

Anpassung der Fahrrinne von Unter- und Außenelbe an die Containerschifffahrt

Planfeststellungsunterlage nach Bundeswasserstraßengesetz

Sonstige vorhabensbedingte Betroffenheiten

Sachgüter / Betroffenheiten Dritter Unterlage J.1



Projektbüro Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe
beim Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg
Moorweidenstraße 14
20148 Hamburg

Auftraggeber:

Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg

Freie und Hansestadt Hamburg

Hamburg Port Authority



Verfasser: IMS INGENIEURGESELLSCHAFT MBH

Projektleitung: Dr. Peter Ruland, öbv Sachverständiger für Wasserbau in der Küstenregion

Bearbeitung: Dr. Peter Ruland, Dr. Karsten Peters
Dr. Magnus Geduhn, Dipl.-Ing. Volker Adamski
Dipl.-Geogr. Jochen Stroebel

Techn. Arbeiten: Siggie Beese

Redaktion: Marianne Ladega, Ingrid Schmitz-Aha, Anja Zündorf

Projekt Nr.: 9090

Datum: 08.02.2007

| Inhaltsverzeichnis | | Seite |
|---------------------------|---|--------------|
| 1 | EINFÜHRUNG | 1 |
| 1.1 | Anlass | 1 |
| 1.2 | Aufgabenstellung | 1 |
| 1.3 | Vorgehensweise | 3 |
| 1.3.1 | Untersuchungsumfang | 3 |
| 1.3.2 | Abgrenzung des Untersuchungsgebiets | 3 |
| 1.3.3 | Definition von Sachgutklassen | 5 |
| 1.3.4 | Auswirkungen der Fahrrinnenanpassung (Wirkfaktoren) | 6 |
| 1.3.5 | Sensitivitätsanalyse | 7 |
| 1.4 | Vorhabensmerkmale und -wirkungen (Zusammenfassung) | 7 |
| 1.4.1 | Vorhabensmerkmale | 7 |
| 1.4.2 | Vorhabenswirkungen | 10 |
| 2 | CHARAKTERISTISCHE GRÖSSE DER WIRKFAKTOREN UND IHRE VARIATION | 13 |
| 2.1 | Wasserstand sowie Flut- und Ebbedauern | 13 |
| 2.2 | Strömungsgeschwindigkeit | 14 |
| 2.3 | Veränderungen des Salzgehaltes | 15 |
| 2.4 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 16 |
| 2.5 | Veränderungen der Morphologie | 18 |
| 2.6 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang | 19 |
| 2.6.1 | Allgemeines..... | 19 |
| 2.6.2 | Schiffswellen | 19 |
| 2.6.3 | Seegangswellen..... | 23 |
| 2.6.4 | Kombinierte Wirkung von Seegang und Schiffswellen | 26 |
| 2.7 | Schiffserzeugte Schwingungseinflüsse | 28 |
| 2.8 | Schiffsverkehr | 30 |
| 3 | SENSITIVITÄTSBETRACHTUNGEN | 32 |
| 3.1 | Uferbefestigungen | 32 |
| 3.1.1 | Allgemeines..... | 32 |
| 3.1.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern | 36 |
| 3.1.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 42 |
| 3.1.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 42 |
| 3.1.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 42 |
| 3.1.6 | Veränderungen der Morphologie | 43 |
| 3.1.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 43 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 3.2 | Deiche | 54 |
| 3.2.1 | Allgemeines..... | 54 |
| 3.2.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern | 55 |
| 3.2.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 59 |
| 3.2.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 60 |
| 3.2.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 60 |
| 3.2.6 | Veränderungen der Morphologie | 60 |
| 3.2.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 60 |
| 3.3 | Wirkung auf senkrechte Ufereinfassungen..... | 62 |
| 3.3.1 | Allgemeines..... | 62 |
| 3.3.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern | 63 |
| 3.3.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 67 |
| 3.3.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 67 |
| 3.3.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 69 |
| 3.3.6 | Veränderungen der Morphologie | 70 |
| 3.3.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 70 |
| 3.4 | Wirkung auf Kreuzungsbauwerke | 70 |
| 3.4.1 | Erforderliche Mindestüberdeckung der Düker | 71 |
| 3.4.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern | 76 |
| 3.4.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 77 |
| 3.4.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 77 |
| 3.4.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 77 |
| 3.4.6 | Veränderungen der Morphologie | 77 |
| 3.4.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 77 |
| 3.5 | Gebäude | 77 |
| 3.5.1 | Allgemeines..... | 77 |
| 3.5.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern | 78 |
| 3.5.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 78 |
| 3.5.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 79 |
| 3.5.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 79 |
| 3.5.6 | Veränderungen der Morphologie | 79 |
| 3.5.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 79 |
| 3.6 | Schleusen, Sperrwerke und Sielbauwerke..... | 79 |
| 3.6.1 | Allgemeines..... | 79 |
| 3.6.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern | 79 |
| 3.6.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 84 |
| 3.6.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 85 |
| 3.6.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 85 |

| | | |
|------------|---|------------|
| 3.6.6 | Veränderungen der Morphologie | 86 |
| 3.6.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 86 |
| 3.7 | Häfen, Ponton- und Landeanlagen | 87 |
| 3.7.1 | Allgemeines..... | 87 |
| 3.7.2 | Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern..... | 87 |
| 3.7.3 | Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit | 88 |
| 3.7.4 | Veränderungen des Salzgehaltes..... | 89 |
| 3.7.5 | Veränderungen der Sedimentkonzentration | 89 |
| 3.7.6 | Veränderungen der Morphologie | 92 |
| 3.7.7 | Veränderungen von Schiffswellen und Seegang..... | 93 |
| 4 | KONKRETE BETRACHTUNG EINZELNER SACHGÜTER..... | 95 |
| 4.1 | Düker..... | 95 |
| 4.1.1 | Bestandsaufnahme der potenziell betroffenen Bauwerke | 95 |
| 4.1.2 | Ermittlung der zukünftig verbleibenden Überdeckung..... | 95 |
| 4.1.3 | Einzeluntersuchung von Dükern..... | 101 |
| 5 | ZUSAMMENFASSUNG | 113 |
| 6 | UNTERLAGEN / LITERATUR | 117 |

Tabellenverzeichnis

| | | |
|----------------|---|----|
| Tabelle 1.3-1: | Sachgutklassen | 5 |
| Tabelle 1.4-1: | Vorhabenswirkfaktoren..... | 11 |
| Tabelle 2.6-1: | Maximale schiffserzeugte Belastungen im Ist-Zustand gem. BAW-Gutachten (Unterlage H.1d) Zif. 6.4.1 | 21 |
| Tabelle 2.6-2: | Prognostizierte ausbaubedingten maximale Änderungen der schiffserzeugten Belastungen (Primärwelle) für das Bemessungsschiff im Vergleich zum Ist-Zustand gem. BAW-Gutachten (Unterlage H.1d)..... | 22 |
| Tabelle 2.6-3: | Schiffswellendaten für die Sensitivitätsuntersuchung | 23 |
| Tabelle 2.6-4: | Maximale signifikante Wellenhöhen (H_s), Quelle: Unterlage H.1c, Anlage 3..... | 25 |
| Tabelle 3.1-1: | Globale Sicherheiten bei Variation der Normaltide | 41 |
| Tabelle 3.1-2: | Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen Gleiten bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich I (ohne Fußstützung) | 44 |
| Tabelle 3.1-3: | Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen Gleiten bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich II..... | 44 |
| Tabelle 3.1-4: | Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheiten des Deckwerks gegen Gleiten bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich III..... | 45 |
| Tabelle 3.1-5: | Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen hydrodynamische Bodenverlagerung bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich I | 46 |

| | | |
|-----------------|---|-----|
| Tabelle 3.1-6: | Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen hydrodynamische Bodenverlagerung bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich II | 46 |
| Tabelle 3.1-7: | Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheiten des Deckwerks gegen hydrodynamische Bodenverlagerung bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich III | 46 |
| Tabelle 3.1-8: | Auswirkung einer Variation der Schiffs- und Windwelle auf die globale Standsicherheit der Uferböschung | 47 |
| Tabelle 3.1-9: | Wellenparameter aus überlagerten Schiffs- und Windwellen für hydraulischen Nachweis | 52 |
| Tabelle 3.1-10: | Zusätzliche Berechnungsannahmen für HUDSON und BAW, Heft Nr. 87 | 52 |
| Tabelle 3.1-11: | Erforderliche Steindurchmesser bei Variation der Wellenhöhe | 53 |
| Tabelle 3.3-1: | Angesetzte Innen- und Außenwasserstände für durchzuführende Vergleichsberechnungen | 64 |
| Tabelle 3.3-2: | Vergleichsbetrachtungen zwischen den Szenarien MIN, NORM und MAX | 65 |
| Tabelle 3.3-3: | Abrostungsraten bei unterschiedlichen Standzeiten | 68 |
| Tabelle 3.3-4: | Abrostungsraten bei unterschiedlichen Salzgehalten (HTG 1975) | 69 |
| Tabelle 3.4-1: | Koeffizienten zur Ermittlung der Ankerungstiefe | 73 |
| Tabelle 3.4-2: | Eindringtiefe in Abhängigkeit von der Flunkenlänge | 74 |
| Tabelle 3.4-3: | Senkrechte Eindringtiefen für ein Schiff mit einer verdrängten Masse von 150.000 t | 76 |
| Tabelle 3.6-1: | Ausgewählte Pegel für die Ermittlung der Wasserstandsunterschreitungs-dauerveränderung in Anlage 5 | 82 |
| Tabelle 4.1-1: | Geplante Ausbautiefen (Unterlage B, Teil 2) | 95 |
| Tabelle 4.1-2: | Ermittlung der zukünftigen Mindestüberdeckung der Düker | 97 |
| Tabelle 4.1-3: | Auswertung Peildaten Düker bei km 622,700 | 102 |
| Tabelle 4.1-4: | Auswertung Peildaten Düker bei km 624,758 | 103 |
| Tabelle 4.1-5: | Auswertung Peildaten Düker bei km 625,190 | 105 |
| Tabelle 4.1-6: | Auswertung Peildaten Düker bei km 628,739 | 108 |
| Tabelle 4.1-7: | Auswertung Peildaten Düker bei km 636,810 | 109 |
| Tabelle 4.1-8: | Auswertung Peildaten Düker bei km 648,900 | 111 |
| Tabelle 4.1-9: | Auswertung Peildaten Düker bei km 649,550 | 112 |

Abbildungsverzeichnis

| | | |
|------------------|--|----|
| Abbildung 1.3-1: | Übersicht des Untersuchungsgebietes nach WSD Nord & BWA (2005) | 4 |
| Abbildung 2.6-1: | Unterscheidung Primär- und Sekundärwellen (BAW, Unterlage H.1c) | 19 |
| Abbildung 2.6-2: | Maximale signifikante Wellenhöhen in der unteren Tideelbe bei der Sturmflut 1994 (BAW-Gutachten Unterlage H.1c), Anlage 1, Abb. 110) | 24 |
| Abbildung 2.6-3: | Interaktion von Schiffs- und Windwellen in Abhängigkeit des Seeganges (schematisch) | 26 |
| Abbildung 2.7-1: | Belastung eines Deiches infolge Schiffsverkehr (Prinzipskizze) | 28 |
| Abbildung 3.1-1: | Regelbauweisen für Uferbefestigungen (MAR, 1993) | 32 |
| Abbildung 3.1-2: | Fußbereich von Uferbefestigungen nach EAU (2004) und MAR (1993) | 33 |
| Abbildung 3.1-3: | Repräsentatives Deckwerk für Uferbefestigungen | 35 |

| | | |
|-------------------|---|----|
| Abbildung 3.1-4: | Beispiel: Ausführung einer Hafenterrasse mit durchlässigem Deckwerk im Hamburger Hafen (EAU, 2004) | 35 |
| Abbildung 3.1-5: | Beispiele: (a) Fußeinbindung, (b) Fußvorlage (aus BAW, Mitteilungsblatt Nr. 87) | 36 |
| Abbildung 3.1-6: | Berechnungsmodell charakteristische Uferböschung | 38 |
| Abbildung 3.1-7: | Berücksichtigte hydraulische Parameter des gesättigten Untergrundes unterhalb des Deckwerkes | 39 |
| Abbildung 3.1-8: | Veränderung der Normaltide | 40 |
| Abbildung 3.1-9: | Versagenszustände der Böschung für die angesetzte mittlere Tide | 40 |
| Abbildung 3.1-10: | Rechengang für die Bemessung eines Deckwerkes nach HUDSON (EAK, 2002) | 49 |
| Abbildung 3.2-1: | Schematische Darstellung von Seedeichen (oben: Schardeich, unten: Vorlanddeich) (LECHNER et al., 2001) | 54 |
| Abbildung 3.2-2: | Deich mit erhöhtem Stauwasserstand im Deichkern (schematisch) | 57 |
| Abbildung 3.2-3: | Stationäre Sickerlinien ohne (oben) und mit hydraulischem Kontakt (unten) zwischen Deichkern und Tidegeschehen für ein Bemessungshochwasser (IMS, 2006) | 59 |
| Abbildung 3.3-1: | Systemskizze einer senkrechten Uferwand mit typischen Abmessungen und Materialeigenschaften..... | 62 |

Anlage

| | |
|----------|--|
| Anlage 1 | Lokale geotechnische Standsicherheit - Exemplarische Erläuterung des Rechenganges zum Nachweis Abgleiten des Deckwerkes |
| Anlage 2 | Lokale geotechnische Standsicherheit - Exemplarische Erläuterung des Rechenganges zum Nachweis hydrodynamischer Bodenverlagerungen |
| Anlage 3 | Ermittlung der Böschungsverformung durch Schiffsanprall, IMS Bericht 9090-01 |
| Anlage 4 | Profildarstellungen (Höhenlängsschnitte) der detailliert untersuchten Düker |
| Anlage 5 | Darstellung der Unterschreitungsdaueränderung von Wasserständen |

1 EINFÜHRUNG

1.1 Anlass

Vor dem Hintergrund der zu beobachtenden Größenentwicklung weltweit verkehrender Containerschiffe und der damit verbundenen Zunahme der Maximaltiefgänge wird von der Freien und Hansestadt Hamburg, Hamburg Port Authority (HPA) und dem Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), vertreten durch das Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg, eine Anpassung der Fahrrinne von Unter- und Außenelbe an die Belange der Containerschifffahrt geplant. Für den Ausbau von Bundeswasserstraßen ist nach § 14 Bundeswasserstraßengesetz (WaStrG) in Verbindung mit § 72 Verwaltungsverfahrensgesetz (VwVfG) ein Planfeststellungsverfahren durchzuführen. Träger des Vorhabens sind das Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Hamburg (für die Bundesstrecke), und die Hamburg Port Authority (HPA), für den Bereich der Hamburger Delegationsstrecke.

Das vorliegende Gutachten zu den „Betroffenheiten Dritter“ ist Bestandteil der Planfeststellungsunterlagen zur Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe. Das Gutachten umfasst die Untersuchung der Auswirkungen des Vorhabens auf Sachgüter Dritter wie z. B. Deckwerke, Deiche oder Hafenanlagen. Dieses Gutachten ersetzt nicht die Betrachtung des Schutzgutes „Kulturgüter und sonstige Sachgüter“ innerhalb der Umweltverträglichkeitsuntersuchung (UVU). Diese findet sich in Unterlage H.11.

