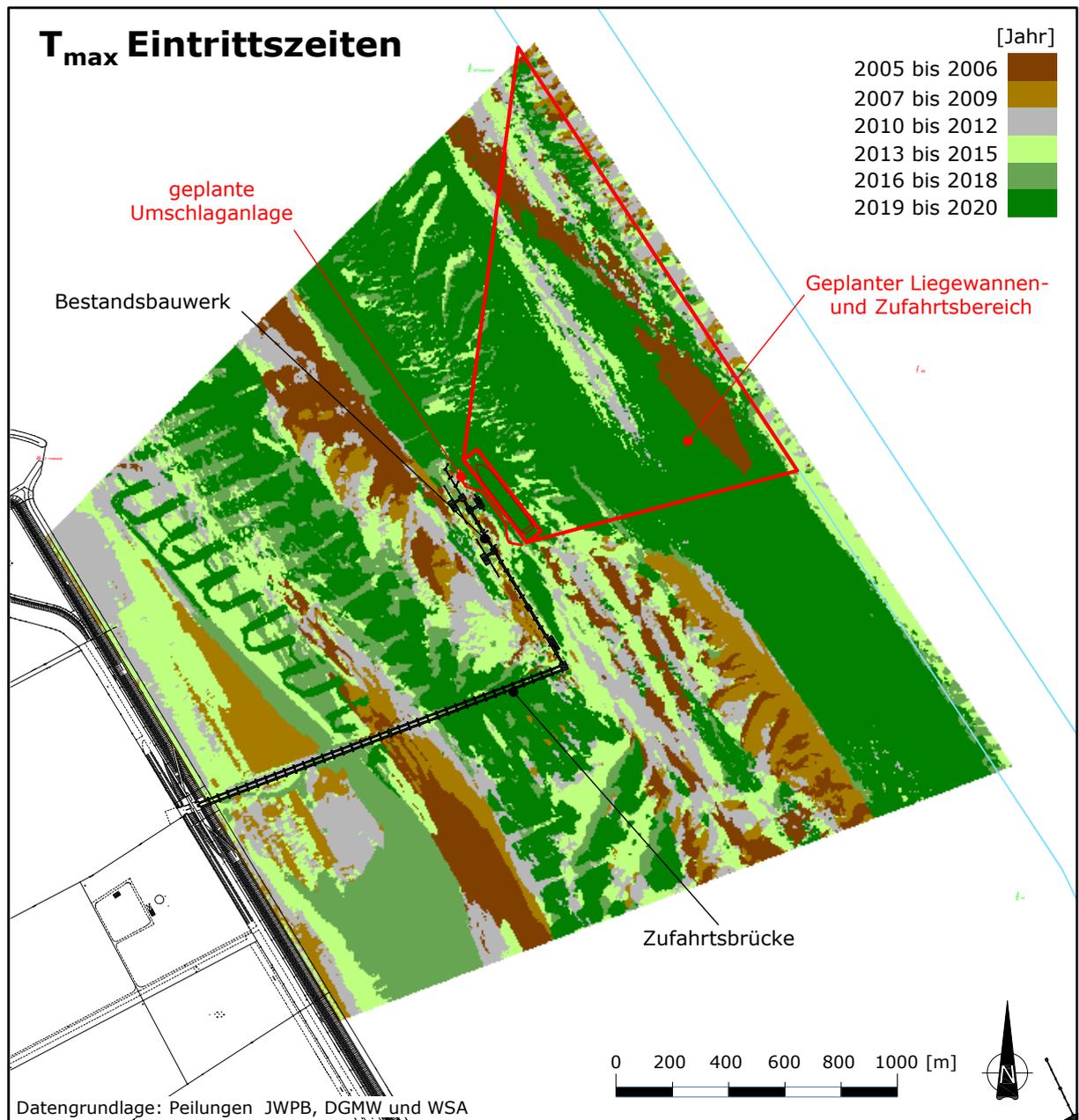


Abb. 12: Eintrittszeitpunkte der maximalen Tiefen im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden aus dem Zeitraum 2005 bis 2020

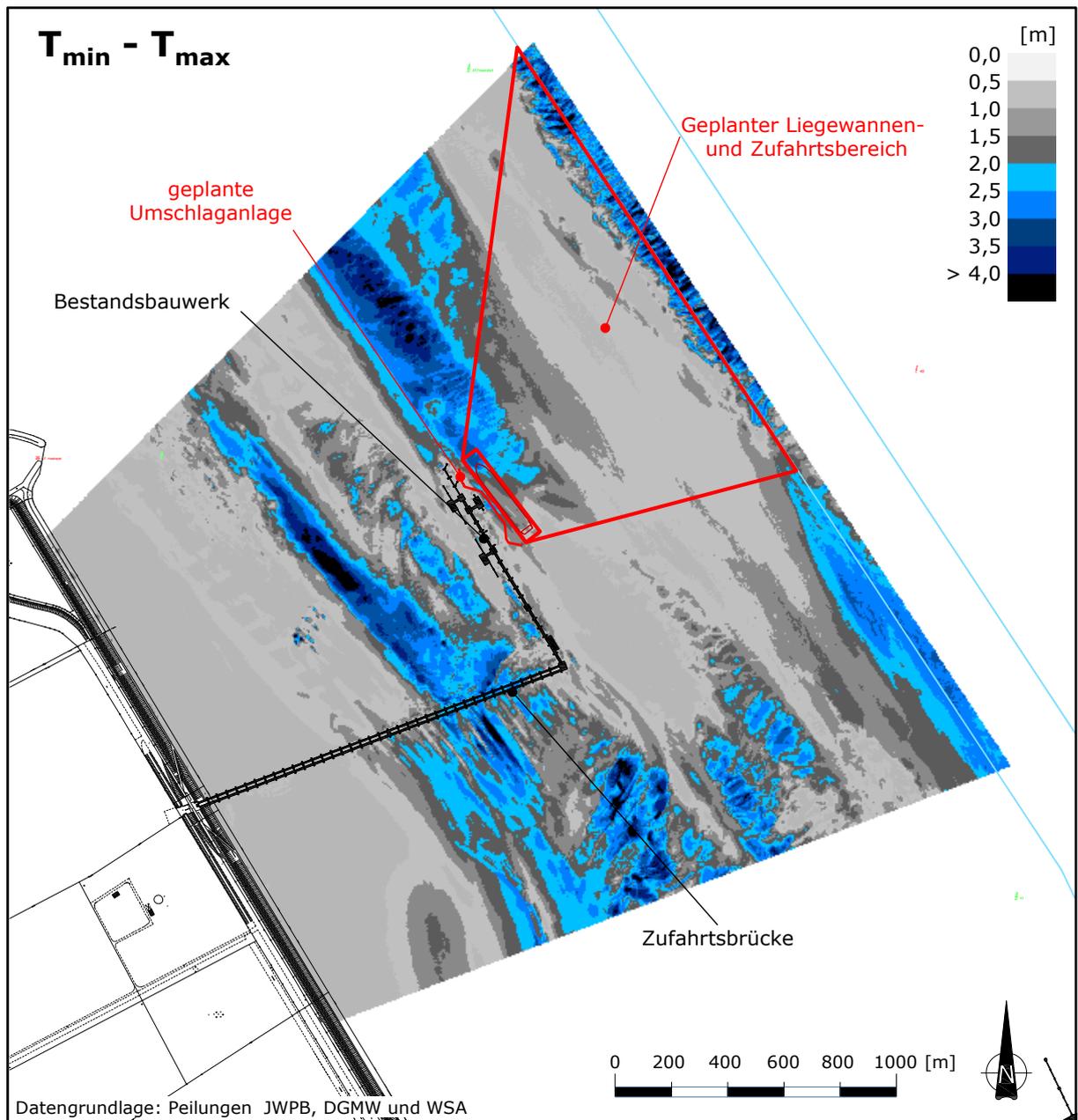


Abb. 13: Morphologische Bandbreite im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020

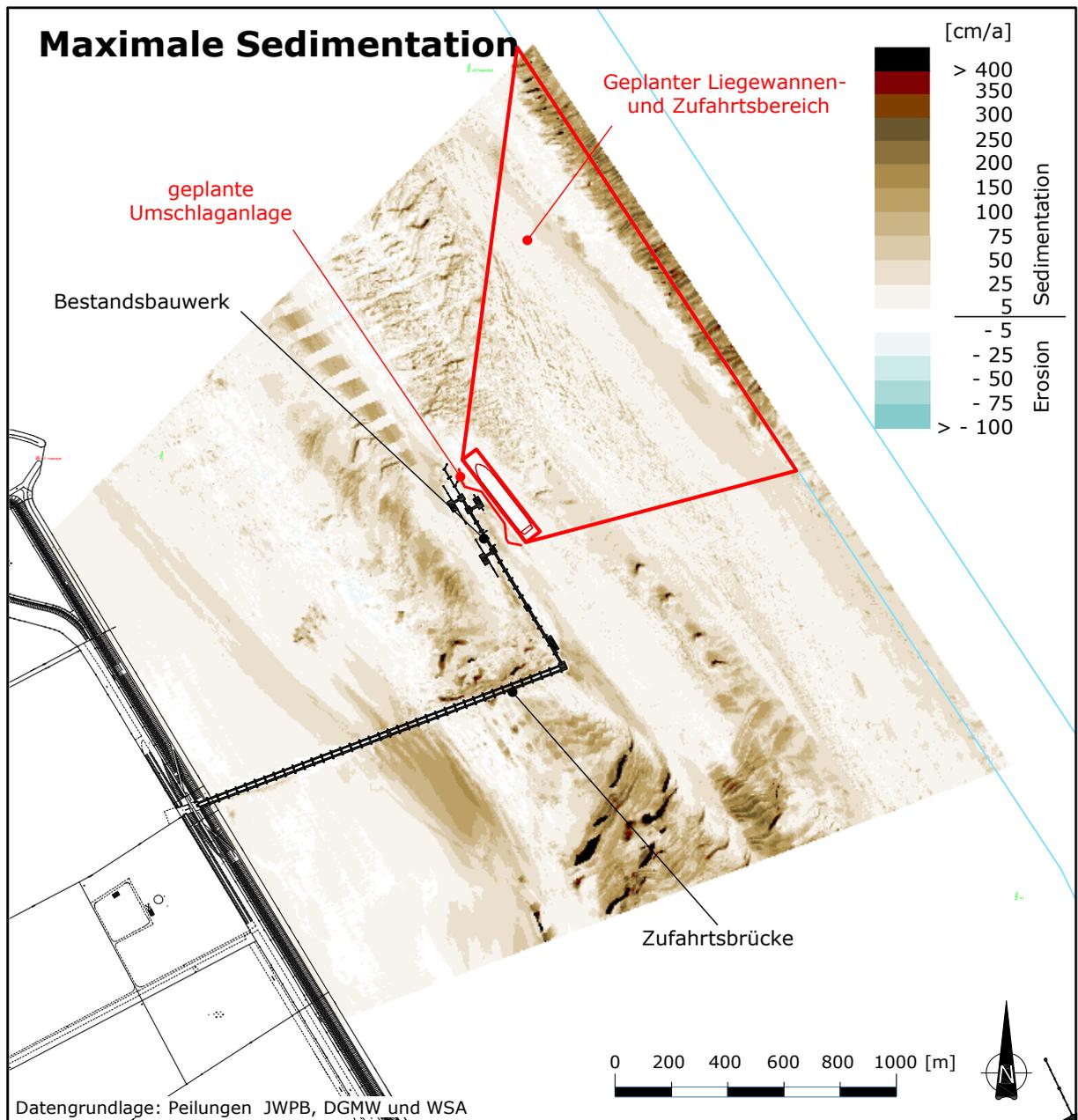


Abb. 14: Maximaler Auftrag bzw. minimale Erosion im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020

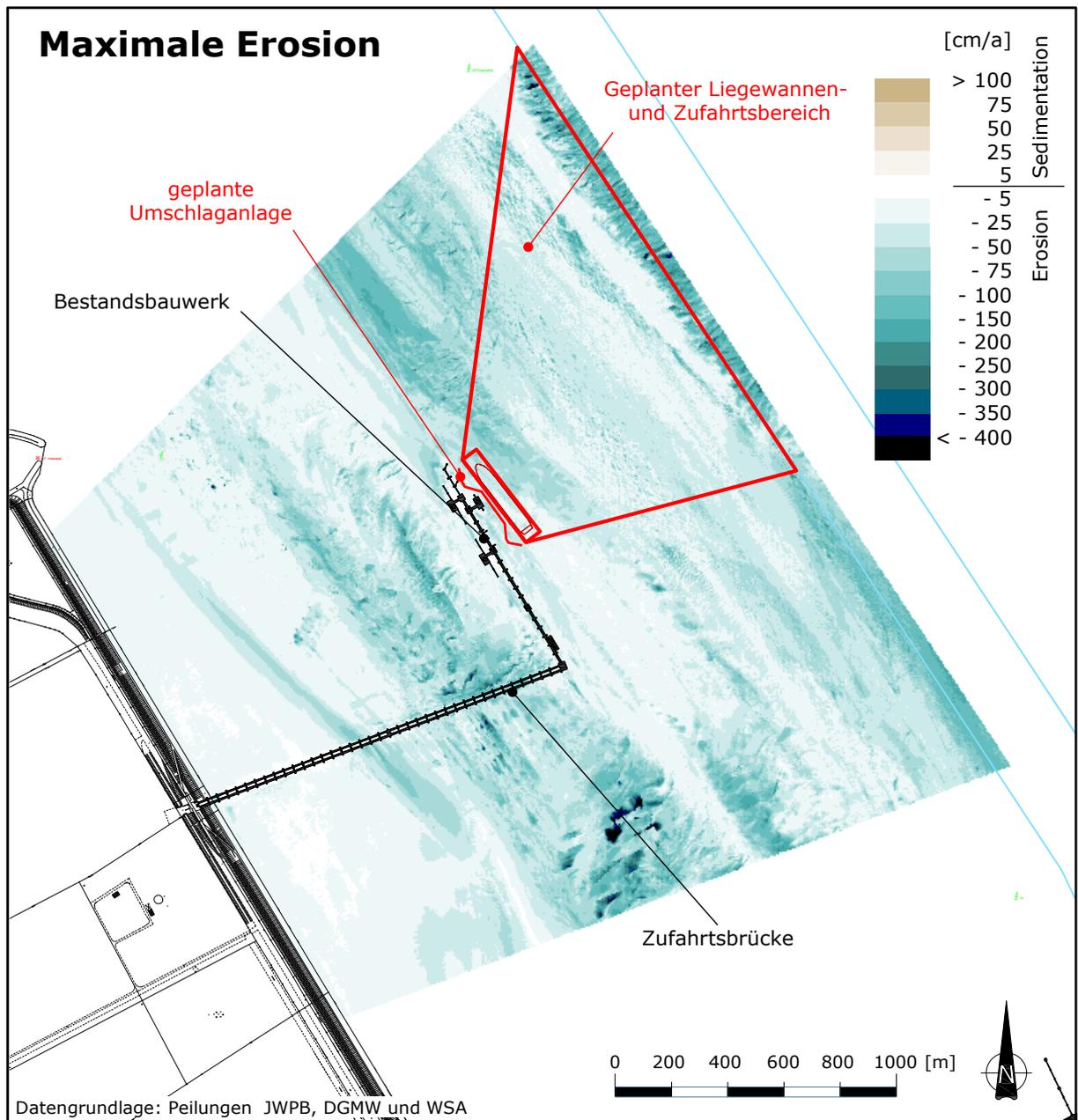


Abb. 15: Maximale Erosion bzw. minimaler Auftrag im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über dem Zeitraum 2005 bis 2020

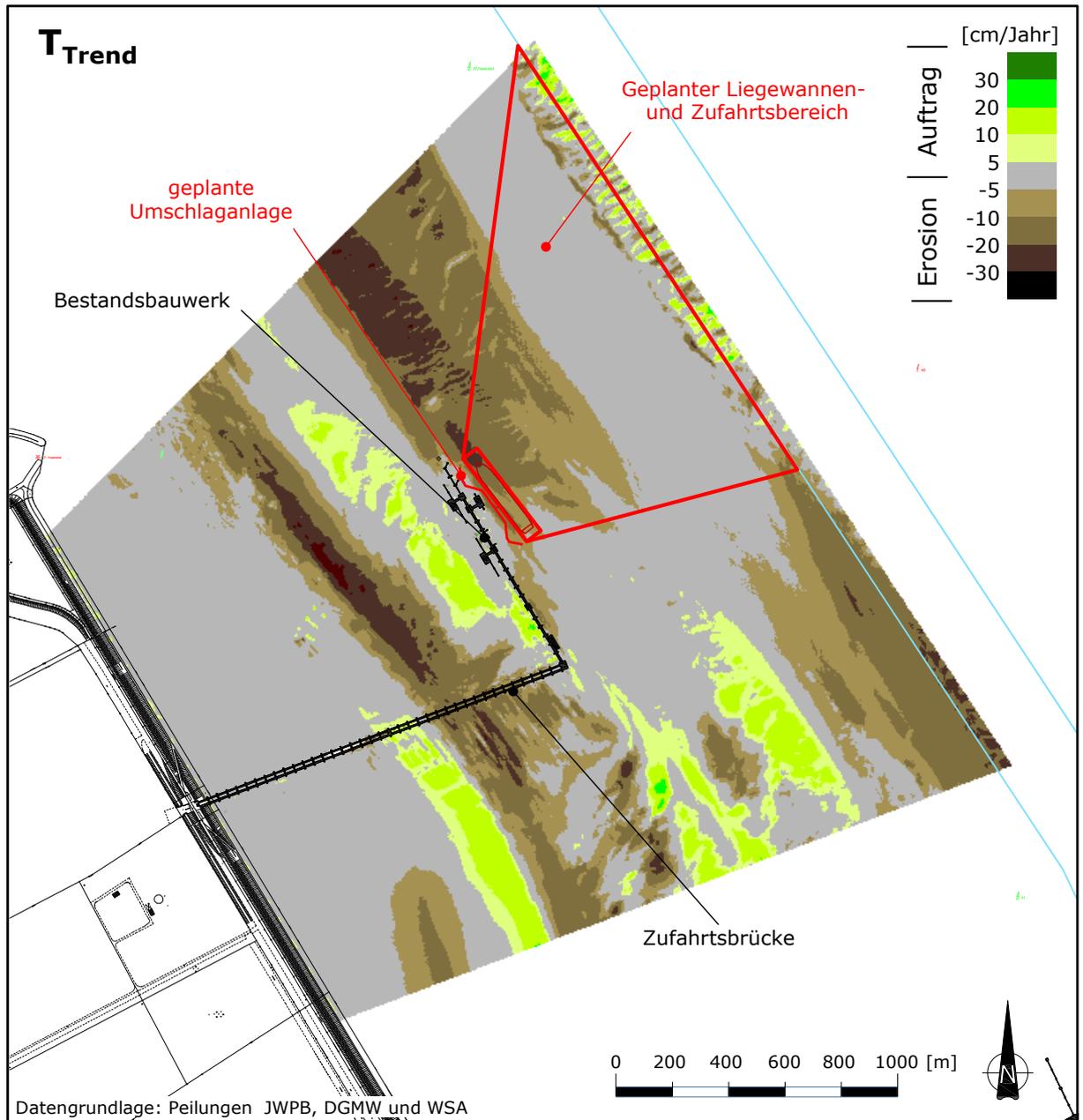


Abb. 16: Zeitlicher linearer Trend im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020

Der Datendeckungsgrad (Abb. 6) ist im gesamten Untersuchungsgebiet sehr gut. Nur direkt unterhalb der aufgeständerten Umschlags- und Zufahrtsbrücke sind aufgrund der erschwerten Erschließbarkeit zum Teil größere Datenlücken vorhanden. Weiterhin nimmt im westlichen Flachwasserbereich der Datenumfang auf ca. 70 - 80 % ab. Die zuletzt vorgenommenen Peilungen decken die östliche Hälfte des Untersuchungsgebietes vollflächig ab, aber weisen in der westlichen Hälfte Lücken im befahrenen Gebiet auf. Die räumliche Verteilung des Datendeckungsgrades zeigt, dass keine signifikanten Einschränkungen bei der Interpretationsfähigkeit der Daten ableitbar sind.

Das Bild der mittleren Tiefen im Untersuchungsgebiet (s. Abb. 7) gibt einen Überblick über die Strukturen und Merkmale der Bathymetrie, welche den gesamten Zeitraum 2005 bis 2020 prägen. Durch einen qualitativen Vergleich dieser mittleren Tiefen mit den aktuellsten Tiefen (vgl. Abb. 4) lässt sich zusätzlich ein erster Überblick über die Entwicklung der Topographie im Untersuchungsgebiet gewinnen.

Qualitativ lassen sich nur geringe Unterschiede der mittleren Tiefe gegenüber der aktuellen Situation feststellen. Es sind die gleichen morphologischen Strukturen und ähnliche absolute Tiefen vorhanden. Die Tiefen der aktuellsten Peilung weichen somit nicht wesentlich von den mittleren Tiefen ab und die morphologischen Strukturen weisen eine längerfristige Stabilität aus.

Für eine quantitative Erfassung der Unterschiede wurden die Differenzen der aktuellsten Tiefen zu den gemittelten Tiefen ermittelt und in Abb. 8 dargestellt. Ein positiver Wert weist eine Sedimentationszone aus, da in diesen Bereichen die aktuellste Tiefe eine geringere Tiefe als im Mittel des Untersuchungszeitraumes 2005 bis 2020 aufweist. Einer Erosionszone wird hingegen ein negativer Wert zugeordnet. Die gesamte Bandbreite der Differenzen erstreckt sich von -3,5 bis 3,5 m. Jedoch fallen ca. 99 % der Werte auf einen Wertebereich von -2,0 bis 1,5 m.

Im Detail sind aus der Darstellung der Tiefendifferenzen drei Erosionszonen

- westlich der bestehenden Anlegebrücke
- nordöstlich der Bestandsbrücke im Anlaufbereich der Flutströmung
- im südlichen, fahwassernahen Abschnitt des Untersuchungsraums

sowie zwei Sedimentationszonen

- südwestlich der Zufahrtsbrücke
- entlang der Anlegebrücke

erkennbar.

In südlicher Verlängerung der Anlegebrücke und im nördlichen Abschnitt des Fahrwassers sind zudem differenzierte Zonen mit einem Wechsel von Erosion und Auftrag zu erkennen. Diese Zonen mit wechselhaften Tendenzen weisen auf eine Bewegung von Sandkörpern hin.

Bei Betrachtung der generellen Sohlentwicklung über die Zeit kann aus der Grafik eher eine negative Bilanz für das Untersuchungsgebiet insgesamt abgeleitet werden.

Die minimalen Tiefen (Abb. 9) zeigen eine gute Übereinstimmung mit den mittleren Tiefen aus Abb. 7. Es lassen sich die gleichen Verteilungen und Strukturen der Topographie erkennen. Im Einflussbereich der Anlegebrücke und der östlichen Hälfte der Zufahrtsbrücke sind die größeren Tiefen der in Abb. 8 ausgewiesenen Erosionszonen weniger stark ausgeprägt. In gleicher Logik umfassen die Sedimentationszonen eine größere Fläche und weisen geringere Tiefen auf.

Ein differenziertes Bild liefert die Betrachtung der Eintrittszeitpunkte der Minimaltiefen (Abb. 10). So ist im Bereich der sich bewegenden Sandkörper ein Wechsel von frühen und späten Eintrittszeitpunkten erkennbar. Im Bereich der Auftragszonen traten die geringsten Tiefen in den Jahren 2019 bis 2020 auf. Die Erosionszonen mit Ausnahme des südlichen



Fahrwassers weisen eine geringste Tiefe in 2005 auf. Diese Beobachtungen deuten auf eine gleichmäßige und langfristige Entwicklungstendenz in diesen Gebieten hin.

Das Bild der maximalen Tiefen (Abb. 11) zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Strukturen, welche sich aus den vorherigen Abbildern herleiten lassen. Auffällig ist, dass die maximalen Tiefen eine bessere Übereinstimmung mit der aktuellen Bathymetrie vorweisen als mit den mittleren Tiefen.

Die Verteilung der Eintrittszeitpunkte der maximalen Tiefen (Abb. 12) bestätigt diesen Eindruck und zeigt, dass die maximalen Tiefen überwiegend in den Jahren 2019 – 2020 aufgetreten sind. Dieser Beobachtung könnte eine größere stochastische Abweichung oder eine generelle Entwicklungstendenz zugrunde liegen. Da sowohl den in Abb. 8 ausgewiesenen Sedimentationszonen Eintrittszeiten von 2005 – 2008 und den Erosionszonen Eintrittszeiten von 2019 – 2020 zugeordnet werden, ist eine gleichgerichtete Entwicklungstendenz wahrscheinlich.

Die Darstellung der morphologischen Bandbreite (Abb. 13) als Differenz zwischen der Minimal- und Maximaltiefe liefert einen guten Überblick über die morphologische Aktivität des Untersuchungsgebietes. Die maximale Bandbreite beträgt ca. 6,3 m, jedoch überwiegen die niedrigen Bandbreiten unterhalb von 2 m mit einem Anteil von ca. 88 %. So ist der Flachwasserbereich sowie der Bereich östlich der bestehenden Umschlaganlage, mittig des Untersuchungsgebietes, durch eine geringe morphologische Aktivität gekennzeichnet. Auffällig ist, dass der Nahbereich der bestehenden Anlegebrücke nur unterdurchschnittlich aktiv ist. Im Bereich des geplanten LNG Terminals WHV am nordöstlichen Ende des Bestandsbauwerks sind moderate morphologische Bandbreiten mit vereinzelt Spitzenwerten von bis zu 3,0 m erkennbar. Im nordwestlichen Zufahrtsbereich wurden in dem betrachteten Zeitraum Sedimentumlagerungen von bis zu 3,5 m beobachtet, während im restlichen Unterhaltungsgebiet morphologisch stabile Verhältnisse vorherrschen. Entlang der Zufahrtsbrücke zeichnet sich ab, dass sich die westliche Rinne nach dem Passieren der aufgeständerten Brücke in langgezogene Kolkstrukturen fortsetzt. Eine kolkartige Vertiefungsstruktur südlich der Zufahrtsbrücke zeigt als einzige bauwerksnahe Lokation eine Bandbreite größer als 5 m.

Für eine Abschätzung der Bandbreite der Geschwindigkeit der morphologischen Umlagerungsprozesse ist in Abb. 14 die örtliche Verteilung der maximalen Sedimentation bzw. minimalen Erosion dargestellt. Hierfür wurde das Maximum der Differenzen aufeinander folgender Tiefenwerten für jeden Rasterpunkt ermittelt. Diese Werte sind damit eher kurzzeitigen Variationen zuzuschreiben und sind von einem langfristigen Trend zu unterscheiden. Die in diesem Zeitabschnitt größten beobachtbaren Sedimentationsschritte nehmen Dimensionen von ca. 4,5 m/a an. Die größten sprunghaften Aufträge stehen mit der Bewegung von sohlnahen Transportkörpern in Verbindung. Im Bereich des zu errichtenden LNG Terminals WHV und der FSRU sind, sofern überhaupt vorhanden, eher geringe Sedimentationsschritte bis zu 1,0 m/a zu beobachten. Im geplanten Zufahrtsbereich treten ebenfalls geringe Sedimentationsschritte kleiner als 1,0 m/a vorwiegend entlang des ovalen Sandrückens (s. Abb. 4) auf. Innerhalb des KGS-Biotops treten durchschnittlich maximale Sedimentationsschritte von 40 cm/a auf und der 90%-Perzentil Wert im Biotop liegt bei 120 cm/a.

In Abb. 15 sind in analoger Weise die größten Erosionsschritte zwischen zwei aufeinander folgenden Peilungen abgebildet. Sofern keine Erosion an einem Rasterpunkt stattfand, wird der minimale Auftrag angegeben. Auch für diese Auswertung gilt, dass hiermit kurzfristige Variationen visualisiert werden. Die maximale Erosion zwischen zwei Peilungen ist auf ca. 4,60 m/a zu beziffern und kann einem Kolk im Leebereich der Flutströmung einer Zufahrtsbrückenpfahlgruppe zugeordnet werden. Der Abstand zu dem Bestandsbauwerk beträgt etwa 80 m. Im Planungsbereich des zukünftigen Anlegekopfes 1 und der FSRU sind nur langsam ablaufende Erosionen mit Maximalwerten von bis zu -0,75 m/a zu erkennen. Der Zufahrtsbereich zeigt über den Zeitraum eine relativ gleichmäßige Verteilung von moderaten Erosionsschritten bis zu 1,5 m/a. Im Nahbereich der bestehenden aufgeständerten



Zufahrtsbrücke sind maximale Erosionen von 2,5 m/a in dem betrachteten Zeitintervall aufgetreten, welche in dem östlichen Bereich zwischen 0+900 bis 1+100 (Stationierung s. Abb. 21) der Zufahrtsbrücke lagen. Im KGS-Biotop traten im Mittel in dem betrachteten Zeitraum maximale Erosionsschritte von -35 cm/a auf. Die obere Grenze der Erosionsschritte wird durch das 90%-Perzentil mit -100 cm/a charakterisiert.

Beide Darstellungen zeigen auf, dass an fast jedem Datenpunkt mindestens einmal ein Erosions- und Sedimentationsschritt innerhalb der Zeitspanne von 2005 bis 2020 aufgetreten ist.

Für eine genauere und eindeutige Darstellung der Entwicklung der Bathymetrie im Untersuchungsgebiet sind in Abb. 16 die Steigungen der Trendgeraden an den einzelnen Datenpunkten in der Einheit cm/a zu sehen, welche den zeitlichen Tiefenverlauf der Rasterpunkte möglichst gut beschreiben. In diesem Fall werden jeder Coordinate in der Regel elf Tiefenwerte aus den elf Peilungen aus dem Zeitraum 2005 bis 2020 zugeordnet. Bei einem positiven Wert nimmt die Lage der Sohle über den Gesamtzeitraum zu und es ist eine Sedimentation zu erwarten. Bei einer negativen Steigung vertieft sich die Gewässersohle und es ist von einer Erosion auszugehen. Die Bandbreite der morphologischen Entwicklungstendenz erstreckt sich von -40 bis +30 cm/a. Bei einer Betrachtung der mittleren Sohlagenänderungen über die Zeit ergibt sich für das gesamte Untersuchungsgebiet eine durchschnittliche negative Bilanz von rd. -5 cm/a.

Das Bild des zeitlichen linearen Trends zeigt drei größere Bereiche in der sich über den gesamten Zeitraum 2005 bis 2020 eine Erosion eingestellt hat. Westlich und nordöstlich der Anlegebrücke im Anlaufbereich der Flutströmung erfährt die Sohllage eine stetige Abnahme. Zusätzlich ist im südlichen Bereich des Fahrwassers ein drittes Erosionsgebiet erkennbar.

Für eine bessere Einordnung der ermittelten Entwicklungen im Raum sind in Abb. 17 die Sohllagen des westlichen Planungsraumes einmal als Ausgangspunkt im Jahr 2005 (links) und als Endpunkt der Entwicklung mittels der aktuellsten Tiefen (mittig) zusammen mit dem zugehörigen Trend (rechts) dargestellt. Darstellungsbedingt wurden die Grafiken um etwa 50° im Uhrzeigersinn gedreht.

Westlich der Anlegebrücke hat sich eine durchgängige Zone einer sich vertiefenden Gewässersohle ausgebildet. Nördlich der Zufahrtsbrücke werden minimale Steigungen von -22 cm/a und etwa 80 m südlich der Zufahrtsbrücke minimale lineare Erosionstendenzen von -30 cm/a berechnet. Diese Erosionsstruktur wird südwestlich von einer länglichen Sedimentationszone und, ausgehend von dem Abzweigbauwerk, in nordwestlicher Richtung von Sedimentationsbereichen umschlossen. Die stärkste Sedimentationsentwicklung ist nahe des südlichen Bereiches der Anlegebrücke mit Werten von 21 cm/a zu verorten. Die in Abb. 17 erkennbare westliche Rinnenstruktur erfährt nordwestlich der Zufahrtsbrücke eine Verbreiterung landwärts und sorgt so für eine landseitige Verdrängung des Böschungsbereiches, welche sich durch ein Erosionsgebiet in dem morphologischen Trend zeigt. Gleichzeitig erfahren die tiefsten Stellen der Rinnenstruktur einen gewissen Auftrag und es lässt sich eine Vereinheitlichung der Lage der Gewässersohle auf etwa -15 mNHN erkennen. Südlich der Zufahrtsbrücke nehmen die absoluten Tiefen und Längen der Kolkstrukturen zu. Im weiteren Verlauf dieser Erosionszone nimmt der morphologische Trend durch die sich nach Süden bewegenden Transportkörper bzw. Unterwasserdünen eine differenzierte Verteilung an. Ausgangspunkt der Entwicklung in diesem Bereich sind Unterwasserdünen, welche quer zur Tideströmung vom Flachwasserbereich zur Auftragszone in südlicher Verlängerung der Anlegebrücke verlaufen (siehe Abb. 17 unten). Diese Unterwasserdünen werden durch die Erosionstendenz der westlichen Rinne südwärts gedrängt. Dabei weicht das Dünenfeld mit niedrigeren Tiefen nach Osten aus und das sich hier absetzende Material verursacht eine Zunahme der Sohllage, welches sich durch positive Steigungen bemerkbar macht.

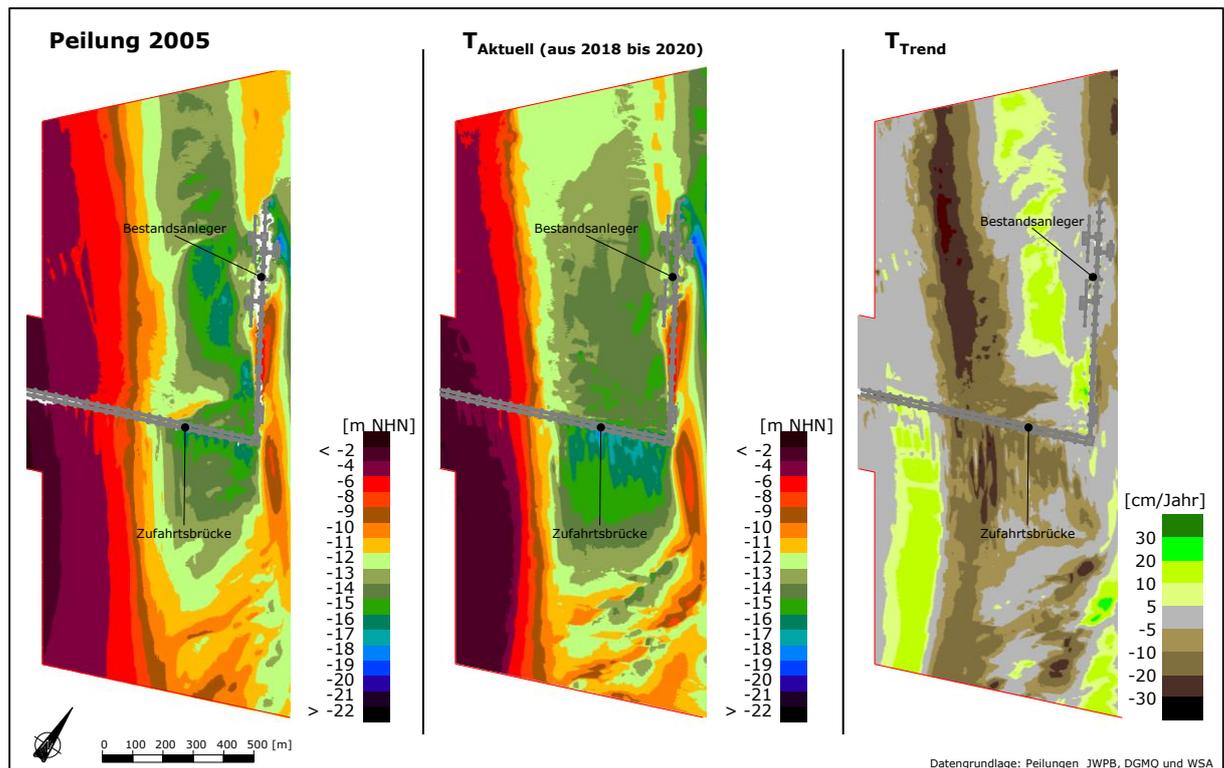


Abb. 17: Tiefenlinien aus dem Jahr 2005 (links) und der Peilung Aktuell (aus 2018 bis 2020) (mittig) sowie der zeitliche lineare Trend (rechts) für den landseitigen Bereich des Untersuchungsgebietes

In analoger Weise sind als Hilfestellung die Tiefenlinien des östlichen Bereiches des Untersuchungsgebietes in Abb. 18 als Vorher-Nachher-Bild (2005 links und aktuellste Peilung mittig) zusammen mit dem dazugehörigen Trend dargestellt. Die Drehung im Uhrzeigersinn um etwa 50° Grad wurde beibehalten.

Nordöstlich der Anlegebrücke bildet sich eine durchgängige Vertiefungsstruktur aus, welche jedoch nicht bis an die Anlegebrücke heranreicht. Dieser Sedimentverlust geht nach dem Prinzip der rückschreitenden Erosion von der linsenartigen Vertiefung am nordöstlichen Ende der Anlegebrücke aus und breitet sich von dort entgegen der Flutstromrichtung aus. Im Bereich des geplanten Anlegekopfes 1 sowie der FSRU sind stabile bis erosive Entwicklungen mit einer oberen Bandbreite von bis zu -20 cm/a zu erkennen. Die durchgängige Vertiefungsstruktur deckt den westlichen Part des geplanten Zufahrtsbereiches sowie die komplette Liegewanne ab und sorgt dort für voraussichtlich günstige Unterhaltungsbedingungen. Im westlichen Abschnitt der geplanten Zufahrt bedingt der vergangene zeitliche Tiefenverlauf morphologische Entwicklungstrend um ± 5 cm/a und somit stabile morphologische Verhältnisse. Die östliche tiefere Rinne, welche mit der großräumigen Umströmung der Anlegebrücke zusammenhängen könnte, ist auf Höhe des Abzweigbauwerks der Bestandsanlage stabil mit Steigungen um 0 cm/a. Am Anfang der Zeitspanne deuteten südöstlich der Anlegebrücke quer zur Strömungsrichtung verlaufende Vertiefungen sowie eine Auffächerung der östlichen Rinne auf Nachlaufwirbel und großskalige Turbulenz hin (s. Abb. 18 links, unterer Bildabschnitt). Die Tiefenlinien zeigten im Lauf der Jahre jedoch eine regelmäßiger, längs zur Tideströmung ausgerichtete Form. Eine Abnahme der Breite dieser chaotischen tieferen Strukturen führte zu einer Sedimentation im südlichen Bereich des Untersuchungsgebietes (s. Abb. 18 rechts). Die Fahrrinne weist im nördlichen Bereich einen Wechsel von Sedimentation und Erosion auf, welche als sich bewegende Sohlenformen interpretiert werden können. Im südlichen Bereich schwenkt die Böschung der Fahrrinne landwärts, was sich durch eine großflächige Erosion in der südlichen Hälfte des Zufahrtsbereiches zeigt.