1.2 Aufgabenstellung

Im Rahmen dieses Gutachtens werden unter Sachgütern Dritter alle von natürlichen oder juristischen Personen geschaffenen Güter verstanden, die mit den vorhabensbedingten Wirkungen in Berührung kommen können und dabei hinsichtlich ihrer Eigenschaften, Funktionalität und Dauerhaftigkeit Veränderungen erfahren könnten. Diese Veränderungen werden hier untersucht und dargestellt.

Grundlage für die Untersuchungen sind die Wirkungen des Vorhabens. Diese lassen sich in direkte und indirekte Wirkungen unterscheiden. Mit direkten Wirkungen werden im Zusammenhang dieses Gutachtens die eigentlichen Vorhabensbestandteile bezeichnet, zu denen beispielsweise die geplante Vertiefung der Fahrrinne und die Ablagerung von Baggergut im Gewässer gehören. Sie werden in der Vorhabensbeschreibung (Unterlage B.2) behandelt. Unter indirekten Wirkungen werden die Wirkungen des Vorhabens auf die Hydrologie und Morphologie des Elbästuars verstanden, also z. B. die Veränderung der Tidedynamik und die dadurch verursachte Veränderung der Gewässersohle. Diese indirekten Wirkungen werden durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) prognostiziert (Unterlage H.1).

Vergleichbar zur Vorgehensweise bei der UVU wird auch für dieses Gutachten ein Untersuchungsgebiet definiert. Das Untersuchungsgebiet entspricht dem des Schutzgutes Wasser in der UVU (siehe Kapitel 1.3.2). Diese Untersuchungsgebietsabgrenzung wird deswegen gewählt, weil sie die maximale räumliche Ausdehnung der indirekten Vorhabenswirkungen umfasst. Innerhalb des Untersuchungsgebietes werden die indirekten Vorhabenswirkungen hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Sachgüter sys-

tematisch analysiert (zur genaueren Beschreibung der Vorgehensweise siehe Kapitel 1.3 und 1.3.5). Wenn negative Auswirkungen auf bestimmte Sachgütergruppen nach dieser allgemeinen Analyse ausgeschlossen werden können, wird das Untersuchungsgebiet bzw. werden die zu untersuchenden Sachgüter entsprechend eingeschränkt. Es schließt sich gegebenenfalls eine konkrete Einzelbetrachtung von Sachgütern an.

Die Untersuchung der Sachgüter Dritter erfolgt außerhalb der UVU. Dies hat seine Ursache im Verständnis der UVU von dem Schutzgut „Kultur- und Sachgüter“:

Weder das UVPG noch die UVP-Richtlinie (UVP-RL) definieren den Begriff „Kulturgüter und sonstige Sachgüter“. Die einschlägigen Kommentare zum UVPG betonen übereinstimmend den erforderlichen Umweltbezug bei der Bearbeitung der Kulturgüter und sonstigen Sachgüter in der UVU. So führt APPOLD in HOPPE (2002) hierzu aus: *„Für das Begriffsverständnis ist daher an den Umweltbegriff des UVPG anzuknüpfen. Da das Gesetz die natürliche Umwelt als komplexes System miteinander vernetzter Faktoren begreift, liegt es nahe, als Kultur- und sonstige Sachgüter im Sinne des Gesetzes nur solche anzusehen, die in engem Zusammenhang mit einem der genannten Umweltgüter stehen und insoweit als Bestandteil dieses Gefüges erscheinen.“*

ERBGUTH & SCHINK (1996) unterstreichen, dass Sachgüter aufgrund der ökosystemorientierten Schutzrichtung des UVPG nicht unter einem „diffusen, sozioökonomischen Umweltbegriff“ Eingang in die UVP finden dürfen. Vielmehr spreche der ökosystemare Ansatz dafür, dass Kultur- und Sachgüter i.S.d. Gesetzes nur solche sind, die mit der natürlichen Umwelt in einem so engen Zusammenhang stehen, dass eine Prüfung der Auswirkungen sachlich gerechtfertigt ist.

Entsprechend werden in der Fachliteratur dem Begriff „Kulturgüter und sonstige Sachgüter“ geschützte oder schützenswerte Kultur-, Bau- und Bodendenkmale, historische Kulturlandschaften und Landschaftsteile von besonders charakteristischer Eigenart zugeordnet (vgl. u. a. HOPPE 2002, PETERS 2002). Dieser in der UVP-Praxis üblichen Vorgehensweise folgend werden alle anderen Sachgüter außerhalb der UVU im Rahmen dieses Gutachtens behandelt.

Gleichwohl fordert auch der durch die Planfeststellungsbehörden festgesetzte Untersuchungsrahmen gemäß § 5 UVPG (WSD Nord & BWA 2005) die Untersuchung der Sachgüter. Dieser Forderung wird mit diesem Gutachten - allerdings außerhalb der UVU - in vollem Umfang nachgekommen (siehe Kapitel 1.3.1).

1.3 Vorgehensweise

1.3.1 Untersuchungsumfang

Die Planfeststellungsbehörden haben im Untersuchungsrahmen (WSD Nord & BWA 2005) folgenden Untersuchungsumfang für das Schutzgut sonstige Sachgüter festgelegt:

Ist-Zustand

Auswertung verfügbarer Daten und Unterlagen, soweit erforderlich Aktualisierung der Daten. Erfassung der vorhandenen Sachgüter, z. B.

- *Deiche und andere Hochwasserschutzanlagen*
- *Uferbefestigungen*
- *Kaimauern*
- *Unter- und Überwasserböschungen*
- *erdverlegte Kreuzungsbauwerke (Düker)*
- *Häfen*
- *Gebäude*

sowie weiterer baulicher Anlagen im Einflussbereich von:

- *Profilveränderungen*
- *veränderten Überdeckungen*
- *schiffserzeugten Belastungen (Sog und Schwell)*
- *ausbaubedingten Wasserstandsveränderungen*
- *ausbaubedingten Strömungsveränderungen*
- *ausbaubedingten Änderungen der Seegangsverhältnisse*
- *ausbaubedingten Salinitätsänderungen*
- *ausbaubedingten morphologischen Änderungen und*
- *schiffserzeugten Schwingungseinflüssen.*

Prognose

Beschreibende Darstellung und Bewertung der möglichen Veränderungen und Auswirkungen auf die Sachgüter.

Die vorhabensbedingten Auswirkungen auf die Deichsicherheit sind auf der Grundlage der prognostizierten Tidekennwertänderungen unter Berücksichtigung zurückliegender morphologischer Veränderungen und Eingriffe in die Unterelbe nach dem 13,5 m-Ausbau zu untersuchen.

1.3.2 Abgrenzung des Untersuchungsgebiets

Das Untersuchungsgebiet dieses Gutachtens umfasst einen Raum, der dadurch bestimmt wird, dass in ihm direkte oder indirekte Auswirkungen des Vorhabens auftreten bzw. nicht ausgeschlossen werden können. Daraus ergibt sich grundsätzlich ein

Untersuchungsgebiet, welches die Tideelbe von der seeseitigen Ausbaugrenze in der Außenelbe bei Scharhörn (km 755,3) bis zum Wehr Geesthacht (km 586) umfasst. Darüber hinaus sind die folgenden tidebeeinflussten Nebenflüsse und Nebengewässer zu betrachten (vgl. Abbildung 1.3-1):

- Stör
- Krückau
- Pinnau
- Wedeler Au / Hetlinger Binnenelbe
- Flottbek
- Oste
- Freiburger Hafenvriel
- Wischhafener Süderelbe, Ruthenstrom, Grauensieker Schleusenfleth /Kraut-sander Binnenelbe, Barnkruger Loch
- Bützflether Süderelbe
- Schwinge
- Lühe
- Este
- Seeve
- Ilmenau
- Luhe

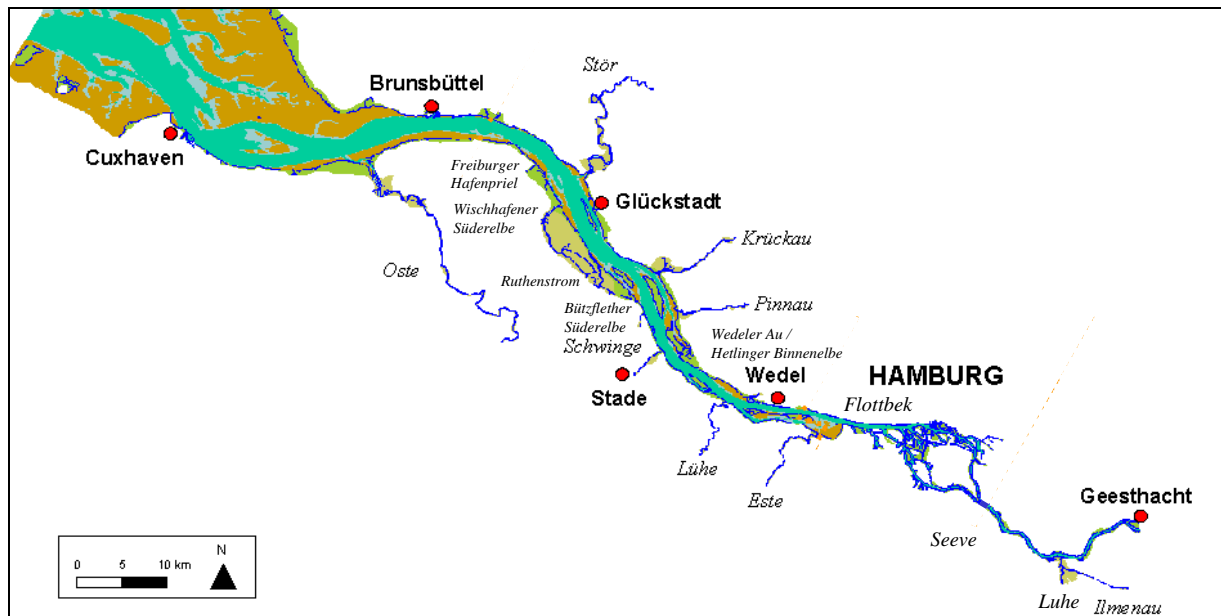


Abbildung 1.3-1: Übersicht des Untersuchungsgebietes nach WSD Nord & BWA (2005)

1.3.3 Definition von Sachgutklassen

Für die gutachterliche Beurteilung der möglichen Betroffenheit von Sachgütern Dritter ist es zweckmäßig, diese in Klassen einzuteilen. Die Klasseneinteilung wird so gewählt, dass alle Mitglieder einer Klasse typische Eigenschaften bezüglich ihrer Reaktion auf die Wirkungen der Fahrrinnenanpassung haben. Die im Untersuchungsgebiet vorkommenden Sachgutklassen sind in Tabelle 1.3-1 aufgelistet und werden nachfolgend kurz beschrieben.

Tabelle 1.3-1: Sachgutklassen

| Sachgüter |
|--|
| 1. Ufer bzw. Uferbefestigungen und. Ufereinfassungen <ul style="list-style-type: none">- natürliche Ufer- Steinschüttungen- Pflasterungen- Bühnen- Lahnungen- Slipanlagen |
| 2. Deiche |
| 3. Senkrechte Ufereinfassungen |
| 4. Kreuzungsbauwerke |
| 5. Gebäude |
| 6. Schleusen, Sperrwerke, Siele |
| 7. Häfen, Lande- und Pontonanlagen |

Bei den in Sachgutklasse 1 zusammengefassten Ufern bzw. Uferbefestigungen und Ufereinfassungen handelt es sich um alle geböschten Ufer und deren Befestigungsarten. Deren geotechnische Standsicherheit wird bei all diesen Bauweisen in gleicher Art berechnet. Auch die funktionale Bemessung dieser Bauwerke gegen äußere Lasten wie zum Beispiel Wellen und Strömung geschieht mit einer einheitlichen Nachweisführung. Bühnen und Lahnungen haben im Vergleich zu Ufereinfassungen mit Steinschüttungen oder Pflasterungen zwar eine andere wasserbauliche Funktion im Gewässer, sie werden aber in gleicher Art konstruiert und bemessen. Die Slipanlage stellt lediglich eine Sonderform einer besonders flach geneigten Ufereinfassung dar, die dem Zwecke dient, Schiffe zu Wasser lassen zu können.

Zur Klasse 2 gehören alle Deiche im Untersuchungsgebiet. Je nach ihrer Lage zum Gewässer sind sie mit einem Bauwerkselement der Klasse 1 kombiniert, um z. B. einen Schutz des Deiches gegen Seegangs- und Schiffswellen bei normalen Tidewasserständen zu gewährleisten.

Die in Klasse 3 zusammengefassten senkrechten Ufereinfassungen bilden eine eigene Gruppe, weil hier ein bauliches Element, nämlich beispielsweise eine Spundwand (vornehmlich Stahl aber gelegentlich auch Holz) dazu dient, einen Geländesprung zu überbrücken (oder besser zu stützen) und dabei gleichzeitig das Ufer zu befestigen. Aufgrund dieser Funktionalität bedarf es eines eigenständigen Nachweissystems zur Standsicherheit und Funktionsfähigkeit dieser Sachgutklasse.

In Klasse 4 werden die Kreuzungsbauwerke - sogenannte Düker - zusammengefasst. Das sind sämtliche Leitungsquerungen unter der Elbe, bei denen zu prüfen ist, ob auch nach Herstellung der vertieften Fahrrinne selbst und der nachfolgenden morphologischen Reaktion des Gewässerbettes eine ausreichende Überdeckung sichergestellt ist.

Der Sachgutklasse 5 werden Gebäude zugeordnet. Deren Reaktion auf Veränderung infolge Fahrrinnenanpassung ähnelt denen der senkrechten Ufereinfassung. Sie fungieren aber normalerweise nicht als Ufereinfassung, stützen also keinen Geländesprung, weswegen auch andere Nachweise bzw. andere Funktionsanalysen zur Untersuchung herangezogen werden. Gebäude, die gleichzeitig Ufereinfassung sind, werden der Klasse senkrechte Ufereinfassung (Klasse 3) zugeordnet.

In Klasse 6 sind sämtliche Durchlass- und Sperrbauwerke zusammengefasst. Aus geotechnischer Sicht reagieren diese Bauwerke wie senkrechte Ufereinfassung. In dieser Klasse ist ihre Funktion als wasserwirtschaftliches Bauwerk, als Durchlass für die Schifffahrt oder als Element der Hochwasserschutzlinie zu untersuchen.

Klasse 7 enthält die Häfen sowie die Lande- und Pontonanlagen. Die dort vorhandenen Bauwerke verhalten sich aus geotechnischer Sicht ebenfalls wie senkrechte Ufereinfassungen. Bedeutsam für ihre Funktion als Hafen oder Anlegeplatz ist die Beurteilung zur Sedimentation, zur Wellenbildung (Schwell und Absenk) und ggf. zur Strömungssituation. Deswegen werden die Häfen und sonstige Landeanlagen in eine eigenständige Sachgutklasse zusammengefasst.

1.3.4 Auswirkungen der Fahrrinnenanpassung (Wirkfaktoren)

Grundlage der Beurteilung der Betroffenheit von Sachgütern durch den geplanten Ausbau der Unter- und Außenelbe sind neben den eigentlichen im Erläuterungsbericht dargestellten Baumaßnahmen (Unterlage B.2) die von der BAW vorgelegten Gutachten zu den Auswirkungen der Fahrrinnenanpassung auf die Hydrologie und den Sedimenthaushalt des Elbeästuars (sogenannte indirekte Wirkungen des Vorhabens). Diese sind in den Gutachten der BAW (Unterlage H.1) dargelegt. Die Auswirkungen beziehen sich auf die folgenden physikalischen Größen:

- Wasserstände und Veränderungen der Tidewelle, z. B. der Flut- und Ebbedauern
- Strömungsgeschwindigkeiten
- Salzgehalte
- Sedimentkonzentrationen
- Morphologische Veränderungen durch die Vertiefung (selber), den morphologischen Nachlauf sowie infolge Veränderung des Sedimenttransports

- Schiffs- und Seegangswellen.

Die von der BAW prognostizierten vorhabensbedingten Veränderungen sind in Kapitel 2 dieses Gutachtens zusammenfassend dargestellt. Aus den Prognosen der BAW werden zunächst im Sinne einer Worst-Case-Analyse gerundete Veränderungswerte abgeleitet. Mit diesen Werten wird eine Sensitivitätsanalyse der Sachgutempfindlichkeit auf die Wirkungen der Fahrrinnenanpassung durchgeführt. Falls das Ergebnis dieser Analyse eine Betroffenheit des Sachgutes ergibt, wird ggf. die exakte Prognose der BAW für eine weitergehende Untersuchung zugrunde gelegt.

1.3.5 Sensitivitätsanalyse

Für jede Sachgutklasse wird also zunächst eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Diese umfasst teilweise die Definition charakteristischer Abmessungen und Materialeigenschaften und hat als Ergebnis die Bildung von „repräsentativen Bauwerken“ zur Folge. Die repräsentativen Bauwerke werden anschließend den vorhabensbedingten Wirkfaktoren gegenübergestellt.

Als Ergebnis dieser Sensitivitätsanalyse wird im Einzelnen festgestellt, ob die Sachgutklasse als von der Fahrrinnenanpassung betroffen oder nicht betroffen bewertet werden kann. Im Falle einer Nichtbetroffenheit wird die Sachgutklasse ausgeschlossen. Im Falle einer Betroffenheit wird für die jeweilige Klasse eine verdichtete Untersuchung vorgenommen. Im Einzelfall ist eine genauere Betrachtung anhand der konkreten einzelnen Sachgüter durchzuführen.

1.4 Vorhabensmerkmale und -wirkungen (Zusammenfassung)

1.4.1 Vorhabensmerkmale

Das Vorhaben wird in der Planfeststellungsunterlage B.2 (Vorhabensbeschreibung) ausführlich beschrieben. Die Auswertung der Vorhabensbeschreibung im Hinblick auf die Umweltrelevanz der beabsichtigten Maßnahmen (vgl. Abbildung 1.4-1) ist dem zusammenfassenden UVU-Bericht (Kapitel 1) zu entnehmen (Planfeststellungsunterlage E).

Zusammengefasst besteht das zur Planfeststellung beantragte Vorhaben aus:

1. Ausbaumaßnahmen,
2. begleitenden Baumaßnahmen und
3. Strombau- und Verbringungsmaßnahmen.

Kompensationsmaßnahmen sind Teil des Landschaftspflegerischen Begleitplans (Planfeststellungsunterlage G). Zukünftige Unterhaltung und zukünftiger Schiffsverkehr als ausbauinduzierte Folgen und Entwicklungen sind Teil der weiteren, betriebsbedingten Vorhabenswirkungen.

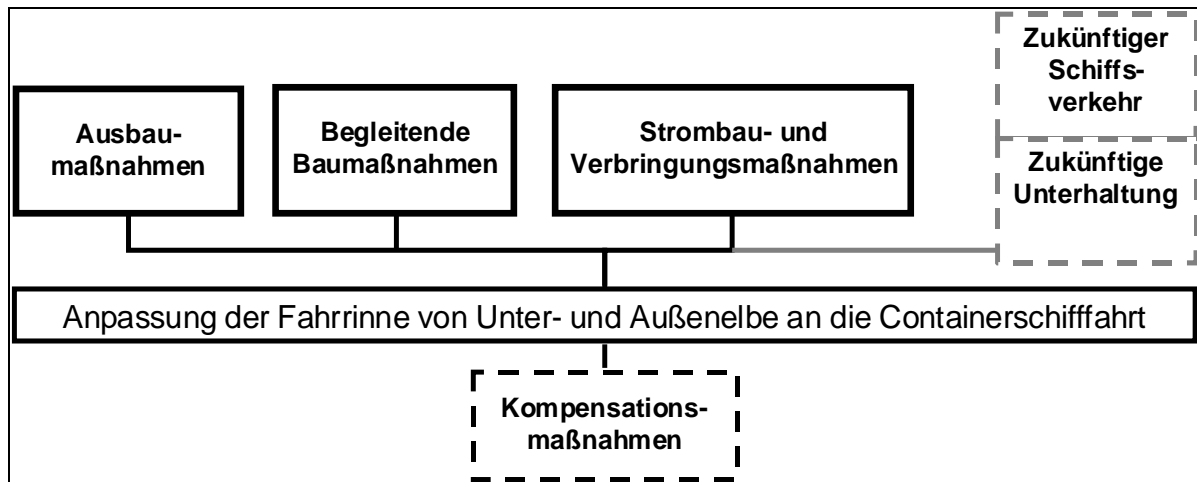


Abbildung 1.4-1: Übersicht der Vorhabensmerkmale

1.4.1.1 Ausbaumaßnahmen

Die Ausbaumaßnahmen zur Anpassung der vorhandenen Fahrrinne an die Schiffgrößenentwicklung in der Containerschifffahrt umfassen folgende Teilausbaumaßnahmen:

1. Fahrriinnenausbau (Vertiefung und Verbreiterung):
Innerhalb der 136 km langen Ausbaustrecke (km¹ 755,3 bis km 619,5) wird die vorhandene Fahrrinne vertieft und ab Störkurve (km 680) bis oberhalb in den Hamburger Hafen streckenweise verbreitert.
2. Herstellung der Begegnungsstrecke:
Zwischen km 644 (Ausgang Lühekurve, Bundesstrecke) bis km 636 (Blankenese, Delegationsstrecke) wird die Fahrrinne als Begegnungsstrecke für den Schiffsverkehr nach Süden aufgeweitet.
3. Vertiefung von Hafenzufahrten:
Park- und Waltershofer Hafen sowie Vorhafen (Hamburger Delegationsstrecke) in Anpassung an die beantragte Solltiefe der Fahrrinne.

¹ Die km-Angaben im nachfolgenden Text beziehen sich, sofern nicht anders angegeben, auf die aktuelle Fahrriinnenkilometrierung.

Rechnerisch wird eine Sedimentmenge von ca. 33,4 Mio. m³ (bezogen auf das Profilmaß) ausgebaggert. Insgesamt ergibt sich durch Auflockerung des Sediments beim Baggervorgang eine unterzubringende Baggermenge von rund 38,5 Mio. m³ (Schutenmaß). Bei den Mengenangaben sind Baggertoleranz bzw. Vorhaltemaß² und Breitenüberbaggerung³ sowie die Herstellung des Warteplatzes Brunsbüttel (vgl. Kapitel 1.4.1.2) berücksichtigt.

1.4.1.2 Begleitende Baumaßnahmen

Folgende drei Baumaßnahmen begleiten die o.g. Ausbaumaßnahmen:

1. Anpassung der Schifffahrtszeichen:
Schwimmende Schifffahrtszeichen (Fahrwassertonnen) werden an die sich ändernde Fahrrinnentrassierung angepasst. Darüber hinaus ist ein Neubau der Richtfeuerlinie Blankenese auf der Hamburger Delegationsstrecke vorgesehen: Die heutige Richtfeuerlinie wird um 125 m südlich verschoben. In dieser Linie wird das Unterfeuer ca. 90 m östlich des Anlegers Blankenese und das Oberfeuer nördlich des Jachthafens Mühlenberg errichtet. Die vorhandenen Richtfeuer werden bis auf die Fundamente rückgebaut.
2. Herstellung eines Warteplatzes bei km 695 im Bereich der Nordost-Reede (vor dem Elbehafen Brunsbüttel) und
3. Bau einer Vorsetze in der Köhlbrandkurve (Hamburger Delegationsstrecke).

Die Wirkfaktoren sind teilweise mit denen der Ausbaumaßnahmen identisch.

1.4.1.3 Strombau- und Verbringungsmaßnahmen

Das Strombau- und Verbringungskonzept ist ein wesentlicher Bestandteil der Planungen zur Fahrrinnenanpassung (vgl. Planfeststellungsunterlage B.2).

Verbringungsarten

Die gebaggerten Sedimente, allgemein das Ausbaubaggergut (im Unterschied zu Unterhaltungsbaggergut), werden in der Unter- und Außenelbe strombaulich optimierend eingebaut. Ein Teil der Sedimente soll darüber hinaus in der Außenelbe umgelagert und ein Teil auf Spülfeldern verbracht werden. Es besteht eine Option, bautechnisch geeignete Sande an Dritte zu verkaufen, allerdings ist dies nicht umweltrelevanter Teil des Vorhabens der Fahrrinnenanpassung.

² Die Baggertoleranz bezeichnet die über die geplante Solltiefe hinausgehende Vertiefung der Sohle. Innerhalb der Bundesstrecke werden 0,2 m angesetzt. Auf der Hamburger Delegationsstrecke ist zusätzlich ein Vorhaltemaß vorgesehen, so dass hier 0,5 m (in Teilbereichen auch 1,0 m) angesetzt werden.

³ Die Breitenüberbaggerung sichert die herzustellende Breite (Sollbreite) der Gewässersohle der Fahrrinne, weil es in Abschnitten anstehender Lockersedimente zum Nachrutschen der Böschungen kommen kann, durch die eine erforderliche Sollbreite kurzfristig wieder unterschritten würde. Dabei handelt es sich um eine kurzfristige, unmittelbare Reaktion der Topographie auf die Baggerung, also die "Anpassung" der Böschungen an die veränderte (vertiefte) Gewässersohle.

Im Rahmen der UVU sind

- das Umlagern und
- der Einbau von Sedimenten

in Unter- und Außenelbe von Belang.

Umlagern von Sediment (Umlagerungsstellen)

Für eine Umlagerung von Ausbaubaggergut ist eine Verbringung bevorzugt in den zwei Bereichen Medembogen und Neuer Luechtergrund vorgesehen.

Einbau von Sedimenten

Der Einbau der Sedimente erfolgt in

- 6 Unterwasserablagerungsflächen:
Medemrinne-Ost, Neufelder Sand, Glameyer Stack-Ost, St. Margarethen, Scheelenkuhlen, Brokdorf
- Übertiefenverfüllung St. Margarethen
- 7 Ufervorspülungen
Brokdorf, Glückstadt/Störmündung (unterhalb) „Hollerwettern“, Glückstadt/Störmündung (oberhalb), Kollmar Hetlingen, Wisch (Lühemündung), Wittenbergen
- 4 Spülfeldern auf den Elbinseln Pagensand und Schwarztonnensand.

1.4.2 Vorhabenswirkungen

In die UVU werden alle bau-, anlage-/betriebsbedingten Wirkfaktoren des beantragten Vorhabens eingestellt.

Die Vorhabenswirkungen während der Bauphase, im speziellen Fall vor allem die Schallemissionen während der Bauphase, sind von den übrigen Vorhabenswirkungen aufgrund ihrer kurz- bis mittelfristigen Wirkungsdauer eindeutig abzugrenzen.

Anlage- und betriebsbedingte Vorhabenswirkungen (die oft nicht eindeutig getrennt werden können) wirken dagegen langfristig oder treten regelmäßig wiederkehrend auf.

In Tabelle 1.4-1 wird eine Übersicht der Vorhabenswirkungen (bau-, anlage-/betriebsbedingt) gegeben, die in der UVU zu berücksichtigen sind. Bei den Anlagen der Richtfeuerlinie Blankenese wird neben dem Neubau der Anlagen auch der Rückbau der vorhandenen Richtfeuer betrachtet.

Tabelle 1.4-1: Vorhabenswirkfaktoren

| Vorhabensmerkmal: | Baubedingte Wirkungen: |
|--|--|
| <p>Ausbaumaßnahmen</p> <ul style="list-style-type: none"> – Nassbaggerungen (Ausbaubaggerung) mit Eimerkettenbaggern, Schleppkopfsaugbaggern und Löffelbaggern (nur im Hamburger Hafen) | <p>Einsatz von Schiffen, Maschinen und technischem Gerät zur Entnahme von Sedimenten:</p> <ul style="list-style-type: none"> – optische Wahrnehmbarkeit der Baggerfahrzeuge und Transportschuten – Schallemissionen (Unterwasserschall, Luftschall) – Luftschadstoffemissionen <p>Sedimentabtrag:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Sedimentfreisetzung, Trübung und Erhöhung des Schwebstoffgehaltes – Freisetzung und Verlagerung Sauerstoff zehrender Sedimente – Freisetzung und Verlagerung nähr- und schadstoffhaltiger Sedimente – vorübergehende Veränderung von Gewässersohle |
| <p>Begleitende Baumaßnahmen</p> <ul style="list-style-type: none"> – Ausbaubaggerung zur Herstellung eines Warteplatzes Brunsbüttel | <p>- wie vor -</p> |
| <p>Begleitende Baumaßnahmen</p> <ul style="list-style-type: none"> – Bau eines neuen Ober- und Unterfeuers bei Blankenese und Rückbau der vorhandenen Richtfeuer in diesem Bereich – Bau einer Vorsetze in der Köhlbrandkurve | <p>Wasser- und landseitiger Geräte- und Maschineneinsatz, Einsatz von Schiffen (Materialtransport etc.), Baustelleneinrichtung; Entnahme, Transport und Einbringung von Sedimenten, Boden und Baumaterial:</p> <ul style="list-style-type: none"> – optische Wahrnehmbarkeit von Baufahrzeugen, Baggerfahrzeugen und Transportschuten – Schallemissionen (Unterwasserschall, Luftschall) – Luftschadstoffemissionen – vorübergehende Flächeninanspruchnahme – vorübergehende Veränderung von Geländeoberfläche und Gewässersohle |
| <p>Strombau- und Verbringungsmaßnahmen</p> <ul style="list-style-type: none"> – Umlagern von Sediment – Herstellung von Unterwasserablagereungsflächen – Übertiefenverfüllung – Ufervorspülungen – Spülfeldherrichtung und -beschickung | <p>Wasser- und landseitiger Geräte- und Maschineneinsatz, Einsatz von Schiffen (Materialtransport etc.), Baustelleneinrichtung; Entnahme, Transport und Einbringung von Sedimenten, Boden und Baumaterial:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Optische Wahrnehmbarkeit von Baufahrzeugen, Schiffen und Transportschuten – Schallemissionen (Unterwasserschall, Luftschall) – vorübergehende Flächeninanspruchnahme – vorübergehende Veränderung von Geländeoberfläche und Gewässersohle z. B. durch Spüleleitungen |
| Vorhabensmerkmal | Anlagebedingte Wirkungen: |
| <p>Ausbaumaßnahmen</p> <ul style="list-style-type: none"> – Ausgebaute Fahrrinntiefe – Ausgebaute Fahrrinnenbreite – Begegnungsstrecke – Angepasste Hafenzufahrten | <ul style="list-style-type: none"> – Veränderte Gewässertopografie und Gewässersohle (Beschaffenheit und Struktur, Tiefe/Lage etc.) – Veränderte Morphodynamik – Veränderte Strömungsgeschwindigkeiten und Sedimenttransporte – Veränderte Tidewasserstände – Veränderte Salzgehalte |
| <p>Begleitende Baumaßnahmen</p> <ul style="list-style-type: none"> – Warteplatz Brunsbüttel – Vorsetze in der Köhlbrandkurve – Neubau der Richtfeuerlinie Blankenese – Rückbau der vorhandenen Richtfeuer | <ul style="list-style-type: none"> – Veränderte Gewässertopografie und Gewässersohle (Beschaffenheit und Struktur, Tiefe/Lage etc.) – Veränderte Geländeoberflächen (im terrestrischen Bereich) und Strukturen – Vorhandensein von Bauwerken und Schifffahrtszeichen (z.T. veränderte Lage) |