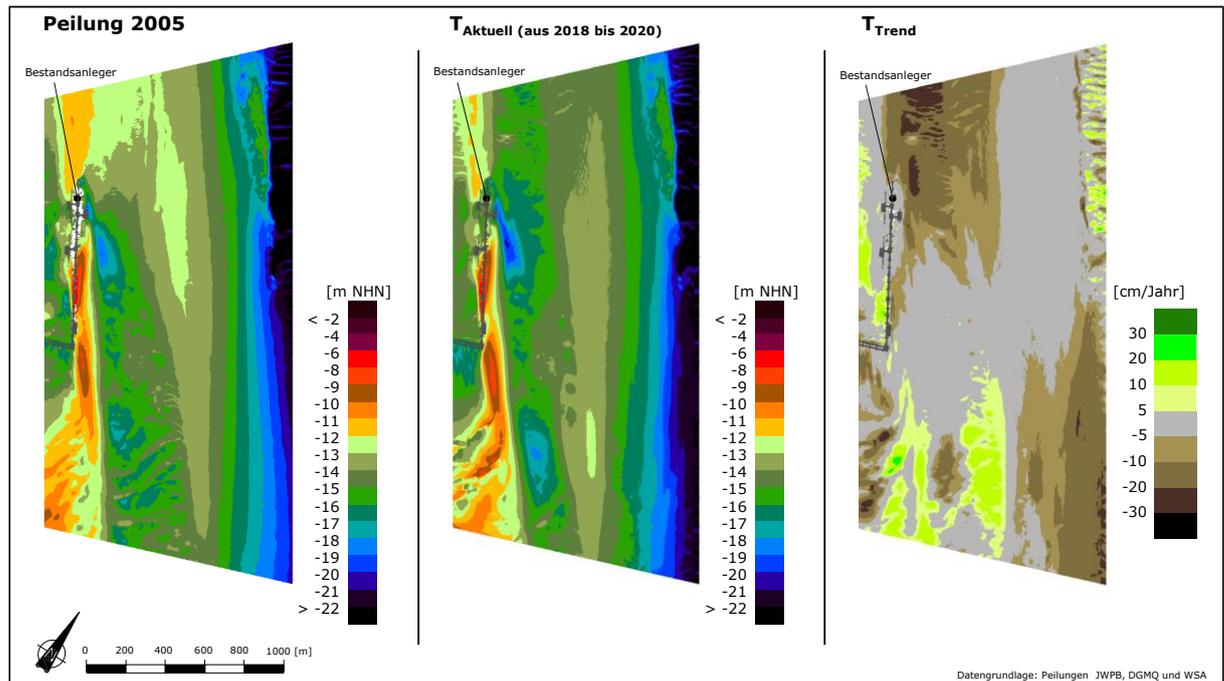


Abb. 18: Tiefenlinien aus dem Jahr 2005 (links) und der Peilung Aktuell (aus 2018 bis 2020) (mittig) sowie der zeitliche lineare Trend (rechts) für den östlichen Bereich des Untersuchungsgebietes

Um zu überprüfen, ob die hier zugrunde gelegte Annäherung der zeitlichen Entwicklung der Sohlage durch eine lineare Funktion hinreichend genau ist, wird nachfolgend ein sogenanntes Bestimmtheitsmaß als Güteparameter herangezogen. Das Bestimmtheitsmaß ist ein dimensionsloses Maß für den Grad des linearen Zusammenhangs zwischen zwei Variablen; in diesem Fall Tiefe über die Zeit. Der Wertebereich dieses Güteparameters liegt zwischen 0 und 1 und gibt an, zu wieviel Prozent die ursprüngliche Varianz der Tiefendaten zu ihrem arithmetischen Mittel durch den ermittelten Trend erklärt bzw. eliminiert werden kann. Bei einem Wert von 1 liegen alle Tiefendaten auf einer Geraden und der Trend kann zu 100 % die reale morphologische Entwicklung erklären. Nimmt hingegen der lineare Zusammenhang ab, nähert sich der Koeffizient dem Wert 0. In diesen Fällen kann zum einen ein nichtlinearer Zusammenhang bestehen oder eine dominante stochastische Streuung eine schwach ausgeprägte langfristige Entwicklung überlagern.

Um die Aussagekraft der Steigungen (Abb. 16 sowie Abb. 17) zu kontrollieren, wird in Abb. 19 die Verteilung des Bestimmtheitsmaßes kleiner als 0,3 dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass die nichtlineareren zeitlichen Tiefenverläufe keine zusammenhängende Fläche bilden und vorwiegend in der Wechselzone von Erosion und Sedimentation auftreten. In diesen Wechselzonen ist es denkbar, dass sich innerhalb der Zeitspanne der Erosions- bzw. Sedimentationstrend umkehrt oder stärker abschwächt und so ein nicht nichtlinearer Zusammenhang entsteht. Zudem konnte in morphologisch schwachaktiven Zonen mit morphologischen Trends von ± 5 cm/a beobachtet werden, dass die Tiefenlinien stochastisch mit nichtlinearem Charakter um einen zeitlich konstanten Gleichgewichtszustand schwanken. Prinzipbedingt ergibt sich dort ein geringes Bestimmtheitsmaß, da die Varianz, welche sich auf einen konstanten Mittelwert bezieht, durch den Trend nur schwach verringert wird. Weiterhin können ungünstige Bestimmtheitsmaße den Bereichen mit auftretenden Transportkörpern zugewiesen werden, in denen die Bewegung bzw. das Durchlaufen einer untermeerischen Erhebung an einem Rasterpunkt für einen nichtlinearen zeitlichen Tiefenverlauf sorgt.

Vor diesem Hintergrund wird angenommen, dass keine signifikanten Einschränkungen bei der großräumigen Interpretationsfähigkeit des morphologischen Trends ableitbar sind.

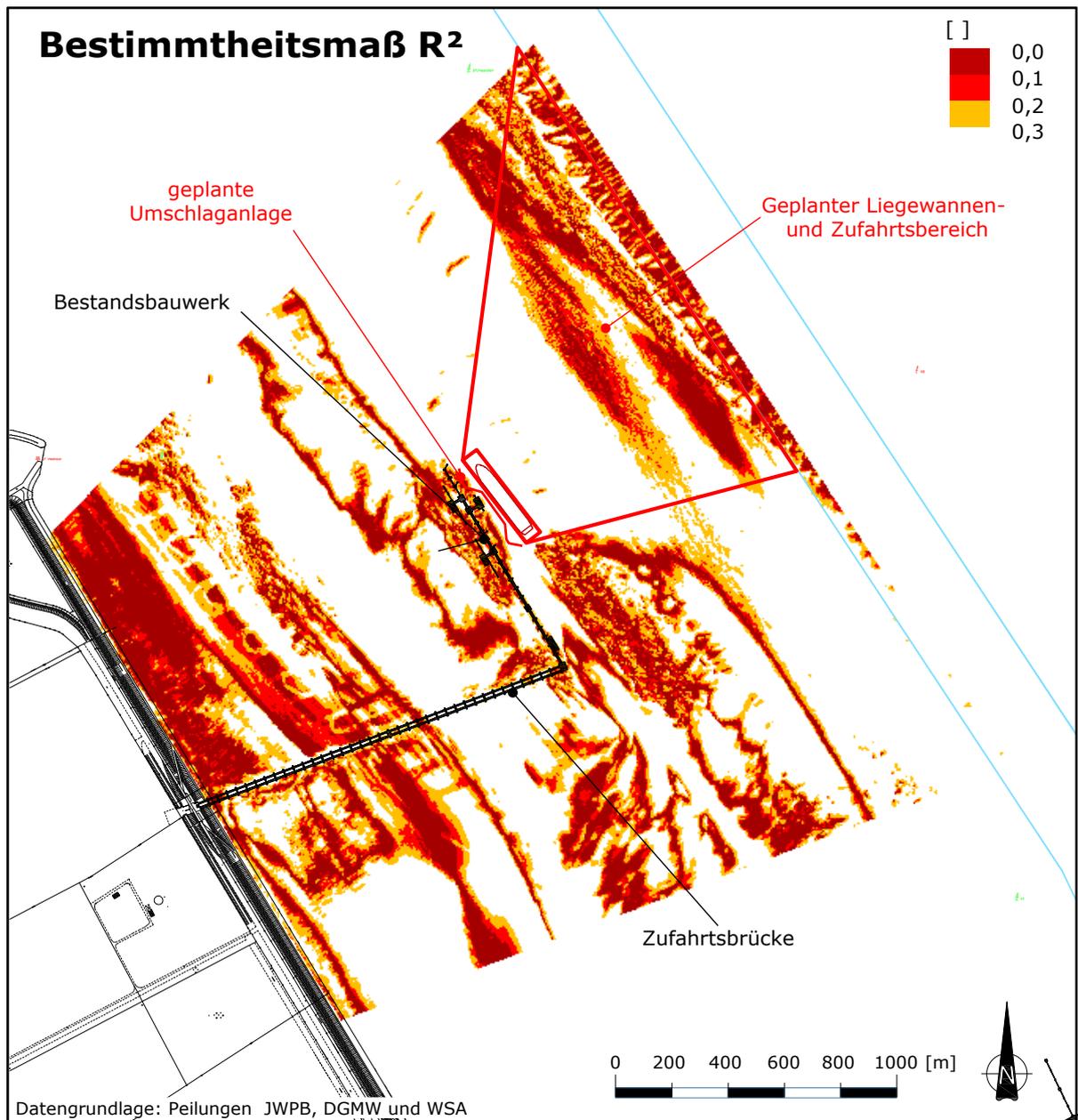


Abb. 19: Bestimmtheitsmaß der linearen Regression im Untersuchungsbereich der Umschlaganlage Voslapper Groden über den Zeitraum 2005 bis 2020

Eine kompakte Zusammenfassung wesentlicher Kenngrößen aus der morphologischen Analyse der Zeitreihe 2005 bis 2020 sowie die Tiefenverhältnisse bei den letzten Peilungen 2018-2020 und 2022 für die Planbereiche Terminal, Liegewanne und Zufahrt sowie für die Fläche des KGS-Biotops sind in Tab. 3 zusammengestellt. Die Kenngrößen stellen jeweils einen Mittelwert des betrachteten Parameters über die Betrachtungsfläche dar. Dabei ist zu beachten, dass die KGS-Biotopfläche nur zu rd. 90 % innerhalb des Untersuchungsraumes für die morphologischen Analysen lag. Die indikativ berücksichtigte Peilung 2022 deckte rd. 31 % der KGS-Biotopfläche ab.

Tab. 3: Morphologische Kenngrößen für die Planbereiche Terminal, Liegewanne und Zufahrt sowie für das KGS-Biotop aus den Gesamtbereichsbetrachtungen

Kenngröße	Abk.	aus Abb.	Flächenmittel im Teilbereich			
			Terminal	Liegewanne	Zufahrt	KGS-Biotop
Peilung 2018-2020 [m NHN]	T ₂₀₁₈₋₂₀₁₈	Abb. 4	-16,85	-17,46	-16,39	-15,69
Peilung 2022 [m NHN]	T ₂₀₂₂	Abb. 5	-17,07	-17,70	-16,57	-16,01
Maximale Tiefe [m NHN]	T _{max}	Abb. 11	-16,91	-17,47	-16,56	-15,95
Mittlere Tiefe [m NHN]	T _m	Abb. 7	-16,23	-16,70	-16,12	-15,65
Minimale Tiefe [m NHN]	T _{min}	Abb. 9	-15,44	-15,75	-15,55	-15,18
Morpholog. Bandbreite [m]	T _{min} -T _{max}	Abb. 13	1,47	1,71	1,01	0,78
Maximaler Auftrag [cm/Jahr]		Abb. 14	15,4	2,6	30,3	41,3
Maximale Erosion [cm/Jahr]		Abb. 15	-37,4	-36,9	-45,5	-34,5
Zeitl. linearer Trend [cm/Jahr]	T _{Trend}	Abb. 16	-9,7	-11,9	-4,1	-0,7



4 Ist-Zustand: Kolkiefen

4.1 Auswertekonzept

Kolke sind Ausspülungen einer ungesicherten Gewässersohle. Sie können mehrere Meter tief werden und die Gründung von Bauwerken freilegen. Eine Bestimmung der Kolktiefe nach den Ansätzen der Fachliteratur ist aufgrund ihrer Spezifität mit größeren Unsicherheiten behaftet. Aus diesem Grund wird die Kolktiefe nachfolgend anhand der aufgenommenen Bathymetrie im Nahbereich der Bauwerke bestimmt.

Die Kolktiefe und Form ist abhängig von der Hydraulik, Gewässersohle, Bauwerksform und der Zeit. Der Kolkprozess ist ein dynamischer, zeitlicher Anpassungsvorgang der natürlichen Morphologie, welcher einem Gleichgewichtszustand entgegenstrebt. Über die Standzeit eines Bauwerks unter konstanten Randbedingungen ist davon auszugehen, dass die Kolkiefen nach einer Initialphase um einen Gleichgewichtszustand schwanken.

Es lassen sich zwei Arten von Kolken unterscheiden. Eine steile konische Ausspülung direkt um ein Bauwerk, vornehmlich um eine Pfahlgründung herum, wird einem lokalen Kolk zugeordnet. Bei komplexeren größeren Bauwerken nimmt die Störung des Strömungsregimes und die Turbulenz zu. Die lokalen Verwirbelungen der Einzelpfähle verbinden sich zu größeren Turbulenzstrukturen, welche zu einem sogenannten globalen Kolk führen. Diese Vertiefung umgibt die Bauwerksstruktur mit ihrem lokalen Kolk in einem großflächigeren Gebiet mit einem erkennbaren Nachlauf in der dominierenden Strömungsrichtung.

Das hier vorhandene Bestandsbauwerk liegt auf Jochbalken mit jeweils zwei Pfahlgründungen auf. Die Pfahlgründungen sind so gestaltet, dass sie die Bauwerkslast überwiegend durch Dreierpfahlgruppen in die tragfähige Bodenschicht leiten. Zum Teil wurden jedoch auch zwei, vier oder sechs Rammpfähle an einem Jochbalken angeordnet. Beim Bau der Anlage wurde kein flächiger Kolkenschutz integriert und auch in der Vergangenheit ist an den Pfahlgründungen kein nachlaufender Kolkenschutz nötig gewesen.

Die Höhenänderung der Sohlage im Nahfeld eines Bauwerkes setzt sich nicht nur aus der Interaktion zwischen Bauwerk und Strömung, sondern auch aus großflächigen Umlagerungsprozessen zusammen. Zugleich besteht auch eine Rückkoppelung zwischen der Morphologie und der Hydrodynamik.

Aus diesem Grund muss für die Bestimmung einer Kolkiefen die Höhendifferenz zwischen einer lokalen, der veränderten Strömung durch ein Bauwerk verschuldeten Vertiefung und einem Bezugsniveau betrachtet werden. In diesem Anwendungsfall kann das Bezugsniveau als natürlicher Horizont ohne den Einfluss eines Bauwerks gesehen werden. Diesem Vergleich liegt die Annahme zugrunde, dass sich großflächige Umlagerungsprozesse in gleicher Weise auf die Kolke und deren umgebende Fläche auswirken. Da sich die natürliche Sohlage mit der großräumigen Morphodynamik ändert, wird kein zeitlich konstantes Niveau sondern ein Bezugsniveau, welches aus der jeweiligen Bathymetrie der betrachteten Peilung konstruiert wird, genutzt.

Hierfür werden die vorhandenen Peildaten entlang von Längsschnitten analysiert, sodass aus einer dreidimensionalen Anschauung der Tiefenwerte eine zweidimensionale Betrachtung wird. Die Ausrichtung der Längsschnitte wird so gewählt, dass sich die Kolke möglichst gut von dem umgebenden natürlichen Horizont abheben. Da die Tiefenpläne Anzeichen für länglich verlaufene Kolkvertiefungen entlang der Tidestromrichtungen zeigen (s. Abb. 4) sind bei Schnitten quer zur Tidestromrichtung sowohl der Wechsel zwischen unbeeinflusster Gewässersohle und Kolk räumlich relativ klar eingegrenzt.

Weil eine händische Auswertung bei diesen großen Datenmengen sehr zeitaufwendig ist und die Ergebnisse vom Bearbeiter abhängen, wurde eigens hierfür eine Auswerteroutine entwickelt.



Der Algorithmus der Routine basiert auf drei Schritten. Zuerst wird das Gebiet um die bestehende Zufahrts- und Anlegebrücke in 2 m breite Streifen quer zur Tidestromrichtung eingeteilt. Anhand ihrer Koordinaten werden die Tiefenwerte der einzelnen Peilungen den Streifen zugeordnet. Im nächsten Schritt wird das Bezugsniveau aus der jeweiligen Lage der Gewässersohle ermittelt. Hierfür werden die lokalen minimalen Tiefen entlang des Längsschnittes bestimmt. Es wird die Annahme getroffen, dass die lokalen Minimaltiefen die von der Auskolkung unbeeinflussten Flächen darstellen und sich der natürliche Bezugshorizont zwischen diesen Stützstellen aufspannt. Durch eine lineare Interpolation zwischen den Stützstellen wird das Bezugsniveau näherungsweise entlang des Längsschnittes beschrieben. Der Verlauf der Kolkiefen ergibt sich nun in einem letzten Schritt aus der Differenz des Bezugsniveaus und der Lage der Gewässersohle.

Jeder Kolkiefenwert eines gesondert betrachteten Längsschnittes ist eindeutig einem Tiefenwert und deren Koordinaten einer Peilung zuordenbar. Anhand dieser Zuordnung kann aus der Vielzahl von Analyseschnitten aus der zweidimensionalen Betrachtung auf eine Verteilung innerhalb der Fläche rückgeschlossen werden. Somit ergeben sich für jeden bauwerksnahen Rasterpunkt bei voller Datendeckung neun Kolkiefen. Diese Umwandlung ermöglicht neben der Darstellung der Kolkiefen entlang eines Längsschnittes auch eine flächenhafte Anschauung der Verteilung der Kolkiefen in der nahen Umgebung des Bauwerkes. Im Sinne einer Maximalwertbetrachtung wird in der folgenden Auswertung die größte Kolkiefe eines jeden Rasterpunktes ausgewählt und deren räumliche Verteilung analysiert.

4.2 Ergebnisse

Im oberen Teil des Abb. 20 ist, repräsentativ für die Verhältnisse an der Zufahrtsbrücke, die Sohlage und das daraus entstandene Bezugsniveau in einem 5 m von der Zufahrtsbrücke entfernten Längsschnitt für das Jahr 2018 dargestellt. Der untere Teil der Abbildung zeigt den dazugehörigen Kolkiefenverlauf in schraffierter roter Form.

Die Kolkbreite einer Pfahlgruppengründung bewegt sich hier in einer Bandbreite zwischen 30 und 60 m. Für diesen Fall ergibt sich eine mittlere Kolkbreite von ca. 38 m. Ab Station 0+600 m zeigen die Ausmaße der Kolkiefen entlang der Zufahrtsbrücke keine signifikanten Änderungen. Die Kolkiefe hat in diesem Längsschnitt einen Maximalwert von 2,00 m.

In Abb. 21 ist die örtliche Verteilung der maximalen Kolkiefen entlang der Zufahrtsbrücke aus dem Betrachtungszeitraum 2005 bis 2020 zu sehen. Es wird ein Bereich von 30 m südlich bis nördlich der Zufahrtsbrücke abgedeckt.

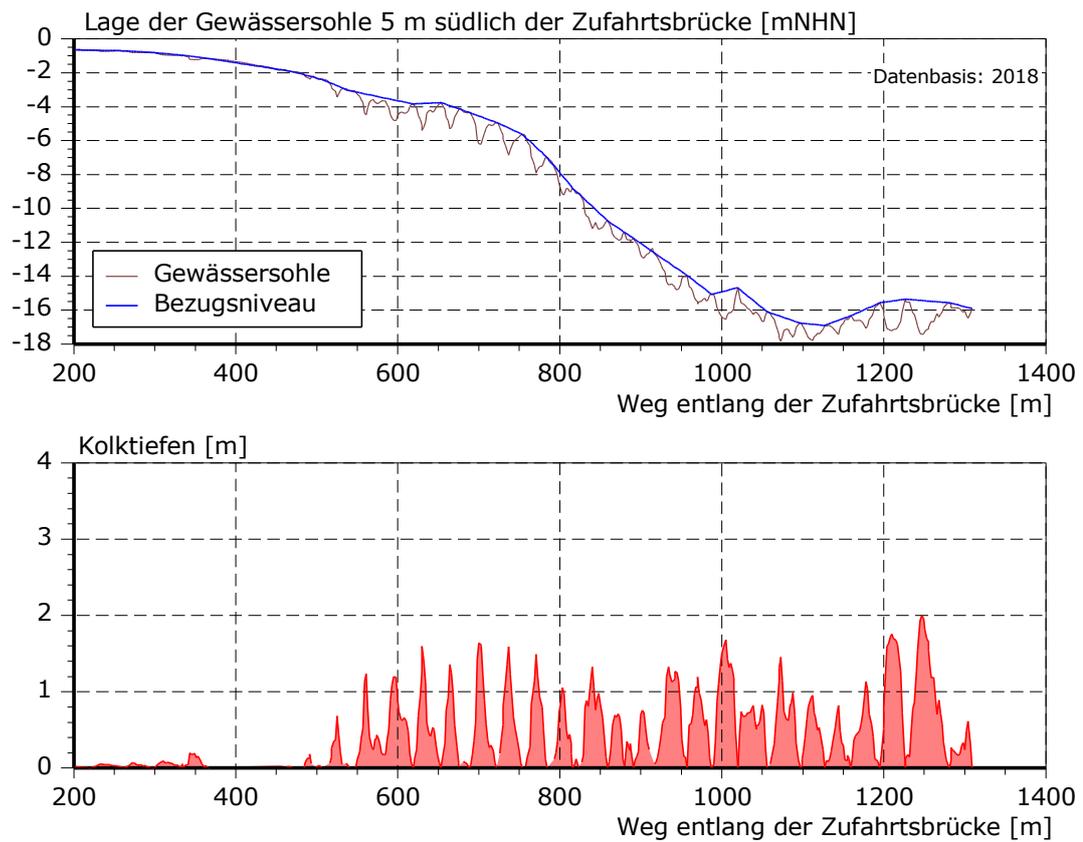


Abb. 20: Auswerteschema der Berechnung der Kolkiefen in einem 2 m breiten Längsschnitt parallel zur Zufahrtsbrücke in einem Abstand von 5 m

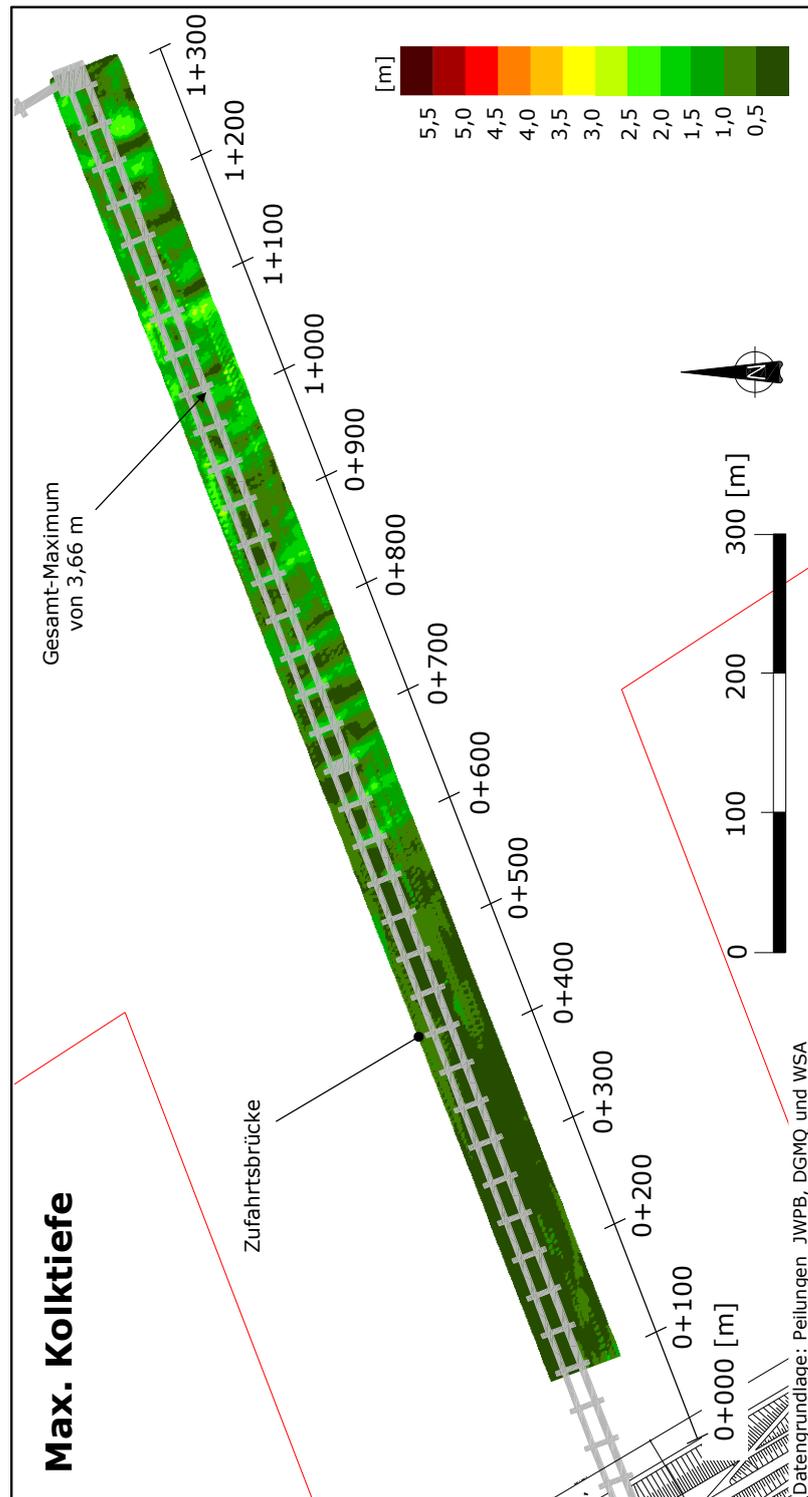


Abb. 21: Maximale Kolkstiefen entlang der aufgeständerten Zufahrtsbrücke über den Zeitraum 2005 bis 2020



Die Kolkiefen bewegen sich hauptsächlich in einem Wertebereich von 1,5 bis 2,5 m. Die größte Kolkiefe, die im gesamten Bereich der Zufahrtsbrücke im Zeitraum zwischen 2005 und 2020 erreicht wurde, beträgt 3,66 m. Diese Kolkiefe tritt in 20 m Entfernung zur Zufahrtsbrücke bei etwa 1+025 m im Jahr 2007 auf. Direkt an der südlichen Pfahlreihe beträgt die maximale Kolkiefe 2,91 m. Der vergleichbare Wert direkt an der nördlichen Pfahlreihe liegt in der gleichen Größenordnung bei 2,88 m.

Die Sedimentdefizite durch die einzelnen Nachlaufwirbel der Pfahlgruppen bewirken Kolkfahnen, welche den abgedeckten Bereich deutlich überschreiten und sich südlich der Zufahrtsbrücke mit stetig abnehmender Tiefe über mehrere hundert Meter erstrecken.

Hinsichtlich der Bauwerksform lässt sich keine klare Abhängigkeit der Kolkausbildungen zu den unterschiedlichen Pfahlgruppierungen erkennen. Der Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit und -richtung sowie die Wassertiefe scheint hier einen größeren Einfluss zu haben. Jedoch ist an Joch 32 (1+100 m), an dem die Pfahlgründung aus vier und sechs Pfählen besteht, die Tendenz einer leicht erhöhten Kolkbildung zu erkennen, welche sich durchgängig von Süd nach Nord erstreckt. Zudem können dieser Pfahlgruppierung maximale Kolkiefen von knapp 3 m zugeordnet werden.

Im Unterschied zur Zufahrtsbrücke ist die Anlegebrücke parallel zur Tidestromrichtung ausgerichtet. Dadurch ergibt sich kein regelmäßiges, sägezahnartiges Kolkmuster längs zur Brücke mit einer Vertiefung je Pfahlgruppe, welches umrahmt ist von einem unbeeinflussten, höhergelegenen Bereich zwischen den Pfahlgründungen. Analog zu der Vorgehensweise bei der Zufahrtsbrücke wurde die Auswerteroutine mit Schnitten quer zur Tidestromrichtung und damit auch quer zur Anlegebrücke angewandt. Zusätzlich wurden die Kolkiefen für Längsschnitte parallel zur Anlegebrücke betrachtet. Da sich bei der ersten Methode deutlichere, den Pfahlgründungen zuordenbare Sohlreaktionen erkennen lassen und gleichzeitig die größeren Maximalwerte erreicht werden, sollen nachfolgend die Ergebnisse dieser Verfahrensweise genutzt werden.

In Abb. 22 ist die Verteilung der maximalen Kolkiefen aus den Schnitten quer zur Tidestromrichtung in den Jahren von 2005 bis 2020 im Nahbereich der Anlegebrücke zu sehen.

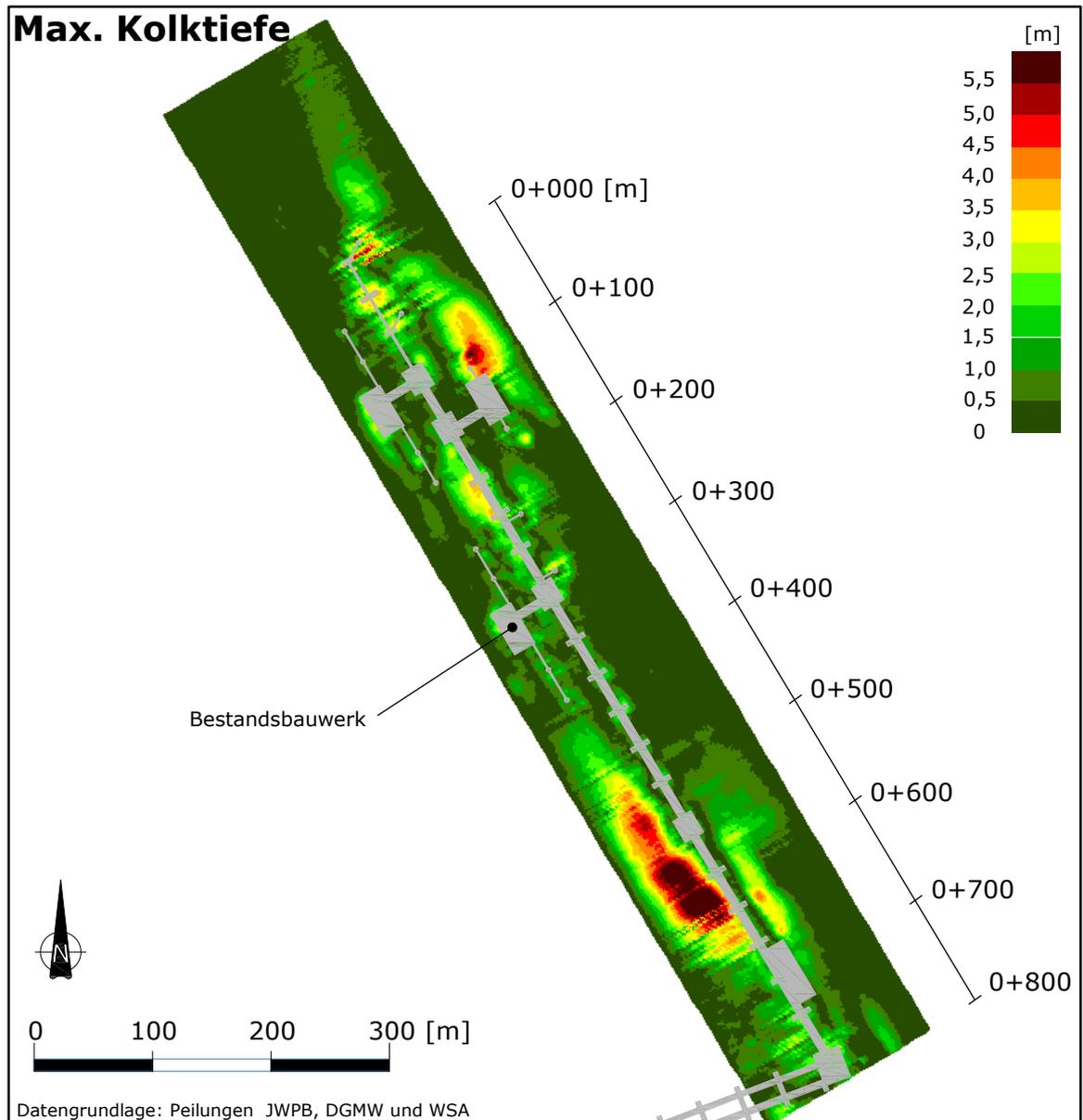


Abb. 22: Maximale Kolkiefen entlang der aufgeständerten Anlegebrücke über den Zeitraum 2005 bis 2020

Es lässt sich eine differenziertere Verteilung der bauwerksinduzierten Erosionen erkennen als bei den Zufahrtsbrücken. Nicht jede Pfahlgruppierung ist gleichermaßen von Erosionen betroffen. Der nördliche Bereich ist der angreifenden Flutströmung am stärksten ausgesetzt und zeigt größere Erosionen. Die Kolke können eindeutig den einzelnen Pfahlgründungen zugeordnet werden und nehmen eine rundliche Form an. Aber auch im südlichen Bereich werden nach dem Verfahren Erosionen detektiert, welche hier eine größere längliche Form annehmen und sich entlang mehrerer Pfahlgründungen erstrecken. Der mittlere Bereich zwischen 0+300 und 0+500 m und die landseitigen Anlegekonstruktionen zeigen hingegen nur geringe Erosionen.

An der nördlichsten Pfahlgruppierung bei 0+000 m wurde eine Kolktiefe von 5,55 m ermittelt. Eine vergleichbare Tiefe von 5,67 m wird nach gut 0+100 m an der nördlichen Pfahlgründung der bestehenden seeseitigen Anlegekonstruktion 1 erreicht. In Abb. 23 und Abb. 24 sind beispielhaft an einem Querschnitt für diese beiden Fälle der Verlauf der Gewässer-
sohle (oben) und die dazugehörige Kolktiefe (unten) abgebildet. Ein negativer Abstand zur

Anlegebrücke bezeichnet die landseitige Seite und ein positiver Abstand die seeseitige östliche Seite von der Anlegebrücke.

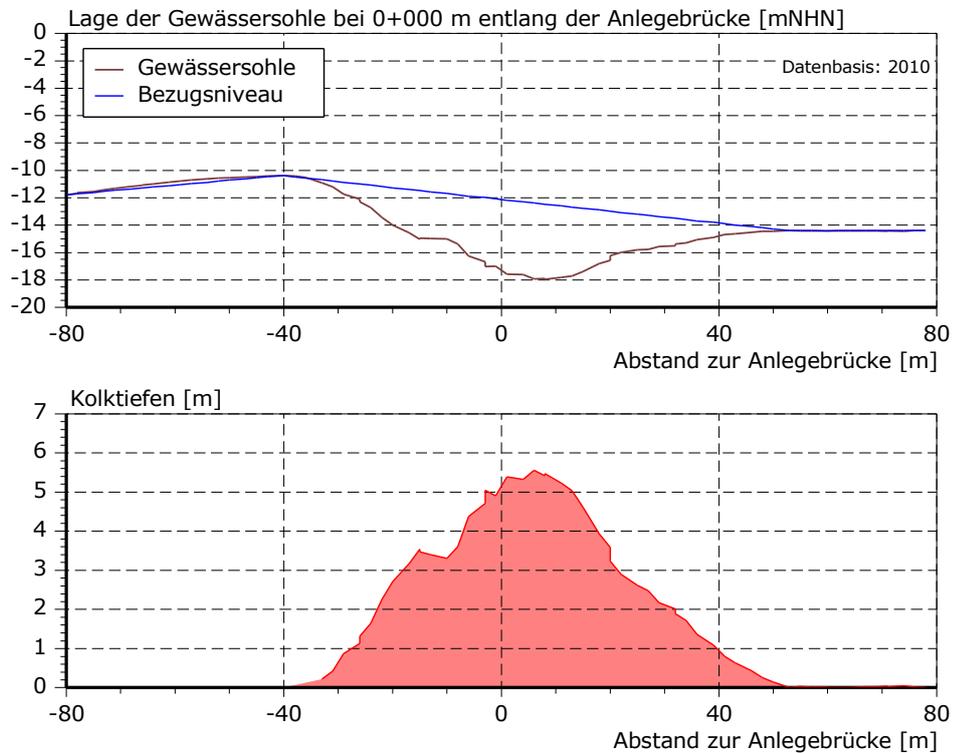


Abb. 23: Gewässersohle, Bezugsniveau und Kolkiefen an der Station 0+000 m der Anlegebrücke mit Tiefenwerte aus 2010

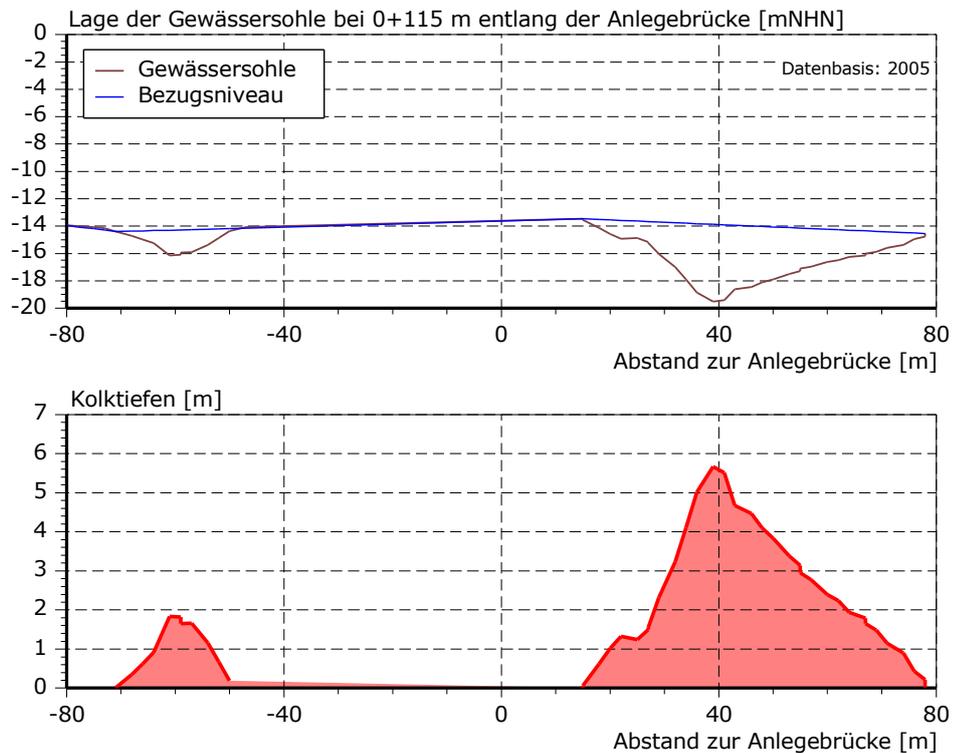


Abb. 24: Gewässersohle, Bezugsniveau und Kolkiefen an der Station 0+115 m der Anlegebrücke mit Tiefenwerte aus 2005

Der landseitige großflächige Kolk im südlichen Abschnitt der Anlegebrücke kann nicht eindeutig einer Pfahlgründung zugeordnet werden. So kann in bestimmten Fällen nicht zwischen einem bauwerksinduzierten Kolk und einem Höhenunterschied an einem steilen Hang unterschieden werden. In Abb. 25 ist zur Verdeutlichung dieser Problematik der Querschnittsverlauf für die Gewässersohle und die daraus berechnete Kolkentiefe an dieser Stelle zu sehen. Eine Interpretation des Höhenunterschiedes an einer Böschung als Kolk-tiefen geschieht unter der Voraussetzung, dass sich das Bezugsniveau durch fehlende Stützstellen in Form von ausreichend markanten lokalen Erhebungen über eine größere Distanz, hier 80 m, aufspannt. Dadurch wird tendenziell die Differenz zwischen Sohle und Niveau größer. Dies führt dazu, dass der ermittelte Kolk hier die Höhenänderung der Böschung der Auftragszone angibt und nicht eine lokale Vertiefung infolge einer Ausspülung. Die berechnete maximale Tiefe dieser Höhenänderung ist mit 6,83 m gut einen Meter größer als die bauwerksinduzierten maximalen Kolke im nördlichen Anlegerbereich.

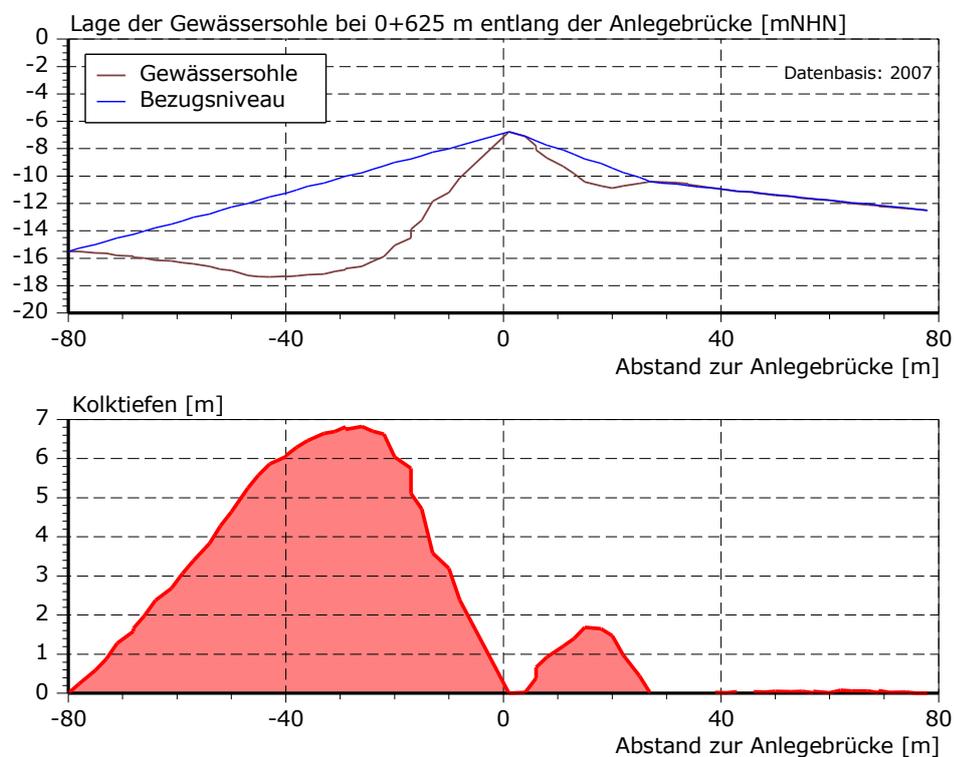


Abb. 25: Gewässersohle, Bezugsniveau und Kolkiefen an der Station 0+625 m der Anlegebrücke mit Tiefenwerte aus 2007

Im Sinne einer Maximalwertbetrachtung sind diese Werte jedoch als Bemessungsgröße nicht heranzuziehen. Dies betrifft den landseitigen Abschnitt von Station 0+550 m bis 0+650 m.

Damit verbleibt das ermittelte Maximalniveau der Kolke bei den bereits beschriebenen Werten bis rd. 5,7 m.



4.3 Kolktiefe nach Ansätzen aus dem Schrifttum

Es existieren zahlreiche Ansätze zur Prognose von Kolkstiefen. Allein für den Zeitraum von 1949 bis 1987 lassen sich mindestens 35 empirische Formeln im Schrifttum finden. Ein Großteil der Untersuchungen wurde für die Abschätzung von Kolkstiefen an Brückenpfeilern vorgenommen. Alle Ansätze wurden aus speziellen Modelluntersuchungen oder Naturmessungen abgeleitet und sind demnach nur für die spezifischen Randbedingungen gültig.

Je komplexer die Geometrie des Bauwerkes ausfällt desto schwieriger stellt sich die Vorhersage der zu erwartenden Kolktiefe dar. In diesem Fall sind die Einzelpfähle um 3:1 geneigt und in Gruppen angeordnet. Nach der EAK¹⁰ verändern sich die Wirkkräfte auf die Einzelpfähle einer Gruppe nicht, wenn der Abstand untereinander größer als der 5-fache Pfahldurchmesser ist.

In diesem Fall nimmt der Abstand der Einzelpfähle zueinander durch deren Neigung mit der Tiefe zu. Unter Berücksichtigung der Pfahlneigung ergibt sich nun für Gruppen aus je drei Pfählen, dass nur auf den ersten 10 m von einer gegenseitigen Beeinflussung auszugehen ist. Dies bedeutet, dass die landseitigen Pfahlgründungen der Joche 1 bis 21 über die gesamte Wassersäule eine gegenseitige Beeinflussung erfahren. Aufgrund fehlender nutzbarer Rechenansätze für die Gruppenwirkung schräger Einzelpfähle wird die gegenseitige Beeinflussung vernachlässigt. Zudem treten die beobachtbaren maximalen Kolkstiefen nicht in diesem landseitigen Bereich auf.

Als Faustformel für die maximale Kolktiefe an einem Einzelpfahl wird das 1,5 bis 2,5-fache des Pfahldurchmessers veranschlagt. An diesem Bauwerk sind Pfahldurchmesser von ca. 1 m verwendet worden, was zu einem Schätzwert für die Kolktiefe von maximal 2,5 m führt. Die ermittelten Kolkstiefen von knapp 6 m am Bestandsbauwerk sind jedoch knapp 2,5-mal so groß wie dieser Schätzwert.

In Tab. 4 sind exemplarisch ausgewählte Formeln und deren Ergebnisse zur Kolkstiefenabschätzung für die vorliegenden Bedingungen aufgeführt. Die ersten sechs Ansätze sind aus Modelluntersuchungen mit gleichgerichteter Strömung hervorgegangen. Die Parameter für die Formeln wurden wie folgt gewählt:

- Wassertiefe $h = 19,7$ m
- Pfahldurchmesser $D = 0,914$ m
- mittlere Strömungsgeschwindigkeit $U_c = 1$ m/s
- kritische Strömungsgeschwindigkeit für Bewegungsbeginn vorliegendes Sediment $U_{cr} = 1$ m/s

Der vorletzte Ansatz berücksichtigt die Überlagerung von Strömung und Wellenorbitalgeschwindigkeit anhand der Keulegan-Carpenter Zahl $KC = 12,5$. Die Faktoren K_i des letzten Ansatzes von Melville und Colemann in Tab. 4 berücksichtigen den Einfluss der Bauwerksgeometrie, Gruppenwirkung, Verhältnis D zu h sowie U_c zu U_{cr} , umgebende Sedimente und letztlich die zeitlich begrenzte Einwirkung der Strömung durch den Wechsel zwischen Flut- und Ebbestrom.

Die Bandbreite der ermittelten Kolkstiefen spannt sich von 0,3 m bis 5,7 m auf und unterschätzt überwiegend die datenbasierten Ergebnisse zur Kolkstiefenbetrachtung. Es lässt sich festhalten, dass auf Grundlage des heutigen Wissenstandes die Kolkbildung an relativ schmalen Pfahlgründungen in einem tidedominierten Strömungsregime nicht zuverlässig vorhersagbar ist.

¹⁰ EAK – Die Küste (2020): Empfehlungen des Ausschusses für Küstenschutzwerke

Tab. 4: Ansätze zur Abschätzung der Kolktiefe aus Richwien und Lesny (2004)¹¹ und Whitehouse¹²

Autor	Formel	Ermittelte Kolktiefe S [m]
Laursen & Toch (1956)	$\frac{S}{D} = 1,5 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3}$	3,4
Laursen (1963)	$\frac{S}{D} = 1,34 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,5}$	5,7
Qadar (1981)	$\frac{S}{D} = 1,33 \cdot D^{-0,36}$	1,3
Jain (1981)	$\frac{S}{D} = 1,41 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}}\right)^{0,25}$	1,7
Jain (1981)	$\frac{S}{D} = 1,84 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}}\right)^{0,25}$	2,1
Shen II (1969)	$\frac{S}{D} = 3,4 \cdot \left(\frac{U_c}{\sqrt{g \cdot D}}\right)^{0,66}$	1,5
Melville & Colemann (2000)	$\frac{S}{D} = 2 \cdot [1 - e^{-0,03 \cdot (KC-6)}]$	0,3
Melville & Colemann (2000)	$S = K_{h,D} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_S \cdot K_\theta \cdot K_t$	2,1
Whitehouse (2011)	$S = D \cdot 1,75 \cdot \tanh\left(\frac{0,75 \cdot h}{D}\right)$	1,6

¹¹ Richwien, Lesny (2004): Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen?, BAW-Workshop Boden- und Sohlstabilität

¹² Whitehouse et al (2011): The nature of scour development and scour protection at offshore wind-farm foundations, Marine Pollution Bulletin Volume 62

5 Ist-Zustand: Bodenerkundungen

Im Mai 2007 wurde eine Baugrunderkundung entlang der bestehenden Transportbrücke sowie im Nahbereich östlich davon mit 25 Drucksondierungen und 3 Bohrungen vorgenommen. Die Ergebnisse sind in einem zusammenfassenden Bericht dokumentiert (RI+P, 2007). Zusätzlich sind Daten von Bohrungen im Niedersächsischen Bodeninformationssystem (NIBIS) frei verfügbar. Die Firma Keller Grundbau GmbH führte vor dem Bau der bestehenden Umschlaganlage in den Jahren 1978 und 1980 Baugrunderkundungen durch. Als dritte Quelle wurden von NPorts historische Baugrunderkundungen aus dem Jahr 1976 für die damalige Planungsphase der Umschlaganlage Voslapper Groden zur Verfügung gestellt.

In Abb. 26 sind die Lagen der verfügbaren Bohrprofile und Drucksondierungen im Umfeld der bestehenden Anlage zu sehen. Zur Einordnung der Bohrungen in die Morphodynamik der letzten 15 Jahre ist die Karte des zeitlichen Trends aus Abb. 16 hinterlegt. In hellblau sind die ursprünglichen Bohrungen aus 1978 und 1980 markiert, in oranger Farbe sind die Untersuchungen aus 1976 gekennzeichnet und der roten Farbe sind die Untersuchungen aus 2007 zuzuordnen.

Aus den über die Tiefe detektierten Bodenarten können Rückschlüsse auf die Erosionsfestigkeit gezogen werden. So wird nachfolgend der untere Grenzwert der morphologischen Bandbreite für die Bodenart Lauenburger Ton (steif) und dichter Geschiebemergel ermittelt. Eine weitgehend erosionsfeste Sohle dieser Böden wird vereinfachend bei einer dichten Lagerung angenommen, die einen Spitzendruck aus den Drucksondierungen von mindestens $7,5 \text{ MN/m}^2$ aufweist. Als weitere Bedingung müssen diese Bodenarten mindestens eine Schichtmächtigkeit von 2 m vorweisen. Bei sandigen Bodenschichten werden hingegen höhere Spitzendruckwerte benötigt, um den betreffenden Horizont als zumindest schwer erodierbar einzustufen. Im Folgenden wird ein Wert von $27,5 \text{ MN/m}^2$ angesetzt. Jedoch ist diese Einstufung mit einer Unsicherheit belegt, da sich die Lagerung dieser sehr festen Sandschichten bei einer Erosion der überdeckenden Schichten lockern könnte und daher keine Langzeiterosionsstabilität gegeben ist. Trotzdem kann die Annahme getroffen werden, dass sich Erosionsprozesse in diesen Schichten nur sehr langsam und damit gut kontrollierbar einstellen werden.

Hierbei ist anzumerken, dass die hier vorgenommene Baugrunduntersuchung eine hydromorphologische Sichtweise mit dem Fokus auf die Widerstandsfähigkeit gegen den Strömungsangriff widerspiegelt. Eine bodenmechanische Baugrunduntersuchung vor dem Hintergrund der Tragfähigkeit der Gründungen ist in einem separaten Bericht¹³ zu finden.

¹³ Prof. Dr.-Ing. Victor Rizkallah + Partner, Ingenieurgesellschaft mbH (2022): LNG Anleger 1 in Wilhelmshaven – Baugrundkennwerte und Festlegung zur Gründungsplanung

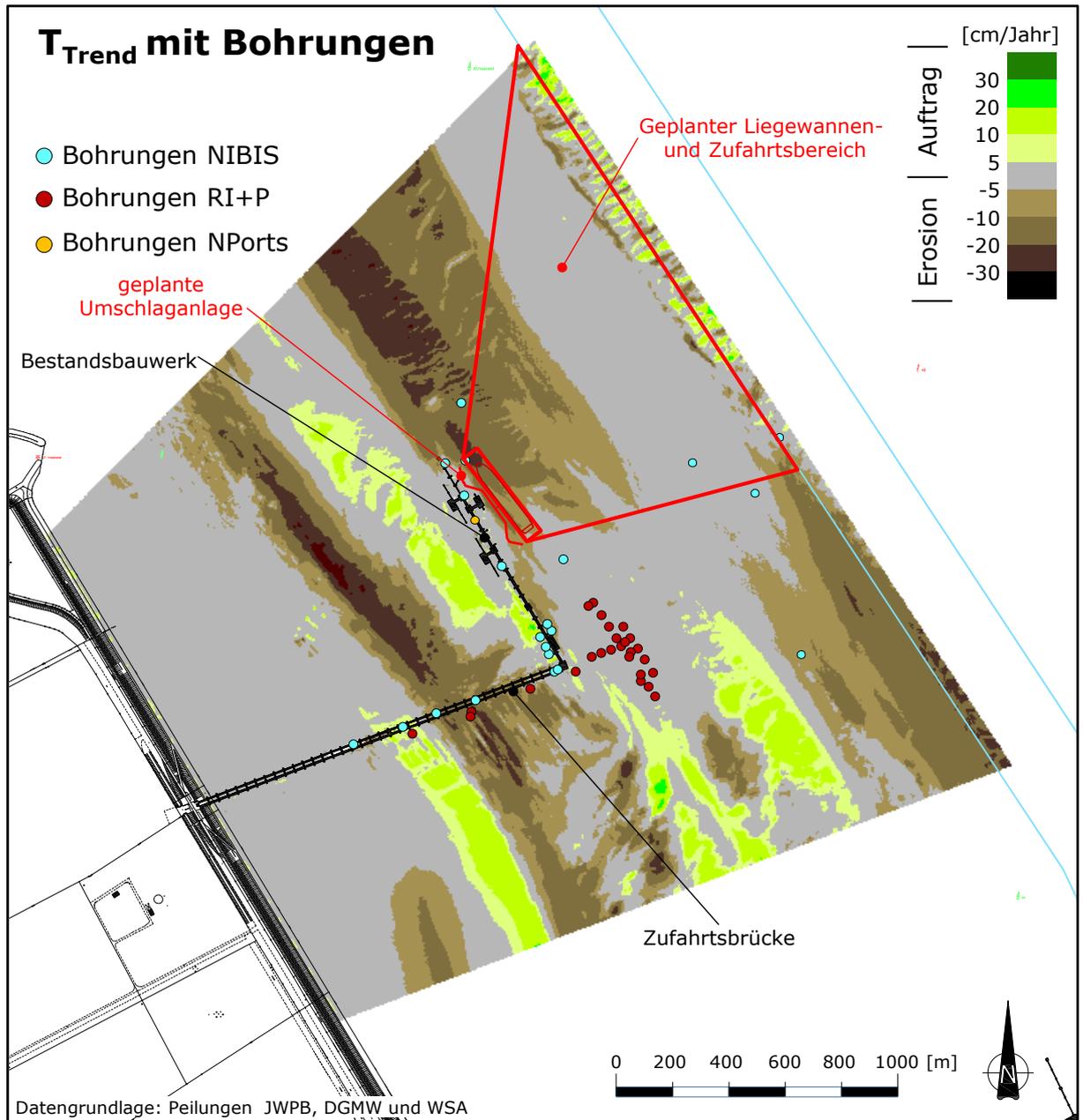


Abb. 26: Lage der Bohrprofile und Drucksondierungen im Nahfeld der bestehenden und im Planungsgebiet der Erweiterung der Umschlaganlage Voslapper Groden; Blau: NIBIS (Daten aus 1978/89), Rot: RI+P (2007)

In Abb. 27 ist zum einen die Verteilung der weitgehend erosionsresistenten Bodenarten in der Fläche und zum anderen die Überdeckung des jeweils ermittelten erosionsbeständigen Horizontes bezogen auf die Peildaten von 2020 dargestellt. Sofern die Peilung von 2020 nicht die Lage einer Bohrung abdeckt, wurde auf die Peilung von 2019 bzw. 2018 zurückgegriffen.

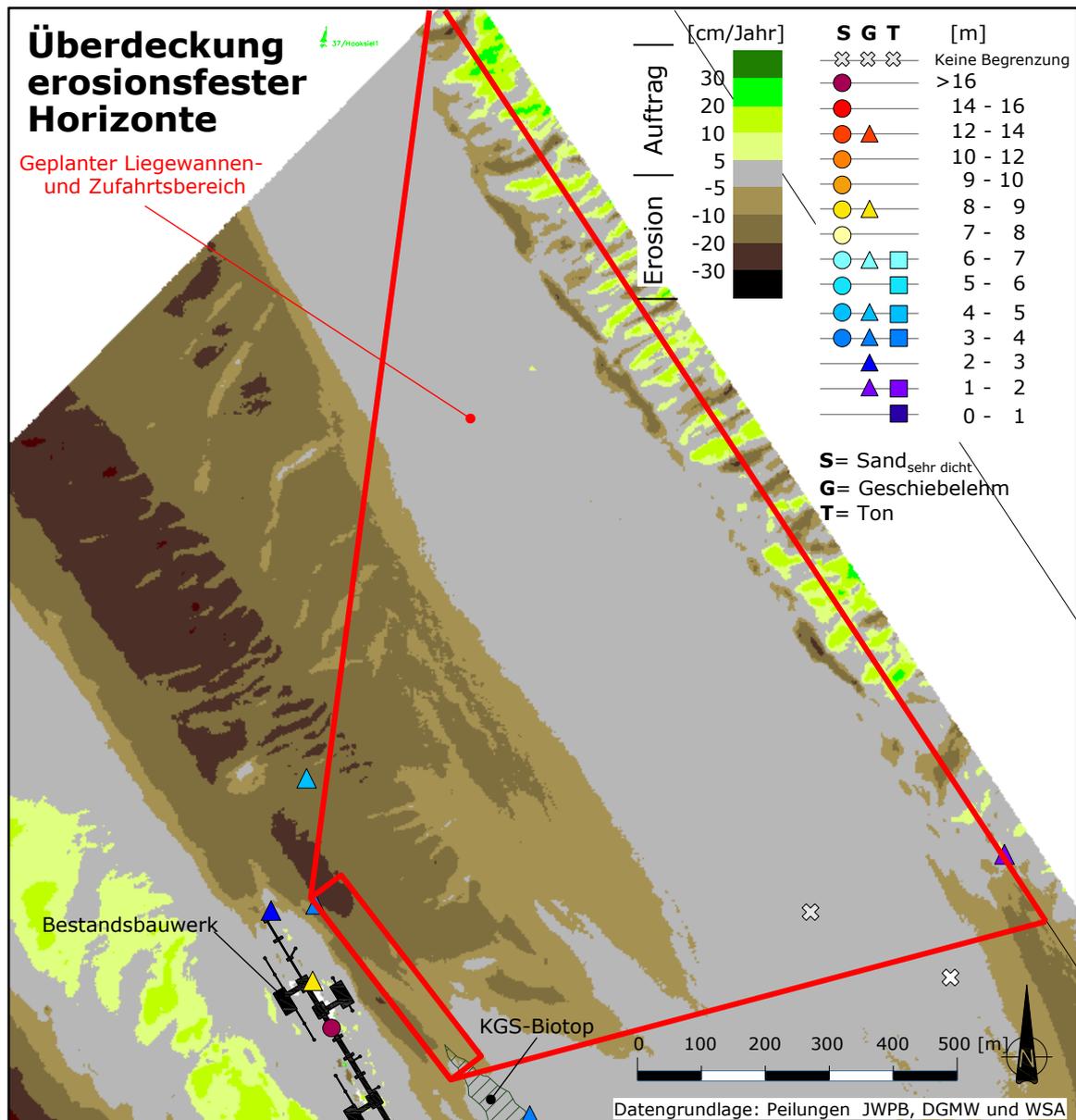


Abb. 27: Überdeckung der weitgehend erosionsfesten Horizonte der Bohrprofile und Drucksondierungen bezogen auf die aktuellsten Tiefendaten aus 2018 -2020

Es ist zu erkennen, dass ab der Mitte der bestehenden Anlagebrücke Geschiebemergel in einer Höhe von ca. -18 bis -23 mNHN vorwiegend den unteren morphologischen Grenzwert bildet. Die Bandbreite der Überdeckung beträgt hier 2,8 bis 7,0 m. Jedoch weist auch eine Drucksondierung im südlichen Nahbereich des geplanten Anlagekopfes 1 auf durchgängige nichtbindige Bodenschichten hin. An dieser Stelle wurden ab ca. -42 mNHN Spitzendrücke erreicht, welche in diesem Zusammenhang einem weitgehend erosionsfesten Verhalten zugewiesen werden.

Die Verteilung der weitgehend erosionsfesten Bodenarten weist auf Basis dieser Datengrundlage und der bautechnischen Bewertung¹³ auf räumlich nicht konsistente Schichtenfolge hin, so dass eine Übertragung der Ergebnisse der Bodenerkundungen auf die Lage der geplanten Anlagekopfes 1 selbst über kurze Entfernung als problematisch einzustufen ist. Hinsichtlich einer Kolkentwicklung am geplanten LNG Terminal WHV muss auf Basis der vorhandenen Bodeninformationen davon ausgegangen werden, dass keine natürliche Begrenzung eine Kolkentwicklung stoppen bzw. maßgeblich verlangsamen würde.



6 Ist-Zustand: Einordnung der aktuellen Entwicklung in die langjährige Morphodynamik

Für den Planungsraum liegen seit 1976 Peildaten vor und umfassen damit einen Zeitraum vor Bau der Umschlaganlage Voslapper Groden 1980 und vor der Fahrwasserverlegung 1986 im Bereich Hooksielplate (Wrack Panzerkreuzer York).

Die Daten aus diesem Zeitbereich liegen nur in analoger Form vor, so dass sich diese frühere Entwicklung einer detaillierten quantitativen Analyse entzieht und im Folgenden anhand von historischen Isobathenplänen qualitativ beschrieben wird. Hierfür sind in Abb. 28 die Peilpläne des Untersuchungsgebietes für die Jahre 1976 bis 1991 aus einem Bericht von CES GmbH¹⁴ zusammengefügt worden. Als Interpretationshilfe sind die Tiefenlinien SKN -12, -13 sowie -14 m farblich markiert.

Es ist erkennbar, dass der Zeitbereich von 1976 bis 1990 wesentlich von der Reaktion der Morphologie auf den Bau der Umschlagbrücke (1980) und der nachfolgenden Fahrwasserverlegung (1986) geprägt ist.

Der landseitige Bereich der bestehenden Anlegebrücke war vor den Maßnahmen ein Flachwasserbereich mit einer bis auf Höhe der ab 1980 bestehenden Anlegebrücke steiler abfallenden Böschung. Im seeseitigen Bereich dieser Anlegebrücke verflacht die Böschung und die Sohle nähert sich den Tiefen des ehemaligen Fahrwassers mit einer geringeren Neigung. Generell haben die Tiefenlinien die Tendenz parallel zur ehemaligen Fahrrinne zu verlaufen. Im südlichen Untersuchungsgebiet weisen jedoch rundliche, in sich geschlossene Tiefenlinien auf Transportkörper hin, welche dauerhaft im gesamten Zeitbereich 1976 bis 1991 zu beobachten sind. Die Lokation des geplanten LNG Terminals WHV mit der FSRU liegt nahe der Böschung zu der alten Fahrrinne und der geplante Zufahrtsbereich deckt die ehemalige Fahrrinne ab.

Der landseitige Bereich an der seit 1980 bestehenden Anlegebrücke unterliegt im gesamten Zeitraum von 1976 bis 1991 einer Vertiefung, welche durch die Reaktion auf den Bau der Umschlaganlage Voslapper Groden tendenziell verstärkt wurde. Im Nahbereich der Zufahrtsbrücke zeigen sich ab 1981 lokale Vertiefungen, die sich über die Jahre vergrößerten und nach Süden ausdehnten. Die in den aktuelleren Peilungen erkennbare untermeerische Erhebung entlang der bestehenden Anlegebrücke (s. Abb. 4) ist hier lediglich im Flutstromschatten der Anlegebrücke südlich des Abzweigungsbauwerks ab 1984 erkennbar.

Bis 1987 besteht der seeseitige Bereich der bestehenden Anlegebrücke aus einer schwach geneigten Ebene und zur alten Fahrrinne hin aus einer sehr steilen Böschung. Als Reaktion auf die Fahrwasserverlegung verlandet vornehmlich die sehr steile Böschung und der Bereich der ehemaligen Fahrrinne, so dass der Bereich des geplanten LNG Terminals WHV und der FSRU nur gering beeinflusst ist. Die Wassertiefen in der Nähe des geplanten Terminals variieren trotz der beiden Eingriffe in das morphodynamische Gleichgewicht soweit erkennbar nur zwischen 12 bis 14 m SKN, so dass dieser Bereich für diesen Zeitraum als morphologisch weitgehend stabil eingeschätzt werden kann. Der östliche Abschnitt des Zufahrtsbereiches erfährt aufgrund der morphologischen Reaktion auf die Fahrinnenverlegung eine Sedimentation.

Der in den aktuellen Tiefenplänen erkennbare ovale Sandrücken zwischen der von der bestehenden Anlegebrücke östlich gelegenen Rinne und dem Fahrwasser (s. Abb. 4) ist in Abb. 28 nicht vorhanden. Die Vertiefungszone im nordöstlichen Bereich der bestehenden Anlegebrücke (s. Abb. 4) tritt ebenfalls nicht vor 1991 auf. Nur in der Peilung des Jahres 1984 deutet eine größere Wassertiefe von -14 m SKN an dieser Stelle auf diese zukünftige Entwicklung hin.

¹⁴ CES Consulting Engineers Salzgitter GmbH 1992: Analyse der morphologischen Verhältnisse im Bereich der Zufahrt zum DFTG-Anleger 1

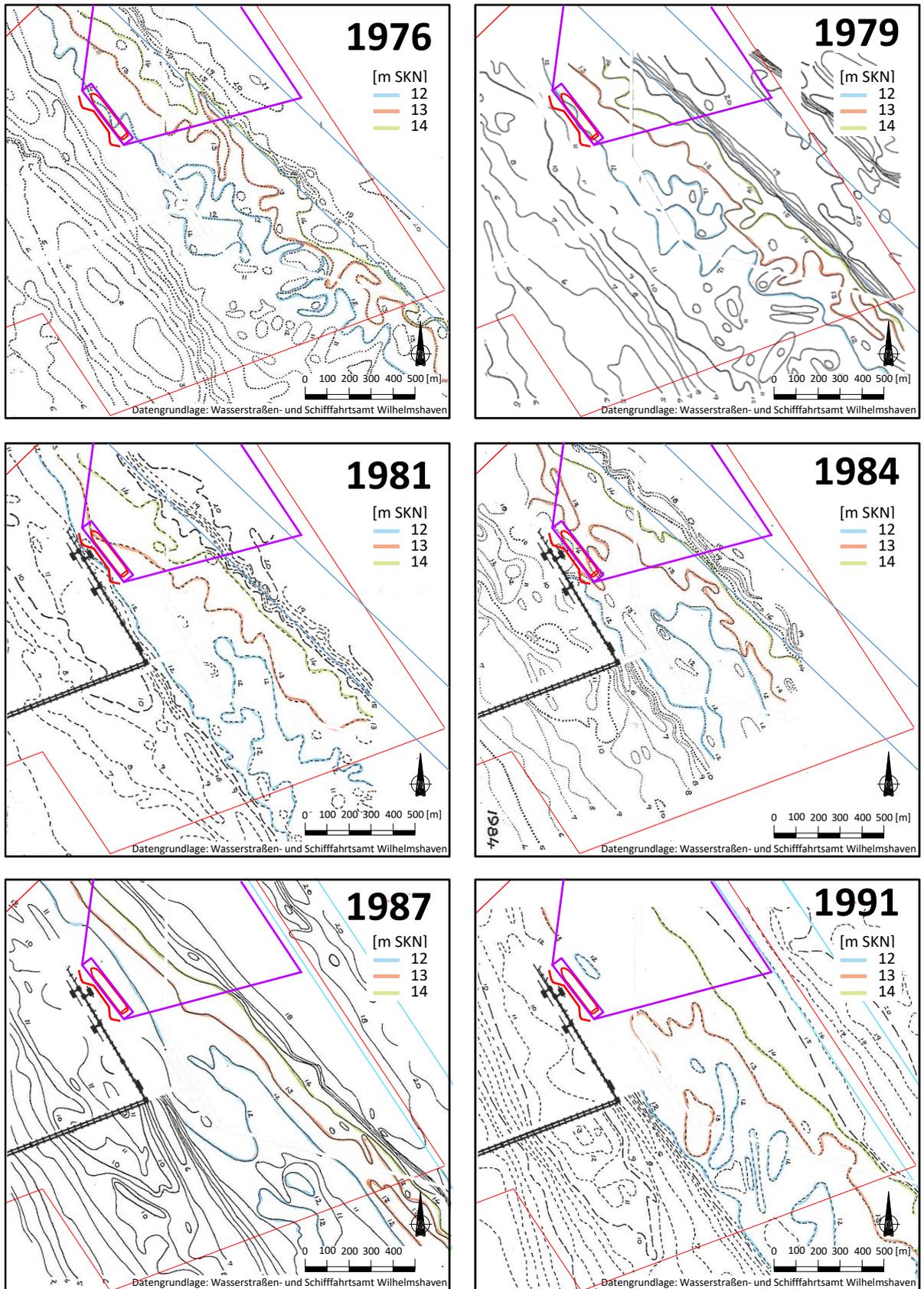


Abb. 28: Isobathen-Beilpläne für das Planungsgebiet aus dem Zeitraum von 1976 bis 1991

Für die Zeit nach 1990 sind mit zunehmend besserer Datenqualität und enger getaktetem jährlichen Rhythmus Tiefenpläne verfügbar, welche im IMP-Bericht Nr. 198¹⁵ aus 2007 genutzt wurden und auf denen sich auch die folgende Analyse stützt. Um eine Fortschreibung und Anknüpfung an die Peildaten von 1990 bis 2004 zu ermöglichen, wurde auf eine Serie von Querprofilen aus der JadeWeserPort-Beweissicherung zurückgegriffen. Hierfür wurden die entsprechenden Tiefendaten aus den flächenhaften Peilungen von 2005 bis 2020 auf das jeweilige Querprofil projiziert. Mit der so entstandenen Datenbasis kann die aktuelle Entwicklung auch in das langjährige Geschehen eingeordnet werden.

Die Lage der Querprofile ist in Abb. 29 dargestellt. Um die langjährige Entwicklung südlich, auf Höhe und nördlich der bestehenden Umschlagsbrücke nachverfolgen zu können und damit einen vollumfänglichen Eindruck von der morphologischen Entwicklung im Planungsgebiet zu bekommen, werden im Folgenden die drei Profile 12+000, 12+500 und 13+250 ausgewertet.

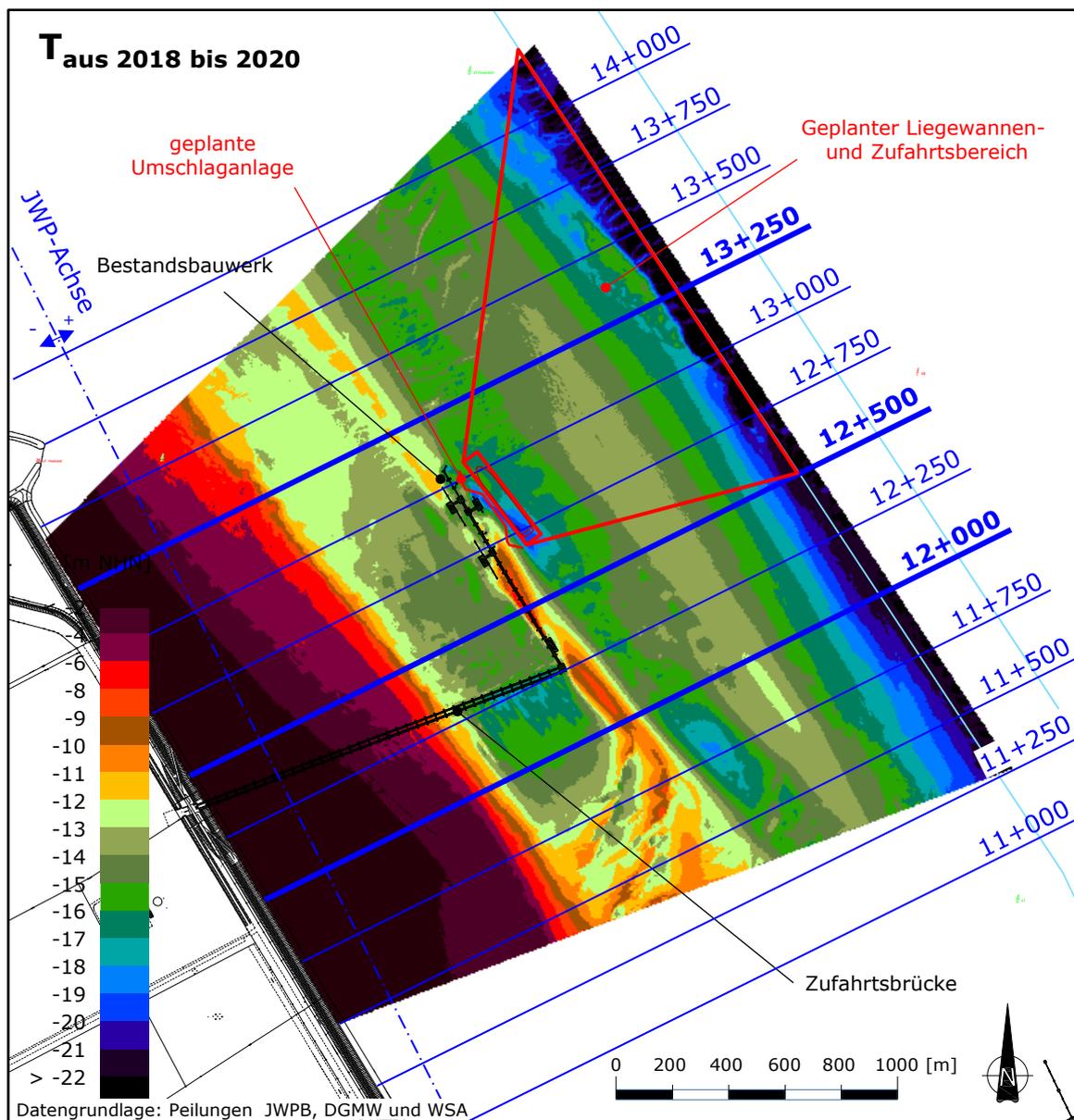


Abb. 29: JadeWeserPort Querprofilraster im Planungsbereich des Vorhabens

¹⁵ IMP-Bericht Nr. 198 (2007): LNG Terminal Wilhelmshaven – Seeseitige Anlagen – Hydrologische und morphologische Beurteilung

In Abb. 30 bis Abb. 32 ist der Verlauf der Sohlage in den Profilen 12+000, 12+500 und 13+250 zu sehen. Der Übersicht halber wurden in diesen Darstellungen die Tiefendaten von 1990 bis 2020 in einem 5-Jahrestakt verwendet. Für eine bessere Einordnung der Querschnitte im Raum wurden den Grafiken die Schnittpunkte der jeweiligen Profile mit der Achse der bestehenden Umschlagbrücke und der Fahrrinne beigegefügt. Im unteren Abschnitt der Abbildungen ist der lineare zeitliche Trend der Tiefendaten entlang des Profils über den gesamten Zeitraum von 1990 bis 2020 mit insgesamt 26 Peildatensätzen dargestellt. Damit die Steigung der Trendgeraden an einem Punkt auf einem Profil den gesamten zeitlichen Verlauf einbezieht, wurden die Tiefenwerte über den Verlauf der Querprofile in 20 m Abständen gemittelt. Analog zur Farbgebung in Abb. 16 ist ein negativer linearer Trend (Erosion) in Braun und eine positive Steigung (Sedimentation) in Grün dargestellt.