| Vorhabensmerkmal | Anlagebedingte Wirkungen: |
|---|---|
| Strombau- und Verbringungsmaßnahmen im terrestrischen Bereich – zwei Uferverspülungen, die über MThw hinausgehen – Spülfelder | – Veränderte Geländeoberflächen oberhalb MThw bzw. im terrestrischen Bereich |
| Strombau- und Verbringungsmaßnahmen unterhalb MThw – Unterwasserablagerungsflächen – Übertiefenverfüllungen – Uferverspülungen – Umlagerungsstellen | – Veränderte Gewässertopographie und Gewässersohle (Beschaffenheit und Struktur, Tiefe/Lage etc.) unterhalb MThw – Veränderte Morphodynamik – Veränderte Strömungsgeschwindigkeiten und Sedimenttransporte – Veränderte Tidewasserstände |
| Vorhabensmerkmal | Betriebsbedingte Wirkungen |
| Unterhaltungsbaggerungen | – Veränderter Unterhaltungsaufwand (Quantität und Lage) - vgl. baubedingte Wirkungen der Ausbaumaßnahmen |
| Unterhaltungsbaggerungen | – Veränderte Umlagerung s.o. |
| Beschickung SF Pagensand mit Unterhaltungsbaggergut | – Spülbetrieb auf drei Jahre befristet |
| (Fein- und Mittelsedimente) Schiffsverkehr | – Veränderter Schiffsverkehr bzw. Zunahme schiffsinduzierter Belastungen (z. B. Wellen). |
| Neue Richtfeuer | – Betrieb des Richtfeuers |
| Rückgebaute Richtfeuer | – Wegfall des Richtfeuerbetriebs |

2 CHARAKTERISTISCHE GRÖSSE DER WIRKFAKTOREN UND IHRE VARIATION

2.1 Wasserstand sowie Flut- und Ebbedauern

Die ausbaubedingten Änderungen von Hydrodynamik und Salztransport werden in der Unterlage H.1a der BAW beschrieben und in den zugehörigen Anlagen dokumentiert. Darin werden zwei Szenarien mit niedrigem, häufigsten und mit hohem Oberwasserabfluss betrachtet. Erst genanntes wird für die nachfolgenden Beschreibungen der ausbaubedingten Veränderungen als Grundlage herangezogen.

Wasserstände

Die mit der Fahrrinnenanpassung verbundenen Wirkungen auf die Tidehochwasserstände (Thw), die Tideniedrigwasserstände (Tnw) und (sich daraus ergebend) auf den Tidehub (Thb) sind in Unterlage H.1a dargelegt und in dessen Anlage 2 als entsprechende Längsschnitte (Abb. 2, Abb. 18, Abb. 34) aufgetragen. Die nachfolgend genannten Maximalwerte der Wasserstandsänderungen werden in Zentimetergenauigkeit angegeben.

Gemäß Unterlage H.1a, Abb. 2 in Anlage 2, sinkt das mittlere Tidehochwasser (MThw) im Elbschnitt zwischen Altenbruch und Brokdorf um bis zu 2 cm ab und steigt im Abschnitt Glückstadt bis Geesthacht zwischen 2 cm und 3 cm an. Die maximale Erhöhung liegt im Bereich Stadersand bis Wedel.

Das mittlere Tideniedrigwasser (MTnw) sinkt gemäß Abb. 18 der Anlage 2 seewärts Otterndorf bis zu 3 cm ab. Im Abschnitt Otterndorf bis Brunsbüttel steigt das MTnw um bis zu 2 cm an und sinkt im Abschnitt Glückstadt bis Geesthacht um bis zu 4 cm ab. Das Minimum liegt etwa bei St. Pauli.

Die Änderungen des Tidehubes (Anlage 2, Abb. 34) ergeben sich aus den vorgenannten Wasserstandsänderungen mit bis zu 6 cm Erhöhung (zwischen Wedel und St. Pauli) und 4 cm Verminderung (Bereich Otterndorf).

Flut- und Ebbedauern

Neben einer Änderung der Wasserstände führt die Fahrrinnenanpassung auch zu einer Änderung der Flut- und Ebbedauern⁴. Die Flut- und Ebbedauern sind in Anlage 2 des Teilgutachtens Tidedynamik (Unterlage H.1a) in Form von Längsschnitten dargestellt. Sie zeigen die ästuartypische Charakteristik, nämlich dass die Ebbedauer stromauf länger wird und entsprechend dazu die Flutdauer sich verkürzt.

Die Veränderung der Flut- und Ebbedauern sind in Abb. 50 bzw. Abb. 66 der Anlage 2 des Teilgutachtens (Unterlage H.1a) in Form von Längsschnitten dargestellt. Danach ändern sich die Dauern um plus/minus 3 Minuten.

4 Die Flutdauer ist als der Zeitraum definiert, der vom Eintrittszeitpunkt des Tideniedrigwasser bis zum Eintrittszeitraum des Tidehochwasser dauert. Analog gibt die Ebbedauer den Zeitraum von Tidehochwasser bis Tideniedrigwasser an.

2.2 Strömungsgeschwindigkeit

Mit veränderten Wasserständen sind auch Veränderungen der Strömungsverhältnisse im Elbeästuar verbunden. Diese werden ebenfalls in dem Teilgutachten zur Tidedynamik (Unterlage H.1a) der BAW erläutert und dokumentiert. Darin werden zwei Szenarien mit niedrigem und gleichzeitig häufigen sowie mit hohem Oberwasserabfluss betrachtet. Erst genanntes wird für die nachfolgenden Beschreibungen der ausbaubedingten Veränderungen als Grundlage herangezogen.

Die Strömungsverhältnisse der Tideelbe mit ihren Nebengewässern sind sehr komplex und weisen hohe natürliche Schwankungen auf. Grundsätzlich treten die höchsten Strömungsgeschwindigkeiten in der tiefen Hauptrinne der Elbe auf. Dort liegen die mittleren Geschwindigkeiten in der Größenordnung zwischen 0,7 m/s und 1,1 m/s, während die maximalen Werte je nach Messort zwischen 1,2 m/s und 2,0 m/s schwanken. Die im Gutachten der BAW zur Tidedynamik (Unterlage H.1a) dargestellten Längsschnitte der Tidekennwerte zu den Strömungsgeschwindigkeiten sowie die ebenfalls enthaltenen flächenhaften Darstellungen tiefengemittelter Strömungstidekennwerte vermitteln einen umfassenden Eindruck von dieser Variabilität. Besondere meteorologische Ereignisse, wie zum Beispiel Sturmfluten (vgl. Unterlage H.1b), verursachen eine zusätzliche Variabilität, die in den genannten Darstellungen nicht enthalten ist.

Die Änderungen der Strömungsgeschwindigkeiten infolge der Fahrrinnenanpassung sind ebenfalls hochvariabel, folgen sie doch unmittelbar aus der jeweiligen Querschnittsveränderung, die das Vorhaben durch die Vertiefung der Fahrrinne oder die Anlage von Baggergutablagerungsflächen erzeugt (siehe dazu Strömungsgeschwindigkeitstidekennwertänderung im Längsschnitt und als flächenhafte Darstellungen in Anlage 2 (Abb. 82 bis Abb. 144).

Die Änderungen der mittleren Flutstromgeschwindigkeit (vgl. Abb. 43 in Anlage 2) betragen bis zu 10 cm/s, mit einer Erhöhung im Bereich Otterndorf und einer Verringerung um 10 cm/s im Bereich St. Pauli bis Wedel.

Die Änderungen der mittleren Ebbstromgeschwindigkeit (vgl. Abb. 98 in Anlage 2) bewegen sich mit 10 cm/s in der gleichen Größenordnung wie die Änderungen der mittleren Flutstromgeschwindigkeiten. Die Maxima und Minima treten in ähnlichen Bereichen auf.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die Bandbreite der im Ist-Zustand auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten durch die Änderungen infolge Fahrrinnenanpassung nicht verlassen wird.

Bei manchen Nachweisen zur Standsicherheit und Funktionsfähigkeit von Sachgütern ist es erforderlich, kennzeichnende Strömungsgeschwindigkeiten anzunehmen, diese werden im Rahmen dieser Sensitivitätsanalyse wie folgt gewählt:

| | |
|------------------------------------|----------|
| Mittlere Strömungsgeschwindigkeit: | 1,0 m/s |
| Maximale Strömungsgeschwindigkeit: | 2,0 m/s. |

Da es lokal betrachtet zu Änderungen dieser Strömungsgeschwindigkeit kommt (vgl. entsprechende Abbildungen in Anlage 4 des Teilgutachtens Hydrodynamik, flächen-

hafte Darstellungen), werden die Änderungen für die Sensitivitätsanalyse wie folgt angesetzt:

- (1) Abnahme um 0,01 m/s, 0,05 m/s, 0,10 m/s, 0,20 m/s
- (2) Zunahme um 0,01 m/s, 0,05 m/s, 0,10 m/s, 0,20 m/s.

2.3 Veränderungen des Salzgehaltes

Die Thematik der ausbaubedingten Veränderungen des Salztransportes und damit des Salzgehaltes wird in dem Teilgutachten Tidedynamik der BAW (Unterlage H.1a) beschrieben und mit entsprechenden Abbildungen hinterlegt. Darin werden zwei Szenarien mit niedrigem, häufigsten und mit hohem Oberwasserabfluss betrachtet. Erst genanntes wird für die nachfolgenden Beschreibungen der ausbaubedingten Veränderungen als Grundlage herangezogen.

Das Zusammentreffen von Süß- mit Salzwasser und die daraus resultierende Bildung einer Brackwasserzone mit den darin ablaufenden hydro- und morphodynamischen Prozessen ist das kennzeichnende Merkmal eines Ästuars. Grundsätzlich drückt das aus dem Binnenland vordringende Süßwasser, der sogenannte Oberwasserabfluss, das Salzwasser hinaus in das Küstenmeer. Durch die Wirkung der Tide entsteht eine alternierende Strömung, bei der das Salzwasser mit jeder Flut stromauf und mit jeder Ebbe stromab transportiert wird. Dieser Vorgang wird durch die sogenannte barokline Zirkulation überlagert. Durch die größere Dichte des Salzwassers strömt sohnah salzhaltiges, „schwereres“ Wasser stromauf und oberflächennah Süßwasser stromab. Der Salzgehalt bzw. die Lage der Brackwasserzone schwankt also

- (1) kurzfristig mit dem Tidezyklus (Zeitmaßstab Stunden) und
- (2) längerfristig mit dem Oberwasserabfluss (Zeitmaßstab Monate) sowie
- (3) in geringerem Umfang mit Einzelereignissen wie z. B. Sturmfluten.

Der Salzgehalt wird i.d.R. in der relativen Einheit PSU (*practical salinity unit*) angegeben. Ältere Einheiten sind ppt (parts per thousand) und Promille (‰). Als Süßwasser wird Wasser mit einem Salzgehalt von kleiner 0,5 PSU angesehen, Meerwasser wird ein Salzgehalt von 30 PSU zugeordnet. In einem Ästuar nimmt der Salzgehalt nach Unterstrom innerhalb der Brackwasserzone von Süßwasser- auf Meerwasserqualität zu.

In der Elbe liegt die Brackwasserzone bei mittlerem Oberwasserabfluss zwischen Cuxhaven und Glückstadt. Bei sehr geringen Oberwasserabflüssen kann die Brackwasserzone weiter nach Oberstrom vordringen.

Im Gutachten der BAW zur Tidedynamik (Unterlage H.1a) ist diese Variabilität anhand von Längsschnitten des Salzgehaltes deutlich gemacht (vgl. Abb. 197 ff in Anlage 2).

Die Änderungen des maximalen Salzgehaltes (Abb. 178 in Anlage 2) werden für den Bereich seewärts von Cuxhaven bis zu $-0,1$ PSU (Abnahme) und zwischen Cuxhaven und Stadersand mit einer Zunahme von maximal $0,7$ PSU im Bereich Brunsbüttel angegeben.

Für den mittleren Salzgehalt (Abb. 198 in Anlage 2) weist das BAW-Gutachten für die Tideelbe zwischen dem Großen Vogelsand und Geesthacht die maximale Zunahme von 0,7 PSU ebenfalls für den Bereich von Brunsbüttel aus.

Für den minimalen Salzgehalt (Abb. 188 in Anlage 2) werden Änderungen zwischen -0,1 PSU und +0,6 PSU entlang der Tideelbe ausgewiesen. Die Änderungen der mittleren Salzgehaltsvariation bewegen sich zwischen -0,5 PSU und +0,5 PSU.

Ferner beschreibt der Gutachter in Abschnitt 5.3.2 von Unterlage H.1a die Verlagerung der Isohalinen, also der Linien gleichen Salzgehalts, die in der Brackwasserzone mit der Tide stromauf und stromab wandern. Diese verschieben sich wie folgt:

- die 1 PSU-Isohaline um 1.400 m stromauf
- die 5 PSU-Isohaline um 1.900 m stromauf
- die 10 PSU-Isohaline um 1.000 m stromauf.

Die Isohalinen werden aus den Längsschnitten entlang der Fahrrinnenmitte ermittelt.

Flächenhafte Darstellungen, aus denen sich die Variation über den Querschnitt einschätzen lässt, enthalten die Abbildungen 43 - 50 in Anlage 4 der Unterlage H.1a. Aus diesen ist ersichtlich, dass sich die Kennwerte minimaler, mittlerer und maximaler Salzgehalt auf der Südseite der Fahrrinne im Abschnitt zwischen Altenbruch und Wischhafen um 0,2 bis 0,6 PSU ändern. Dies trifft im Wesentlichen auch auf die Nordseite der Fahrrinne zu. Lediglich im Wirkungsumfeld der Unterwasserablagerungsflächen sind die Änderungen etwas größer und erreichen Maximalwerte ca. 1,5 PSU. Von diesen Änderungen ist auch der Uferabschnitt bei Neufeld betroffen.

2.4 Veränderungen der Sedimentkonzentration

Die Tideströmungen im Elbästuar erzeugen Schubspannungen an der Sohle, durch die Sedimente an der Sohle mobilisiert werden (erodieren). Die Sedimente werden durch die Strömung an und über der Sohle transportiert bis sie mangels erforderlicher Strömungsgeschwindigkeit (beispielsweise in strömungsruhigen Seitenbereichen oder bei der nächsten Tidekenterung) sedimentieren, um ggf. anschließend wieder remobilisiert zu werden. Die resultierende Sedimentfracht ist dabei als räumliches und zeitliches Integral des Produktes aus Sedimentkonzentration und Strömungsgeschwindigkeit zu verstehen.

Der Sedimenttransport selbst findet an der Sohle (Bodenfracht) und in der Wassersäule (Suspensionsfracht) statt. Die Art des Sedimenttransportes ist eine Funktion der hydraulischen Randbedingungen sowie der Eigenschaften von Sohle und Sediment.

Im Gutachten der BAW zur ausbaubedingten Änderung der morphodynamischen Prozesse (Unterlage H.1c) werden die im Vergleichszustand ablaufenden Prozesse des Sedimenttransportes und die zu erwartenden ausbaubedingten Änderungen ausführlich dargestellt. Auf diese Erläuterungen wird grundsätzlich verwiesen. Eine Wiederholung der Beschreibungen zum Sedimenttransport erfolgt an dieser Stelle nicht.

Der Geschiebetransport im Vergleichs- und Ausbauzustand wird in Abschnitt 11.3.3 des genannten BAW-Gutachtens mit den zugehörigen Abbildungen in der Anlage 1 erläutert. Die Erläuterungen zum Suspensionstransport finden sich in dem Abschnitt 11.3.4 des BAW-Gutachtens. In diesen Erläuterungen zu Geschiebefracht und Suspensionsfracht wird inhaltlich auf die Darstellungen (Vergleichszustand und Differenz aus Ausbau- und Vergleichszustand) der folgenden Parameter Bezug genommen:

- effektive Bodenschubspannung (Maximum, Mittelwert, Standardabweichung)
- Geschiebefracht (Flutstrom, Ebbestrom, residuell)
- Schwebstoffgehalt (Maximum, Mittelwert, Variation)
- Advektiver Schwebstofftransport (Flutstrom, Ebbestrom, residuell).

Geschiebefracht

Die Geschiebefracht wird als volumetrische Größe in $[m^3/m]$ angegeben. Der Geschiebetransport konzentriert sich vornehmlich auf die Fahrrinne und die angrenzenden Böschungsbereiche. Dort werden Geschiebefrachten von etwa $0,3 m^3/m$ erreicht. Als charakteristisch ist zu bezeichnen, dass der Flutstrom im Gegensatz zum Ebbestrom keine zusammenhängenden Transportbänder zeigt.

Die ausbaubedingten Änderungen der Sohlschubspannungen und Strömungsgeschwindigkeiten verursachen ebenfalls eine Veränderung des Geschiebetransportes, lokal um bis zu 30 %. Im Vergleich zu den Transportmengen der Suspensionsfracht sind die ausbaubedingten Zunahmen der Geschiebefracht jedoch als gering zu bewerten. Auf die zugehörigen Abbildungen 164 bis 187 der Anlage 1 der Unterlage H.1c wird verwiesen.

Suspensionsfracht

Die Suspensionskonzentration wird in der Einheit $[kg/m^3]$ bzw. $[g/l]$ angegeben. Entlang des Elbeästuars steigt die Suspensionskonzentration von See her kommend zunächst stark an bis diese ihr Maximum im Bereich der sogenannten Trübungszone erreicht. Weiter stromauf fallen die Konzentrationen wieder ab.

Der Kern der Trübungszone bewegt sich im Bereich von Störmündung und Rhinplate. Für den Vergleichszustand weist die BAW eine mittlere tiefengemittelte Suspensionskonzentration von mehr als $0,2 g/l$, im Maximum sogar $0,32 g/l$ aus. Stromauf und stromab nehmen die Konzentrationen ab und erreichen Werte von unter $0,05 g/l$ im Bereich Osteriff (unterstrom) oder Mühlenberger Loch (oberstrom).

Die ausbaubedingten Änderungen der Suspensionskonzentrationen bewegen sich zwischen $+0,010 g/l$ (Zunahme) und $-0,015 g/l$ (Abnahme), wobei sie im Längsprofil der Tideelbe variieren.

Für die Nebenelben werden schwache Zunahmen der maximalen Konzentrationen in der Glückstädter Nebenelbe und der Lühesander Süderelbe angegeben. Signifikante Zunahmen werden in der Nebenelbe am Schwarztonnensand, an der Pagensander Nebenelbe und der Haseldorfer Binnenelbe sowie im Ostabschnitt der Hahnöfer Nebenelbe ausgewiesen. Aufgrund der verhältnismäßig geringen Durchflussmengen

kommt es jedoch nicht zu maßgeblichen Veränderungen der Netto-Transporte, die deswegen in den Abbildungen in der Anlage 1 nicht sichtbar werden. Auf die zugehörigen Abbildungen 188 bis 247 der Anlage 1 der Unterlage H.1c wird verwiesen.

2.5 Veränderungen der Morphologie

Die Veränderung der Morphologie setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Diese sind

- a) der eigentliche Ausbau (direkte Wirkung) und
- b) die nachfolgende morphologische Reaktion durch eine Veränderung der Tideströmung (indirekte Wirkung).

Die Anpassung der Morphologie der Tideelbe an die hydraulischen und morphologischen Veränderungen im Zuge der Fahrrinnenanpassung wird als morphologischer Nachlauf bezeichnet.

Die Ausbautrasse ist in der Antragsunterlage B.2 (Vorhabensbeschreibung) dargestellt.

Die morphologische Reaktion des Gewässers auf den Ausbau (vgl. Punkt (b)) wird im BAW-Gutachten Unterlage H.1c ausführlich in den Abschnitten 11.3.5 und 11.4. beschrieben und in den Abbildungen 248 bis 252 der Anlage 1 dargestellt. In einem gesonderten Gutachten (Unterlage H.1f) behandelt die BAW die Auswirkung der geplanten Bodenumlagerungen am Medembogen und Neuen Luechtergrund. Diese sind aber ohne Relevanz für die hier zu untersuchenden Sachgüter.

Die Änderungen der Morphologie werden mit Hilfe eines dreidimensionalen Transportmodells über einen Zeitraum von 30 Tiden berechnet und mit einem anschließenden zweidimensionalen zeitgerafften Modell verifiziert. Daraus wird die Prognose abgeleitet. Abschnittsweise werden die zu erwartenden Veränderungen der Morphologie vorgestellt und erläutert.

Zusammengefasst können folgende morphologische Änderungen im Ausbauzustand als Langzeitentwicklung gem. BAW-Gutachten erwartet werden:

- Es wird zu Anpassungen an den Fahrrinnenböschungen und Umlagerungen in einzelnen Fahrrinnenabschnitten kommen, die überwiegend auf den in den tiefen Rinnen ablaufenden Geschiebetransport zurückzuführen sind.
- Die durch den Ausbau induzierten morphologischen Anpassungen der Fahrrinnengeometrie werden oberhalb des Medemgebietes innerhalb von etwa 1.000 Tiden (ca. 1,5 Jahre) abgeklungen sein.
- Im Bereich der Trübungszone werden schllickige Sedimente aus den Seitenbereichen ausgetragen und in Bereichen mit größeren Wassertiefen abgelagert.
- Es kommt zu Sedimentationen in der Fahrrinne unterhalb der Ostemündung, im Scheitel der Medemrinne und in der Fahrrinne oberhalb des Amerika-Hafens.
- Erosionen werden erwartet in der Rinne an den Osteriff Stacks, oberhalb von Glameyer Stack und unterhalb des Altenbrucher Kanals.

Weitergehende prozessorientierte Analysen der morphologischen Einheiten entlang des Elbeästuars werden in dem Abschnitt 11.4 des BAW-Gutachtens (Unterlage H.1c) gegeben. Auf diese Ausführungen wird bei der Untersuchung der möglichen Betroffenheit einzelner Sachgutklassen Bezug genommen.

2.6 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

2.6.1 Allgemeines

Neben den Tideströmungen und dem Wasserstand stellen Schiffs- und Windwellen wichtige hydraulische Belastungsgrößen dar, auf deren Veränderungen nachfolgend näher eingegangen wird. Die Interaktion zwischen beide Wellentypen wird in Abschnitt 2.6.4 behandelt.

2.6.2 Schiffswellen

Allgemeines

Ausbaubedingte Änderungen der schiffserzeugten Belastungen werden in dem Teilgutachten der BAW (Unterlage H.1d) - Schiffserzeugte Belastungen) vorgestellt und erläutert.

Prozesse und hydraulische Belastungen

Eine Schiffspassage kann in Abhängigkeit der Schiffsgeometrie, der Schiffsgeschwindigkeit, der Gewässertopographie sowie des Abstands zum Ufer zu einer bereichsweise hohen Wellenbelastung führen. Unterschieden wird entsprechend der nachfolgenden Abbildung das Primärwellenfeld, das den Wasserspiegelabsenk und die Heckquerwelle umfasst, und das Sekundärwellenfeld, bestehend aus Schräg- und Querwellen, die vornehmlich an Bug und Heck entstehen.

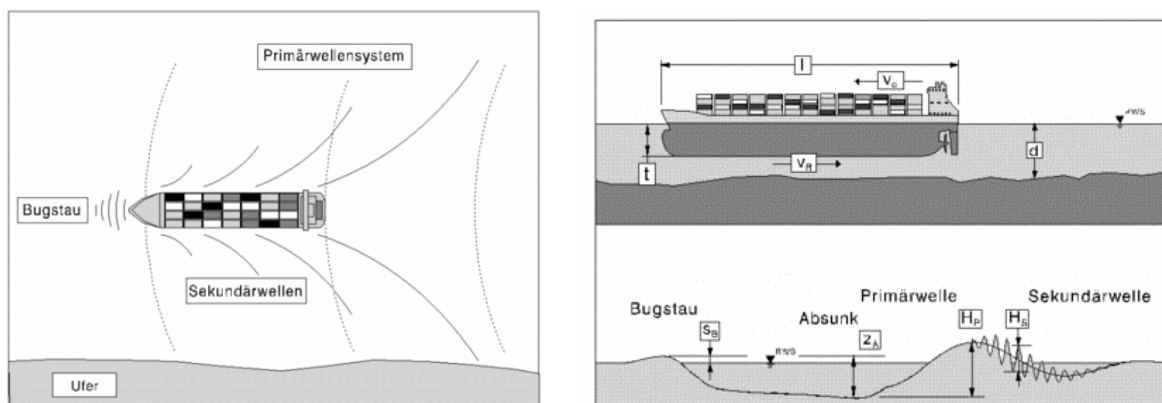


Abbildung 2.6-1: Unterscheidung Primär- und Sekundärwellen (BAW, Unterlage H.1c)

Für den ortsfesten Betrachter stellt die Primärwelle eine langperiodische Belastung dar; bei den Sekundärwellen handelt es sich um kurzperiodische Wellen. Zu diesen charakteristischen Wellenfeldern gehören entsprechende Strömungen. Detailliertere Erläuterungen der ablaufenden Prozesse und maßgebende Belastungsgrößen werden im BAW-Gutachten (Unterlage H.1d) gegeben. Meisten sind Absunk und Primärwelle von gleicher Größenordnung, so dass im Rahmen dieses Gutachtens in der Regel synonym von Primärwelle oder Absunk gesprochen wird.

Als maßgebend für schiffserzeugte Belastungen in inhomogenen Wasserstraßen können folgende Parameter genannt werden:

- Schiffsgeschwindigkeit v_s
- Passierabstand L
- Teilquerschnittsverhältnis A (Verhältnis aus Schiffs- und Fließquerschnitt) und
- relativer Tiefgang t/d .

Ist-Zustand schiffserzeugter Belastungen

In der Tabelle 1 des BAW-Gutachtens wird eine Zusammenstellung von Maximalwerten schiffserzeugter Belastungen aus Naturmessungen für das gesamte Untersuchungsgebiet gegeben. Diese Naturmessungen und theoretische hydromechanische Sachverhalte legen eine Unterteilung der Unter- und Außenelbe in drei sinnvolle Bereiche nahe. In diesen Bereichen variieren die o.g. maßgebenden Einflussparameter, was zu differierenden Wellenbelastungen in den Bereichen führt. In der folgenden Tabelle 2.6-1 werden maximale schiffserzeugte Belastungen im Ist-Zustand für die Bereiche I bis III unter Bezug auf das BAW-Gutachten (Abschnitt 6.4.1 der Unterlage H.1d) zusammengestellt.

In den Bereichen I und II können die langperiodischen Belastungen (Absunk und Primärwelle) in Abhängigkeit der Schiffsgeschwindigkeit die gleiche Größenordnung wie die kurzperiodischen Belastungen (Sekundärwellen) annehmen.

Im Bereich III werden die langperiodischen Belastungen insbesondere bei größeren Passierabständen zum Ufer vernachlässigbar klein. Eine generelle Zuordnung zwischen Schiffswellenereignis und Schiffspassage ist dann aufgrund des „Hintergrundrauschens“ der Windwellen nur stark eingeschränkt möglich.

Die kurzperiodischen Sekundärwellen können aufgrund der höheren Schiffsgeschwindigkeit im Bereich III bis zu $H_s = 1,0$ m ansteigen. Lokal zwischen Osteriff und Altenbruch sind erhöhte Belastungen aufgrund eines geringen Passierabstandes möglich.

Bei den meisten Naturmessungen, die in der Darstellung des Ist-Zustands (Unterlage H.1d) enthalten sind, lässt sich nicht erkennen, ob Ihnen ein Einzelfahrer oder eine Begegnung zugrunde liegt. Ferner ist auch nicht erkennbar, welche Schiffe die Wellen verursacht haben und mit welcher Schiffsgeschwindigkeit sie gefahren sind. Dadurch streuen die Werte der Naturmessungen in weiten Grenzen.

Tabelle 2.6-1: Maximale schiffserzeugte Belastungen im Ist-Zustand gem. BAW-Gutachten (Unterlage H.1d) Zif. 6.4.1

| Bereich | Absunk z_a [m] | Primär- wellenhöhe H_p [m] | Sekundär- wellenhöhe H_{Sek} [m] |
|---|--|--|--|
| Bereich I <i>Hamburger Hafen bis Schwarztonnensand ($v_s = 10$ kn)</i> | 0,5 - 1,1 | 0,5 - 1,1 | 1,0 |
| Bereich II <i>Schwarztonnensand bis Brunsbüttel ($v_s = 12$ kn)</i> | 1,2 | 1,4 | 1,1 |
| Bereich III <i>Brunsbüttel bis zur See</i> | ohne Angabe lokal bis 0,5 *) | ohne Angabe lokal bis 0,5 *) | < 1,0 lokal bis 1,4 *) |

*) lokal bedeutet hier zwischen Osteriff und Altenbruch

Prognose der Veränderungen

Im BAW-Gutachten wird der Stand der Wissenschaft und Technik zur Vorhersage von schiffserzeugten Belastungen erläutert. Demzufolge kann eine „abgesicherte, quantitative“ Prognose der von schiffserzeugten Belastungen im extremen Flachwasser inhomogener Wasserstraßen derzeit nur mit der Methode des hydraulischen Modellversuches in einem fachlich ausreichendem Modellmaßstab gewährleistet werden.“

Die heute größten verkehrenden Containerschiffe gehören der PPM43-Klasse (Post-Panmax, Breite $b = 42,8$ m) an. Die daraus resultierenden hydraulischen Belastungen sind als Ist-Zustand anzusehen.