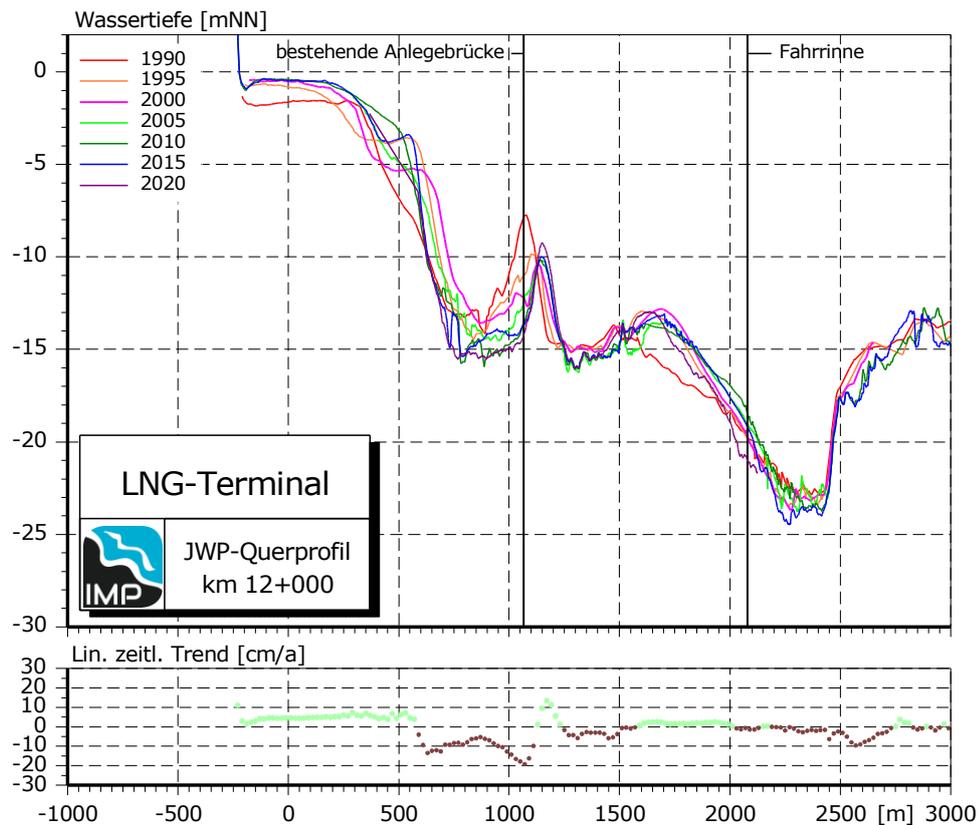


Abb. 30: Wassertiefe und linearer zeitlicher Trend entlang des JadeWeserPort-Querprofils 12+000 über den Zeitraum 1990 bis 2020

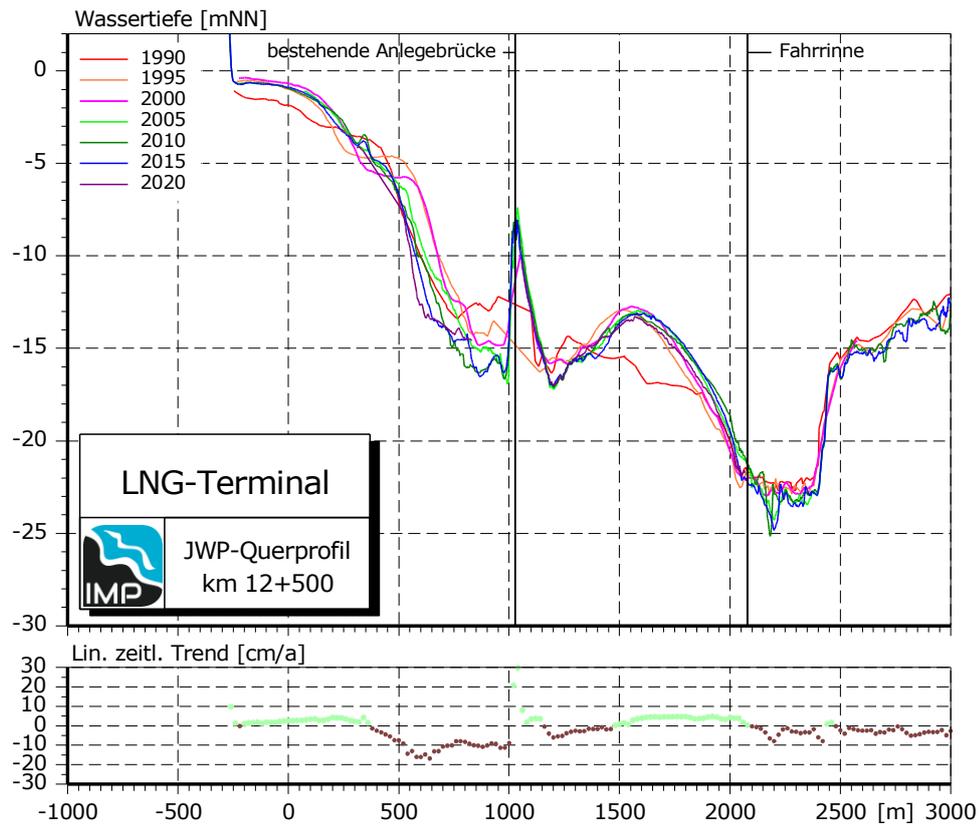


Abb. 31: Wassertiefe und linearer zeitlicher Trend entlang des JadeWeserPort-Querprofils 12+500 über den Zeitraum 1990 bis 2020

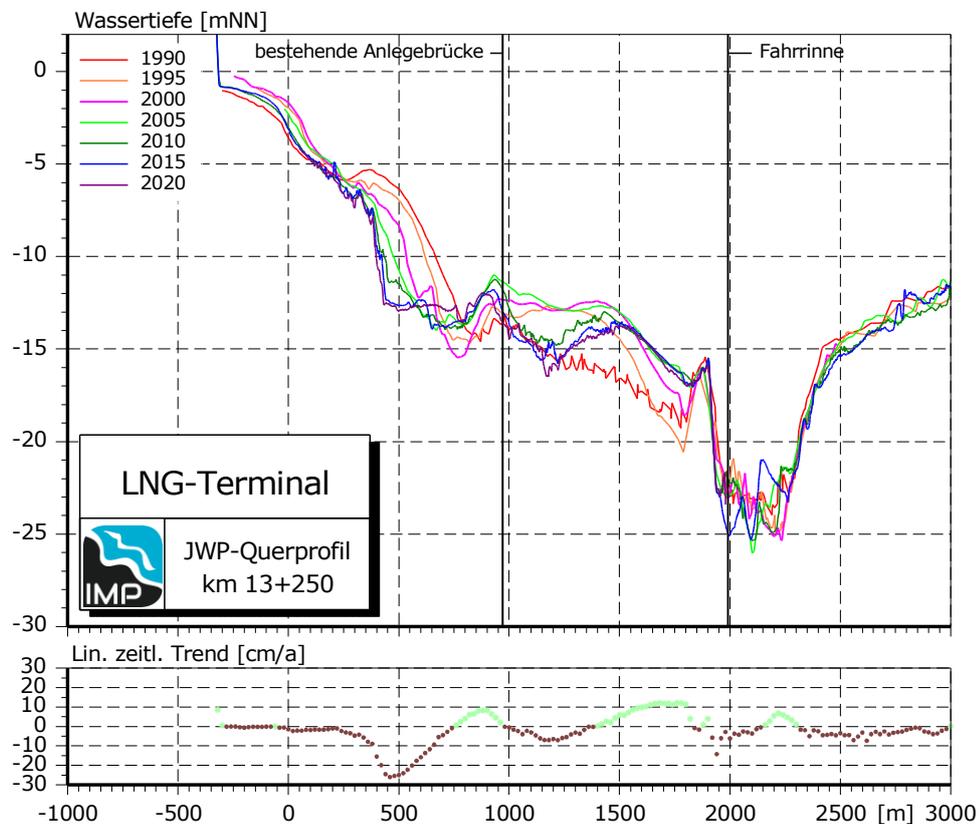


Abb. 32: Wassertiefe und linearer zeitlicher Trend entlang des JadeWeserPort-Querprofils 13+250 über den Zeitraum 1990 bis 2020



Über das gesamte Untersuchungsgebiet ist der allgemeine Trend zu erkennen, dass die Sohllage in 1990 bis 2000 sehr viel größeren Änderungen unterlag als in den folgenden Jahren. Die Tiefen des Jahres 1990 weichen im besonderen Maße von den restlichen Peildaten ab und zeigen in allen Profilen seeseitig des Anlegers sehr viel größere Tiefen.

In Abb. 30 ist die langjährige Tiefenentwicklung südlich der Zufahrtsbrücke dargestellt. In der seeseitig gelegenen Hälfte der bestehenden Zufahrtsbrücke ist eine Vertiefungszone erkennbar, welche über den gesamten Zeitbereich eine Erosionstendenz aufzeigt. In Abb. 30 ist dieser Bereich mit Werten von bis zu -20 cm/a gekennzeichnet. Jedoch zeigen die Tiefenlinien in Abb. 30, dass die Erosionsneigung in diesem Gebiet ab 2005 abnimmt. Die ermittelte Erosion der westlichen Böschung, verbunden mit einem Auftrag im Flachwasserbereich zwischen 2005 bis 2018, ist auch in Abb. 30 als längerfristiger Trend belegbar. Obwohl die Böschung sich von 1990 und 2000 eher seewärts verschiebt, zeigt die lineare Gesamttendenz für diesen parabolischen zeitlichen Verlauf einen Abtrag an. Der Sandrücken in südlicher Verlängerung der bestehenden Anlegebrücke verschiebt sich in den 90er Jahren nach Osten und nimmt gleichzeitig geringere Ausmaße an. Zum Fahrwasser hin ist die Sohllage mit Ausnahme der größeren Tiefen in 1990 weitgehend stabil. Die neueste Peilung aus dem Frühjahr 2020 weist jedoch vor allem in Richtung Fahrwasser eine größere Tiefe auf.

In Abb. 31 ist die Lage und der zeitliche Trend der Gewässersohle im Zentralbereich der bestehenden Anlegebrücke und südlich des geplanten LNG Terminals zu sehen. Allgemein lässt sich sagen, dass der Verlauf des linearen zeitlichen Trends dem vorherigen südlichen Profil ähnelt.

Landseitig der bestehenden Anlegebrücke ist eine Erosionstendenz erkennbar, auf Höhe der bestehenden Anlegebrücke eine Auftragszone und seeseitig davon wieder ein Erosionsgebiet. In Richtung der Fahrwinne wird eine gleichmäßige Sedimentationszone dokumentiert, welche hauptsächlich der tieferen Lage der Gewässersohlen vor 1995 geschuldet ist.

Ein genauerer Blick zeigt, dass im landseitigen Bereich der bestehenden Anlegebrücke wieder zwei gegensätzliche Entwicklungen aufeinander folgen. Die Phase von 1990 bis 2000 ist tendenziell von einer Sedimentation bestimmt, während sich danach eine Zunahme der Tiefe einstellt. In dem gesamten zeitlichen linearen Trend überwiegt hier die Erosionstendenz. Der Bereich auf Höhe der bestehenden Anlegebrücke ist in den neueren Peilungen stabil und zeigt vor 2005 unter Berücksichtigung einer hier geringeren Datendeckung eher eine Sedimentationstendenz. In dem seeseitigen Bereich der bestehenden Anlegebrücke vollziehen sich die morphologischen Entwicklungen nunmehr auf eine großflächigere Weise. In den Jahren 1990 bis 1995 bildet sich seewärts zwischen bestehender Anlegebrücke und Fahrwasser ein Sandrücken aus, welcher etwa ab 2000 stabil ist. Somit bestätigt die langfristige morphologische Entwicklung die bereits zuvor getroffene Bewertung nach dem der Bereich östlich der Bestandsanlage, mittig des Untersuchungsgebietes, sich in einem morphologischen Gleichgewicht befindet (vgl. auch Abb. 16).

Die Entwicklung des nördlichen Untersuchungsgebietes wird mit dem Profil 13+250 in Abb. 32 abgedeckt.

Es ist zu erkennen, dass die landseitige Böschung einer gleichmäßigen, langfristigen Erosion unterliegt und sich mit einer steiler werdenden Neigung westwärts bewegt.

Seeseitig der bestehenden Anlegebrücke und nordöstlich des geplanten LNG Terminals WHV und der FSRU ist ab 2005 eine großflächige Erosionszone zu erkennen, welche von 2005 bis 2015 besonders ausgeprägt ist. Diese Entwicklung gleicht die starke Auftragszone von 1990 bis 2005 aus, sodass hier insgesamt ein knapp negativer linearer Trend berechnet wird. In Richtung Fahrwasser und im nördlichen Teil der geplanten Zufahrt ist zwischen 1990 und 2005 ebenfalls eine Sedimentation um mehrere Meter erkennbar. Jedoch folgt hier auf diese Sedimentation keine Erosionstendenz sondern eine quasi morphologisch stabile Phase von 2005 bis 2020. Auffällig ist ein Sandrücken landseitig des Fahrwassers mit Tiefen von -16 mNHN bei 1800 m. Die westliche Vertiefung vor diesem Sandrücken hat sich in der Zeit von 1990 bis 2005 verfüllt, was zu einem gleichmäßigeren Verlauf der Gewässersohle führte.



Insgesamt wird für die Historie der morphologischen Entwicklung im Planungsbereich des neuen Vorhabens ersichtlich, dass der Bau der Umschlaganlage Voslapper Groden eine schwächere morphologische Wirkung als die Fahrwasserverlegung von 1986 hatte. Von 1986 bis 1990 verlandete vornehmlich die steile Böschung zur ehemaligen Fahrrinne und auch von 1990 bis 2005 stellte sich eine ausgeprägte Sedimentation im östlichen Bereich der geplanten Zufahrtsbereiches ein. Ab 2005 ist in dem geplanten Unterhaltungsbereich eine weitgehend stabile Gewässersohle zu beobachten. Die Peildaten zeigen, dass dieser Bereich nicht wesentlich in die großräumigen Veränderungen eingebunden war. Morphologische Veränderungen sind hier tendenziell auf eine lokale bauwerksinduzierte Morphodynamik zurückzuführen. Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass die Reaktion der Morphologie auf die Fahrwasserverlegung abgeschlossen ist. Eine Beeinflussung des hier betrachteten Wasserraums durch den Bau des JadeWeserPorts von 2008 bis 2012 kann durch die Ergebnisse der Beweissicherung ausgeschlossen werden. Die Ergebnisse der detaillierten Betrachtung der Peildaten ab 2005 können mit der vorgenommenen Einordnung bestätigt werden und zeigen damit auf, dass die vorherigen Detailbetrachtungen (Abschnitt 3) keine Nachlaufwirkungen aus den vorherigen Baumaßnahmen in der unmittelbaren Umgebung des Planungsgebietes enthalten.



7 Nullprognose: Abschätzung der weiteren Entwicklung

Allgemein lässt sich festhalten, dass die Änderungen der Sohllage im Untersuchungsgebiet zwischen 1990 und 2005 größer waren als in der neueren Entwicklung von 2005 bis 2018. Besonders im Zeitbereich 1990 bis 2000 herrschte eine großflächige Sedimentationsentwicklung vor. Die Sohllage weist in den letzten 15 Jahren dementsgegen landseitig und nordöstlich der Anlegebrücke Erosionen auf oder nähert sich einem stabilen Zustand. Dieser Umstand wird als Indiz dafür gewertet, dass die Reaktion auf die Fahrrinnenverlegung von 1986 lange abgeschlossen ist. Entsprechende Veränderungen in den Entwicklungstrends durch den Bau des JadeWeserPorts von 2008 bis 2012 konnten hingegen in diesem Gewässerabschnitt nicht erkannt werden, was auch die Ergebnisse der baubegleitenden Beweissicherung belegt haben. Insgesamt kann daher von der begründeten Annahme ausgegangen werden, dass der beobachtete Trend fortbesteht oder sich gegebenenfalls etwas abschwächt.

Zudem ist es als wahrscheinlich anzusehen, dass sich die Verschwenkung des landseitig der bestehenden Umschlaganlage befindlichen Vertiefungsbereiches gegen den Uhrzeigersinn weiter fortschreibt. Für einen Fortgang dieses Prozesses spricht ein stetiger Erosionstrend über den gesamten Zeitbereich 1990 bis 2020 an der nordwestlichen landseitigen Böschung sowie im Bereich mittig der Zufahrtsbrücke.

Da sich die nordöstliche Vertiefungszone von 2005 bis 2020 eher nach Norden ausgebreitet hat, ist zu erwarten, dass der Bereich des geplanten LNG Terminals WHV und der FSRU weiterhin weitestgehend morphologisch stabil bleiben wird. Die Entwicklung der nordöstlichen Vertiefungszone selbst wird durch den dort anstehenden weitgehend erosionsstabilen festen Geschiebemergel begrenzt. Aus den Bodenerkundungen ergab sich eine derzeitige Überdeckung von ca. 3 m. Für den linearen zeitlichen Trend dieser Vertiefungszone wurden Werte von -20 bis -30 cm/a dokumentiert. Daraus lässt sich schließen, dass erosive Tendenzen bei gleichbleibender Entwicklung in gut 10 Jahren von dem weitgehend erosionsfesten dichten Geschiebemergelhorizont gestoppt werden könnten. Die Lage der Gewässersohle im geplante Zufahrtsbereich zeigt in der neueren Entwicklung ab 2005 ein weitgehend stabiles morphologisches Verhalten. Damit bildet der in Abb. 16 dokumentierte lineare Trend auch die Grundlage für eine Fortschreibung der Entwicklungen bei Betrachtung einer Nullvariante.

Bezüglich der Kolktiefe an dem Bestandsbauwerk ist anzunehmen, dass sich ein dynamisches Gleichgewicht zwischen Hydrodynamik und Morphologie eingestellt hat. Die ermittelten maximalen Kolkiefen von 3,7 m an der Zufahrtsbrücke und 5,7 m an der Anlegebrücke der letzten 13 Jahre bilden somit die obere Bandbreite der Kolkiefen. Diese Prognose beruht auf der Annahme, dass sich die Strömungsbelastung an dem bestehenden Bauwerk in den nächsten Jahren nicht erhöht.

8 Beschreibung der Bauwerksplanungen

In Abb. 33 ist eine Ansicht des geplanten LNG Terminals WHV am nördlichen seeseitigen Ende des Bestandsbauwerks Voslapper Groden dargestellt.

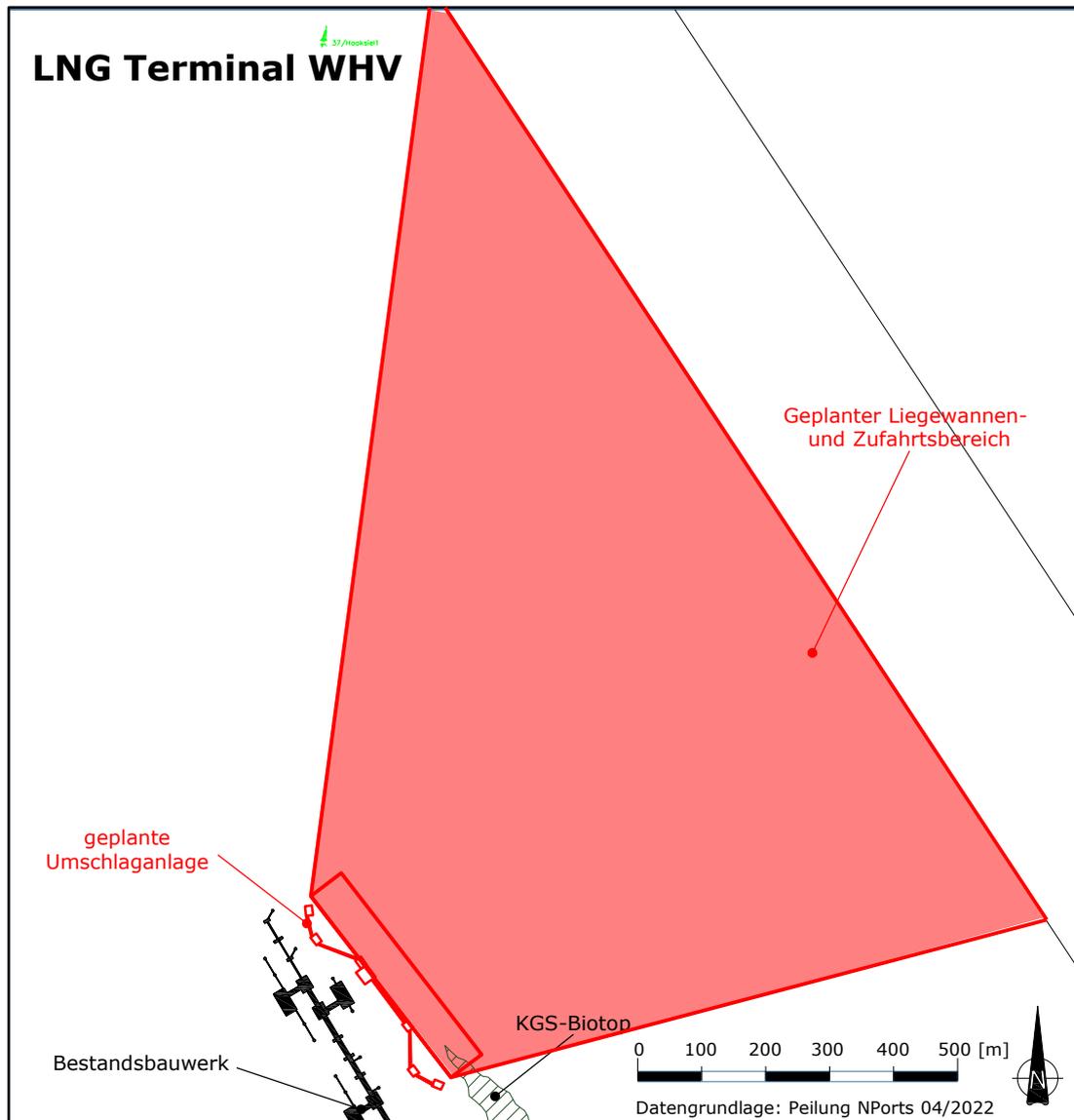


Abb. 33: Übersicht über die Lage und Geometrie des geplanten LNG Terminals WHV

Die Planung sieht vor, dass das neue LNG Terminal WHV fahrwasserseitig des bestehenden Anlegers 1 der Umschlaganlage Voslapper Groden errichtet wird. Der Betrieb der Anlage ist zeitlich begrenzt und bis zum Ende des Jahres 2032 geplant. Während dieser Betriebszeit soll die FSRU an dem neu zu errichtenden Terminal dauerhaft festgemacht werden.

Für die geplante Liegewanne ist eine Breite von 70 m und eine Länge von 370 m vorgesehen. Damit beträgt die Liegewannenfläche rd. 25.900 m². Die Liegewanntentiefe ist mit 16,00 mNHN angesetzt und berücksichtigt einen Minimalabstand des Schiffskörpers zur Gewässersohle (Under-Keel-Clearance) von knapp 1,5 m bei dem örtlichen niedrigst möglichen Gezeitenwasserstand (LAT) und einem maximalen Tiefgang von 12,0 m.



Der Zufahrtbereich schließt an die Liegewanne an und weist eine trapezförmige Fläche auf. Die lange Grundseite des Trapezes liegt am Fahrwasserrand und beträgt rd. 1,75 km. Der Zufahrtbereich öffnet sich auf der Nordseite mit einem Winkel von 45° und auf der Südseite mit 22,5°, ausgehend von der bauwerksseitigen Begrenzung der Liegewanne. Die Fläche des Zufahrtbereiches ergibt sich damit zu ca. 954.700 m². Zur Gewährleistung der Schiffbarkeit bedingen die notwendigen nautischen Tiefen im Zufahrtbereich eine Sohllage von -15,50 mNHN.

Das geplante LNG Terminal WHV, die FSRU und die Liegewanne ist mit 324° gegen Nord ausgerichtet, um strömungsoptimiert zu der Hauptstromrichtung der Tide möglichst wenig Angriffsfläche entgegenzusetzen.

Die vorgesehene Konstruktion besteht im Wesentlichen aus folgenden Bauteilen:

- Verladeplattform
- 3 Anlegedalben (F1 bis F3)
- 4 Vertäudalben (P1 bis P4)
- Zugangsstegen und Rohrbrücke
- Eisabweiser

Eine Detailansicht der geplanten Umschlaganlage (LNG Terminal WHV) ist in Abb. 34 dargestellt. Die geplante Umschlaganlage erstreckt sich über eine Länge von rd. 360 m und die Oberkanten der Dalbenkonstruktionen und der Verladeplattform liegen oberhalb des Bemessungswasserstandes.

Die Einzelpfähle der Pfahlgruppen der geplanten Umschlaganlage können wie folgt charakterisiert werden:

- Senkrechte Pfähle Durchmesser: 2,10 m
- Senkrechte Pfähle Durchmesser: 1,22 m
- Schrägpfähle Durchmesser: 0,71 m

Die aus der Planung (Stand: 12. Mai 2022) ableitbare Anzahl der Pfähle ist in nachfolgender Tab. 5 zusammengestellt und ergibt sich zu 24 Pfählen mit einem Durchmesser von 2,10 m, 136 Pfählen mit einem Durchmesser von 1,22 m sowie 34 Pfählen mit einem Durchmesser von 0,71 m.

Tab. 5: Durchmesser und Anzahl der vorgesehenen Pfähle für das geplante LNG Terminal WHV (Planungsstand 12. Mai 2022)

Bauwerkskomponente	Anzahl der vorgesehenen Pfähle		
	Ø = 2,1 m	Ø = 1,22 m	Ø = 0,71 m
Vertäudalben P1		16	
Vertäudalben P2		12	13
Vertäudalben P3		12	13
Vertäudalben P4		16	
Fenderdalben F1		16	
Fenderdalben F2		16	
Fenderdalben F3		16	
Plattform		20	8
Eisabweiser		12	
Vertäu- und Rohrbrücken	24	23	
Summe:	24	136	34

Die vorgesehene FSRU hat eine Länge von rd. 300 m und eine Breite von max. 55 m. Der Tiefgang der FSRU beträgt bei maximaler Beladung 12,0 m. Die LNG-Tankschiffe legen sich parallel zur FSRU (ship to ship – mooring) und kommen mit einer Liegeplatztiefe von NHN – 15,5 m aus, weshalb die Liegewannenengeometrie auf die Abmessungen der FSRU angepasst ist.

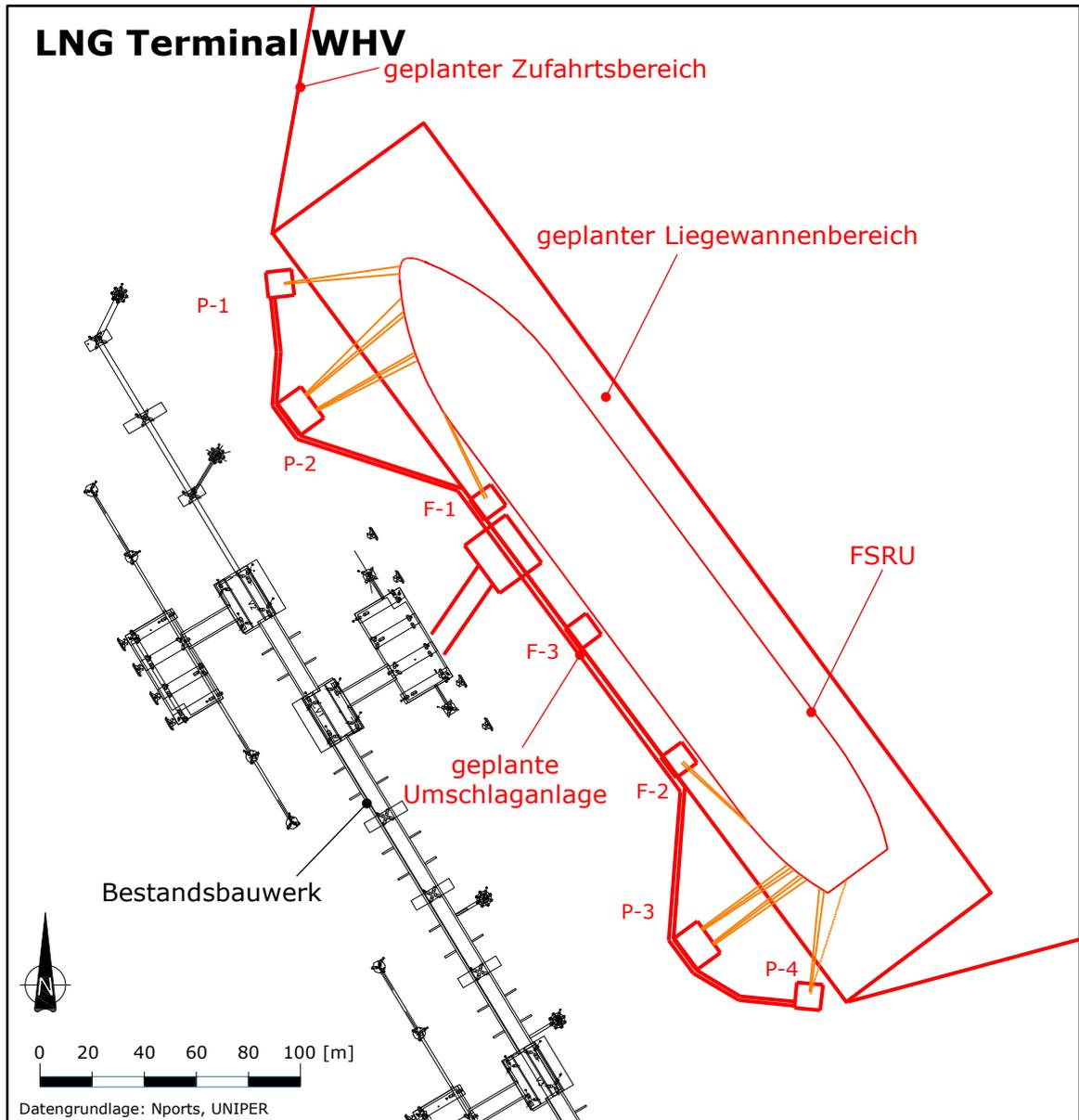


Abb. 34: Detailansicht zu der geplanten Umschlaganlage sowie der FSRU innerhalb der Liegewanne und dem angrenzenden Zufahrtsbereich an dem nördlichen seeseitigen Anleger der Bestandsanlage Voslapper Groden

9 Plan-Zustand: Kolkabschätzung am LNG Terminal WHV

Ob Sedimente an der Gewässersohle in Bewegung geraten, hängt vom Verhältnis der angreifenden zu den widerstehenden Kräften ab. Die widerstehenden Kräfte sind von den Parametern des anstehenden Bodensubstrates abhängig. So stellen bindige Böden und Bodensubstrate mit einem größeren Korndurchmesser der Strömung im Allgemeinen einen höheren Widerstand entgegen. Bei einer bereits fortgeschrittenen Erosion tritt der Effekt auf, dass es für die Strömung mit zunehmender Kolktiefe schwieriger wird das anstehende Bodensubstrat aus der bereits entstandenen Auskolkung zu befördern.

Die angreifenden hydrodynamischen Kräfte resultieren aus der Strömungssituation im Umfeld der Pfahlgründung, im Besonderen nahe der Sohle sowie der sich bietenden Angriffsfläche des Korngefüges. Der zu umströmende Pfahl stellt hierbei eine Störung des normalen Strömungsfeldes dar, wodurch ein Wirbelsystem mit bestimmten Merkmalen entsteht, dessen Komponenten in Abb. 35 schematisch dargestellt sind. Als Reaktion auf die Störung im Regime entsteht ein Wirbelsystem, welches zu erhöhten hydrodynamischen Kräften führt, und somit einen dynamischen Anpassungsprozess der natürlichen Morphologie in Gang setzt, welcher zu einem Kolk um die Pfahlgründung führt.

Zunächst ist zu erkennen, dass sich im Anströmbereich des Pfahles die Strömung aufstaut und sich unterhalb des Staupunkts eine abwärts gerichtete und oberhalb des Staupunktes eine aufwärtsgerichtete Strömungskomponente einstellt. In Bodennähe auf der strömungszugewandten Seite entstehen in der Regel langgezogene Hufeisenwirbel, die in einem plötzlichen Ausschlag Liftkräfte auf das Bodensubstrat ausüben können. Die Umlenkung der Strömung sowie der Druckunterschied zwischen dem Frontal- und Leebereich führt in den seitlichen Bereichen des Pfahles zu einer erhöhten Geschwindigkeit. Im Verlauf der Umströmung des Pfahles kann sich in der reibungsbehafteten Grenzschicht eine Ablösung der Strömung einstellen, was in Pfahlwandnähe eine Rückströmung zur Folge hat. Dies führt zu der stoßweisen Bildung von den in Abb. 35 dargestellten Nachlaufwirbeln mit vertikaler Achse, die sich stromabwärts bewegen und potentiell Sedimente aus dem Bereich des Pfahles transportieren können.

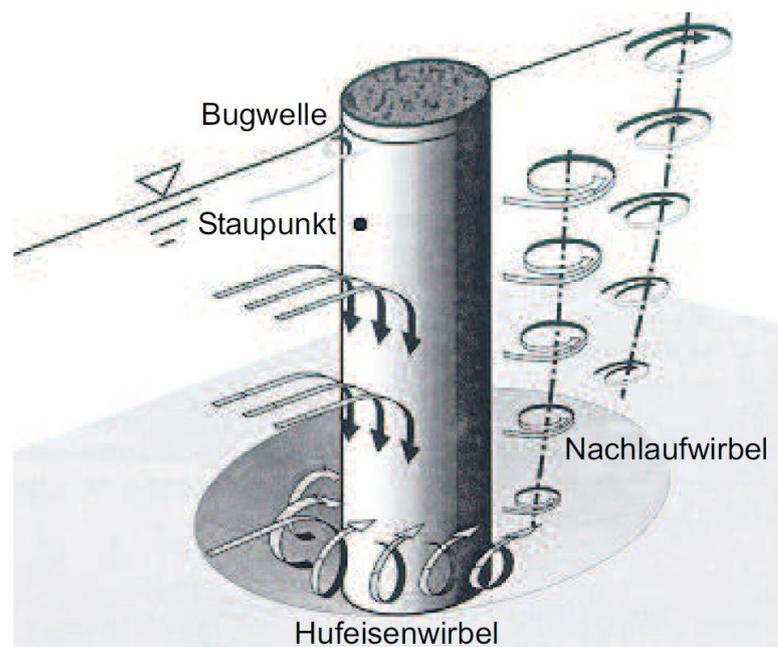


Abb. 35: Typisches Wirbelsystem eines umströmten schlanken Pfahles¹⁶

¹⁶ Ungruh, S., Zielke, W. (2004): Kolkberechnung an Offshore-Bauwerken: A state of the art review, Universität Hannover



Die Ausprägung der angreifenden hydrodynamischen Kräfte in Form des Wirbelsystems sind in diesem Parameterbereich im Wesentlichen von der ungestörten Anströmgeschwindigkeit und der Bauwerksgeometrie abhängig. Damit kann unter der Annahme, dass der Kolkbildungsprozess an den Pfahlgründungen am Bestandsbauwerk und am geplanten Terminal auf ähnliche physikalische Wirkzusammenhänge und widerstehende Bedingungen beruhen, eine Übertragung der gemessenen Kolkiefen am Bestandsbauwerk auf die Kräfteverhältnisse und daraus resultierenden Kolkiefen am geplanten LNG Terminal WHV erfolgen. Für die Übertragung der gemessenen Kolkiefe am Bestandsbauwerk Voslapper Groden auf die Verhältnisse im Bereich des LNG Terminals WHV wurde die Annahme getroffen, dass die verschiedenen Einflüsse der abweichenden Randbedingungen (Geometrie und Anströmgeschwindigkeit) am geplanten Terminal sich durch Übertragungsfaktoren ausdrücken lassen.

9.1 Kolkiefenabschätzung im Bauzustand

Bei der Kolkiefenbetrachtung wird unterschieden zwischen dem Bau- und Betriebszustand. Im Bauzustand hat die FSRU noch nicht an dem zu errichtenden Terminal festgemacht. Aufgrund der räumlichen Nähe des geplanten Terminals zu dem Bestandsbauwerk kann eine Belastungsänderung durch die tideinduzierte Strömung ausgeschlossen werden, siehe auch Abb. 45. Damit muss nur der abweichende Effekt der Geometrie der geplanten Pfahlgründungen berücksichtigt werden

Eine formelhafte Darstellung dieses Prinzips ist nachfolgend dargestellt.

$$\text{Kolk}_{\text{LNG Terminal WHV, Bauzustand}} = \text{Kolk}_{\text{Bestand}} \cdot F_{\text{Geometrie}}$$

Der Faktor $F_{\text{Geometrie}}$ umfasst den Effekt der abweichenden Pfahlgeometrie am geplanten Terminal auf die Ausprägung der maximalen Gleichgewichtskolkiefe am betreffenden Pfahl.

Für die Quantifizierung des Faktors für die Geometrie wird im Folgenden der Wirkzusammenhang zwischen der Bauwerksgeometrie und der Kolkiefe auf Basis der Erkenntnisse aus dem Schrifttum untersucht.

9.1.1 Zusammenhang zwischen Bauwerksgeometrie und Kolkiefe

An dem Bestandsbauwerk verursachten Pfahlgründungen mit einem Durchmesser von 0,914 m eine Störung im Strömungsregime, welche eine maximale Gleichgewichtskolkiefe von 5,67 m initiierte. An dem geplanten Terminal wird geplant, die vertikale Gewichtskraft sowie die horizontalen Kräfte durch Pfähle mit einem Durchmesser von entweder 1,2 m in dem Boden zu leiten.

Es werden vertikale Pfähle sowie Pfähle mit Neigungen zwischen 5:1 und 10:1 verwendet, welches sich mit den Pfahlneigungen am Bestandsbauwerk Voslapper Groden deckt. Der lichte Abstand zwischen den geplanten Pfahlgründungen ist voraussichtlich kleiner als der 5-fache Pfahldurchmesser, so dass mit einem gewissem Gruppeneffekt bzw. gegenseitiger Beeinflussung in dem Kolkbildungsprozess der jeweiligen Pfähle zu rechnen ist¹⁰. Da die maximale beobachtete Kolkiefe am Bestandsbauwerk am nördlichen Anlegerbereich auftrat und dort ebenfalls mit einer Gruppenwirkung bzw. gegenseitigen Beeinflussung der Kolkbildungsprozesse zu rechnen ist, kann angenommen werden, dass dieser Effekt bereits zu einem gewissen Anteil in dem Ausgangswert von 5,67 m impliziert enthalten ist.

Um den Einfluss eines größeren Pfahldurchmessers auf die Störung des Strömungsregimes und dem damit verbundenen Anpassungsprozess der Kolkbildung abzuschätzen, werden die empirisch ermittelten Zusammenhänge der Kolkabschätzungsformeln aus dem Schrifttum herangezogen (siehe auch Tab. 4). Dieser Schritt basiert auf der Annahme, dass trotz der Unsicherheit bei der absoluten Bestimmung der maximalen Gleichgewichtskolkiefe die beobachteten Zusammenhänge zwischen Pfahldurchmesser und Kolkiefe in den empirischen Formeln in sich konsistent sind und sich somit eine Aussage über die Bandbreite des

Einfluss des Pfahldurchmessers auf die potentielle Kolkentiefe treffen lässt. In Tab. 6 sind empirisch abgeleiteten Abhängigkeiten der Kolkentiefe zur Ausprägung des Pfahldurchmessers bei ansonsten konstanten Randbedingungen zusammengefasst.

Zusätzlich ist in Abb. 36 eine grafische Übersicht über die Abhängigkeit der maximalen Kolkentiefe zu der Ausprägung des Pfahldurchmessers dargestellt. Hierbei gibt die y-Ordinate das Verhältnis der jeweils ermittelten Kolkentiefe für die gesamte Pfahldurchmesser-Bandbreite zu der ermittelten Kolkentiefe des Bestandsbauwerks für $D = 0,914$ m an.

Tab. 6: Zusammenhang zwischen der Kolkentiefe und des Pfahldurchmessers nach Ansätze aus Richwien und Lesny (2004)¹¹ sowie Whitehouse¹²

Autor	$S = f(D)$
Laursen & Toch (1956)	$S \sim D^{0,7}$
Laursen (1963)	$S \sim D^{0,5}$
Qadar (1981)	$S \sim D^{0,64}$
Jain (1981)	$S \sim D^{0,7}$
Shen II (1969)	$S \sim D^{0,67}$
Melville & Colemann Nr.1 (2000)	$S \sim D \cdot (1 - e^{-\frac{1}{D}})$
Melville & Colemann Nr.2 (2000)	$S \sim D$ für $D < 0,7 \cdot h$ und $D \geq 25 \cdot D_{50}$
Whitehouse (2011)	$S \sim D \cdot \tanh(1/D)$

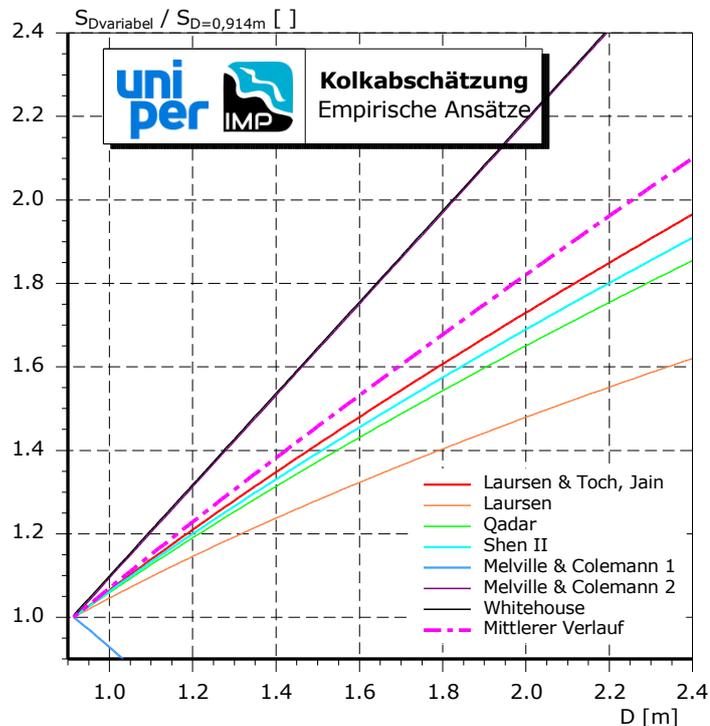


Abb. 36: Einfluss des Pfahldurchmessers auf die Ausprägung der Kolkentiefe nach ausgewählten empirischen Ansätzen

Es ist zu erkennen, dass die ersten vier Ansätze aus Tab. 6 etwas unterproportional mit dem Pfahldurchmesser zunehmen. Der erste Ansatz von Melville & Colemann, welcher den alleinigen Effekt eines starken Wellengangs auf die Kolkbildung berücksichtigt, nimmt mit einem zunehmenden Durchmesser sogar stark ab. Die letzten beiden empirischen Formeln bilden die obere Bandbreite der Kurvenschar mit einer in diesem Parameterbereich linearen Abhängigkeit der Kolkentiefe zu dem Pfahldurchmesser ab.

Ohne eine Berücksichtigung des ersten Ansatzes von Melville und Colemann kann die durchschnittliche Abhängigkeit der Gleichgewichtskolkentiefe mit $S \sim D^{0,81}$ angenähert werden. Der Verlauf dieser Kurve ist in Abb. 36 als hell Magenta Farben eingetragen und ordnet sich zwischen dem linearen und den restlichen Kurven ein. Eine Betrachtung der mittleren Abhängigkeit hat den Vorteil, dass sich tendenziell die der empirischen Gleichungen zugrundeliegenden spezifischen Randbedingungen ausgleichen und damit diese Betrachtungsweise als am allgemeingültigsten angesehen werden kann.

Der Übertragungsfaktor $F_{\text{Geometrie}}$ ergibt sich somit zu:

$$F_{\text{Geometrie}} = \left(\frac{D_{\text{LNG Terminal WHV}}}{0,914} \right)^{0,81}$$

9.1.2 Kolkfläche

Die potenzielle Kolkfläche um ein Bauwerk wird aus praxisbezogenen Empfehlungen von Lattermann (2010¹⁷) hergeleitet, die auf systematischen Modellversuchen basieren. Grundsätzlich nähert sich eine Kolkstruktur asymptotisch der umgebenden Gewässersohle an, so dass eine Abgrenzung in erster Linie auch von dem Schwellwert zum Übergang in die umgebende Sohldynamik abhängt. Daher bildet ein Wert zur Geometrie eines Sicherungsbereichs um das Pfahlbauwerk eine handhabbare Grundlage. In Abb. 37 ist ein derartiger Sicherungsbereich für eine Pfahlstruktur aus den Empfehlungen von Lattermann (2010) bei nicht wechselnder Strömungsrichtung dargestellt.

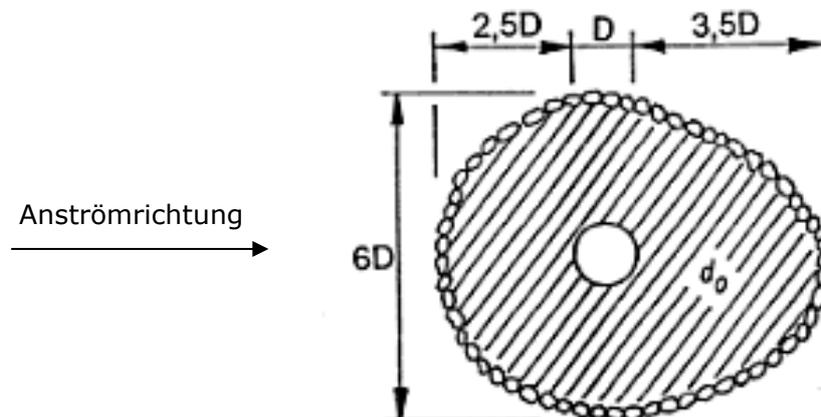


Abb. 37: Empfohlener Sicherungsbereich um ein Pfahlbauwerk bei nicht wechselnder Strömungsrichtung nach Lattermann (2010)

Aufgrund der tidebedingt wechselnden Strömungen im Planungsraum ist für das Planbauwerk davon auszugehen, dass sich für den Sicherungsbereich der Pfähle ein Wert zwischen den 2,5-fachen und 3,5-fachen des Pfahldurchmessers einstellen wird. Bei konservativer Betrachtung wird nachfolgend jedoch beidseitig in der Längsströmungsachse der 3,5-fache Pfahldurchmesser als Ausdehnung des Sicherungsbereichs angesetzt. Quer zur Hauptströmung beträgt der Sicherungsbereich rd. das 2,5-fache des Pfahldurchmessers, wie auf der Darstellung erkennbar.

¹⁷ Lattermann, E.: Wasserbau-Praxis (Mit Berechnungsbeispielen), Bauwerk-Verlag, 314 S., 2010

Bedingt durch die hohe Pfahldichte überlagern sich jedoch die Wirkflächen der Einzelpfähle. Eine geometrische Abschätzung der gemeinsamen Wirkfläche aus einer Überlagerung der Einzelflächen würde die Kolkfläche somit unterschätzen. Vor diesem Hintergrund wird die Gesamtwirkfläche aus der Anzahl der Pfähle und der zugeordneten Wirkfläche eines Einzelpfahls abgeschätzt. Damit wird eine Art Äquivalentfläche ermittelt, die über den Bereich der Einzelpfahlwirkfläche hinausgeht.

9.1.3 Fazit

Am geplanten LNG Terminal WHV sind Pfähle mit einem Durchmesser von 0,71 bis 2,10 m vorgesehen. Damit ergibt sich ein Übertragungsfaktor für die Pfahlgeometrie von 0,82 bis 1,96, so dass sich daraus die maximale Gleichgewichtskolkentiefe an den Pfahlgründungen des geplanten Terminals im Bauzustand ohne den Einfluss der FSRU gem. Tab. 7 abschätzen lässt.

Tab. 7: Maximale Gleichgewichtskolkentiefe für die verschiedene Einzelpfahldurchmesser im Bauzustand ohne den Effekt der FSRU

Pfahldurchmesser [m]	Übertragungsfaktor []	Max. Kolkentiefe [m]
0,71	0,82	4,7
1,22	1,25	7,1
2,20	1,96	11,1

Damit liegt die Abschätzung der Kolkentiefe auch im Zustand ohne FSRU auf Grundlage der vorliegenden Datenbasis und der gewählten Methodik einer Analogiebetrachtung für die Pfähle mit einem Durchmesser von 2,1 m oberhalb der Bemessungskolkentiefe von 10 m. Damit ist erkennbar, dass eine baubegleitende Kolksicherung für die betroffenen Pfähle einzuplanen ist.

Aus dem zuvor vorgestellten, empfohlenen Kolksicherungsbereich nach Lattermann (2010) können vereinfachend auch Hinweise auf den Wirkraum der Einzelpfähle abgeleitet werden. Die darauf basierende Einzelkolkfläche kann wie folgt angesetzt werden:

- Pfahldurchmesser: 0,71 m zug. Kolkfläche: 19 m²
- Pfahldurchmesser: 1,22 m zug. Kolkfläche: 54 m²
- Pfahldurchmesser: 2,10 m zug. Kolkfläche: 166 m²

Die aufsummierte Kolkfläche an der geplanten Umschlaganlage ergibt sich aus der Anzahl der verschiedenen Pfähle (siehe Tab. 5) und der zugehörigen Kolkfläche des Einzelpfahls. Damit wird die Kolkfläche zu rd. 12.000 m² abgeschätzt.

Der vorgestellte Ansatz bildet eine rechnerische Grundlage für die Abschätzung der Kolkflächen. Eine Verifikation der Ansätze kann über das ohnehin erforderliche Kolkiefenmonitoring vorgenommen werden. Neben der zu ermittelnden Kolkentiefe kann, bei Festlegung einer geeigneten Abgrenzungslogik zur Sohldynamik in der Bestandssituation, die planbauwerksinduzierte Kolkfläche entsprechend ermittelt werden. Dabei sind Flächen, für die eine Sohlsicherung durchgeführt wird, ebenfalls als Kolkfläche zu berücksichtigen

9.2 Abschätzung der Kolkiefen im Betriebszustand

Im Betriebszustand des LNG Terminals WHV ist die FSRU dauerhaft bzw. über längere Zeiträume an dem zu errichtenden Terminal vertäut. Durch die hydrodynamische Wirkung des Schiffsrumpfes werden die Anströmgeschwindigkeiten im Bereich der geplanten Pfahlgründungen beeinflusst. Innerhalb der hier vorgenommenen Analogiebetrachtung werden

die abweichenden Randbedingungen durch die FSRU-bedingte Zusatzbelastung in Form einer höheren Strömungsbelastung mit einem Übertragungsfaktor berücksichtigt.

Eine formelhafte Darstellung dieses Prinzips ist nachfolgend dargestellt.

$$\text{Kolk}_{\text{LNG Terminal WHV, Betriebszustand}} = \text{Kolk}_{\text{LNG Terminal WHV, Bauzustand}} \cdot F_{\text{Geschwindigkeit}}$$

Der Übertragungsfaktor für die Geschwindigkeit entsteht aus der Belastung, welche aus der Geschwindigkeitsänderung durch die lokale Umströmung der dauerhaft vertäute FSRU resultiert. Der Übertragungsfaktor $F_{\text{Geschwindigkeit}}$ wird auf die maximalen Kolk-tiefen im Bauzustand angewandt, um die maximale obere Grenze der finalen langfristigen Kolk-tiefen im Betriebszustand zu ermitteln.

Für die Herleitung des Übertragungsfaktors für die Geschwindigkeit wird im Folgenden der generelle Zusammenhang zwischen der Anströmgeschwindigkeit und der zu erwartenden Kolk-tiefe auf der Basis der Erkenntnisse aus dem Schrifttum betrachtet.

9.2.1 Zusammenhang zwischen Anströmgeschwindigkeit und Kolk-tiefe

Kolkbildung ist ein hochgradig turbulenter Prozess. Die Kolk-tiefe bildet einen Gleichgewichtszustand zwischen angreifenden Kräften und widerstehenden Umgebungsbedingungen ab. Welchen Einfluss die Anströmgeschwindigkeit auf die angreifenden Kräfte und damit auf den Gleichgewichtszustand in Form der Kolk-ausprägung hat, wird in diesem Abschnitt untersucht. In Abb. 38 ist hierzu schematisch die bezogene Kolk-tiefe d_s/B über das Verhältnis der angreifenden Strömungsgeschwindigkeit in Relation zur sog. kritischen Strömungsgeschwindigkeit (Schwellwert für den Bewegungsbeginn des Sohlmaterials an der Gewässersohle) dargestellt. B stellt dabei die Pfahlbreite und d_s die Kolk-tiefe dar.

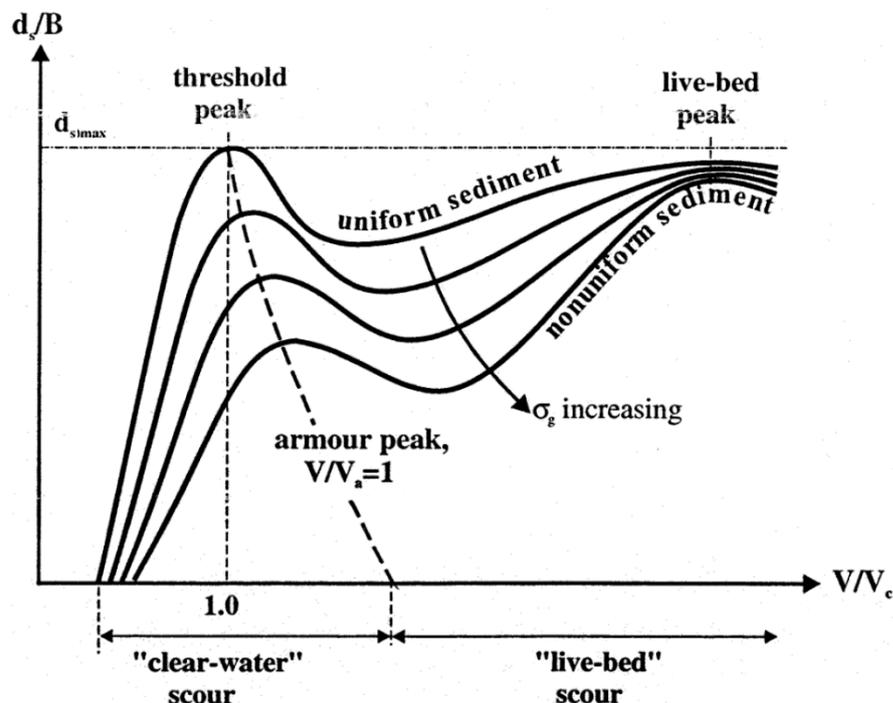


Abb. 38: Kolkentwicklung in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen nach Melville (2008)¹⁸

Zunächst ist zwischen einem Reinwasserkolk („clear-water“ scour) und einer Kolkbildung bei beweglicher Sohle („live-bed“ scour) zu unterscheiden.

¹⁸ Melville B. (2008): The physics of local scour at bridge piers, Fourth International Conference on Scour and Erosion, University of Auckland

Ein erstes Kolkiefenmaximum wird im Bereich des Reinwasserkolks dann erreicht, wenn die umgebende Gewässersohle gerade noch immobil ist und nur der Einbau (Pfahl) durch seine hydrodynamische Störwirkung eine Mobilisierung von Sediment ermöglicht. Der Kolk ist also dadurch gekennzeichnet, dass eine lokale Ausräumung möglich wird, ohne dass Material nachgeführt werden kann.

Mit Überschreiten der kritischen Strömungsgeschwindigkeit setzt Bewegung in der umgebenden Sohle (ohne dass es einer Störstelle wie einem Pfahl bedarf) ein. Diese Materialbewegung führt dem Kolk Sedimente zu, so dass zunächst eine effektive Verfüllung (backfilling) einsetzt, die den Erosionseffekt aus der weiteren Geschwindigkeitszunahme überkompensiert. Dadurch wird die Kolktiefe zunächst wieder geringer.

Erst bei weiterer Steigerung der Strömungsgeschwindigkeit kehrt sich die Entwicklung um und der Geschwindigkeitseffekt überwiegt wieder gegenüber dem Transporteffekt, so dass die Kolktiefe wieder zunimmt und in der Folge ein zweites Maximum erreicht.

Da durch die Umströmung der FSRU die Geschwindigkeit lokal erhöht wird, werden keine größeren Sedimentmengen auf dem Fließweg vor den Pfahlgründungen mobilisiert, so dass der abschwächende Effekt des backfillings bei der Abschätzung der maximalen Kolktiefe nicht angesetzt werden kann.

Die Kurvenschar in der Abb. 38 deutet die unterschiedlichen Materialeigenschaften an. Die Kurve mit der größten Kolktiefe kann einem feinkörnigen, nicht-bindigen Boden zugeordnet werden. Die unterste Kurve stellt ein weitgestuftes, z.T. grobkörniges Material mit hohem Widerstand gegen den Strömungsangriff dar.

Für die praktische Anwendung dieser Zusammenhänge auf den Planungsbereich können folgende Aussagen getroffen werden:

- Im Planungsbereich tritt Kolkbildung bei beweglicher Sohle auf
- Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass die Kolktiefe mit zunehmendem Strömungsangriff anwächst; die Kolktiefe kann daher aus dem Geschwindigkeitszuwachs abgeleitet werden
- Die kritische Strömungsgeschwindigkeit v_c wird rasch nach Stromkenterung sowohl im Flut- als auch im Ebbestrom überschritten

Zahlreiche Autoren haben sich mit der Ermittlung von Kolkiefen beschäftigt. Gemäß Kapitel 4.3 sind die Kolkiefen nach den hier verwendeten Ansätzen mit größeren Unsicherheiten behaftet und unterschätzen tendenziell die Kolktiefe am Bestandsbauwerk. Dennoch ist davon auszugehen, dass die beobachteten relativen Zusammenhänge zwischen Fließgeschwindigkeit und Kolktiefe in den Formeln von Tab. 8 in sich konsistent sind und sich somit eine Aussage über die Bandbreite des Einflusses der Geschwindigkeit auf die Kolktiefe treffen lässt. Hierzu sind in Tab. 8 einige empirischen Formeln dargestellt, welche durch eine Abhängigkeit der Kolktiefe von der Strömungsgeschwindigkeit gekennzeichnet sind. In der rechten Spalte sind zusätzlich die daraus ableitbaren Abhängigkeiten der Kolktiefe S zur Strömungsgeschwindigkeit ausgewiesen.

Tab. 8: Ansätze zur Abschätzung der Kolktiefe aus Richwien und Lesny (2004)¹⁹

Autor	Formel	$S=f(U_c)$
Shen II (1969)	$\frac{S}{D} = 3,4 \cdot \left(\frac{U_c}{\sqrt{g \cdot D}} \right)^{0,66}$	$S \sim U_c^{0,66}$
Melville & Colemann Nr.1 (2000)	$\frac{S}{D} = 2 \cdot [1 - e^{-0,03 \cdot (Kc-6)}]$	$S \sim 1 - e^{-U_c}$
Melville & Colemann Nr.2 (2000)	$S = K_{h,D} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_S \cdot K_\theta \cdot K_t$	$S \sim U_c \cdot e^{-1/U_c}$ für $U_c < U_{cr}$ $S \sim e^{-1/U_c}$ für $U_c \geq U_{cr}$

¹⁹ Richwien, Lesny (2004): Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen?, BAW-Workshop Boden- und Sohlstabilität

In Abb. 39 ist dazu die relative Kolkentiefe in Abhängigkeit der Geschwindigkeitsänderung durch die Umströmung der FSRU abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die ersten beiden Ansätze aus Tab. 8 etwas unterproportional mit der Fließgeschwindigkeit zunehmen. Der dritte Ansatz verbleibt nahezu konstant und zeigt in diesem Anwendungsbereich bei beweglicher Sohle praktisch keine Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit mehr.

Nach Ungruh und Zielke (2004)¹⁶ steigt die Gleichgewichtskolkentiefe mit zunehmender Schubspannung linear an, bis die kritische Schubspannung erreicht wird. Diese Beschreibung gilt damit direkt für den Reinwasserkolkbereich. Eine Anwendung dieses Ansatzes über die kritische Schubspannung hinaus liegt daher unter den vorhandenen Bedingungen in jedem Fall auf der sicheren Seite.

Nach Newton ist die Schubspannung dem Staudruck und somit dem Quadrat der Geschwindigkeit proportional. Damit ergibt sich nach diesem Ansatz eine quadratische Abhängigkeit der Kolkentiefe zur Strömungsgeschwindigkeit. Der quadratische Betrachtungsansatz ist aus zweierlei Sichtweisen einem oberen Grenzwert zuzuordnen.

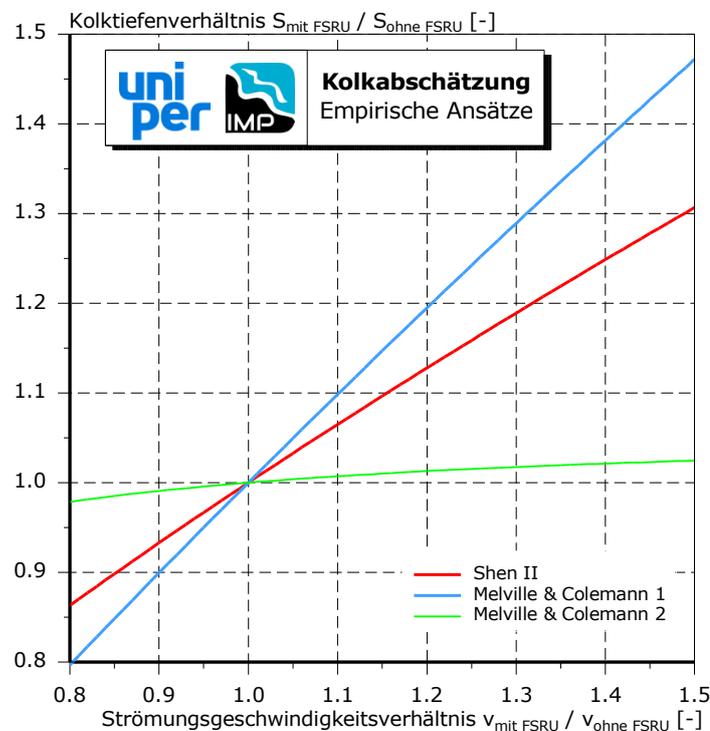


Abb. 39: Einfluss der Strömungsgeschwindigkeitsänderung durch die FSRU auf die Kolkentiefe nach ausgewählten empirischen Ansätzen

Zum einen steigen die angreifenden Kräfte wie Scherkraft und Lift-Kraft einer stationären Strömung mit nicht mehr als dem Quadrat der Geschwindigkeit an. Zum anderen ist die Belastung durch die entstehenden turbulenten, kohärenten Wirbelsysteme bei vergleichbaren äußeren Randbedingungen proportional zum Energiegehalt der Strömung, welche ebenfalls quadratisch von der Geschwindigkeit abhängt. So zerfallen turbulente Wirbelstrukturen entlang einer sog. Wirbelkaskade in immer kleinere Wirbel und geben dabei ihre Energie aus der Strömung weiter. Am Ende dieses Prozesses wird die kinetische Energie auf einer sehr kleinen Skala durch die Viskosität des Wassers in Wärmeenergie dissipiert.

Damit bildet folgende Beziehung die weitere Basis für eine Abschätzung des Übertragungsfaktors, welche eine verstärkte Kolkbildung durch eine größere Strömungsbelastung infolge der lokalen Umströmung der FSRU abbilden.



Quadratischer Ansatz

$$F_{\text{Geschwindigkeit}} = \left(1 + \frac{V_{\text{mit FSRU}} - V_{\text{ohne FSRU}}}{V_{\text{ohne FSRU}}} \right)^2$$

Für die zugrunde zu legende Strömungsgeschwindigkeit bei der Kolkbemessung wird der Mittelwert über die Lotrechte gewählt. Dieser Kennwert ist üblich für eine Beurteilung der Strömungswirkung auf eine Pfahlstruktur. Zudem liegt dieser Wert auch den meisten empirischen Ansätzen zugrunde, da er - im Gegensatz zu sohn nahen Werten, die aufgrund des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils sehr sensitiv auf den Abstand zur Gewässersohle reagieren - eine stabile Basis bildet. Weiterhin legt Abb. 35 nahe, dass das entstehende Wirbelsystem nicht nur von der sohn nahen Strömung beeinflusst wird sondern sich ein kohärenter Wirkzusammenhang im gesamten Strömungsfeld um den Pfahl einstellt.

9.2.2 Abschätzung der Belastung durch die Umströmung der FSRU

Der hydrodynamische Effekt einer dauerhaft vertäuten Schiffseinheit auf die Strömung wurde mithilfe eines numerischen lokalen 3D-Modelles für eine vorherige Planungsvariante des LNG Terminals als Inselanleger simuliert²⁰. Das Ziel der Modellierung war es, die veränderte Strömungscharakteristik und Ausprägung durch die Umströmung der FSRU in Bezug auf den Bestandszustand zu ermitteln. Der stationär zu simulierende Zeitpunkt wurde auf die größte auftretende Ebbestromgeschwindigkeit festgelegt.

Da der Heckbereich im Vergleich zum Bug einen größeren Formwiderstand für die Strömung darstellt, wird mit der maximalen Ebbestromgeschwindigkeit die größte Umlenkwirkung, und damit die stärkste kolkbildende Wirkung abgedeckt.

Auf der sicheren Seite liegend werden die bei Ebbestrom ermittelten Ergebnisse spiegelbildlich auch für die Flutstromrichtung angewendet. Hierbei wird ebenso die günstigere Anströmung des Bugbereiches der FSRU gegenüber dem modellierten Szenario einer Heckströmung vernachlässigt. Die für die Abschätzung der Kolkentiefe maßgebende Strömungszunahme ergibt sich nun aus der maximalen Änderung im Flut- bzw. Ebbestrom.

Ein Ergebnis dieser Modellierung ist in Abb. 40 als maximalen Geschwindigkeitsänderung für den Flut- und Ebbestrom an den Positionen der Pfähle für die vorherige Planungsvariante als Inselanleger dargestellt. In erster Näherung sind die Ergebnisse aber auch auf die neue Geometrie übertragbar.

Zunächst ist zu erkennen, dass die Geschwindigkeitsänderungen im Nahbereich der FSRU die höchsten Werte aufweisen und mit zunehmendem Abstand geringer werden. An der ersten Pfahlreihe nahe des Schiffsrumpfes steigen die Geschwindigkeiten um etwa 25 % an. Im Bereich der zweiten Pfahlreihe beträgt die Zunahme nur noch ca. 15 bis 20 %. An der landwärtigen, mittleren Pfahlgruppe, welche die Umschlagsplattform stützt, treten Geschwindigkeitszunahmen von 10 – 15 % auf. Für die Pfahlgruppierungen im Heck- und Bugbereich der FSRU werden schwächere Geschwindigkeitszunahmen beobachtet, welche sich auf 0 bis 10 % beziffern lassen. Teilweise auftretende Geschwindigkeitsabnahmen werden für diese Fragestellung, auf der sicheren Seite liegend, nicht berücksichtigt.

²⁰ DHI: Berechnung von Strömungen am bestehenden und geplanten LNG Terminal in Wilhelmshaven zur Bewertung der Kolkanfälligkeit - 3D Strömungs- und CFD Modellierung (November 2020)

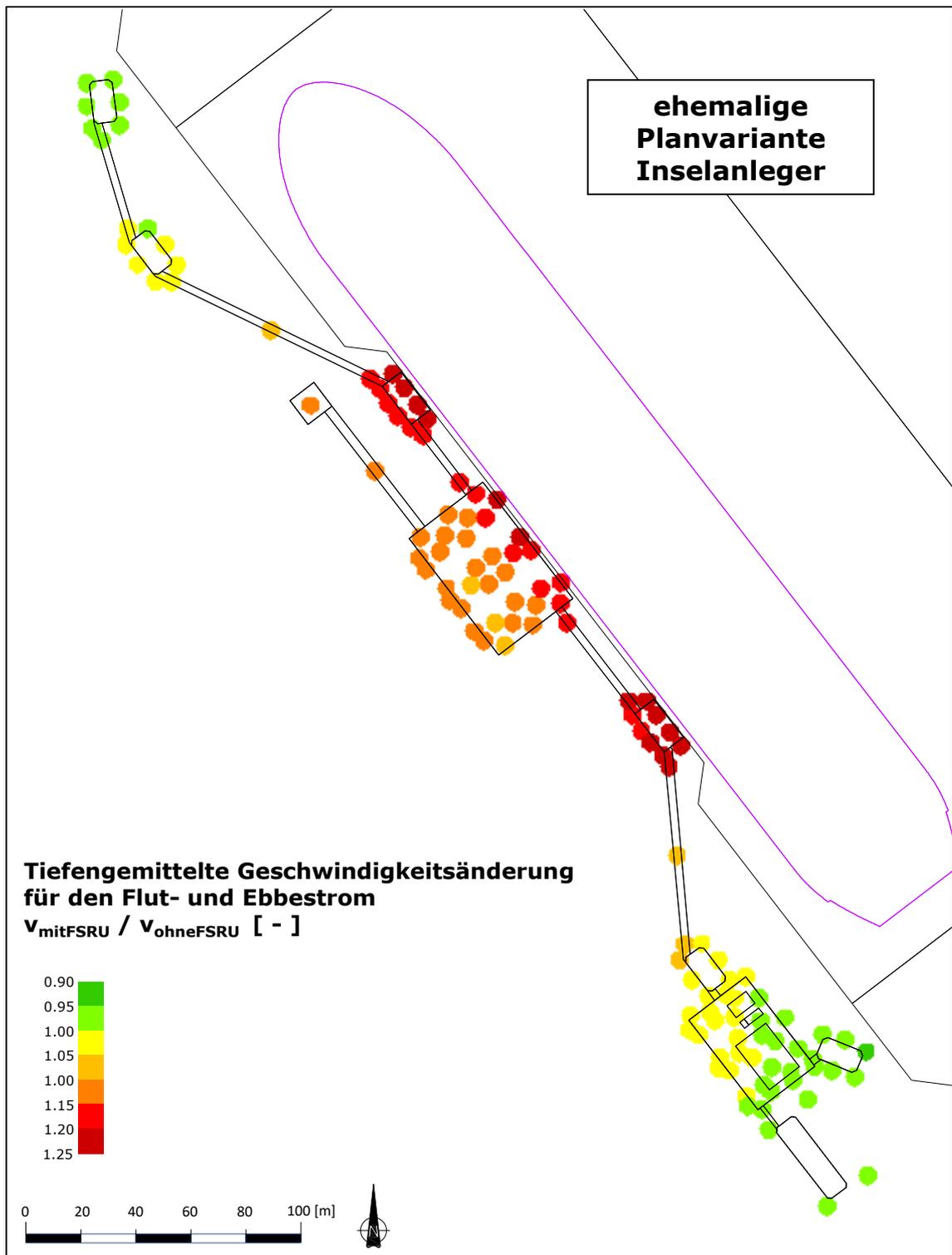


Abb. 40: Maximale tiefengemittelte Geschwindigkeitsänderung als Verhältnis der Geschwindigkeiten in einem Szenario mit und ohne FSRU für den Flut- und Ebbestrom an den Positionen der Pfähle für eine vorherige Planungsvariante des LNG Terminals als Inselanleger



9.2.3 Fazit

Als erster Anhaltspunkt unter Vernachlässigung der abweichenden Randbedingungen zwischen den vormaligen und aktuellen Planungen zum LNG Terminal WHV kann die tiefen-gemittelte Geschwindigkeitsänderung für den Flut- und Ebbestrom auf einen Faktor bis etwa 1,25 abgeschätzt werden. Damit ergibt sich ein Geschwindigkeits-Übertragungsfaktor ($F_{\text{Geschwindigkeit}} = 1,25^2$) von 1,56. Auf Basis dieses Anhaltswertes erhöht sich die maximal abgeschätzte Kolkentiefe im Bauzustand ohne FSRU für den jeweiligen Pfahldurchmesser auf folgende maximale Gleichgewichtskolk-tiefen im Zustand mit dauerhaft vertäuter FSRU:

- | | |
|----------------------------|-------------------------|
| - Pfahldurchmesser: 0,71 m | max. Kolk-tiefe: 7,2 m |
| - Pfahldurchmesser: 1,22 m | max. Kolk-tiefe: 11,2 m |
| - Pfahldurchmesser: 2,10 m | max. Kolk-tiefe: 17,4 m |

Die Kolkfläche des Einzelpfahls verbleibt weiterhin bei den in Abschn. 9.1.3 abgeschätzten Werten.

Damit liegt diese Abschätzung der Kolk-tiefe im Betriebszustand mit FSRU auf Grundlage der vorliegenden Datenbasis und der gewählten Methodik einer Analogiebetrachtung für die Pfähle mit einem Durchmesser von 1,22 und 2,1 m oberhalb von 10 m, der den Bemessungswert für das aktuelle Planbauwerk widerspiegelt. Die hohen Werte ergeben sich aus der doppelten Extrapolation der Kolkentwicklung am Bestandsbauwerk und sind sehr auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt. Gleichwohl ergibt sich kein Ansatz, der die Kolk-tiefe sicher auf unter 10 m begrenzen kann.

Auch bei Anpassung der Randbedingungen auf die aktuelle Planung wird davon auszugehen sein, dass o.g. Bemessungsansatz zumindest im FSRU-nahen Bereich überschritten wird. Es wird daher empfohlen eine baubegleitende Kolksicherung für die Pfähle einzuplanen.



10 Plan-Zustand: Erosionsentwicklung unterhalb der FSRU

Neben der Kolkentwickung an den geplanten Bauwerken ist auch die Tiefenentwicklung im Liegewannenbereich unterhalb der FSRU von Interesse, insbesondere für Fragestellungen zum Betrieb und Unterhalt des Liegeplatzes.

Ausgehend von dem Gedankenmodell eines reibungsfreien, sehr breiten, 12,0 m tiefgehenden Schiffes ergibt sich eine flächenhafte Erosion unter dem Schiffskörper, die dem Tiefgang des Schiffes entspricht, um die hydrodynamischen Verhältnisse wieder herzustellen. Mit abnehmender Schiffsbreite gewinnen die Übergänge (Anfang und Ende der Schiffsbreite) für die Erosionsentwicklung an Bedeutung und es entsteht eine Struktur mit Übergängen zwischen der unbeeinflussten Sohle und der erodierten Sohle unter dem Schiff. Die maximale Erosionstiefe wird sich aber, bei ansonsten gleichbleibenden Umgebungsbedingungen, nicht vergrößern, da es zu keiner weiteren Aufkonzentration der Strömungsenergie in der Schiffsbreitenmitte kommt und die Wirkung der seitwärts um den Schiffskörper umgelenkten Strömung das Energiepotential zu den Seiten hin abnehmen lässt.

Bei dieser Betrachtung kann weiterhin noch die gesamt-morphologische Entwicklung berücksichtigt werden. Die zuvor getroffene Annahme gilt für einen Bereich, der in einem langfristigen morphologischen Gleichgewicht ist. Entsprechende Sedimentationstrends würden auf übergroße Querschnitte hinweisen, so dass in der Reaktion die Querschnittseignung durch das Schiff nicht voll ausgeglichen werden muss. Im Ergebnis bedeutet dieses, dass die volle Einschnürung aus dem Tiefgang nicht als Erosionswirkung anzusetzen wäre. Entsprechend umgekehrt gilt dieses für Gebiete mit Erosionstrend.

Die Ergebnisse aus Abschn. 3 weisen den Planungsraum der Liegewanne als morphologisch erosiver Bereich aus. Aus dieser Perspektive ergeben sich somit ggf. noch Zuschläge zur Erosionstiefe nach o.g. Gedankenmodell.

Da die verfügbaren Bodeninformationen auf keine tieferliegenden erosionsfesteren Schichten hinweisen, wird im Rahmen der Abschätzung keine positive Wirkung angesetzt.