Für den allgemeinen Schiffsverkehr mit geringeren Abmessungen und Tiefgängen werden sich durch die Fahrrinnenanpassung, ein gleichbleibendes Fahrverhalten vorausgesetzt, keine wesentlichen Änderungen ergeben (BAW-Gutachten). In Elbabschnitten mit Querschnittserweiterungen nehmen die von diesem Verkehr erzeugten Schiffswellenbelastungen ab. In Elbabschnitten mit Querschnittseinengungen (z. B. durch eine UWA-Fläche) resultiert aus diesem Verkehr eine Erhöhung der schiffserzeugten Belastungen, die jedoch unterhalb der durch das Bemessungsschiff verursachten Änderungen liegen.

Bezug nehmend auf das BAW-Gutachten (Unterlage H.1d) werden die ausbaubedingten maximalen Änderungen der schiffserzeugten Belastungen durch das Bemessungsschiff im Vergleich zum Ist-Zustand in der Tabelle 2.6-2 zusammengestellt. Eine differenzierte Betrachtung der lokal entstehenden Belastungsveränderung durch Schiffswellen enthält die Unterlage H.1d in den Abschnitten 8.3.1 bis 8.3.12. Ferner ist in der Zusammenfassung des Gutachtens Abschnitt 10 die Abbildung 44 dargestellt, in der Werte des Absunks (Einzelfahrer) für beide Ufer entlang der Elbe enthalten sind.

Tabelle 2.6-2: Prognostizierte ausbaubedingten maximale Änderungen der schiffserzeugten Belastungen (Primärwelle) für das Bemessungsschiff im Vergleich zum Ist-Zustand gem. BAW-Gutachten (Unterlage H.1d)

| Bereich | Nordufer | Südufer |
|--|--|--|
| Bereich I <i>Hamburger Hafen bis Schwarztonnensand</i> | $\Delta z_a \approx \Delta H_p \approx +0,1$ bis $0,2$ m $\Delta v_R < +0,2$ m/s (Begegnungsverkehr) | $\Delta z_a \approx \Delta H_p \approx +0,3$ m $\Delta v_R = +0,25$ m/s (Begegnungsverkehr Strecke Blankenese-Wedel bei Thw) |
| Bereich II <i>Schwarztonnensand bis Brunsbüttel</i> | $+0,1$ m $< \Delta z_a \approx \Delta H_p < +0,2$ m $\Delta v_R < +0,2$ m/s (Einzelfahrer) | $\Delta z_a \approx \Delta H_p < +0,1$ m $\Delta v_R < +0,05$ m/s (Einzelfahrer) |
| Bereich III <i>Brunsbüttel bis zur See</i> | | $\Delta z_a \approx \Delta H_p < +0,1$ m $\Delta v_R < +0,10$ m/s (Einzelfahrer) |
| Mit: z_a = Abunk H_p = Primärwellenhöhe v_R = Rückströmungsgeschwindigkeit | | |

Für kurzperiodische Sekundärwellen ist in Abhängigkeit der Schiffsgeschwindigkeit ($v_s > 14$ kn) und der Änderungen der langperiodischen Belastung maximal von ausbaubedingten Änderungen von $\Delta H_s = +0,1$ m auszugehen.

Schiffsgeschwindigkeiten $v_s > 14$ kn sind zukünftig nur für tideabhängig verkehrende Schiffe stromab von Brunsbüttel (Bereich III) vorgesehen (Vorhabensbeschreibung Abschnitt 3.2.2, Unterlage B).

Im Falle der Begegnung großer Containerschiffe ist im Allgemeinen davon auszugehen, dass die Primärwellenhöhe bzw. der Absunk im Vergleich zum Ist-Zustand der Begegnung um bis zu $0,2$ m zunehmen.

Getroffene Annahmen für Sensitivitätsbetrachtungen

Um für die Sensitivitätsbetrachtungen zu Belastungsannahmen zu kommen wurden aus den im BAW-Gutachten dargestellten Daten für den Ist-Zustand und für die ausbaubedingten Veränderungen ein Wellenbelastungsspektrum abgeleitet, welches in der nachfolgenden Tabelle 2.6-3 zusammengefasst ist.

Die Daten dienen zur Untersuchung der Veränderung von Funktionalität und Standsicherheit von Sachgütern. Sie sollen damit aufzeigen, wie groß das Ausmaß der Veränderung sein kann. Der konkrete Einzelfall kann anhand dieser Daten nicht betrachtet werden, weil sowohl die Belastung des Ist-Zustands wie auch die ausbaubedingte Änderung stark mit dem konkreten Einwirkungsort variieren.

Tabelle 2.6-3: Schiffswellendaten für die Sensitivitätsuntersuchung

| Bereich | Absunk z_a [m] | Primär- wellenhöhe H_P [m] | Sekundär- wellenhöhe H_{Sek} [m] | Rück- strömung v_R [m/s] |
|--|---------------------|------------------------------------|--|----------------------------------|
| Bereich I, Hamburger Hafen bis Schwarztonnensand ($v_s = 10$ kn) | | | | |
| Ist-Zustand | 1,10 | 1,10 | 1,00 | |
| Ausbaubedingte Änderungen | +0,30 ⁵ | +0,30 ⁶ | | +0,25 |
| Bereich II, Schwarztonnensand bis Brunsbüttel ($v_s = 12$ kn) | | | | |
| Ist-Zustand | 1,20 | 1,40 | 1,10 | |
| Ausbaubedingte Änderungen | +0,20 | +0,20 | | +0,20 |
| Bereich III, Brunsbüttel bis zur See | | | | |
| Ist-Zustand | 0,50 | 0,50 | 1,40 | |
| Ausbaubedingte Änderungen | +0,10 | 0,10 | | +0,10 |

2.6.3 Seegangswellen

Allgemeines

Seegangswellen werden grundsätzlich hinsichtlich ihrer Erzeugung in lokal erzeugte kurzperiodische Wellen (Windsee) und - außerhalb des Untersuchungsgebietes erzeugte - langperiodische Seegangswellen, die als Dünung auf die Küste zulaufen, unterschieden. Die Kombination aus Windsee und Dünung beschreibt den lokal jeweils vorherrschenden Seegang.

Beschreibung der Seegangsverhältnisse in der Unterelbe

Seegangswellen variieren stark entlang der unteren Tideelbe in Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit und -richtung, der Nähe zur Elbmündung, dem Expositionsgrad des jeweiligen Elb- und Uferabschnitts (Luv-Lee) sowie als Funktion des Wasserstandes (Tide). Höhere Tidewasserstände erlauben dem Seegang weiter in die Elbe hineinzulaufen. Bei niedrigeren Tidewasserständen wird der Seegang durch die morphologischen Gegebenheiten des Ästuars dagegen stärker gedämpft.

Große Fließquerschnitte und Wassertiefen in der Außenelbe erlauben dem Seegang insbesondere bei westlichen bis nördlichen Anlaufrichtungen (maximaler Eintrag an Seegangenergie) und in Abhängigkeit der Tidephase weit von der Nordsee in die Außenelbe einzulaufen. Unter ungünstigen Bedingungen (z. B. Nordwestwind in Kombination mit erhöhtem Wasserstand) kann der aus der Nordsee einlaufende Seegang zu einer entsprechend hohen Belastung des Medemgrundes, des Altenbrucher Bogens und des Osteriffs führen. Für den Mündungsbereich der Elbe sind in Abbildung

⁵ Der Maximalwert gilt nur für den Sonderfall der Begegnungsstrecke bei Wedel, siehe Unterlage H.1d Abschnitt 8.3.2 im Vergleich zu den Abschnitten 8.3.1, 8.3.3 bis 8.3.5

⁶ Wie vorangegangene Funote

2.6-2 die maximalen signifikanten Wellenhöhen (Mittelwert der 33 % höchsten Wellen) für die Sturmflut 1994 exemplarisch dargestellt.

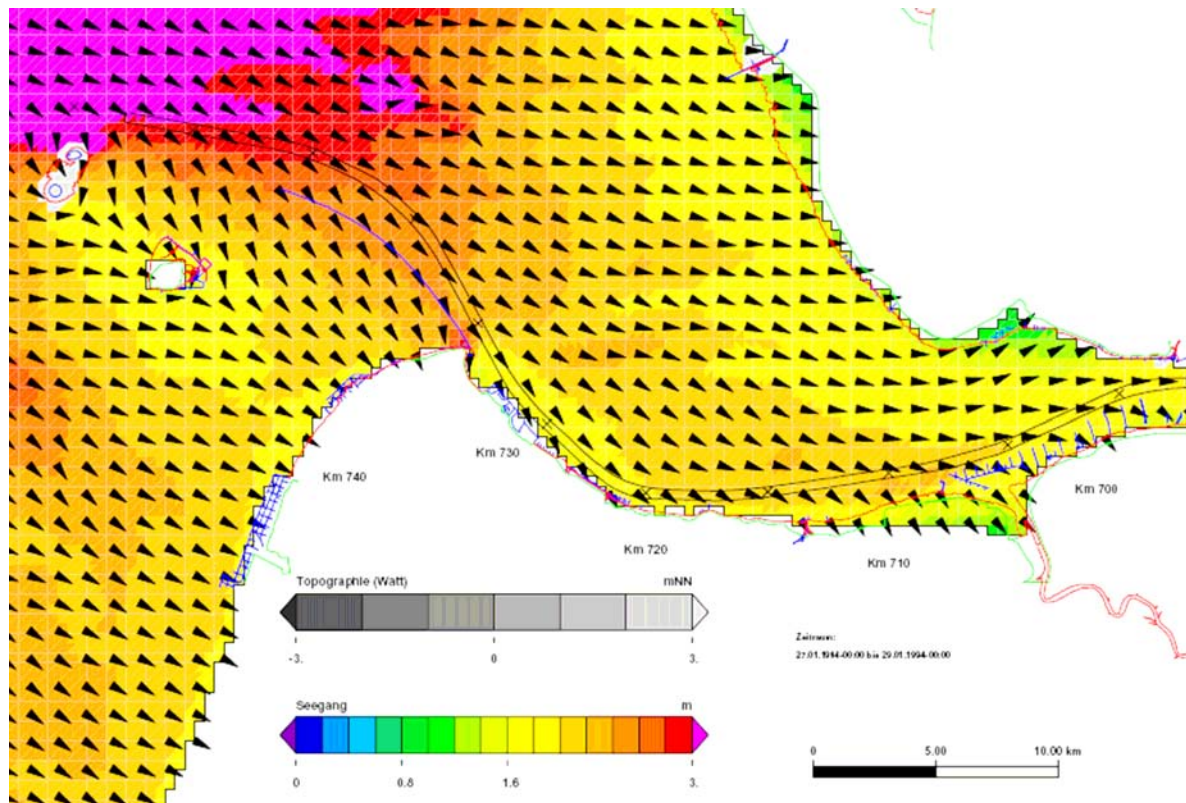


Abbildung 2.6-2: Maximale signifikante Wellenhöhen in der unteren Tideelbe bei der Sturmflut 1994 (BAW-Gutachten Unterlage H.1c), Anlage 1, Abb. 110)

Wellenmessungen der BAW zusammen mit dem BSH verdeutlichen die wellendämpfende Wirkung der Topografie des Elbmündungsbereiches beispielsweise für einen Analysezeitraum von Januar 2005 bis Mai 2005, bei dem in der Außenelbe signifikante Wellenhöhen bis zu 6 m bei Windgeschwindigkeiten bis zu 17 m/s auftreten, während im Altenbrucher Bogen lediglich Wellenhöhen bis zu 1 m Höhe registriert werden (BAW, Unterlage H.1c).

Während im Elbmündungsbereich eine Überlagerung aus Windsee und Dünung anzutreffen ist, nimmt in Richtung oberstrom der Einfluss der Dünungswellen stark ab. Die lokal generierten Windwellen sind aufgrund der räumlich begrenzten Windangriffsflächen zusätzlich deutlich reduziert.

In der folgenden Tabelle 2.6-4 werden die maximalen signifikanten Wellenhöhen unter Verwendung des BAW-Gutachtens (Unterlage H.1c und zugehörige Anlage 3) zusammengestellt. Wellen des Szenarios „Sturmflut 1994“ beinhalten lokale Windwellen und Dünungswellen, während die Szenarien „Wind aus SW“ und „Wind aus SO“ ausschließlich lokal erzeugte Windwellen darstellen. Für die mit „-“ gekennzeichneten Bereiche liegen keine Ergebnisse der BAW vor. Die im Bereich II als maximal anzu-

nehmenden Wellenhöhen können jedoch auf die weiter oberstrom liegenden Bereiche übertragen werden.

Tabelle 2.6-4: Maximale signifikante Wellenhöhen (H_s), Quelle: Unterlage H.1c, Anlage 3

| Bereich | Abb. in Anlage 3 | Südufer | Fahrrinne | Nordufer |
|--|------------------|---------|-----------|----------|
| Bereich I <i>Hamburger Hafen bis Schwarztonnensand</i> | | | | |
| Sturmflut 1994 | - | - | - | - |
| Wind aus SW | - | - | - | - |
| Wind aus SO | - | - | - | - |
| Bereich II <i>Schwarztonnensand bis Brunsbüttel (Angaben bis Elbe-km 670)</i> | | | | |
| Sturmflut 1994 | - | - | - | - |
| Wind aus SW | 116, 118 | 0,3 | 0,6 | 0,5 |
| Wind aus SO | 124, 126 | 0,6 | 0,7 | 0,6 |
| Bereich III <i>Brunsbüttel bis zur See</i> | | | | |
| Sturmflut 1994 | 110 | 1,6 | 2,2 | 1,6 |
| Wind aus SW | 114 | 0,4 | 0,8 | 0,8 |
| Wind aus SO | 122 | 0,6 | 0,6 | 0,6 |

Mit Ausnahme der Sturmflutbedingungen bewegen sich die signifikanten Wellenhöhen in etwa zwischen $H_s = 0,3$ m und $0,8$ m.

Ein ggf. in Sensitivitätsbetrachtungen anzusetzender repräsentativer Wert ist eine mittlere signifikante Wellenhöhe von $H_s = 0,7$ m.

Ausbaubedingte Änderungen der Seegangsverhältnisse

Die ausbaubedingten Änderungen der Seegangsverhältnisse werden in der Anlage 3 zur Unterlage H.1c (Gutachten der BAW zur ausbaubedingten Änderung der morphodynamischen Prozesse), basierend auf numerischen Seegangsmodellierungen, ermittelt und dokumentiert. Die Ergebnisse sind der Anlage 3 der Unterlage H.1c im Detail zu entnehmen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, „dass es durch den geplanten Ausbau der Unter- und Außenelbe, bedingt durch die komplexen Wechselwirkungen zwischen Seegang, Topographie und Strömung örtlich differenziert sowie ereignisabhängig, in der Tendenz sowohl zu Zu- als auch zu Abnahmen der Wellenhöhe (Seegang) kommen wird. Die maximalen ausbaubedingten Änderungen der Wellenhöhe liegen dem Betrag nach bis über $0,10$ m. Dasselbe gilt für die Peakperioden. Hier werden Änderungen dem Betrag nach bis über $0,10$ s erwartet.“ (Unterlage H.1c, Anlage 3).

2.6.4 Kombinierte Wirkung von Seegang und Schiffswellen

Allgemeines

Die Interaktion von Seegang und Schiffswellen stellt für den Bereich der Seeschiff-fahrtsstraße oder die offene See einen Prozess dar, der bislang noch nicht in ausreichendem Maße wissenschaftlich untersucht wurde. Vor diesem Hintergrund kann an dieser Stelle das Phänomen an sich beschrieben, aber nicht hinreichend quantifiziert werden. Auf wissenschaftliche Arbeiten oder Veröffentlichungen kann aus demselben Grund nicht zurückgegriffen werden.

Im Rahmen dieses Gutachtens ist zu untersuchen, ob aus der Überlagerung beider Wellenarten mit ihren Veränderungen besonders hohe Gesamtveränderungen resultieren, die zu höheren relativen Veränderungen der Belastungen von Sachgütern als bei Betrachtung der einzelnen Prozesse führen.

Generell kann hinsichtlich der Interaktion von Schiff, Schiffswellen und Windwellen zwischen dem unmittelbaren Nahbereich um das Schiff, der von der Interaktion unmittelbar beeinflusst wird, und dem umgebenden Fernbereich (je nach Art der Interaktion beträgt die Entfernung vom Schiff mehrere Schiffslängen) unterschieden werden. Die Abbildung 2.6-3 stellt dies schematisch dar.

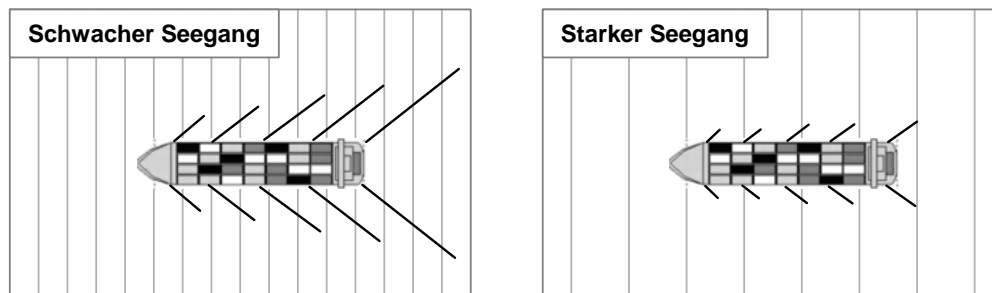


Abbildung 2.6-3: Interaktion von Schiffs- und Windwellen in Abhängigkeit des Seeganges (schematisch)

Beobachtungen zeigen grundsätzlich, dass das fahrende Schiff im unmittelbaren Nahfeld um den Schiffskörper das winderzeugte Wellenfeld, bestehend aus gebundenen Wellen, nachhaltig stört. An der Schiffshaut treten Diffraktions- und Reflexionseffekte der Windwellen auf. Gleichzeitig erzeugt das fahrende Schiff durch die Verdrängung des Wassers in der Wasserstraße ein eigenes Wellenfeld, bestehend aus Primär- und Sekundärwellen, die sich mit dem gestörten Windwellenfeld überlagern. Das resultierende, überlagerte Wellenfeld ist dabei abhängig vom fahrenden Schiff (Größe, Geschwindigkeit, Verdrängung) und dem erzeugten Schiffswellenfeld, vom Windwellenfeld mit den zugehörigen Wellenparametern (Wellenhöhe und -länge) sowie dem Grad der Störung (Interaktion Schiff mit Seegang).

Theoretisch und energetisch betrachtet kommt es zu einer zufälligen aber vollständigen Überlagerung von Wind- und Schiffswellen. Praktisch gesehen treten jedoch energieverzehrende Prozesse, wie z. B. das Wellenbrechen erhöhter überlagerter

Wellen, auf, so dass nicht von einer vollständigen, sondern von einer deutlich reduzierten Überlagerung der Wellen ausgegangen werden muss. Als erste Anhaltswerte können folgende Annahmen für die praktische Bearbeitung getroffen werden:

- Für Windwellen bis zur gleichen Größenordnung wie die Sekundärwellen kann angenommen werden, dass das schiffsinduzierte Sekundärwellenfeld gegenüber den Windwellen dominiert. Dabei kann es unter bestimmten Umständen auch zu entsprechenden, dem Zufall unterliegenden Überlagerungen von Schiffs- und Windwellen kommen, so dass ein neues, verändertes Wellenfeld entsteht und auf die Ufer zuläuft, wo es den bekannten Umformungsprozessen unterliegt.
- Für höhere Seegänge (Windwellen > Sekundärwellen) kann das Schiff diesen nicht mehr so nachhaltig stören, so dass mehr und mehr das Windwellenfeld dominiert. Die im Nahfeld erzeugten Schiffswellen können sich nicht weiter ausbreiten und werden vom dominierenden Seegang geschluckt.

Aus Naturmessungen ist bekannt, dass bei Schiffswellenmessungen an offenen Küsten mit erhöhtem Windwelleneinfluss die Analyse der Sekundärwellen nur sehr eingeschränkt möglich ist. (vgl. Arbeiten von FÜHRBÖTER in Unterlage H.1d). Eine Schiffspassage wird in diesen Fällen im Wesentlichen nur durch die Primärwelle detektiert und beschrieben. Die Sekundärwellen können signaltechnisch von den umgebenden Windwellen nicht mehr richtig unterschieden werden, was insbesondere auf die ähnlichen Wellenperioden zurückzuführen ist.

Analysiert man die Angaben für die Windwellenhöhen aus Tabelle 2.6-4 und vergleicht diese mit den Sekundärwellenhöhen aus Schiffswellen (Tabelle 2.6-1), so wird deutlich, dass nur im Abschnitt III und nur bei Sturmfluten mit deutlich höherer Wellenbelastung aus dem Seegang im Vergleich zur Schiffswellenbelastung zu rechnen ist. Die erhöhten Wasserstände bei Sturmflut werden zudem die ohnehin schon kleine Primärwellenhöhe der Schiffswellenereignisse deutlich reduzieren. Dem folgend ist bei diesen Situationen allein die Seegangswellenhöhe für die Belastung von Sachgütern maßgeblich. Ferner ist darauf hinzuweisen, dass wegen der höheren Wasserstände auch andere Arten von Sachgütern, nämlich z. B. der Deichkörper und nicht das Fußdeckwerk, belastet werden.

Es ist also zulässig, die Veränderung aus windinduziertem Seegang und Schiffswellenereignissen getrennt zu betrachten und als Belastung den jeweils „passendem“ Sachgut zuzuordnen.

2.7 Schiffserzeugte Schwingungseinflüsse

Phänomen und grundsätzliche Übertragungswege

Passagen größerer Container- und Frachtschiffe verursachen dynamische Belastungen, die sich in Form von

- Schiffswellen (vgl. Abschnitt 2.6.2) an der Wasseroberfläche, verursacht durch die Interaktion von Schiff und Wasserstraße,
- Druckwellen im Wasserkörper verursacht durch die Ausbreitung von Schwingungen über die Schiffsaußenhaut und
- Schallwellen in der Luft

ausbreiten. Schematisch werden diese Belastungsarten mit ihren Übertragungswegen in Abbildung 2.7-1 dargestellt.

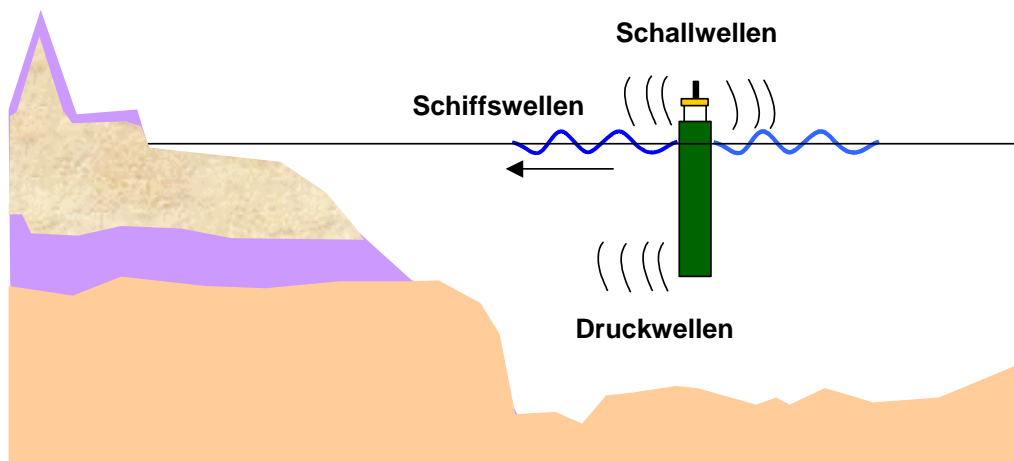


Abbildung 2.7-1: Belastung eines Deiches infolge Schiffsverkehr (Prinzipskizze)

Alle Belastungsarten (Schiffswellen, Druckwellen im Wasser und Schallwellen) breiten sich räumlich aus und unterliegen den Effekten der Refraktion, Reflexion und Dämpfung, bis sie auf einen Körper oder eine Masse treffen, wo sie ihre transportierte Energie weitergeben.

So dringen beispielsweise die auf die Unterwasserböschung auftreffenden Schiffswellen in den Bodenkörper ein und übertragen ihre Energie im Bodenkörper als Druckschwankungen in gedämpfter Form über den Grundwasserleiter bis ins Hinterland. Diese Druckschwankungen wirken ihrerseits mit unterschiedlicher Intensität auf vorhandene Sachgüter ein. Der Boden hat dabei die Eigenschaft, Schwingungen mit einer Frequenz kleiner 20 Hz nahezu ungedämpft weiterzuleiten. Die Fragestellung, ob Schiffswellen im Einzelfall einen Deich in Schwingung versetzen können, wurde im Rahmen eines Gutachtens zur Deichstabilität in Otterndorf untersucht (IMS, 2006). Die Schwingungsanregung des Deiches ist dabei grundsätzlich eine Funktion der anregenden bzw. der eindringenden Schwingungsenergie und der Massen, die angeregt werden.

Während die Schiffswellen sich an der Wasseroberfläche ausbreiten, werden die Druckwellen im Wasserkörper übertragen. Die Druckwellen breiten sich innerhalb des Wasserkörpers nahezu ungedämpft aus. Die Wirkung dieser Druckwellen, z. B. auf ein Bauwerk, ist dabei wiederum eine Funktion der transportierten Energie und im Vergleich zu den Schiffswellen als gering einzuschätzen.

Analog verhält es sich mit den in der Luft übertragenen Schallwellen. Bei Auftreffen z. B. auf ein Gebäude, regen diese Schallwellen Gebäudeteile zur Schwingung an und es entsteht Körperschall. Der sich ausbreitende Schalldruck unterliegt einer entsprechenden Dämpfung und der Absorption.

Für den Deichabschnitt Altenbruch wurden in 2005 Schwingungsmessungen des Deiches durch die BAW durchgeführt. Die Schwingungsmessungen sind im Sinne der vorangegangenen Erläuterungen als Ergebnis aller auftretenden Schwingungsbelastungen (Schiffswellen, Druckwellen, Schallwellen) zu verstehen. Die zugehörigen Ergebnisse sind in dem Gutachten der BAW (2006) zusammengefasst.

Analyse zu Pegelstärken und eingetragener Schwingungsenergie

Berechnungen der maximalen Schwingungsgeschwindigkeiten von IMS (2006) für die Deichkrone, die durch das Auftreffen von Schiffswellen auf den Deichfuß verursacht werden, liegen je nach Lastfall in der Größenordnung von 1,2 mm/s bis 2,4 mm/s.

Aus der Literatur kann entnommen werden, dass bei Schwingungsgeschwindigkeiten kleiner 2 mm/s keine Schönheitsschäden an starren Gebäuden zu erwarten sind. Bei Schwingungsgeschwindigkeiten > 10 mm/s werden Spannungsnachweise erforderlich und Schäden möglich. Für die von IMS (2006) berechneten Schwingungsgeschwindigkeiten bedeutet dies, dass selbst für ein starres Bauwerk keine Schäden zu erwarten sind, was somit für ein schlaffes Bauwerk wie einen Deich erst recht gilt.

Zugehörige Standsicherheitsberechnungen für den Deich von IMS (2006) unter Berücksichtigung der dynamischen, schiffsinduzierten Belastungen zeigen, dass die Standsicherheit des Deiches infolge Schiffswellenbelastung je nach Lastfall lediglich um 1 % bis 2 % abnimmt. Eine Beeinträchtigung der Deichstandsicherheit infolge schiffsinduzierter Wellenbelastungen kann rechnerisch somit ausgeschlossen werden.

Gem. BAW-Gutachten (2006) haben schiffsinduzierte Schwingungen (abgeleitet für den Untersuchungsbereich) keinen Einfluss auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Deiches, da die gemessenen Schwingungen weit unterhalb der für Kornumlagerungen maßgebenden Schwingungsgeschwindigkeit (Angabe mit 1,5 mm/s) liegen (vgl. Abb. 9 in BAW, 2006), so dass ein mögliches Schadenspotenzial aufgrund der ermittelten Schwingungsgrößen sicher ausgeschlossen ist. Das BAW-Gutachten bestätigt damit die getroffenen Aussagen von IMS (2006). Die Messungen der BAW zeigen, dass im Vergleich zu den Schiffswellen mit Schwingungsgeschwindigkeiten von bis zu 0,05 mm/s durch die landseitig fahrende Bahn Schwingungen in gleicher Größenordnung erzeugt werden, deutlich größere durch einen Traktor (ca. 0,15 mm/s) und wiederum größere Schwingungen durch vorbeilaufende Jogger (ca. 0,6 mm/s), die zwar fühlbar scheinen, aber immer noch weit unterhalb der Schwelle für bodenmechanische Kornumlagerungen liegen. Im Vergleich zu den

Messungen der BAW werden die Schwinggeschwindigkeiten von IMS (2006) um eine Größenordnung überschätzt.