Die Erosionsstruktur unter der FSRU wird ein Abbild der Schiffsgometrie darstellen. In den zentralen Bereichen unterhalb des Schiffes stellt sich die maximale Erosionstiefe ein. Zu den Seiten ergibt sich ein Übergangsbereich bis zur unbeeinflussten Gewässersohle. Entsprechend den numerischen Modellergebnissen aus den Strömungswirkungen der FSRU erstreckt sich der Übergangsbereich auf 2 bis 3 Schiffsbreiten zu jeder Seite, jedoch mit stark überlinearer Abnahme nach außen. In Längsrichtung des Schiffes werden sich aufgrund der geringeren Schiffsquerschnitte im Bug- und Heckbereich Übergangsbereiche ergeben. Während die Einströmbereiche als Übergangsbereich zur maximalen Erosionstiefe zunächst unkritisch zu sehen sind, ergeben sich Strömungsreduktionen im Ausstrombereich am Ende des Fließweges unter der FSRU. Diese Strömungsreduktionen gehen aber auch mit einer reduzierten Transportkapazität des Wasserkörpers einher, so dass in der Folge mit Sedimentationen zu rechnen ist. Durch den Richtungswechsel von Flut- und Ebbestrom ergeben sich damit im Bug- und Heckbereich potentielle Sedimentationszonen, so diese nicht durch die jeweiligen Einstromverhältnisse aus der anderen Tidephase geräumt werden können. Zumeist ist jedoch aus wasserbaulicher Erfahrung mit entsprechenden Sedimentationen zu rechnen. Die Mengen sind zumeist vergleichsweise gering, jedoch für die Einhaltung der Kielfreiheit von Bedeutung.

Die Einhaltung der Kielfreiheit wäre daher durch ein geeignetes Überwachungskonzept (Peilungen) sicherzustellen.

11 Plan-Zustand: Herstellung und Unterhaltung der Liegewanne und des Zufahrtsbereiches

Die vom Vorhaben beanspruchte Fläche setzt sich, neben der unmittelbaren Bauwerksfläche, aus der Liegewanne und dem Zufahrtsbereich zusammen.

Insgesamt beträgt die herzustellende bzw. zu unterhaltende Gesamtfläche aus Zufahrt und Liegewanne rd. 980.600 m².

11.1 Vorgesehener Initialbaggerumfang

Ausgehend von der o.g. Gesamtfläche weicht die im Rahmen der Initialbaggerung zu bearbeitende Fläche deutlich von dieser Fläche ab, da die vorhandene Tiefe in weiten Bereichen schon unterhalb des Zielhorizontes liegt. Für die Abschätzung des Initialbaggerumfangs liefert die Peilung im April 2022 die Basis. Der Baggerumfang bezieht sich auf das Volumen nach Peilaufmaß gegen das Sollmodell. Lediglich eine 1:8 geneigte Ausgleichsböschung am Rand des Unterhaltungsbereiches wurde bei der Volumenbilanz ebenfalls berücksichtigt.

In Abb. 41 ist hierzu die örtliche Verteilung der abzutragenden Höhen dargestellt, woraus sich eine Fläche von 414.500 m² ergibt. Damit fallen nur in 42 % der Unterhaltungsfläche Initialbaggerungen an. Die Ermittlung des Abtragsvolumens erfolgt aus den positiven Höhendifferenzen der aktuellen Sohllage zur geplanten Sollsohllage und liefert ein Volumen von rd. 418.900 m³ im Zufahrtsbereich und rd. 600 m³ im Bereich der Liegewanne. Neben wesentlichen geometrischen Kennwerten zur Initialbaggerung sind in Abb. 41 auch Informationen zum generellen morphologischen Trend der Initialbaggerfläche dokumentiert.

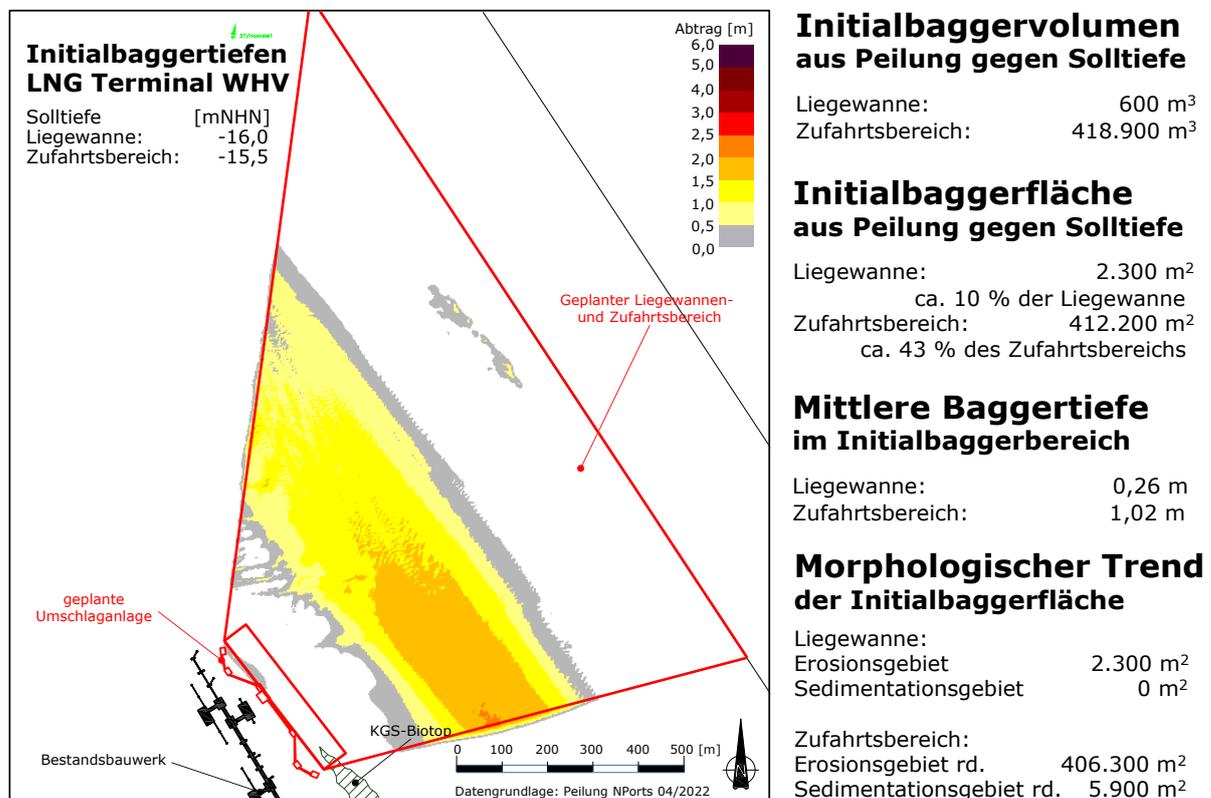


Abb. 41: Umfang der Initialbaggerung zur Herstellung des Zufahrtsbereiches und der Liegewanne zum geplanten Vorhaben in Wilhelmshaven (Grundlage: Peilung April 2022)



Im Bereich der Liegewanne sind nur geringfügige Minderflächen erkennbar. Kennzeichnend für die lokalen Geländebeziehungen im Zufahrtsbereich ist ein zur Fahrrinne paralleler und von Nordwest nach Südost leicht ansteigender Sandrücken, dessen geringere Wassertiefe für die größten Baggertiefen von bis zu 2,1 m sorgt.

Die mittlere Baggertiefe im gesamten Initialbaggerbereich erreicht einen Wert von etwa 1,0 m.

Die vergleichsweise geringe Bandbreite der Baggertiefen im Maßnahmenbereich weist auf eher schwache morphodynamische Eingriffe hin.

Die vorgesehenen Initialbaggerarbeiten für die Zufahrt und die Liegewanne liegen weitestgehend in einem erosiven Gewässerabschnitt mit langjährigen Erosionsraten von bis zu 0,2 m/Jahr.

Da die Maßnahme selbst keinen entsprechenden Bedarf für die Sedimente hat, wird davon ausgegangen, dass die Sedimente innerhalb des Reviers umgelagert werden müssen. Hierfür stehen in erster Linie Klappstellen der Bundeswasserstraßenverwaltung (Bewirtschaftung durch das WSA Weser-Jade-Nordsee) zur Verfügung.

Für die Abschätzung der unterzubringenden Initialbaggermengen ist noch ein Zuschlag aus Baggertoleranz und Vorhaltemaß zu berücksichtigen und das Volumen auf Laderaumaufmaß (LRA) umzurechnen.

Bei Ansatz eines Wertes von 0,5 m für Baggertoleranz und Vorhalt ergibt sich auf der Initialbaggerfläche von 414.500 m² ein zusätzliches Baggervolumen von rechnerisch 207.250 m³. Eine Vergrößerung der Baggerfläche durch die tiefere Lage des Baggerhorizontes wird hierbei nicht berücksichtigt, d.h. planmäßige Überbaggerungen werden nur in den Mindertiefenbereichen gegen Solltiefe angesetzt.

Unter Berücksichtigung des erfahrungsgestützten, revierüblichen Umrechnungsfaktors von 1,4 von Peilvolumen auf Laderaumvolumen lässt sich die Menge des auf Klappstellen unterzubringenden Initialbaggergutes zu rd. 880.000 m³ (LRA) abschätzen.

11.2 Abschätzung der Unterhaltungsmengen

Um den Betrieb des LNG Terminals WHV zu sichern, müssen die definierten nautischen Tiefen im Zufahrts- und Liegewannenbereich gewährleistet werden. Der generell weit überwiegend erosive Trend des Initialbaggerbereichs im Ist-Zustand lässt nur geringen Unterhaltungsaufwand erwarten.

Gleichwohl sind an dieser Stelle verschiedene hydromorphologische Effekte bei der Einschätzung des Unterhaltungsaufwandes zu berücksichtigen. Diese Effekte sind in Abb. 42 zusammengestellt.

Folgende Faktoren müssen bei der Abschätzung des Unterhaltungsaufwandes berücksichtigt werden:

- Sedimentationszonen im Initialbaggerbereich
- Transportkörperzone
- Sedimentationszone aus dem Betrieb der FSRU
- Entwicklung des aktuellen morphologischen Trends im Unterhaltungsbereich

Die Sedimentationszonen im Initialbaggerbereich ergeben sich unmittelbar aus dem morphologischen Trend und wurden bereits mehrfach dokumentiert und beschrieben. Die Fläche der aktuellen Sedimentationszone beträgt weniger als 1 % der gesamten Unterhaltungsfläche und ist damit sehr gering. Bei Fortschreibung der bisherigen Sedimentationsraten würde der jährliche Eintrag unterhalb von 1.000 m³ (LRA) bleiben.

Bei Berücksichtigung des zuvor beschriebenen Vorhaltemaßes von 0,5 m wäre das Erfordernis einer erneuten Baggerung in diesen Bereichen auf absehbare Zeit unwahrscheinlich. Zudem bieten die Bereiche auch gute Randbedingungen für den Einsatz des Wasserinjektionsverfahrens.

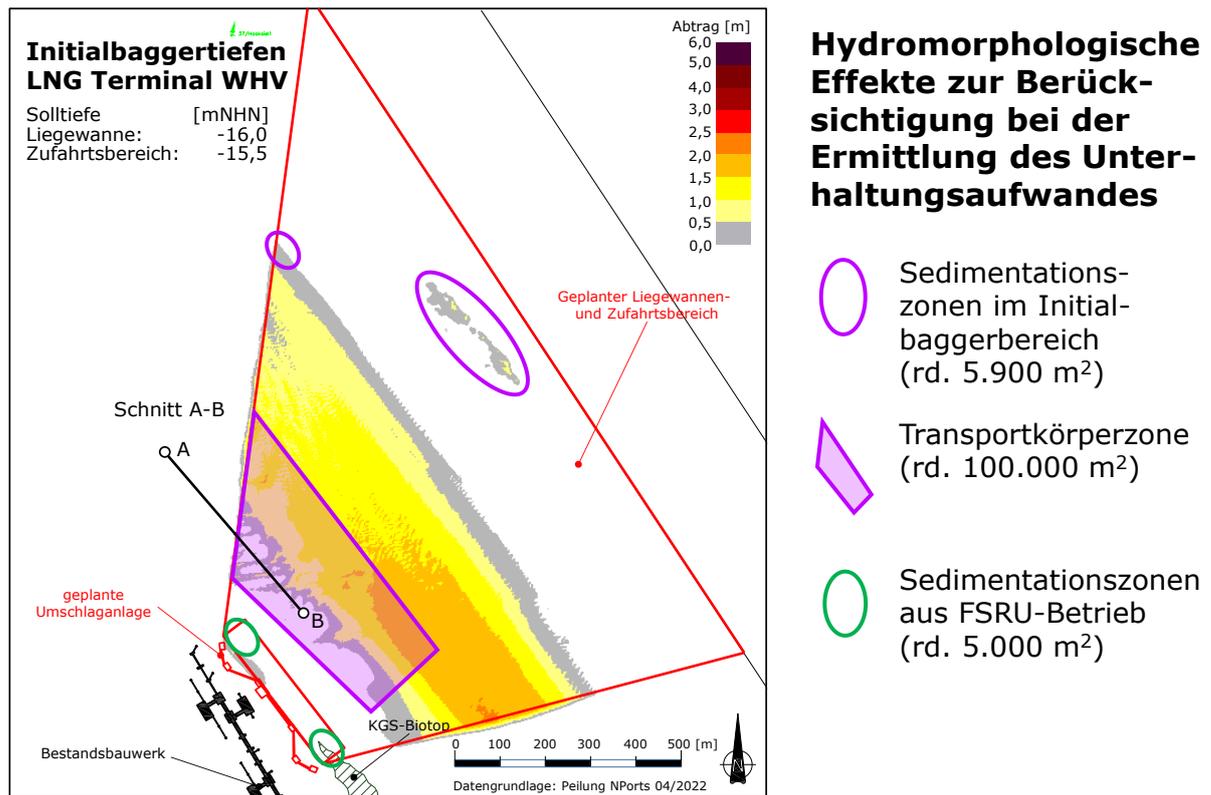


Abb. 42: Hydromorphologische Effekte zur Berücksichtigung bei der Ermittlung des Unterhaltungsaufwandes für das geplante LNG Terminal WHV

Relevant für die Unterhaltungsfragestellung ist die Transportkörperzone, die hier zu knapp 10 % der Unterhaltungsfläche abgeschätzt wurde. In dieser Zone bilden sich regelmäßig Transportkörper die eine Höhe von bis zu 2 m erreichen können, wie eine exemplarische Schnittdarstellung mit den Peilungen von 2020 und 2022 in Abb. 43 ausweist. Die darin eingetragenen Soll- und Vorhaltetiefen sollen nur indikativ die Transportkörperstrukturen einordnen. Der erste Teil der Strukturen liegt außerhalb des vorgesehenen Unterhaltungsbereiches.

Bei der initialen Baggerung werden die Kuppen der Transportkörper entfernt. Jedoch werden sich die Transportkörper in der Folge regenerieren und neue Kuppen bilden. Unter Berücksichtigung des angesetzten Vorhaltemaßes bei der Initialbaggerung von 0,5 m unter Solltiefe werden die Strukturen jedoch zunächst weitgehend unterhalb der Sollsohle verbleiben.

Trotzdem sind generell regelmäßige Unterhaltungsarbeiten zur Behebung von Mindertiefen zu erwarten. Diese können aus einer Kombination von Wasserinjektionsarbeiten und Baggerungen bestehen. Die günstigsten Tidestrombedingungen bei Einsatz des Wasserinjektionsverfahrens ergeben sich durch eine Unterstützung der Zugrichtung der Transportkörper. Diese sind derzeit jedoch nicht bekannt, können aber im Rahmen begleitender Beweissicherungspeilungen problemlos in den nächsten Monaten bestimmt werden. Diese Ergebnisse bilden dann eine wesentliche Grundlage für ein wirtschaftliches Unterhaltungskonzept in der Transportkörperzone. Dennoch sollte in diesem Abschnitt ein jährliches Bagervolumen von 10.000 bis 20.000 m³ berücksichtigt werden.

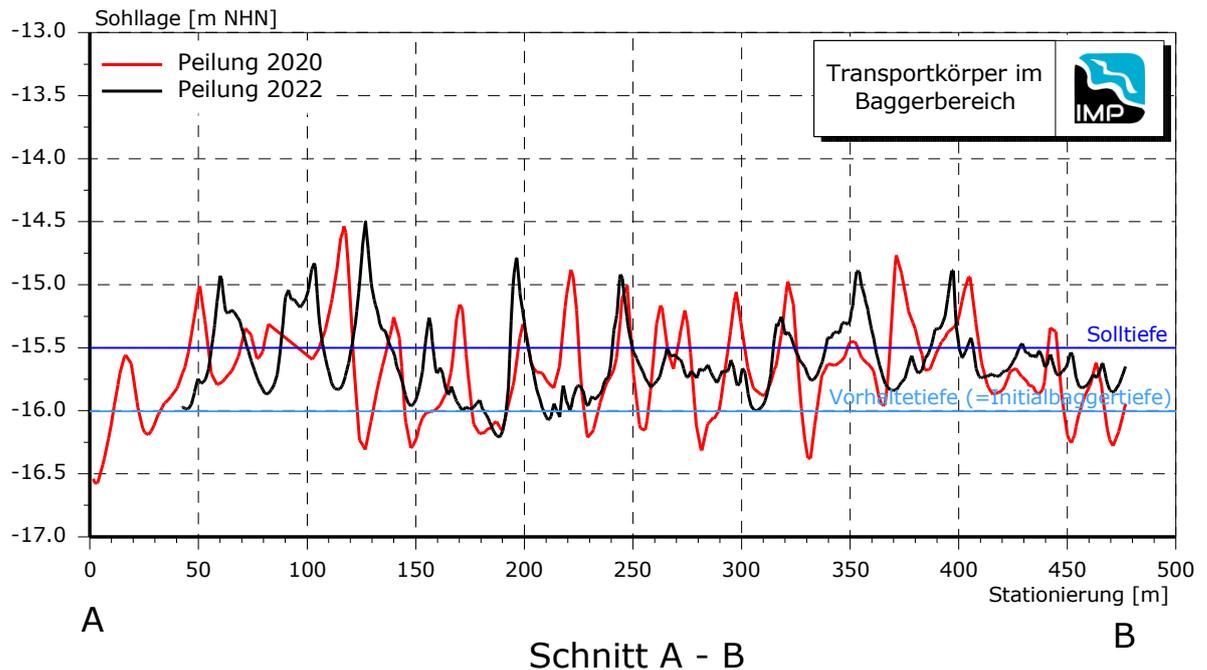


Abb. 43: Schnittdarstellung zur Visualisierung der vorhandenen Transportkörpersysteme im Unterhaltungsbereich des geplanten LNG Terminals WHV (Lage des Schnittes gem. Abb. 42)

Die Sedimentationszonen aus dem FSRU-Betrieb ergeben sich durch die hydrodynamische Unstetigkeit im Abstrombereich der FSRU. In diesen Schattenbereichen ist mit Sedimentationen zu rechnen. Die Wirkungsintensität bildet sich aus einem komplexen Zusammenhang von Wasserstand (Tideverhältnisse), Strömungsgeschwindigkeit und -richtung, Sedimenteigenschaften sowie der Querschnittseinengung durch die FSRU ab. Eine quantitativ belastbare Prognose wäre auch auf Basis aufwändiger Modelluntersuchungen mit Unsicherheiten behaftet. Konzeptionell werden daher hier regelmäßige Peilungen und bedarfsorientierte Baggerungen empfohlen. Da sich die betroffene Fläche gut eingrenzen lässt (rd. 5.000 m², gleichverteilt auf den Bug- und Heckbereich der FSRU; vgl. Abb. 42) und weiterhin eine nennenswerte Räumkraft vorhanden sein wird, wird das Unterhaltungsvolumen zunächst auf rd. 10.000 m³/Jahr (LRA) abgeschätzt.

Der Initialbaggerbereich liegt fast vollständig innerhalb eines langjährigen Erosionsgebietes. Die geplante, nur geringe und sehr flächenhafte Entnahme des Sedimentes lässt erwarten, dass die bestehende Erosionstendenz bestehen bleibt und höchstens geschwächt wird. Eine generelle Umkehr in Richtung flächenhafter Sedimentation ist nicht zu erwarten. In den Rand- und Übergangsbereichen können sich aber z.B. die bestehenden Sedimentationszonen vergrößern.

Vor diesem Gesamthintergrund sollte zunächst von einem Unterhaltungsaufwand von rd. 30.000 m³/Jahr aus den drei hydromorphologischen Sedimentationseffekten ausgegangen werden. Inwieweit sich günstigere oder ungünstigere Verhältnisse einstellen, sollte durch eine geeignete Beweissicherung, bestehend aus zeitnahen Vor-/Nachpeilungen zu Unterhaltungsarbeiten und zugehöriger Dokumentation der Geräte und Einsätze, verifiziert werden.

Für das gesamte Baggergut ist eine Umlagerung innerhalb des Jadereviere auf Klappstellen des WSA Weser-Jade-Nordsee vorgesehen.



11.3 Unterhaltungsstrategie

Ausgehend von den zuvor beschriebenen Erwartungen ist eine bedarfsorientierte Unterhaltungsstrategie umzusetzen. Eine derartige Strategie setzt hinreichende Kenntnisse über die morphologischen Entwicklungen im Unterhaltungsgebiet voraus. Hierzu werden auch künftig entsprechende Peilungen benötigt. Mit Zunahme des Kenntnisstandes über die Entwicklungen kann die Unterhaltungsstrategie dann fortentwickelt werden.

Sowohl die Unterhaltungsarbeiten in den ausgewiesenen Sedimentationsbereichen als auch in der Transportkörperzone können vorrangig als Wasserinjektionsarbeiten ausgeführt werden.

Erst mit zunehmender Regenerierung der Transportkörper könnten Baggerarbeiten effektiver und wirtschaftlicher sein, um Mindertiefen im Zufahrtsbereich zu vermeiden. Unter Berücksichtigung des Vorhaltemaßes wird in diesem Bereich derzeit eher von maximal 1 bis 2 Baggerkampagnen pro Jahr ausgegangen.

In den Sedimentationsbereichen der FSRU sollte von schnellen und kompakten Baggerkampagnen ausgegangen werden, um die Unterbrechungen im Umschlagbetrieb so klein wie möglich zu halten. Zur Häufigkeit der Baggerkampagnen können keine belastbaren Aussagen getroffen werden. Von wiederkehrenden Baggerarbeiten innerhalb eines Jahres ist auszugehen.

Eine Überwachung der Entwicklungen durch Peilungen ist in diesen Bereichen zumindest indikativ möglich, ohne die FSRU zu verlegen. Insbesondere bei Springtidehochwasserbedingungen sind Fächerecholote in der Lage wesentliche Bereiche der Gewässersohle unter den Bug- und Heckbereichen der FSRU zu erfassen, um eine Basis für die Abschätzung des Baggerbedarfs zu liefern.

Insgesamt ergibt sich eine günstige wirtschaftliche und ökologische Perspektive für die Unterhaltung des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne. Der potentiell geringe Unterhaltungsbedarf ist mit der Situation am Bestandsbauwerk Voslapper Groden vergleichbar und würde das LNG Terminal WHV in die Gruppe der wenig unterhaltungsaufwendigen Anlagen im Jaderevier einordnen.

12 Plan-Zustand: Hydromorphologische Wirkraumabgrenzung des Vorhabens

12.1 Hydrodynamische Wirkraumabgrenzung

Im Folgenden werden verschiedene hydrodynamische Wirkraumabgrenzungen für den Bau des LNG Terminals abgeleitet bzw. abgeschätzt. Physikalisch begründbar ergibt sich in folgender Reihenfolge eine Zunahme des Wirkraums, an der auch die Struktur dieses Abschnittes angelehnt ist:

- Wasserstand
- Strömung
- Trübung (Schwebstoffgehalt)

Durch den Teilverbau eines Fließquerschnittes kommt es zu einem Anstau unmittelbar vor dem Bauteil (Pfeilerstau) bzw. der FSRU und einem Absenk entlang des Bauwerks. In Fließrichtung hinter dem Bauwerk ergibt sich eine wellenartige Bewegung der Wasseroberfläche mit (rasch) abnehmender Wirkung. Bei geringem Teilverbaugrad (wie beim LNG Terminal gegeben) sind die Wirkungen damit lokal sehr eng begrenzt.

Mit dem Aufstau vor dem Bauteil ergibt sich auch eine Änderung des Strömungsregimes. Im unmittelbaren Aufstaubereich kommt es zu einer Reduktion der Strömung, an den Seiten resultiert zunächst durch die Ablenkung der Strömung eine lokale Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit. Auch entlang des Bauwerkes werden erhöhte Geschwindigkeiten aufgrund der Einengung induziert. In Fließrichtung hinter dem Bauwerk reduziert sich die Strömungsgeschwindigkeit wieder und bildet sog. Wirbelschleppen im Strömungsschattenbereich, die dann im weiteren Verlauf abklingen.

Die Trübungsentwicklung ist stark an die Strömungssituation gekoppelt, wobei zu beachten ist, dass eine Strömungsgeschwindigkeitszunahme (zusätzliches) Material an der Sohle in Bewegung setzt, welches über den weiteren Fließweg in die Wassersäule eingetragen wird. Somit ist die bauwerksinduzierte Trübungsreaktion träger als die Strömungsreaktion. Gleiches gilt für das Verhalten im Leebereich des Bauwerkes. Das Strömungs-Schwebstoffgleichgewicht stellt sich auf dem folgenden Fließweg wieder neu ein, wobei die Schwebstoffteilchen aus der Wassersäule auf den Boden sinken müssen. Damit verläuft auch die Abklingreaktion beim Parameter Trübung langsamer als bei der Strömung.

12.1.1 Wasserstand

Ausgehend von der zuvor dargestellten Wirkung eines Bauwerks ergeben sich für das geplante LNG Terminal nur lokale Wasserstandsänderungen an den einzelnen Pfählen, die zudem aufgrund der vorgesehenen Abstände nicht geeignet sind, eine Verbundwirkung zu entfalten, da schon in einem Abstand von wenigen Pfahldurchmessern keine Wasserstandsänderungen mehr auftreten. Relativ gesehen die größte Wirkung wird die dauerhaft vertäute Schiffseinheit (FSRU) haben. Doch auch diese Wirkung ist lokal klar begrenzt und entspricht der Wirkung eines Schiffes bei langsamer Fahrt durchs Wasser. Von den Vertiefungen der Zufahrt mit Liegewanne gehen keine nachweisbaren Wasserstandsänderungen aus.

Selbst für die Baumaßnahme JadeWeserPort waren großräumige Wasserstandsänderungen von weniger als 1 cm prognostiziert worden. Im Rahmen der begleitenden Beweissicherung konnten keine Veränderungen nachgewiesen werden.

Somit sind keine nachweisbaren, wasserstandsverändernden Wirkungen aus dem Bau des LNG Terminals und der FSRU außerhalb des unmittelbaren Nahfeldes (Abstand < 50 m) zu erwarten.

12.1.2 Strömung

Die tideinduzierten Strömungsgeschwindigkeiten werden zum einen von dem Form- und Reibungswiderstand der Pfahlgründungen des geplanten Importterminals beeinflusst. Wenn die Pfahlgründungen parallel zur Tidestromrichtung ausgerichtet sind, entsteht über dem Fließweg der Flut- und Ebbeströmung entlang der Streichlänge des Bauwerks eine Gruppenwirkung der Pfähle, während ein Einzelpfahl eine lokale Störung des Strömungsfeldes verursacht.

Zum anderen hat der reibungsbehaftete Schiffskörper der FSRU einen Einfluss auf die Stromlinien der Tidebewegung. So wird im Anströmbereich die Strömung aufgestaut, so dass prinzipiell die Bewegungsenergie der Strömung in Lageenergie in Form eines lokalen Wasserspiegelanstieges umgewandelt wird. Im Leebereich des Schiffskörpers bildet sich typischerweise ein Strömungsschatten aus mit periodischen Strömungsablösungen und Wirbelschleppen, welche sich weiter in Richtung Strömungsrichtung ausbreiten. Seitlich der FSRU erfolgt voraussichtlich durch die Umlenkung eine Aufkonzentration der Stromlinien eine Strömungszunahme.

Für eine Einschätzung des hydrodynamischen Effektes der dauerhaft vertäuten Schiffseinheit auf die Strömung wird auf eine numerischen 3D-Modellierung²⁰ für eine vorherige Planungsvariante des LNG Importterminals als Inselanleger zurückgegriffen. Innerhalb dieses Modelles wurden die großräumigen Strömungsänderungen bedingt durch den geplanten Inselanleger mit angrenzenden Zufahrtsbereich und der Liegewanne sowie dem Schiffskörper der FSRU über einen Verlauf von ca. 60 repräsentativen Tiden berechnet. Hierbei wurde der Schiffskörper der FSRU explizit als zu umströmende Struktur in das Berechnungsgitter eingebaut. Die Lage der Gewässersohle innerhalb des geplanten Zufahrtsbereiches und der Liegewanne wurde auf die damalige Solltiefe von -16,8 mNHN gesetzt. Weiterhin wurden die Pfeiler des Inselanlegers über deren Wirkung auf das Strömungsverhalten über einen künstlich erhöhten Strömungswiderstand in den dementsprechenden Zellen berücksichtigt. Als zusätzlich zu umströmende Struktur wurde im Bereich des Inselanlegers ein im Querschnitt kreisrunder Absenkschacht mit einem Durchmesser von 12,5 m mit in das Modellgitter aufgenommen.

Um die kumulativen großräumigen Strömungsänderungen durch die gesamte Maßnahme quantifizieren zu können, wurde die Differenz der Geschwindigkeiten im Ist- und dem Planzustand für 2020 über die Wassersäule gebildet. Die größten Strömungsänderungen ergeben sich innerhalb einer Tide zu den Zeitpunkten des maximalen Flut- und Ebbestroms. Auf der sicheren Seite liegend wurde eine Tide mit einem Niedrigwasser gewählt, welches dem mittleren Springtideniedrigwasser an dem Pegel Hooksielplate entspricht, so dass sich ein geringes Wasservolumen unterhalb des Schiffskörpers einstellt. Die modellierten Strömungsgeschwindigkeiten wurden zu den genannten Zeitpunkten extrahiert und sind in Abb. 44 als Geschwindigkeitsdifferenzen in der Umgebung des Anlegers und der FSRU dargestellt.

Rot eingefärbte Bereiche stellen dabei eine Zunahme der Strömungen im Planzustand gegenüber dem Bestandszustand dar, grün eingefärbte Bereiche eine Abnahme. Die blauen Kreise zeigen die Lage der Pfahlgründungen der Umschlagsanlage Voslapper Groden an.

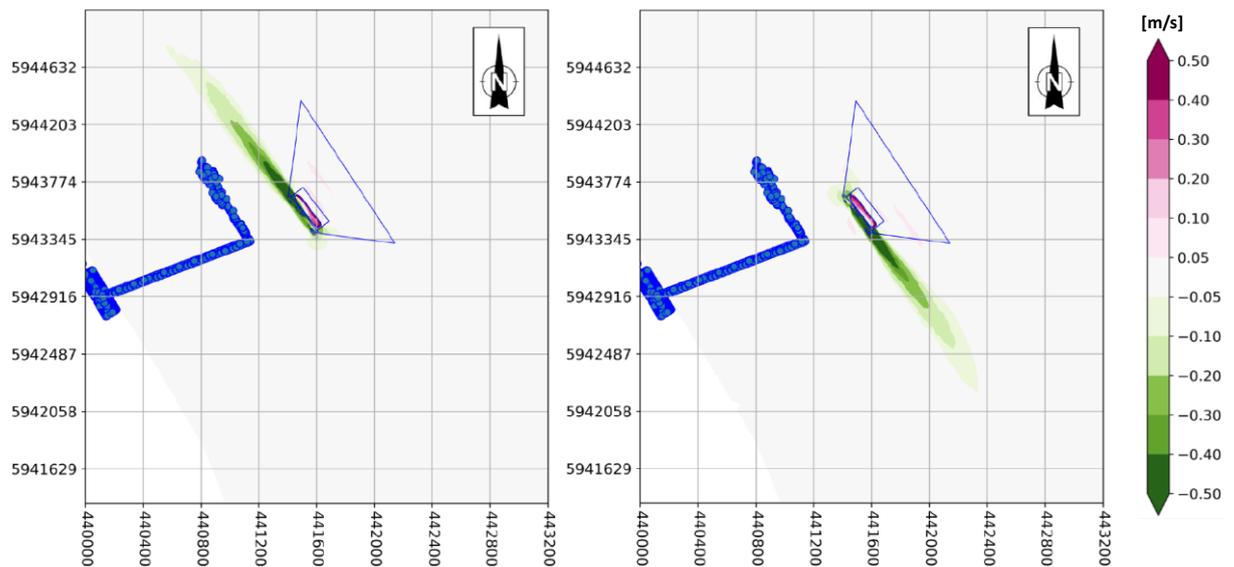


Abb. 44: Strömungsgeschwindigkeitsdifferenz zwischen dem Ist- und Planzustand für eine Planungsvariante des LNG Terminals als Inselanleger an der Gewässeroberfläche zum Zeitpunkt des maximalen Ebbstroms (links) und Flutstroms (rechts)

Es ist zu erkennen, dass sich sowohl in der Flut- als auch in der Ebbephase eine ähnliche Wirkung auf die Strömungssituation hinsichtlich der räumlichen Ausprägung und dem Ausmaß der Geschwindigkeitsdifferenzen durch den Inselanleger und der FSRU ergibt. Der Wirkraum der Strömung wird dominiert von einer langgezogenen Fahne mit einer Strömungsberuhigung im Abschattungsbereich der FSRU, Pfeiler und dem Absenkschacht, welcher sich in etwa bis 1300 m in nordwestlicher Richtung (Ebbestrom) bzw. südöstlicher Richtung (Flutstrom) erstreckt. Weiterhin sind seitlich der FSRU Geschwindigkeitszunahmen zu erkennen, welche bis zu einem Abstand von ca. 200 m in Richtung des Fahrwassers auftreten sowie bis ca. 100 m landseitig der FSRU beobachtet werden können. Die maximale Ausdehnung der Strömungszunahmen in jeweiliger Strömungsrichtung kann nach Abb. 44 auf ca. 250 m über die FSRU hinausgehend abgeschätzt werden.

Eine signifikante Abhängigkeit der modellierten Geschwindigkeitsänderungen mit der Tiefe ist nicht belegbar, sodass in der Absolutbetrachtung der Differenzen an der Gewässeroberfläche in Abb. 44 der Maximalzustand abgedeckt wird. Zudem ist anzumerken, dass die Ausprägung des Wirkraumes stark von der vorherrschenden Strömungsgeschwindigkeit und dem Wasserstand im Tideverlauf abhängig ist. Die untere Grenze der Ausbreitung des Wirkraumes wird in etwa bei Tidehochwasser erreicht und erreicht unter diesen Randbedingungen nur 75 % der Größe im Vergleich zu dem Wirkraum mit maximalem Flutstrom.

Mithin ergibt sich im Rahmen einer vereinfachten Wirkraumbetrachtung nur die Möglichkeit über Analogiebetrachtungen die Ergebnisse der Strömungsmodellierung für die vorherige Planungsvariante auf die aktuelle Planung zum LNG Terminal an der Bestandsanlage Voslapper Groden zu übertragen. Bei dieser Übertragung müssen die abweichenden Randbedingungen, sofern diese den voraussichtlichen Wirkraum vergrößern könnten, berücksichtigt werden.

So ist die natürliche tideinduzierte Anströmgeschwindigkeit für die in Abb. 44 gezeigte Wirkung aufgrund der exponierteren Lage des Inselanlegers stärker ausgeprägt als an der aktuell geplanten Lokation des LNG Terminals inkl. FSRU.

Für eine Einschätzung der Strömungssituation im gesamten Untersuchungsraum steht ebenfalls ein von DHI²⁰ aufgesetztes numerisches 3D-Strömungsmodell zur Verfügung. In diesem Modell wurde das großräumige Strömungsverhalten innerhalb der Jade im Ist-Zu-

stand modelliert. Ein Ergebnis dieser numerischen Untersuchungen ist in Abb. 45 dargestellt. Die Konturdiagramme zeigen den tiefengemittelten Strömungsbetrag sowie die Strömungsrichtung zum Zeitpunkt eines voll entwickelten Flut- und Ebbestromes.

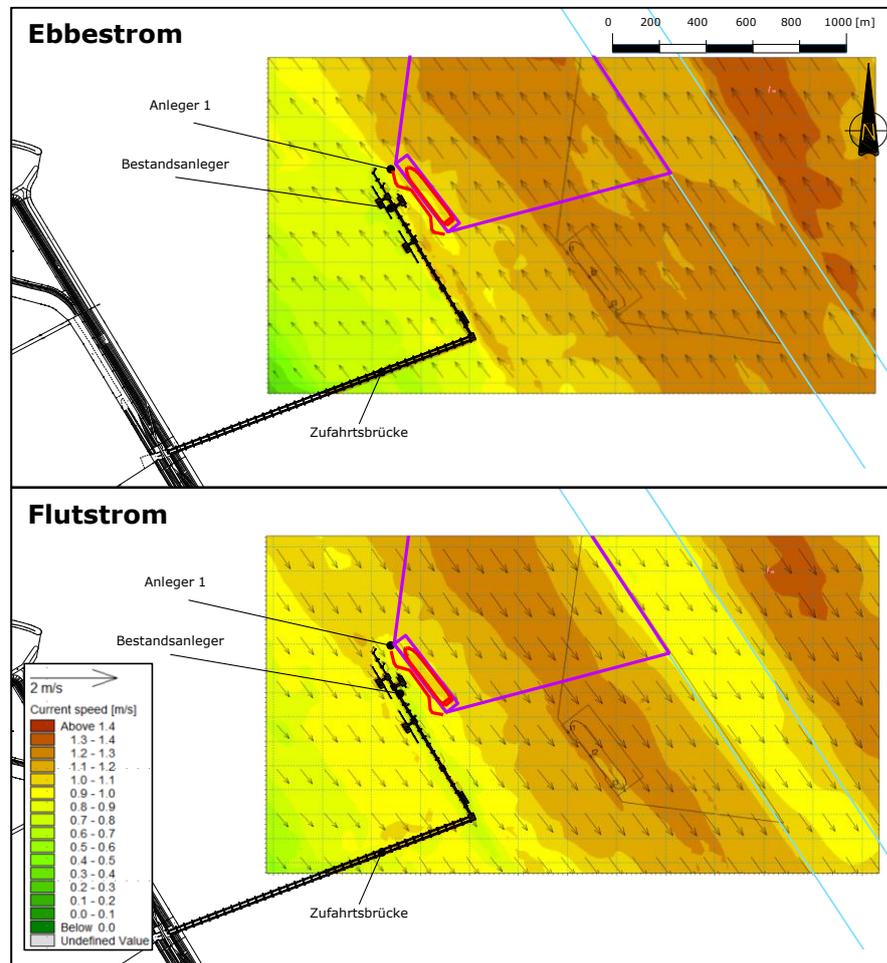


Abb. 45: Modellierter flächiger Verteilung der tiefengemittelten Geschwindigkeit für den voll entwickelten Ebbe- (oben) und Flutstrom (unten)

Es ist zu erkennen, dass die maximalen Geschwindigkeiten tendenziell zur Haupttrinne zunehmen. Die Strömungsrichtungen sind relativ gleichförmig ausgeprägt und verlaufen in etwa parallel zur Haupttrinne. Das zu errichtende Terminal sowie die FSRU nahe des Bestandsbauwerks erfährt eine obere Bandbreite der Anströmgeschwindigkeiten von 1,0 bis 1,1 m/s. Die vorherige Planungsvariante als Inselanleger zeigte hingegen maximale tideinduzierte Anströmgeschwindigkeiten von 1,2 bis 1,3 m/s.

Da die Ausprägung des modellierten Strömungswirkrums aus Abb. 44 eine gewisse Abhängigkeit von der Anströmgeschwindigkeit aufweist, ist anzunehmen, dass bei einer Übertragung des Wirkrums auf die Verhältnisse an dem nordöstlichen Ende des Bestandsbauwerks Voslapper Groden dieser kleiner ausfällt.

Weiterhin sind folgende Faktoren für die Bewertung der Auswirkung der unterschiedlichen geometrischen Randbedingungen von Bedeutung:

- Der aktuelle Schiffskörper der FSRU ist mit den Maßen 300 x 55 m um etwa 15 % kleiner als der in dem Strömungsmodell berücksichtigte Schiffskörper (345 x 55 m) in 2020, so dass die voraussichtliche Strömungswirkung der aktuell geplanten FSRU kleiner sein wird.



- Die Kielfreiheit als weiteres Maß für den Teilverbau des Fließquerschnittes ist unter Berücksichtigung der aktuell vorherrschenden Übertiefen in der Liegewanne größer als innerhalb der Modellierung für den Inselanleger.
- Die modellierte Strömungswirkung des Inselanlegers inkl. Absenkschacht aus 2020 übersteigt wahrscheinlich insgesamt den Strömungseffekt des aktuell geplanten Terminals, da kein Absenkschacht errichtet werden soll.

Der Vergleich der hydraulischen Randbedingungen und geometrischen Verhältnisse hinsichtlich der Verbauwirkung verweisen darauf, dass eine Übertragung des Wirkraums der Strömungsänderungen (s. Abb. 44) auf die Gegebenheiten der Lokation des aktuell geplanten LNG Terminals ohne eine Anpassung sehr deutlich auf der sicheren Seite liegt. Jedoch kann ohne die Ergebnisse einer, auf die aktuelle Planungsvariante zugeschnittenen Modellierung kein physikalisch begründbarer Ansatz für eine quantifizierbare Verkleinerung des Strömungswirkraums hergeleitet werden, so dass im Sinne einer Maximalwertbetrachtung die Maße des Strömungswirkraums für die Variante des LNG Terminals als Inselanleger übernommen wird.

Als verbleibende Unsicherheit verbleibt eine mögliche verstärkende Interaktion im Überlappungsbereich zwischen des bestehenden Strömungsschattenbereiches des Bestandsbauwerks UVG und des voraussichtlichen Strömungsschattenkegels des geplanten LNG Terminals. Da jedoch der strömungsbezogene Wirkraum der vorgesehenen FSRU und des Terminals bereits deutlich überschätzt wird, kann angenommen werden, dass eine potentielle interaktionsgetriebene Wirkraumvergrößerung den abgeschätzten Wirkraum nicht übertrifft und durch die Nichtberücksichtigung der abweichenden Randbedingungen innerhalb der Analogiebetrachtung aufgewogen wird.

Im Sinne einer Maximalwertabschätzung wird der Wirkraum der nachweisbaren Strömungsänderungen des geplanten Terminals und der FSRU auf Basis der vorgestellten Ergebnisse wie folgt abgeschätzt:

Nördl. Strömungsschattenfahne:	1300 m
Südl. Strömungsschattenfahne:	1300 m
Seitl. Geschwindigkeitszunahme zur Fahrrinne:	200 m
Seitl. Geschwindigkeitszunahme zur Landseite:	100 m
Geschwindigkeitszunahmen in Hauptstromrichtung:	250 m

12.1.3 Trübung (Schwebstoffgehalt)

Trübung ist der quasi-kontinuierlich messbare Parameter zur Erfassung der Schwebstoffgehalte im Wasserkörper. Die Trübung ist in einem gut durchströmten Gewässer wie der Jade hochdynamisch und weist räumlich sowie innerhalb der Tide Schwankungen über mehrere Potenzen auf. Vor diesem Hintergrund sind lokale Einzelwerte und kurze Zeitreihen nicht bzw. nicht gut geeignet, um Unterschiede in der Trübungsentwicklung zu erfassen.

Für die Abschätzung des Wirkraumes des geplanten LNG Terminals inklusive FSRU, Zufahrt mit Liegewanne soll hier eine vergleichende Betrachtung mit den Ergebnissen aus langjährigen Zeitreihen in einem angrenzenden, bereits abgeschlossenen Projekt (JadeWeserPort) herangezogen werden.

Im Rahmen der Beweissicherung zum Bau des JadeWeserPorts (JWP) wurden u.a. umfangreiche Trübungsmessungen durchgeführt und bestehende Daten der Bundeswasserstraßenverwaltung verwendet.

Die Maßnahme JWP hat in jedem Fall aufgrund ihrer Größe und Bauweise als undurchlässiger Baukörper, der eine Einschnürung der Innenjade darstellt, deutlich größere Auswirkungen auf den Wasserkörper und den Schwebstoffhaushalt und somit auch auf die Trübung, als der in einer aufgelösten Struktur mit Pfählen geplante LNG Terminal. Zudem ist auch der Zufahrts- und Liegewannenbereich des JWP größer als bei der geplanten Anlage.

Weiterhin war der Umfang der Nassbaggerarbeiten für die Herstellung des Bauwerks sowie der Zufahrt und Liegewanne beim JWP umfangreicher (rd. 50 Mio m³) als bei dem geplanten LNG Terminal (ca. 0,88 Mio. m³).

Die im Rahmen der Beweissicherung ausgewerteten Trübungsmessungen an insgesamt 8 Lokationen (vgl. Abb. 46) hatten einen Abstand von dem Bauwerk bzw. von den Eingriffsbereichen von rd. 0,2 bis etwa 8 km. Der unmittelbare Eingriffsraum (Sandentnahmen, Zufahrt, Liegewanne und Bauwerk) hatte eine Nord-Süd-Länge von ca. 4 km.



Abb. 46: Lage der Trübungsmesspunkte in dem Beweissicherungsverfahren zum Bau des JadeWeserPorts; die Hafensfläche und zugehörige Eingriffsbereiche sind gesondert gekennzeichnet

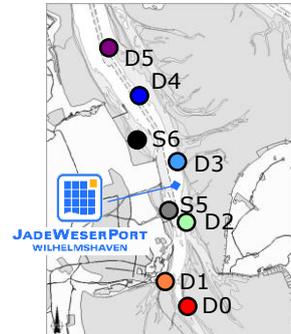
Die Ergebnisse der als Jahreskenngrößen ausgewerteten Trübungen an den einzelnen Messpunkten sind als Zeitreihe in Abb. 47, getrennt nach Flut- und Ebbestromkenngrößen, dargestellt.

Messhorizont:
3,0 m über Grund
D0, D1, D2, D3, D4, D5

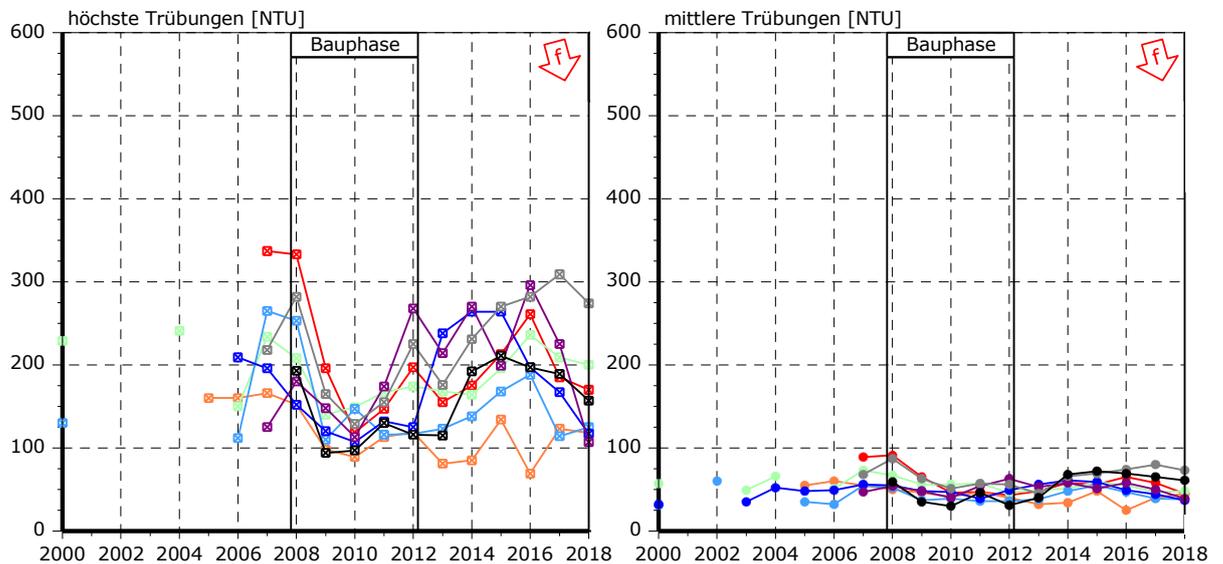
Messhorizont:
0,6 m über Grund
S5, S6

Datenaufnahme: WSA

Datenaufnahme: IMP



Flutstromkenngrößen



Ebbestromkenngrößen

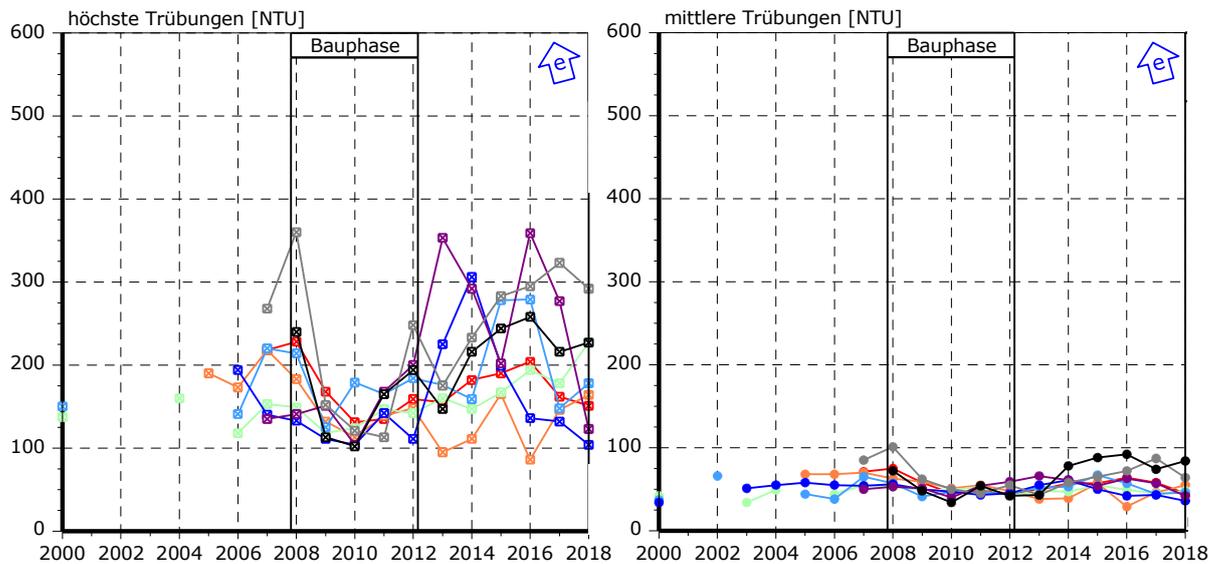


Abb. 47: Entwicklung der Trübungskenngrößen im Flut- (oben) und Ebbestrom (unten) über den Beweissicherungszeitraum zum Bau des JadeWeserPorts



Die Ergebnisse weisen eine hohe Variabilität über den Betrachtungszeitraum aus. Unterschiede lassen sich zwischen den Zeiträumen vor Baubeginn und nach Fertigstellung nicht erkennen. Somit dominieren andere, übergeordnete Einflussfaktoren die Materialdynamik der Innenjade.

Während der Bauphase JWP wurde eine großräumig reduzierte Variabilität der Trübungen (vor allem bei den Maximalwerten) festgestellt. Es wird daher als sehr wahrscheinlich angesehen, dass sich hier die sandfangende Wirkung der beiden Sandentnahmen auf das Regime ausgewirkt hat. Mit fortschreitender Sedimentation in den großen Entnahmelöchern nach Ende der Sandgewinnung wurde dann auch wieder eine Zunahme der Trübungsvariabilität festgestellt.

Bau- und/oder betriebsbedingte, erhöhte Trübungen konnten an den Messpunkten nicht nachgewiesen werden.

Damit kann mit diesem Analogieschluss abgeleitet werden, dass die deutlich kleinere Baumaßnahme des LNG Terminals keine großräumigen Auswirkungen auf den Trübungs- und Schwebstoffhaushalt der Innenjade hat.

Lokale Auswirkungen können aber dort auftreten, wo durch die Maßnahme das Strömungsregime verändert wird. In der Folge bildet sich eine morphologische Nachlaufreaktion (s. nachfolgender Abschnitt), die sich auch auf den Transport von Schwebstoffen in der Wassersäule auswirkt. Damit sind aber in der Nachlaufphase keine über den morphologischen Wirkraum hinausgehenden Trübungsveränderungen des Wasserkörpers zu erwarten.

Nach Abschluss der Nachlaufreaktion steht auch der Schwebstoffhaushalt wieder im Gleichgewicht und weist bei einer lokalen Störung (Baukörper, Liegewanne, Zufahrt) keine Veränderungen auf, wenn die morphologische Nachlaufreaktion nur lokale Veränderungen zur Folge hatte.

In der Praxis verbleibt ein (leichtes) morphologisches Ungleichgewicht, welches auf die maßnahmeninduzierten Unterhaltungsarbeiten (Nassbaggerarbeiten) zurückzuführen ist. Der daraus ableitbare Wirkraum bleibt aber deutlich innerhalb des morphologischen Wirkraumes.

Eine weitere denkbare Quelle für erhöhte Trübungen stellen die Nassbaggerarbeiten zur Herstellung der Zufahrt und Liegewanne dar. Dabei werden Sedimente an der Gewässersohle ggf. aufgewirbelt und gelangen in den sohnahen Wasserraum.

Das anstehende Baggergut ist im Planungsgebiet weit überwiegend fein- bis mittelsandig und hat damit kein ausgeprägtes Verdriftungspotential, sodass der daraus ableitbare Wirkraum nicht wesentlich über den Baggerbereich hinausgeht.

Z.T. gelangen aber auch feinere Schwebstoffanteile während der Baggerung über den Überlauf wieder in den Wasserkörper. Der Anteil dieser potentiell überlaufenden Schwebstoffe ist bei diesem Vorhaben voraussichtlich sehr gering und verteilt sich zudem großräumig im Wasserkörper. Der erwartete Anteil der < 60 µm-Fraktion wurde im Rahmen von GÜBAK-Untersuchungen bei 14 von 18 Bodenproben auf kleiner als 10 % bestimmt²¹. Der Mittelwert aller Bodenproben erreichte einen Anteil von weniger als 7 % mit Korngrößen < 60 µm. Weiterhin tritt dieser Effekt nur kurzzeitig während des Baggervorgangs auf. Eine erhöhte Schwebstoffbelastung in dieser Zeit wird in der Praxis vor dem Hintergrund der erheblichen, natürlichen Materialdynamik außerhalb der unmittelbaren Bauwerksumgebung nicht nachweisbar sein.

Damit liegt die Wirkgrenze der Baumaßnahme auf die Trübung sowohl im Bau- als auch im Betriebszustand in jedem Falle innerhalb des im Folgenden beschriebenen, morphologischen Wirkraums.

²¹ Laborergebnisse des Instituts Dr. Nowak an insgesamt 18 Bodenproben aus dem vorgesehenen Baggerbereich des LNG Terminals WHV (Mai 2022)

12.2 Morphologische Wirkraumabgrenzung

Die Ausdehnung der nachweisbaren morphologischen Einflüsse des geplanten LNG Terminals werden im Folgenden anhand der bauwerksinduzierten Unterwassertopographie aus den Jahren 2005 bis 2020 am Bestandsbauwerk und der Kopplung zwischen der Hydro- und Morphodynamik abgeschätzt.

Für die Wirkraumabgrenzung des geplanten Zufahrtsbereiches mit Liegewanne wird hingegen auf eine im April 2022 vorgenommene Peilung zurückgegriffen. Der maßnahmenbedingte Eingriff in die natürliche Sohllage wird anhand eines Vergleich mit ähnlichen Maßnahmen im Revier bewertet.

12.2.1 Bauwerksinduzierte Morphologie an dem Bestandsbauwerk

Im Wesentlichen treten die bauwerksinduzierten morphologischen Veränderungen in Tidestromrichtung auf. Es sind zweierlei Arten von morphologischen Strukturen erkennbar, welche auf Wechselwirkungen des Bestandsbauwerkes mit der Hydrodynamik zurückzuführen sind.

Zunächst ergeben sich vor allem im Süden der Zufahrtsbrücke langgezogene Kolkfahnen, welche in Flutstromrichtung verlaufen und den einzelnen Pfahl Gründungsgruppen zugeordnet werden können. Die Pfähle der Zufahrtsbrücke wirken hier offensichtlich als Einzelelemente, so dass der Effekt aus der Strömungsumleitung dominiert und der Reibungseinfluss von untergeordneter Bedeutung ist.

Die zweite Wirkung des bestehenden Bauwerkes zeigt sich an einem Sandrücken, welcher entlang und über den Bestandsbauwerk hinaus verläuft. Da der Anleger etwas von der Hauptstromrichtung abweicht, ist die Nachlaufschleppe der Anlandungszone im Flutstromschatten der Brücke zum Fahrwasser hin gedreht, während sich im nördlichen Bereich eine landseitige Drehung ergibt. Die Pfähle des Bestandsbauwerkes wirken als Gesamtbauwerk. Durch das Bauwerk bildet sich ein hochturbulentes Wirbelwalzenfeld aus, welches im Mittel geringere Geschwindigkeiten aufweist als die umgebende Tideströmung. Die Geschwindigkeitsunterschiede bedingen in reibungsbehafteten Fluiden Schubkräfte, so dass sich das Turbulenzfeld, ausgehend von dem Strömungsschatten des Bauwerkes, in die Hauptstromrichtung konvektiv ausbreitet. Nach einem Sedimentdefizit im unmittelbaren Umfeld des Bauwerkes bedingen die geringeren Strömungsgeschwindigkeiten im Nachlaufturbulenzfeld ein gesteigertes Sedimentationspotential, wodurch hier nach dem unmittelbaren Erosionsbereich ein Sandrücken entsteht.

Im Liegewannen- und Zufahrtsbereich der Bestandsanlage Voslapper Groden fallen seit Inbetriebnahme keine Unterhaltungsarbeiten an, so dass daraus kein anthropogen initiiertes Wirkfeld im Ist-Zustand entsteht.

Die Ausprägung der Kolkfahnen hinsichtlich der Kolkentiefe im Nahbereich der Zufahrtsbrücke des Bestandsbauwerkes wurden eingehend in dem Abschn. 4 untersucht. Für eine Einschätzung der maximalen Ausbreitung der Kolkfahnen entlang der bestehenden Zufahrtsbrücke ist in Abb. 48 exemplarisch der Tiefenverlauf eines ausgewählten Kolkes dargestellt. Die gezeigte Kolkfahne trat im südlichen Flutstromschatten der Zufahrtsbrücke auf und wies über den Zeitraum von 2005 bis 2018 die größten Kolkiefen auf. Zur Ermittlung der maximalen Kolktiefenausbreitung wurde das Auswertefahren aus der Analyse der bauwerksnahen Kolke aus Abschn. 4.1 herangezogen und auf eine weitläufigere Fläche angewandt.

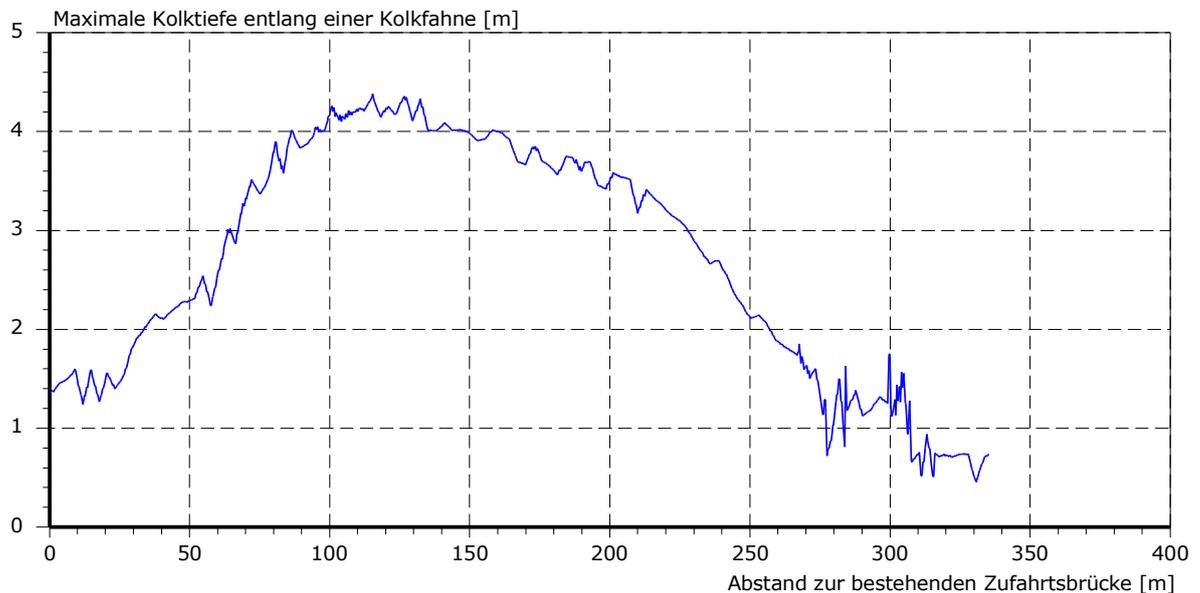


Abb. 48: Maximaler Kolkiefenverlauf entlang einer Kolkfahne südlich der bestehenden Zufahrtsbrücke

Der maximale Kolkiefenverlauf in Abb. 48 hat bauwerksnah einen Wert von ca. 1,4 m und steigt mit zunehmenden Abstand parallel zur Flutstromrichtung nach 125 m auf ca. 4,2 m an. Anschließend erfolgt eine Abnahme der Kolkentiefe bis auf etwa 0,6 m nach ungefähr 325 m. In diesem Fall werden die südlichen Kolkfahnen nach etwa 350 m von quer zur Tideströmung verlaufenden Transportkörpern überlagert, siehe Abb. 4 unten. Im Sinne einer Maximalwertbestimmung kann die größtmögliche Ausdehnung der Kolkfahne ohne den Einfluss der Transportkörper auf ca. 500 m abgeschätzt werden.

Die nördlichen Kolkfahnen im Leebereich der Ebbeströmung nehmen mit 50 bis 75 m sehr viel geringere Ausmaße als die südlichen flutstrominduzierten Kolkfahnen an. Die maximale Ausdehnung wird vereinfachend auf 100 m angesetzt.

Die einzelnen, beobachtbaren Kolkfahnen verteilen sich auf eine Breite von etwa 800 m entlang des östlichen Teilabschnittes der bestehenden Zufahrtsbrücke. Die maximale Breite einer einzelnen Kolkfahne tritt südlich der Zufahrtsbrücke auf und hat eine Abmessung von ca. 35 m. Eine Überlagerung benachbarter Kolkfahnen konnte nicht beobachtet werden.

Im Sinne einer Maximalwertbetrachtung wird angenommen, dass sich die Kolkfahnen über die gesamte Breite der Zufahrtsbrücke erstrecken.

Damit können, auf der sicheren Seite liegend, die maximalen Längen der Kolkfahnen mit 500 m (Südseite) bzw. 100 m (Nordseite) abgeschätzt werden.

Zur Einschätzung des Verlaufes der langgestreckten Sedimentationszone in der nördlichen Nachlaufschleppe des bestehenden Anlegers ist in Abb. 49 die Höhe dieses Sandrückens in Relation zu einem vom Bauwerk unbeeinflussten Bezugshorizont dargestellt. Der Bezugshorizont bildet sich aus der west- und östlich gelegenen Sohlage entlang der Nachlaufschleppe.



Für die Ermittlung des beidseitigen Bezugsniveaus wurde davon ausgegangen, dass sich das Turbulenzfeld in der Nachlaufschleppe des Bauwerkes in Analogie zur Ausbreitung von Toträumen bei Fließquerschnittsänderungen in etwa in einem Verhältnis von 1/12 ausbreitet und sich die verstärkte Sedimentation auf diesen Korridor beschränkt. Von diesem Ansatz der Höhendifferenz des Sandrückens zu einem sich auffächernden Bezugsniveau ist davon auszugehen, dass sich die Höhendifferenz des Sedimentationsnachlaufs einem dem Strömungsregime entsprechenden morphologischen Strukturwert annähert.

Diese Annäherung ist nun in Abb. 49 anhand von drei Linien dargestellt. Die obere Linie stellt die maximalen Höhendifferenzen der Nachlaufschleppe zum jeweiligen Bezugsniveau dar, welche in dem Zeitraum von 2005 bis 2020 entlang der langgestreckten Auftragszone aufgetreten sind. Die mittlere Linie zeigt den gemittelten Differenzverlauf und die untere Linie gibt die jeweilige Mindesttiefe des Sandrückens zu dem zugehörigen Bezugsniveau an.

Es ist zu erkennen, dass die Höhendifferenz auf den ersten 200 m eine starke Abnahme erfährt und sich dann asymptotisch einem Gleichgewichtszustand nähert. Mit weiterem Abstand zum Bestandsbauwerk beginnt die ermittelte Höhendifferenz wieder leicht anzusteigen. Zudem ist der Trend erkennbar, dass die Bandbreite der Höhendifferenz in dem betrachteten Zeitabschnitt mit zunehmender Entfernung vom Anleger zunimmt. Die lokalen Variationen der maximalen und minimalen Differenzen lassen sich auf den Einfluss von Transportkörpern entlang des östlichen Bezugsniveaus zurückführen. Zusätzlich treten in den Peildaten von 2019 und 2020 stellenweise Datenlücken auf, welche sich vor allem in der Variation der maximalen Differenz (rote Linie) zeigen.

Um den morphologischen Strukturwert in Abb. 49 zu bestimmen, wird die Annahme getroffen, dass sich das Sedimentationspotential mit zunehmendem Abstand vom Anleger verringert. Der Sedimentationsnachlauf gleicht sich in dem breiter werdenden Korridor dem natürlichen Gleichgewichtszustand bzw. der natürlich ablaufenden Entwicklung der Morphologie an. In diesem Fall nähert sich die Nachlaufschleppe ab etwa 300 m asymptotisch einem Minimalwert an, welcher in einem Bereich von 400 bis 500 m erreicht wird. Ab einem Abstand von 700 m wird die Wirkung der Nachlaufschleppe von der natürlichen Entwicklung überlagert und ist nicht mehr nachzuweisen, so dass dort der lokationstypische morphologische Strukturwert erreicht wurde.

An dem nördlichen Ende des Bestandsbauwerks weist die beschriebene Nachlaufschleppe eine Breite von ca. 100 m auf. Nach einem Abstand von etwa 700 m hat sich diese auf ca. 225 m aufgeweitet.

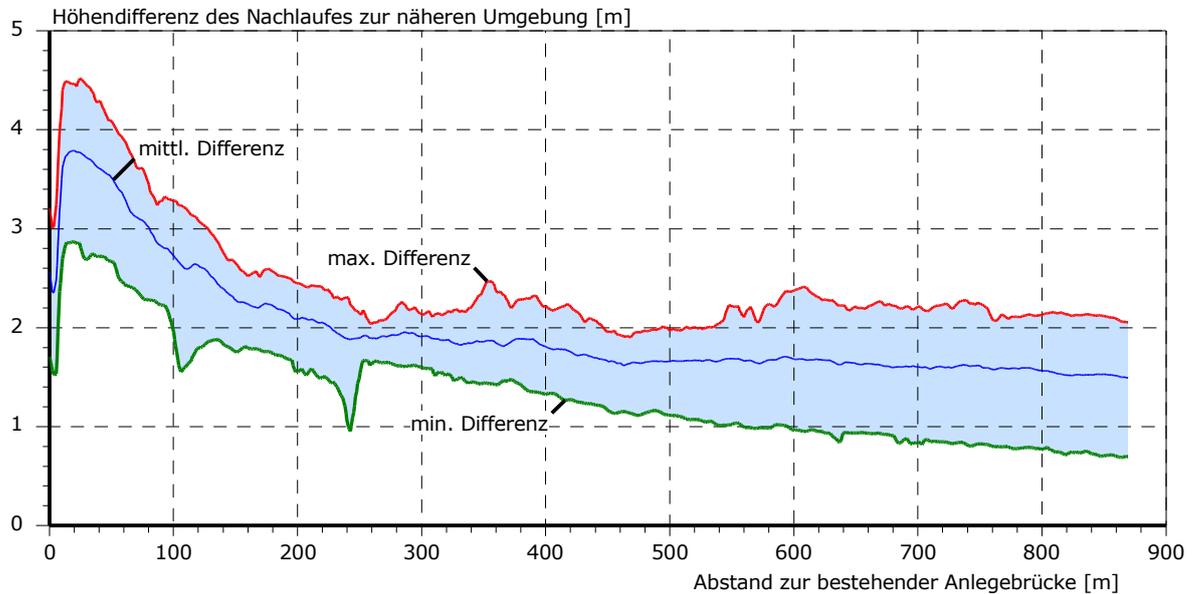


Abb. 49: Verlauf der Höhendifferenz der morphologischen Nachlaufschleppe zur näheren Umgebung in nördlicher Verlängerung des Bestandsbauwerks

Die südliche Nachlaufschleppe am bestehenden Anleger zeigt ähnliche Abmessungen wie auf der Nordseite. In diesem Fall läuft jedoch der entstehende Sandrücken in einzelne Transportkörper aus, siehe Abb. 4 unterer Bildabschnitt. Die quer zur Tidestromrichtung verlaufenden Transportkörper schließen in einem Bereich von 300 bis 700 m südlich des bestehenden Anlegers an die Nachlaufschleppe an. Innerhalb dieses Bereiches gleicht sich die Nachlaufschleppe an die natürliche Sohllage an und ist ab ca. 800 m nicht mehr als bauwerksinduzierte Wirkung erkennbar.

Die Angabe einer Breite der südlichen Nachlaufschleppe ist aufgrund der Überlagerung mit den oben erwähnten Transportkörpern sowie den südlichen Kolkfahnen der bestehenden Zufahrtsbrücke mit einer Unsicherheit belegt und wird mit ca. 240 m abgeschätzt.

Im Sinne einer Maximalwertabschätzung wird der morphologische Wirkraum der bestehenden Zufahrtsbrücke und des Anlegers auf Basis der vorgestellten Ergebnisse wie folgt abgeschätzt:

Nördl. Kolkfahnen der Zufahrtsbrücke:	100 m
Südl. Kolkfahnen der Zufahrtsbrücke:	500 m
Nördl. Nachlaufschleppe Anleger:	700 m
Südl. Nachlaufschleppe Anleger:	800 m

Um die aufgeführten Abmessungen in den Planungsraum einordnen zu können, ist in Abb. 50 der bestehende morphologische Wirkraum zusammengefasst.

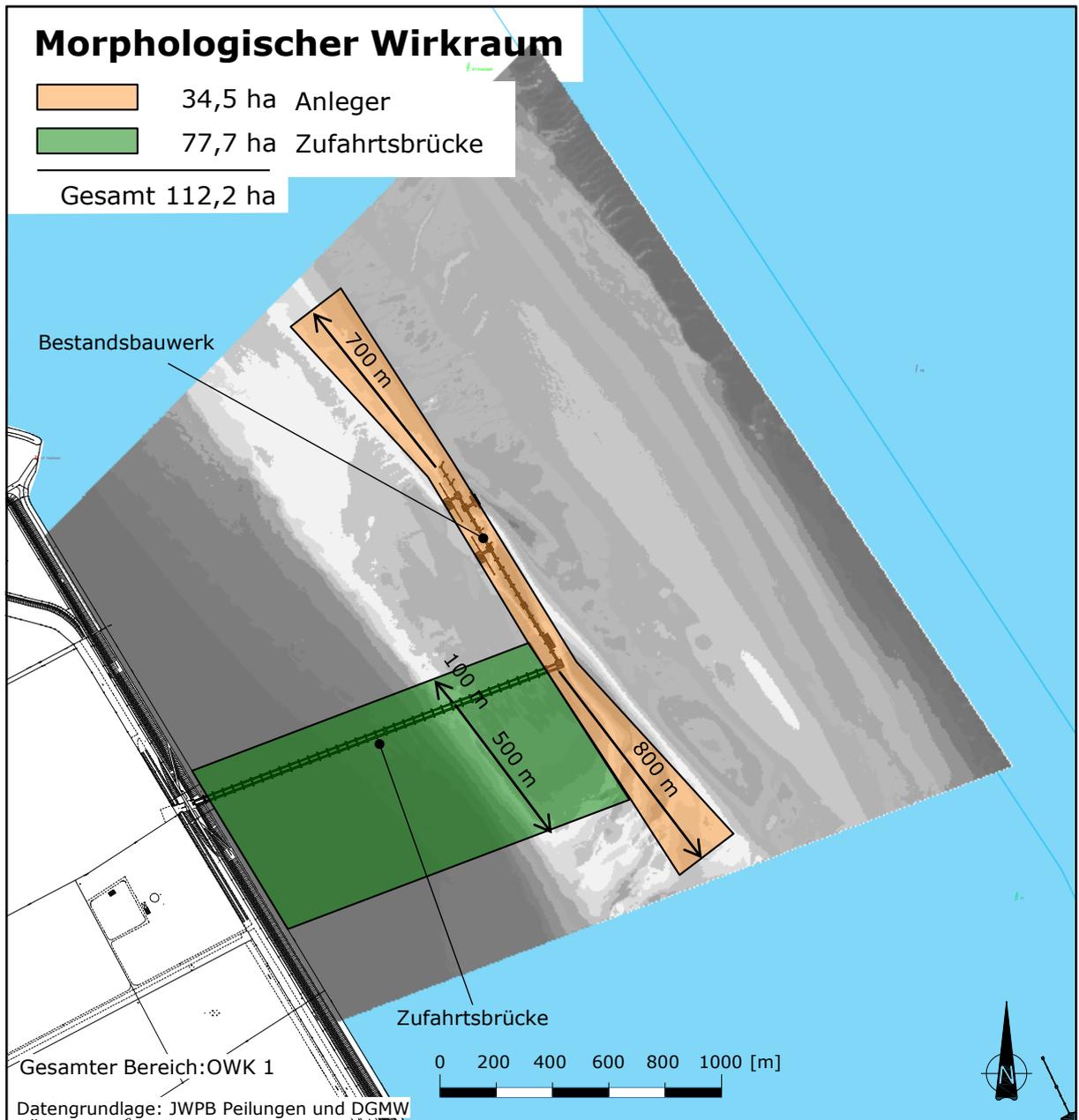


Abb. 50: Abmessungen des morphologischen Wirkraumes am Bestandsbauwerk mit Tiefenplan der aktuellsten Peilung (grau hinterlegt)

12.2.2 Zufahrtsbereich mit Liegewanne

Im Rahmen der Initialbaggerung zur Herstellung des Zufahrtsbereiches mit einer Solltiefe von -15,5 mNHN sowie einer Liegewanne mit einer Solltiefe von -16 mNHN sind Nassbaggerarbeiten nötig. Die Baggerfläche, innerhalb derer die Lage der Gewässersohle (Stand April 2022) über der Solltiefe liegt beträgt 41,4 ha.

Da durch die Baumaßnahme nur lokale Veränderungen vorgenommen werden und es damit nicht zu einer generellen Veränderung der einlaufenden Tideenergie kommt (im Gegensatz zu linienförmigen Flussausbaumaßnahmen), beschränken sich die morphologischen Veränderungen im Wesentlichen auf den unmittelbaren Eingriffsbereich.



Je nach Ausbildung der Übergangsböschungen kann es hier zu lokalen Umformungen kommen. Für die Ausprägung der Übergangsböschung ist der Höhenunterschied zwischen der natürlichen Sohllage und der Solltiefe im Unterhaltungsbereich entscheidend.

Die örtliche Verteilung dieser Höhendifferenz bzw. der nötigen Baggertiefe ist in Abb. 41 dargestellt. Zunächst ist für den Unterhaltungsbereich zu erkennen, dass die natürliche Gewässersohle der geplanten Liegewanne nahezu komplett unterhalb der Solltiefe liegt. Mittig des Zufahrtsbereiches ist eine größere Baggerfläche mit Tiefen von bis zu 2,1 m zur Herstellung der Sollgeometrie nötig, welche auf den ovalen Sandrücken zwischen der Hauptrinne und dem Bestandsbauwerk zurückgeführt werden kann. Mittig in Richtung der Fahrrinne zeigen sich kleinräumige Erhebungen der Gewässersohle, welche in den letzten Jahren abgekoppelt von der großräumigen morphologischen Entwicklung eine unveränderte Form aufwiesen.

Das KGS-Biotop liegt außerhalb des Baggerbereiches, da das betreffende Teilstück im südlichen Bereich der Liegewanne unterhalb der Solltiefe liegt.

An der Übergangsböschung zwischen dem Unterhaltungsbereich und der natürlichen Gewässersohle kann es zu lokalen Umformungen kommen. Im Sinne der Worst-Case-Betrachtungen wird konservativ angenommen, dass sich nach Abschluss des morphologischen Nachlaufes eine Böschungsneigung von 1:100 einstellt. Die gewählte Neigung von 1:100 ist eine sehr flache, in der Natur vorkommende Geländeneigung von größeren Bodenstrukturen außerhalb der Riffel und bezeichnet einen morphologischen Endzustand parallel zur Flut- und Ebbeströmung. Quer zur Hauptrichtung der Tideströmung wird eine steilere Neigung beobachtet, so dass die landwärtige Böschung der Liegewanne innerhalb des Wirkungsraumes des Anlegers zu verorten ist.

Damit ergibt sich die maximale Länge der Übergangsböschung aus dem jeweiligen Verlauf der Baggertiefe an der nörd- und südlichen Seite des Böschungsfußes und der angesetzten Böschungsneigung von 1:100.

Beim Bau des JadeWeserPorts wurde im Rahmen der Beweissicherung um die Sandentnahmestellen (mit Abbautiefen von z.T. mehr als 20 m) eine Überwachungslinie mit einem Abstand von 200 m zum Abbaufeld gelegt. Aus der unmittelbaren Wirkung der Sandentnahmen konnten keine morphologischen Veränderungen außerhalb dieser Grenzlinie festgestellt werden. Die aufgetretenen langfristigen Veränderungen waren binnenseits auf die Schattenwirkung des JWP (Sedimentationen) und fahrrinnenseitig auf Umströmungseffekte der Hafenfläche (Erosionen) bzw. Nutzung als Fahrwasser zurückzuführen.

Somit ergeben sich auch aus dieser angrenzenden, wesentlich umfangreicheren Baumaßnahme keine Hinweise, die eine morphologische Wirkung außerhalb des Nahbereiches erwarten lassen.

Die Grenze des Wirkraumes im Initialbaggerungs- und Unterhaltungsbereich wird damit in Flut- und Ebbestromrichtung auf Basis des differenzierten Verlaufes der Baggertiefe am Böschungsfuß gemäß Abb. 41 und der Übergangsböschung von 1:100 abgeschätzt. Damit ergibt sich ein abgestufter Verlauf des Wirkraums, der folgende maximale Ausdehnung über die Liegewanne und Zufahrt hinaus annimmt:

Nördl. Übergangsböschung:	≤ 100 m
Südl. Übergangsböschung:	≤ 210 m

12.2.3 FSRU und geplantes Terminal

Für die Abschätzung des maximalen Raumes, in dem sich bauwerksinduzierte Änderungen in der Lage der Gewässersohle durch das geplante Bauwerk nachweisen lassen, ist die Kopplung zwischen der Hydrodynamik und der Morphodynamik näher zu betrachten. So beruht die Form und Struktur des Gewässerbettes im Wesentlichen auf dem Wechselspiel der aufbauenden und abtragenden hydrodynamischen Kräfte. Eine bauwerksinduzierte



Strömungsänderung hat demzufolge eine Änderung des Verhältnisses der hydrodynamischen Kräfte zur Folge, was sich in der Entwicklung der Morphologie widerspiegelt. Demzufolge kann abgeschätzt werden, dass eine nachweisbare Strömungsänderung innerhalb der Wassersäule eine Lageänderung der Sohlsedimente induziert, so dass näherungsweise der Wirkraum der Strömung und der Morphologie deckungsgleich sind.

Auf Basis dieses Wirkzusammenhanges kann der morphologische Wirkraum der FSRU im Verbund mit dem geplanten Terminal anhand der Strömungswirkung aus Abb. 44 aus den folgenden verschiedenen Anteilen zusammengesetzt werden.

So entsteht jeweils für die Flut- und Ebbe­strömung eine Nachlaufschleppe im Strömungsschattenbereich der FSRU und des Terminals, in der sich aufgrund der reduzierten Geschwindigkeiten tendenziell Sedimentationen einstellen können. Hierbei wird die Annahme getroffen, dass sich analog zu dem entstehenden gemeinsamen Strömungsschatten eine gemeinsame Nachlaufschleppe mit potentiell erhöhter Sedimentation bildet. Die Anfangsbreite der südlichen und nördlichen Nachlaufschleppe umfasst näherungsweise die Breite des zu errichtenden Terminals und der Liegewanne. Die maximale Ausdehnung der Nachlaufschleppen beträgt bis zu 1300 m, wobei die Wirkintensität innerhalb der Nachlaufschleppe mit dem Abstand zum LNG Terminal überproportional abnimmt.

Zusätzlich wird quer zur FSRU mit einer kleinen Fläche nach Ober- und Unterstrom über die Länge der FSRU hinausgehend aufgrund der Umlenkung und Aufkonzentration der Stromlinien ein Bereich mit einer Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten erwartet. In diesen Bereichen wird sich auch eine morphologische Nachlaufreaktion auf die veränderten Strömungsverhältnisse einstellen. Das Gleichgewicht aus Sedimentation und Erosion wird sich zeitweise in Richtung Erosion verschieben bis eine gewisse Vertiefung der Gewässersohle einen neuen Gleichgewichtszustand zwischen Hydrodynamik und Morphologie herstellt. Eine morphologische Reaktion wird somit auf der gesamten Fläche des hydrodynamischen Wirkraumes nachweisbar sein.

Als weiterer Effekt umströmt die Tideströmung den Rumpf der FSRU nach unten hin. Die Einengung des Fließquerschnitts führt zu einer Geschwindigkeitszunahme und einem gesteigerten Erosionspotential. Vor und hinter dem Schiffskörper liegt ein Unstetigkeitsabschnitt, der sowohl Zustrom- als auch Abstrombereich sein kann. Mit der schnellen Verjüngung der Schiffsstruktur im Abstrom bilden sich strömungsärmere Schattenbereiche in denen Sedimentationen auftreten. Diese können durch die besseren Umströmungsbedingungen im Zustrom nicht wieder vollständig resuspendiert werden, so dass im Bug- und Heckbereich resultierend Sedimentationen zu erwarten sind. An diesen Bereich schließt sich dann die oben beschriebene Nachlaufschleppe an.

Generell ist davon auszugehen, dass die Stärke der erkennbaren morphologischen Änderungen im Wirkraum graduell mit dem Abstand zum geplanten Terminal und dem Schiffskörper abnehmen.

Die potentiellen Auskolkungen unterhalb und im nahen Umfeld des Schiffskörpers der FSRU haben aufgrund der lokalen Charakteristik der Entstehungskräfte von Turbulenz und Strömungsfeldbeschleunigung eine geringe räumliche Ausdehnung mit einem steileren Neigungswinkel der Auskolkung, so dass diese morphologische Änderungsgröße innerhalb des abgeschätzten Wirkraumes liegt.

Auf der sicheren Seite liegend wird damit der morphologische Wirkraum des geplanten Terminals und der FSRU auf Basis der vorgestellten Ergebnisse wie folgt abgeschätzt:

Nördl. Nachlaufschleppe:	1300 m
Südl. Nachlaufschleppe:	1300 m
Seitl. Erosionspotential zur Fahrrinne:	200 m
Seitl. Erosionspotential zur Landseite:	100 m
Erosionspotential in Hauptstromr.:	250 m

Weiterhin sind lokale Auskolkungen bei den Pfahlgründungen und unterhalb des Schiffsrumpfes sowie eine Sedimentation im Nahfeld des Bug- und Heckbereichs zu erwarten, welche jedoch innerhalb des abgeschätzten Wirkraumes liegen.

12.2.4 Morphologischer Wirkraum des geplanten LNG Terminals WHV

Für eine räumliche Einordnung ist in Abb. 51 der ermittelte morphologische Wirkraum mit den Geometrien der Bestands- und Planbauwerke sowie der Zufahrt mit Liegewanne dargestellt. Zur Orientierung sind die Tiefen der Peilung aus 2018 bis 2020 grau hinterlegt. Da sich teilweise eine Ausweitung des bereits bestehenden morphologischen Wirkraums der Anlage Voslapper Groden ergibt, wurde in diesen Fällen zwischen dem morphologischen Wirkraum im Ist- und Planzustand farblich differenziert.

Aus der Abb. 51 kann abgeleitet werden, dass nur der südliche Oberflächenwasserkörper „N02_4900_01 Wattenmeer Jadebusen und angrenzende Küstenabschnitte“ (OWK 1) auf einer Fläche von rund 92,4 ha zusätzlich zu dem bestehenden Wirkraum von den Auswirkungen der geplanten Baumaßnahme betroffen ist.

Das nördliche Ende des KGS-Biotops liegt direkt in der geplanten Liegewanne. Damit ist das Teilstück potentiell von Unterhaltungsarbeiten (Wasserinjektion- oder Nassbaggerarbeiten), aber auch von der verstärkten Erosion unterhalb des Schiffsrumpfes betroffen. Im Heckbereich der FSRU ist eine lokale Auftragungszone zu erwarten, welche bei Flutstrom in eine Nachlaufschleppe mit einer erhöhten Sedimentationstendenz übergeht. Die Nachlaufschleppe wird weit überwiegend in einem Erosionsgebiet liegen (s. Abb. 16), insbesondere im Nahbereich der FSRU. Das bedeutet, dass die Erosionsneigung tendenziell abnimmt bzw. auch in Sedimentation umschlagen kann, bis sich ein neues, langfristiges Gleichgewicht einstellt. Die Wirkintensität innerhalb der Nachlaufschleppe nimmt mit dem Abstand überproportional ab. Dennoch ist in der Überschneidung der Nachlaufschleppe mit dem KGS-Biotop mit einer Beeinflussung der natürlichen morphologischen Entwicklung in Richtung einer Sedimentation auszugehen.

Eine zusammenfassende Übersicht über die Wirkung des voraussichtlichen morphologischen Wirkraumes auf das KGS-Biotop ist in Tab. 9 dargestellt.

Tab. 9: Zusammenstellung möglicher Wirkungen des LNG Terminals WHV auf das KGS-Biotop

Wirkung	LNG Terminal WHV
Direkter Bauwerksbereich	800 m ² innerhalb der Liegewanne
Direkter Baggerbereich	-
Morphologischer Wirkraum	Südl. Nachlaufschleppe, Sedimentationspotential im Heckbereich, Verstärkte Umströmung seitlich zur FSRU nach stromauf
Biotopfläche im Wirkraum	104.400 m ²

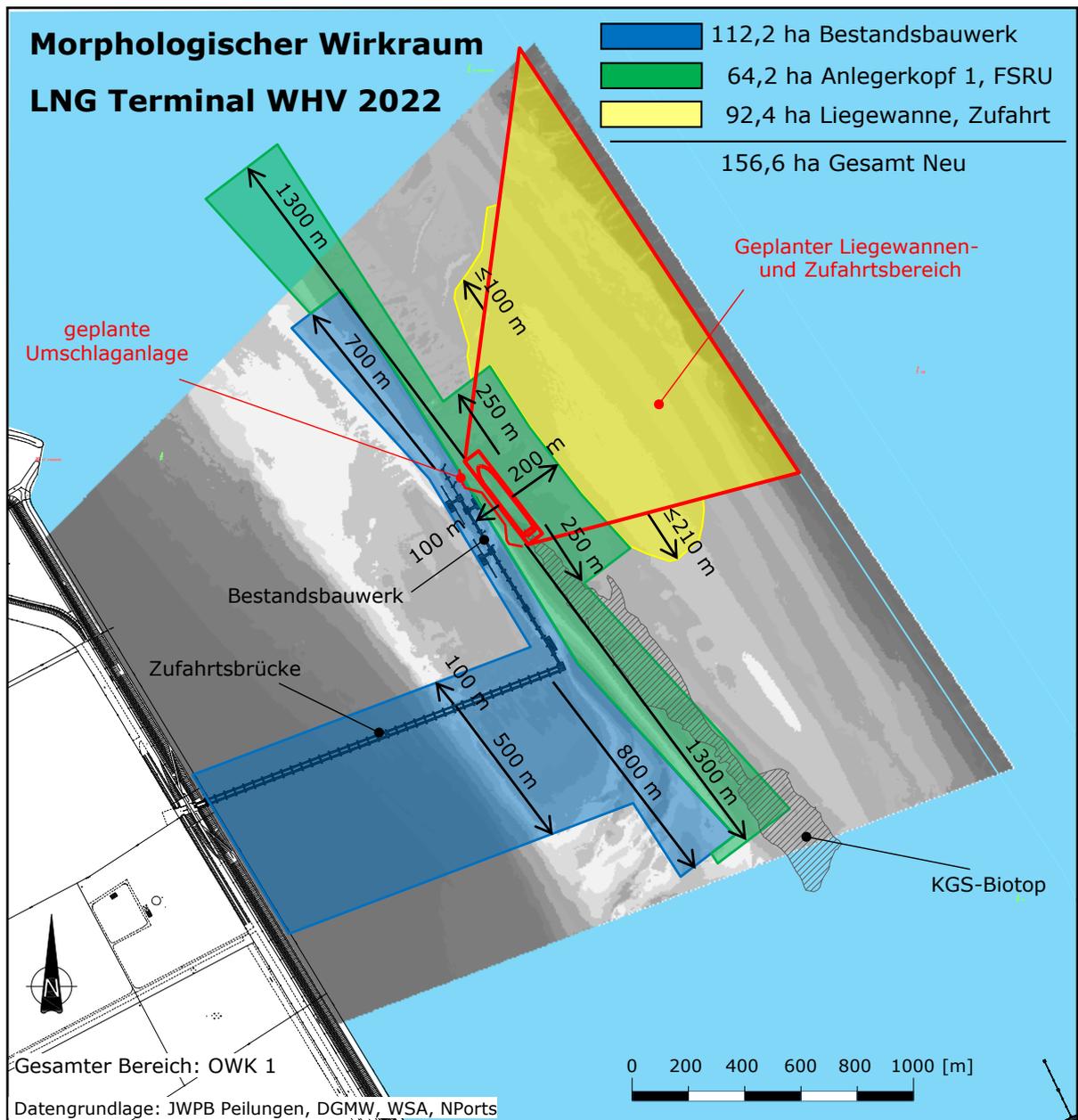


Abb. 51: Abmessungen des morphologischen Wirkraumes des geplanten LNG Terminals WHV inkl. des Zufahrtsbereiches mit Liegewanne mit dem Tiefenplan der Peilung von 2018 bis 2020 (grau hinterlegt)

Im Sinne einer Gesamtbetrachtung ist weiterhin zu überprüfen, ob durch das Wirkfeld des geplanten Vorhabens eine hydromorphologisch begründbare Beeinträchtigung von Bestandseinrichtungen erkennbar ist.

Da der südlich gelegene HES-Inselanleger außerhalb des Wirkraumes der Maßnahme liegt, kann für diesen Fall eine Beeinträchtigung ausgeschlossen werden.

Die Bestandsanlage Voslapper Groden liegt jedoch in dem morphologischen Wirkraum des geplanten LNG Terminals WHV. Hierbei sind vor allem hinsichtlich der Standsicherheit und uneingeschränkter Funktionalität potentielle Erosionen zu betrachten, welche sich in Form der verstärkten seitlichen Umströmung der FSRU und einer möglichen Überlagerung der lokalen Kolkentwicklung bemerkbar macht. Da eine gefährdende Wirkung beider Effekte im vornhinein auf Basis der vorliegenden Ergebnisse nicht sicher ausgeschlossen werden kann, sollte in jedem Falle im Bau- und Betriebszustand ein Monitoring der Gewässersohle erfolgen, um rechtzeitig nachlaufende Sicherungsmaßnahmen einleiten zu können.



13 Beweissicherung

Wasserstand

Keine nachweisbaren Änderungen zu erwarten, auf eine Beweissicherung kann verzichtet werden.

Strömungen

Lokale Änderungen der Strömungsverhältnisse zu erwarten, insbesondere wird bei Betrieb der FSRU eine verstärkte Schattenwirkung aus Bestandsbauwerk, LNG Terminal und FSRU erwartet.

Die im Rahmen der Beweissicherung JWP durchgeführten ADCP-Profilmessungen auf den Profilen 13+750 und 11+500 liegen noch innerhalb des abgeschätzten Wirkraumes durch das Planvorhaben. Jedoch wird davon ausgegangen, dass maßnahmebedingte Wirkungen auf Höhe der beiden Profile bereits unterhalb der für derartige Messungen anzunehmenden Nachweisbarkeitsschwelle liegen. Damit sind die Profile geeignet, um die Annahmen zur Wirkraumabgrenzung zu verifizieren, insbesondere auch dadurch, dass aus dem Zeitraum 2005 bis 2018 bereits zahlreiche Messungen vorliegen, die als Nullmessung verwendet werden können. Abweichend von den Messungen zur Beweissicherung JWP können die Profile aber, mit den Kenntnissen aus den Wirkungen der Maßnahme JWP, östlich auf den Bereich bis Mitte Fahrwasser begrenzt werden.

Es wird empfohlen ab sofort jährlich ADCP-Strömungsmessungen auf den beiden JWP-Beweissicherungsprofilen 13+750 und 11+500 über einen Zeitraum bis 5 Jahre nach Fertigstellung des Vorhabens und Inbetriebnahme der FSRU durchzuführen. Die Messung 2022 sollte zeitnah, jedoch in jedem Falle vor Platzierung der FSRU am Terminal erfolgen.

Schwebstoffe

Keine nachweisbaren Änderungen zu erwarten, auf eine Beweissicherung kann verzichtet werden.

Unterwassertopographie

Neben den unmittelbaren baubedingten Änderungen in der Unterwassertopographie sind auch morphologische Nachlaufreaktionen zu erwarten. Darüber hinaus haben die Auswertungen gezeigt, dass im Planungsraum morphologische Entwicklungstrends bestehen.

Für eine Fortschreibung der morphologischen Trendanalyse werden entsprechende Peilungen benötigt, die mindestens den prognostizierten Wirkraum des Bestandsbauwerks und des Planvorhabens abdecken (Ausnahme bildet hier lediglich der ufernahe Teil des Wirkraums bis zu einer Tiefenlinie von NHN – 5 m, der im Bereich nicht maßgebender Wirkungen des Bestandsbauwerks liegt).

Die Peilungen sollten ab sofort mindestens zweimal jährlich jeweils im Sommer- und Winterhalbjahr bis 5 Jahre nach Fertigstellung des Planvorhabens und Inbetriebnahme der FSRU durchgeführt werden. Der Peilbereich ist mit den Genehmigungsbehörden abzustimmen.

Während der Baumaßnahme sollten zudem intensive Peilungen im jeweiligen Eingriffsbereich sowie der unmittelbaren Umgebung durchgeführt werden. Die Peilungen dienen der Erkennung von aufkommenden Gefährdungen für das Bestandsbauwerk und der Baumaßnahme selbst. Damit sollte die Peilung die Bestandsbauwerkskomponenten im Umkreis von 100 m mit abdecken.

Die Messungen müssen so ausgelegt werden, dass kleinräumige Kolkstrukturen an den Pfahlbauwerken sicher abgebildet werden können. Hierfür sind Fächerecholotmessungen grundsätzlich geeignet. Bei der Ausführung der Messungen ist aber darauf zu achten, dass pfahlnahe, tiefe Kolkstrukturen auch hinreichend erfasst werden können. Zudem ist die Datenaufbereitung auf diese Anforderung anzupassen.



Es wird zunächst von wöchentlichen Peilungen ausgegangen. Darüber hinaus liefern auch Sturmflutsituationen ein erhöhtes Kolkpotential. Vor diesem Hintergrund sollten nach derartigen Ereignissen zeitnah Sonderpeilungen durchgeführt werden, wenn örtlich verfügbare Pegelmessungen einen Tidestieg oder -fall von mehr als 6 m während einer Tide ausweisen. Die Entwicklungen müssen beobachtet und gutachterlich begleitet werden. Mit zunehmender Kenntnis über die morphologischen Folgereaktionen aus der Planbaumaßnahme, insbesondere auf die Struktur des Bestandsbauwerks, können die Peilungen ausgedünnt werden, wenn keine bauwerksgefährdenden Entwicklungen erkennbar sind.

Unberührt davon sind die Fragestellungen zur Verkehrssicherungspflicht im Rahmen des Betriebs des LNG Terminals WHV, die ggf. eigenständige Peilungserfordernisse liefern.

Spezifisches Kolkmonitoring

Derzeit wird davon ausgegangen, dass eine baubegleitende Kolksicherung durchgeführt wird, da für die Pfähle mit einem Durchmesser von 1,22 und 2,10 m Kolkiefen von mehr als 10 m (Bemessungskennwert für das Planbauwerk) nicht ausgeschlossen werden können. Auf dieser Grundlage kann auf ein spezifisches Kolkmonitoring verzichtet werden.

Sollte sich insbesondere aus der Kolkentwicklung während der Bauphase zeigen, dass von deutlich geringeren Kolkiefen ausgegangen werden kann, ist ein spezifisches Kolkmonitoring kurzfristig zu entwickeln und mit den Genehmigungsbehörden abzustimmen.

14 Kolsicherungskonzept im Bereich der Pfahlstrukturen

Mit Beginn der Rammarbeiten für die Errichtung der Pfahlstrukturen muss eine engmaschige Überwachung der Sohlentwicklung vorgenommen werden, wie in Abschn. 13 schon erläutert. Diese Anforderung bildet die Grundlage zur Handlungsfähigkeit für ein nachlaufendes Kolsicherungskonzept.

Grundsätzlich ist vorgesehen, dass Kolke an den neu eingebrachten Strukturen entstehen dürfen. Lediglich die maximale Kolkentiefe muss ggf. begrenzt werden. Ausgehend von der Plansohle wird eine Vertiefung bis -23 m NHN an den Planbauwerkskomponenten ohne weiteres zugelassen. Dieser Wert dient aber als Vorwarnwert im Rahmen des geplanten Kolkmonitorings und löst konkrete Vorbereitungen für eine Sohlsicherung mit Schüttmaterial aus. Ab Tiefen von -24 m NHN werden die Sicherungsmaßnahmen ausgelöst.

Ziel der Sicherung mit dem Schüttmaterial ist eine Stabilisierung der Gewässersohle in dem Erosionsfeld der Pfahlbauwerke. Das Erosionsfeld wird sich auf den näheren Umgebungsbereich der Pfähle konzentrieren und trichterähnliche Strukturen ausweisen, die asymptotisch in die Umgebung auslaufen. Diese Trichterstruktur sollte dann mit dem Schüttgut bis auf einen Horizont von -22,5 bis -22 m NHN verfüllt werden. Bei erneutem Erreichen der Auslösestufe wird wieder Schüttmaterial nachgeführt. Eine Prinzipskizze zum Vorgehen ist in Abb. 52 dargestellt.

Für derartige Aufgaben hat sich der Einsatz von Wasserbausteinen WBS CP60/200 oder gleichwertig bewährt. Eine weitere positive Eigenschaft des Materials auf die Lagestabilität wird durch eine hohe Dichte aktiviert. Schüttgut aus Granit oder Grano-Diorit ist in jedem Fall eine geeignete Wahl. Die Korngrößenbegrenzung nach unten (60 mm) ist nicht zwingend notwendig, auch Material 0/200 ist für derartige Fragestellungen gut geeignet. Es ist allerdings damit zu rechnen, dass sandige und feinere Anteile ausgewaschen werden, so dass die Materialwahl an dieser Stelle auch durch wirtschaftliche Überlegungen geprägt werden kann. Eine Vergrößerung des Größtkorns wird eher nicht empfohlen, da die Pfahlabstände mit z.T. nur 0,8 m sehr eng sind und damit sonst die Auffüllung erschwert wird.

Der Einbau des Materials sollte bei günstigen Tidebedingungen (Stauwasserzeiten und ggf. bei geringen Strömungsgeschwindigkeiten während der Tide) erfolgen. Ein Schüttrohr kann den gezielten Einbau unterstützen, insbesondere dort, wo der Erosionstrichter nicht im senkrechten Freifall voll abgedeckt werden kann.

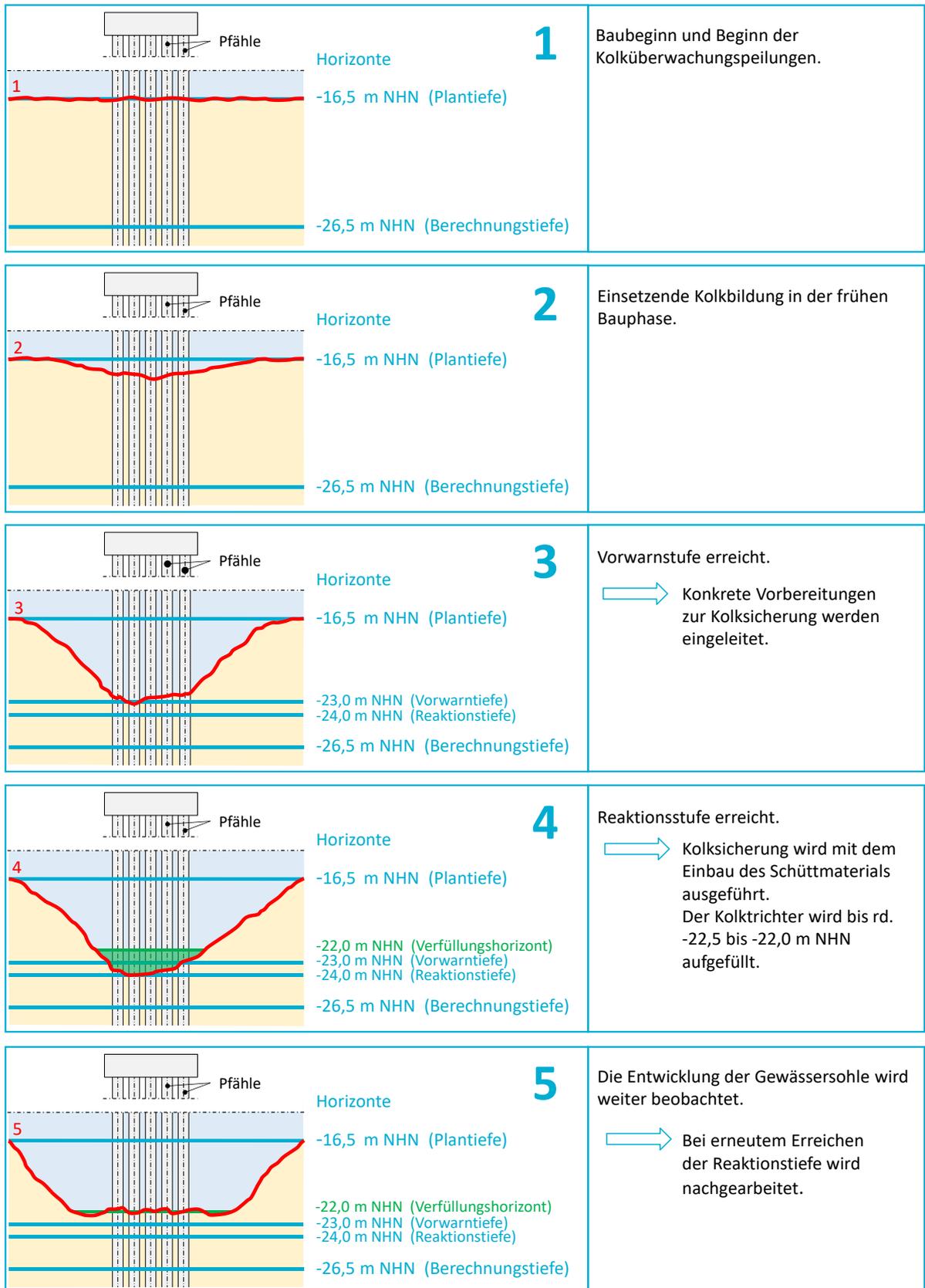


Abb. 52: Konzept für die Kolsicherung im Bereich der Pfahlstrukturen des geplanten LNG Terminals WHV



15 Zusammenfassung

Die Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG (NPorts) plant im Verbund mit der Uniper Hydrogen GmbH (UHG) die Errichtung und den Betrieb eines LNG Import-Terminals zur Anlandung und Regasifizierung von Flüssigerdgas (LNG) in Wilhelmshaven. Das LNG Import-Terminal soll für ein LNG Tankschiff mit Regasifizierungsanlage (FSRU) ausgelegt werden und als Umschlagpunkt für den Import von LNG zur Erzeugung von jährlich rd. 7,5 Mrd. Nm³ Erdgas dienen.

Für ein Planfeststellungsverfahren nach § 68 WHG werden qualifizierte Fachbeiträge über die morphologische Entwicklung des Vorhabengebietes, der zu erwartenden Kolkentwicklung, der Baggerumfänge sowie zu den hydromorphologischen Abstrahlwirkungen des Planbauwerks benötigt.

Vor diesem Hintergrund wurde die IMP INGENIEURE GmbH & Co.KG (IMP) mit Datum vom 07. April 2022 von NPorts mit der Bearbeitung der o.g. Fragestellungen im Rahmen des Antragsverfahrens beauftragt.

Für die Bearbeitung sollte auf Bestandsunterlagen aus Vorgängerprojekten der UHG zurückgegriffen werden. Insbesondere ergänzende numerische Strömungsmodellierungen sind nicht vorgesehen.

Hydromorphologie

Umfangreiche Untersuchungen auf Basis von Peilungen über einen rd. 16-jährigen Zeitraum konnten die morphologische Prägung im Ist-Zustand detailliert beschreiben. Demnach liegt das Vorhaben in einem Erosionsgebiet und weist im Mittel gute Bedingungen für die Errichtung und den Betrieb des Terminals auf. Generell sind die morphologischen Bandbreiten im unmittelbaren Planungsraum geringer als im Gesamtgebiet. Eine kompakte Zusammenfassung wesentlicher morphologischer Kennzahlen für die Bereiche Terminal, Liegewanne und Zufahrt sowie für das angrenzende KGS-Biotop ist dokumentiert (vgl. Tab. 3).

Die morphologischen Analysen zeigten auf, dass die Entwicklungen langjährig anhaltend waren und es keine Hinweise auf signifikante Entwicklungsänderungen im Betrachtungszeitraum gibt. Vor diesem Hintergrund ist davon auszugehen, dass die dokumentierten Entwicklungen im Rahmen einer Prognose ohne die Umsetzung des Planvorhabens einfach fortgeschrieben werden können.

Kolkbetrachtung

Am Bestandsbauwerk sind Kolke dokumentiert, die eingehend analysiert wurden. Dabei wurde zwischen der Zufahrtsbrücke und der Verbindungsbrücke mit den Anlegerköpfen unterschieden. An der Zufahrtsbrücke wurden Kolk-tiefen bis 3,7 m ermittelt. An der Anlegerbrücke wurde hingegen eine maximale Kolk-tiefe von 5,7 m aus den morphologischen Betrachtungen abgeleitet.

Zur Abschätzung der Kolk-tiefen des Planvorhabens wurden verschiedene Analogiebetrachtungen zum Bestandsbauwerk sowie Ergebnisse von numerischen Strömungsmodellen aus dem Planungsraum mit Vorgängerversionen des Vorhabens betrachtet. Die Vorgängervorhaben lieferten ungünstigere Randbedingungen, so dass eine entsprechende Abschätzung auf dieser Basis als konservativ angesehen wird.

Im Ergebnis war zwischen der Kolkbildung des Bauwerks und der Kolkbildung im Betriebszustand mit FSRU zu unterscheiden. Für die Kolke durch das Bauwerk wurden Tiefen für die jeweiligen Pfahldurchmesser von 0,71, 1,22 und 2,1 m von bis zu 4,7, 7,1 und 11,1 m abgeschätzt. Die FSRU erhöht als dauerhaft vertäute Schiffseinheit die hydrodynamische Wirkung des Vorhabens erheblich. Aufgrund der Analogiebetrachtungen mit überlinearen Übertragungsfaktoren und einer Extrapolation in durch das Bestandsbauwerk nicht abgedeckte hydrodynamische Bereiche ergeben sich Kolk-tiefen von 7,2, 11,2 und 17,4 m für die verwendeten Pfahlgründungen. Dieser Wert ist als eher unsicher einzustufen, deutet



aber auf Kolkiefen oberhalb der statisch berücksichtigten Kolktiefe von 10 m hin. Damit wird eine baubegleitende Kolksicherung für die Pfähle im Nahbereich des Schiffskörpers der FSRU empfohlen.

Baggerarbeiten

Ausgehend von der im April 2022 durchgeführten Peilung ergibt sich für das Vorhaben ein Räumvolumen von 419.500 m³ auf Peildatenbasis gegen Solltiefe, wobei praktisch die Gesamtmenge im Zufahrtsbereich anfällt, da die Liegewanne nur ein Mindertiefenvolumen von 600 m³ aufweist. Die Baggerfläche beträgt rd. 414.500 m² und deckt rd. 42 % des Zufahrts- und Liegewannenbereichs ab. Die mittlere Baggertiefe beträgt rd. 1 m (Maximalwert: 2,1 m) und weist die vorgesehenen Baggerarbeiten als flächigen Abtrag aus. Unter Berücksichtigung von Vorhalt und Baggertoleranz (0,5 m) sowie einer abgeschätzten Umrechnung auf Laderaumaufmaß als Basis für die Unterbringung des Initialbaggervolumens auf Klappstellen der WSV ergibt sich das Volumen zu rd. 880.000 m³.

Die günstige morphologische Situation im Vorhabenbereich lässt geringen Unterhaltungsaufwand erwarten.

In der Initialbaggerfläche liegen nur rd. 5.900 m² in einer Sedimentationszone, der übrige Bereich weist erosive Tendenzen auf.

Für die Unterhaltungssituation ist jedoch auch ein Bereich mit wiederkehrend dokumentierten Transportkörpern von Bedeutung. Hier muss nach initialer Räumung davon ausgegangen werden, dass sich die Transportkörper regenerieren und Unterhaltungsarbeiten anfallen können. Die Transportkörperzone wurde mit rd. 100.000 m² abgeschätzt, wobei nur die Kuppen der Transportkörper ggf. Unterhaltungsaufwand generieren. Zunächst können diese sicherlich im Wasserinjektionsverfahren (wie auch die anfallenden Sedimente in der zuvor genannten Sedimentationszone) entfernt werden. Allerdings sind Nassbaggerarbeiten nicht von vornherein auszuschließen.

Als weiterer Betrachtungspunkt für die Unterhaltung sind im Nahbereich von Bug und Heck der FSRU aufgrund kleinräumig deutlicher hydrodynamischer Veränderungen Sedimentationen zu erwarten. Der von diesem Effekt betroffene Bereich wurde zu rd. 5.000 m² abgeschätzt. In diesen Bereichen sind unterjährig regelmäßige Unterhaltungsarbeiten zu erwarten. Eine Ausführung der Arbeiten mit Wasserinjektionsgerät ist sicherlich möglich, jedoch werden für diese zeitkritischen Arbeiten (FSRU muss ablegen) wahrscheinlich Nassbaggerungen die bessere Wahl sein.

Vor diesem Hintergrund wurde das jährliche Gesamtbaggervolumen auf rd. 30.000 m³/Jahr nach Laderaumaufmaß abgeschätzt. Zunächst muss hier eine bedarfsgestützte Unterhaltung realisiert werden. Mit zunehmender Kenntnis über die auftretenden Entwicklungen im Betriebszustand kann die Unterhaltungsstrategie angepasst und optimiert werden. Auch für dieses Material wäre eine Unterbringung auf Klappstellen der WSV vorzusehen.

Wirkraum

Aus den umfangreichen Untersuchungen zur Morphodynamik am Bestandsbauwerk sowie den Abschätzungen der hydrodynamischen Änderungen durch das Planbauwerk konnten vereinfachte Ansätze zur Abschätzung der Wirkräume aufgestellt werden. Dabei wurden jeweils konservative Ansätze verfolgt. Eine graduelle Abstufung der Wirkintensität innerhalb der Wirkraumfläche war auf Basis der vorliegenden Kenntnisse nicht erreichbar. Allgemein kann jedoch festgestellt werden, dass die Wirkintensität überlinear mit der Entfernung zur Wirkquelle abnimmt. Die Ergebnisse wurden in einer kompakten Grafik (s. Abb. 51) zusammengeführt. Der neu hinzugekommene Wirkraum durch das Planvorhaben wurde zu rd. 156,6 ha abgeschätzt; die Betroffenheiten des KGS-Biotops wurden in Tab. 9 dokumentiert.

Beweissicherung

Zahlreiche Annahmen und Abschätzungen basieren auf Analogiebetrachtungen mit konservativer Sichtweise auf die Fragestellung. Vor diesem Hintergrund sind die Ergebnisse eher auf der sicheren Seite liegend einzuschätzen. Gleichwohl verbleiben Unsicherheiten, die durch eine Beweissicherung verringert werden können.

Für eine Verifikation des Wirkraumes bilden die verfügbaren ADCP-Strömungsprofilmessungen aus der Beweissicherung JWP auf den Profilen 13+750 und 11+500 eine gute Ausgangsbasis.

Es wurde empfohlen ab sofort jährlich die ADCP-Strömungsmessungen auf den beiden JWP-Beweissicherungsprofilen über einen Zeitraum bis 5 Jahre nach Fertigstellung des Vorhabens und Inbetriebnahme der FSRU durchzuführen.

Aus einer Fortschreibung der morphologischen Analysen lassen sich die Entwicklungen im Planungsraum gut beschreiben. Durch den Vergleich „vor Baubeginn“ und „nach Fertigstellung“ können die Entwicklungen sehr differenziert u.a. auch für definierte Teilbereiche wie z.B. die Terminalfläche, die Liegewanne und Zufahrt sowie für den Bereich des KGS-Biotops betrachtet und bewertet werden.

Daher sollten ab sofort mindestens zweimal jährlich jeweils im Sommer- und Winterhalbjahr bis 5 Jahre nach Fertigstellung des Planvorhabens und Inbetriebnahme der FSRU Peilungen durchgeführt werden. Der Peilbereich ist mit den Genehmigungsbehörden abzustimmen.

Während der Baumaßnahme sollten zudem intensive Peilungen im jeweiligen Eingriffsbereich sowie der unmittelbaren Umgebung durchgeführt werden. Die Peilungen dienen der Erkennung von aufkommenden Gefährdungen für das Bestandsbauwerk und der Baumaßnahme selbst. Damit müssen die Messungen so ausgelegt werden, dass Kolkstrukturen an den Pfahlbauwerken sicher abgebildet werden können.

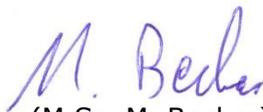
Hierfür wurden zunächst wöchentliche Peilungen empfohlen, die durch Sondermessungen nach Sturmflutsituationen ergänzt werden sollten.

Unberührt von den Peilempfehlungen sind Fragestellungen zur Verkehrssicherungspflicht im Rahmen des Betriebs des LNG Terminals WHV, die ggf. eigenständige Peilungserfordernisse liefern.

Oldenburg, den 25. Mai 2022


(Dr.-Ing. F. Spingat)




(M.Sc. M. Becker)