Während des Untersuchungszeitraumes der BAW-Messungen wurden insgesamt 94 Schiffspassagen mit zugehörigen Schiffswellen und Schwingungen registriert. Die Schiffe waren während dieser Zeit angewiesen, das Elbfahrwasser mit höheren Fahrstufen zu durchfahren. Vor diesem Hintergrund können die Ergebnisse des BAW-Gutachtens zu schiffsinduzierten Schwingungen auf den Untersuchungsbereich des Gutachtens Betroffenen Dritter als auf der sicheren Seite liegend übertragen werden. Darüber hinaus ist anzumerken, dass die im Bereich Otterndorf gemessenen und zukünftig zu erwartenden Schiffswellen größer sind als die Schiffswellen in den weiter oberstrom liegenden Bereichen, was maßgeblich durch die zugrunde gelegten Bemessungsgeschwindigkeiten begründet ist. Dementsprechend sind für die oberstrom liegenden Bereiche noch geringere Schwingungen als in Altenbruch von der BAW gemessen zu erwarten

Ableitbare Auswirkungen schiffsinduzierter Schwingungen auf Sachgüter

Die Untersuchungen von IMS (2006) und BAW (2006) zeigen, dass schiffsinduzierte Schwingungen (Schiffswellen, Druckwellen, Schallwellen) Schwingungsgeschwindigkeiten an einem Deichkörper erzeugen, die weit unterhalb kritischer Grenzwerte für bodenmechanische Kornumlagerungen liegen. Gemäß BAW-Gutachten zu „Ausbau bedingten Änderungen der schiffserzeugten Belastungen“ werden trotz größerer hydrodynamischer Belastung die schiffserzeugten Schwingungen im Wasser- und Bodenkörper und deren Wirkung auf Deckwerke und Deiche gegenüber Verkehrslasten, z. B. durch Fußgänger und Landfahrzeuge, von deutlich untergeordneter Bedeutung sein (vgl. Unterlage H.1d).

Aus diesen Erläuterungen kann abgeleitet werden, dass für die zu untersuchenden Sachgüter keine Beeinflussung durch schiffsinduzierte Schwingungsbelastungen zu erwarten ist und demzufolge auf weitere Sensitivitätsuntersuchungen schiffserzeugter Schwingungen auf Sachgüter verzichtet werden kann.

2.8 Schiffsverkehr

Im Zuge des zunehmenden internationalen Warenaustausches, insbesondere im Containerbereich, vergrößern sich die Flotten der Containerschiffe und ergeben sich Veränderungen der Flottenzusammensetzung der übrigen Schiffstypen. Für die Elbe und den Hamburger Hafen schlägt sich dies in einer Zunahme des Schiffsverkehrs nieder, die zu der Vergrößerung der Schiffsgefäße hinzu kommt.

Diese Zunahme wurde in einem Gutachten (ISL 2006) analysiert und es wurden Prognosen des für den im Jahre 2010 und 2015 zu erwartenden Verkehr erstellt.

Mit der zunehmenden Häufigkeit von Schiffspassagen ist auch eine Zunahme der Häufigkeit der schiffserzeugten Belastungen verbunden. Für eine Quantifizierung dieser Zunahme ist der Gesamtverkehr maßgeblich, da Wellenereignisse nicht nur von großen Containerschiffen erzeugt werden. Gemäß ISL (2006) kommt es zu einer Zunahme des Gesamtverkehrs von 53.600 Schiffspassagen in 2004 auf 61.100 in

2010 und 64.500 in 2015, was einer Zunahme um 14 % (2010) und 20 % (2015) entspricht.

Hierbei hat das ISL nur die Zunahme des Verkehrs infolge der Gesamtwirkung aus derzeitiger Situation (Ist-Zustand) mit dem Ausbau analysiert. Die Prognose der Schiffsverkehrsentwicklung ohne Ausbau - also die Nullvariante - wurde nicht untersucht. Indem die oben genannten Zuwächse des Schiffsverkehrs allein dem Ausbau zugeschrieben wird, wird dessen Wirkung auf den Schiffsverkehr generell überschätzt. Mithin liegen Veränderungsprognosen in diesem Gutachten, bei denen diese Zuwächse angesetzt werden, auf der sicheren Seite.

3 SENSITIVITÄTSBETRACHTUNGEN

3.1 Uferbefestigungen

3.1.1 Allgemeines

Die Sachgutklasse Ufer bzw. Uferbefestigung setzt sich zusammen aus den Untergruppen

- Steinschüttung
- Pflasterungen
- Bühnen (und Stacks, Lahnungen)
- Slipanlagen.

Steinschüttungen und Pflasterungen sind Formen eines Deckwerks (Schüttstein- und Setzsteindeckwerk), deren Aufgabe primär darin besteht, Böschungen von Uferbauwerken gegen die Wirkungen von Wellen und Strömungen (und Eis) zu sichern. An der Elbe sind fast ausschließlich offene (und halboffene) und damit wasserdurchlässige Steinschüttungen und Pflasterungen anzutreffen. Pflasterungen haben im Vergleich zu Schüttsteinen eine reduzierte Wasserdurchlässigkeit. Deckwerke an der Elbe sind als lose sowie als verklammerte Deckwerke (Teilverguss) ausgeführt. Abbildung 3.1-1 zeigt eine Übersicht der Regelbauweisen nach MAR (1993).

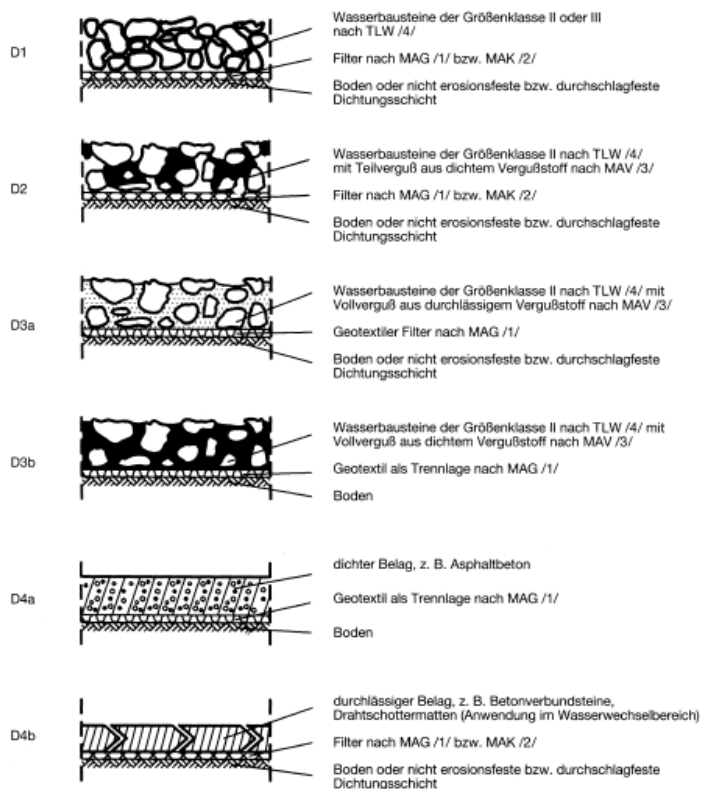


Abbildung 3.1-1: Regelbauweisen für Uferbefestigungen (MAR, 1993)

Bei losen Deckwerken wirkt die hydromechanische Kraft jeweils auf den Einzelstein ein, bei verklammerten Deckwerken wirkt die Kraft auf die Deckwerksfläche. Im Allgemeinen werden Deckwerke mit einer Fußstützung ausgeführt. Dies kann durch eine Fußeinbindung, eine Fußvorlage oder vertikale Elemente wie Spundwände oder Pfahlreihen erfolgen. Deckwerke ohne Fußstützung sind nur bei sehr geringen Wellenhöhen und/oder sehr flach geneigten Böschungen ausreichend gegen Abgleiten der Deckwerksschicht auf der Böschung gesichert. Abbildung 3.1-2 gibt eine Übersicht möglicher Bauweisen von Deckwerken und deren Einbindung in das anstehende Gelände.

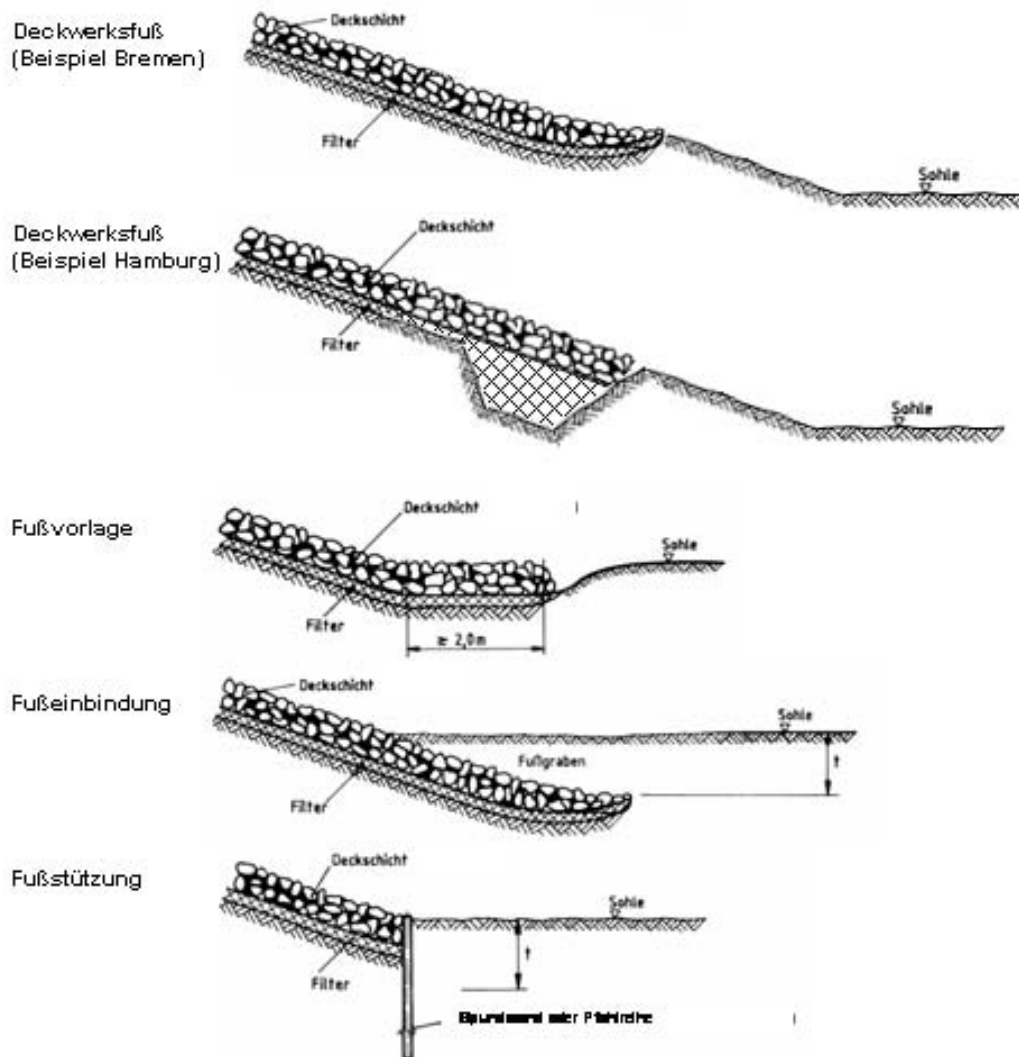


Abbildung 3.1-2: Fußbereich von Uferbefestigungen nach EAU (2004) und MAR (1993)

Buhnen sind an der Elbe üblicherweise als Schüttsteinwälle - gelegentlich durch Holzpfähle eingefasst - ausgebildet. Sie werden an der Unter- und Außenelbe auch oft mit dem Begriff „Stack“ bezeichnet. Sie dienen der Aufrechterhaltung von Wassertiefen in der Fahrrinne, brechen Wellen und halten uferparallele Strömungen vom Ufer fern. Buhnen werden auch zur Landgewinnung als Element des Küstenschutzes einge-

setzt. Bei dieser Anwendungsform werden Sie als Lahnungen bezeichnet, die häufig als doppelte Holzpflockreihen mit dazwischengeschnürtem Buschwerk ausgeführt werden.

Slipanlagen sind Einrichtungen, mit denen Boote zu Wasser gelassen (geslippt) bzw. aus dem Wasser herausgeholt werden können. Sie sind an der Elbe üblicherweise als geneigte gepflasterte Flächen ausgeführt.

Steinschüttungen, Pflasterungen, Bühnen und Slipanlagen (mit Einschränkung der Lahnungen) werden in gleichartiger Weise gegen die äußern Lasten (z. B. Wellenanriff oder Wasserspiegelschwankungen) bemessen. Deswegen werden sie auch im Rahmen dieses Gutachtens in einer Klasse zusammengefasst.

Deckwerke entlang der Elbe

Sofern entlang der Elbe Uferabschnitte wegen ständiger Abbrüche befestigt werden mussten, ist dies überwiegend durch Deckwerke aus Steinschüttungen geschehen, die den geotechnischen und hydraulischen Belastungen entsprechend konstruiert und hergestellt wurden (und werden).

So sind diese Uferbefestigungen in den Bereichen I und II (zur Definition siehe Abschnitt 2.6) von Hamburg bis Brunsbüttel zumeist als unverklammertes Deckwerk mit einer Steinklasse LMB 5/40 (ehemals Klasse II) bis LMB 10/60 (ehemals Klasse III) ausgelegt. An einzelnen Lokationen mit erhöhten hydraulischen Belastungen wurden von vornherein Steine der größeren Steinklasse und ggf. auch einer Verklammerung eingesetzt.

Seewärts von Brunsbüttel sind die Uferbefestigungen meist mit Steinen der Klasse LMB 10/60 und größer und wenn erforderlich auch mit Verklammerung ausgeführt, da insbesondere in diesem Bereich Windwellen zu höheren Belastungen führen.

Teilweise wurde für die Deckwerke entlang der Elbe auch Eisensilikatgestein mit einer gegenüber Naturstein erhöhten Trockenrohdichte eingesetzt. Wegen des höheren Gewichts können bei diesem Material im Vergleich zu Natursteinen kleinere Steingrößen eingesetzt werden.

Definition des repräsentativen Deckwerkes

Für die Sensitivitätsbetrachtung ist es ausreichend, die geotechnischen und funktionalen Bemessungsnachweise einmalig für ein „repräsentatives“ Bauwerk zu führen. Dieses repräsentative Bauwerk wird aus den im Wasserbau gebräuchlichen Regelwerken (EAK 2002), EAU 2004), MAR 1993), in denen die gebräuchlichen und verbreiteten Konstruktionsformen und deren Nachweise niedergelegt sind, entnommen.

Als charakteristischer Deckwerksaufbau wird ein unverklammertes Deckwerk aus Wasserbausteinen der Klasse LMB 10/60 (TLW, 2003) mit 70 cm Schichtstärke bei einer Neigung von 1 : 3 mit einer intakten Filterschicht von 30 cm und einer Fußeinbindung von 1,5 m in Abbildung 3.1-3 dargestellt. Die Steingröße der Deckwerkschicht liegt etwa zwischen 25 und 45 cm Durchmesser. Für das Steinmaterial wird eine Trockenrohdichte von $\rho_s = 2,70 \text{ kg/m}^3$ angenommen.

Dieser als repräsentativ angenommene Deckwerksaufbau entspricht im Grundsatz dem überwiegenden Teil der Deckwerke im Untersuchungsgebiet zwischen Hamburg und Cuxhaven. Aufgrund der lokal möglichen Differenzierung der hydraulischen Belastungen und geotechnischen Randbedingungen sind auch abweichend größere oder kleinere Steine zur Herstellung von Deckwerken verwendet worden.

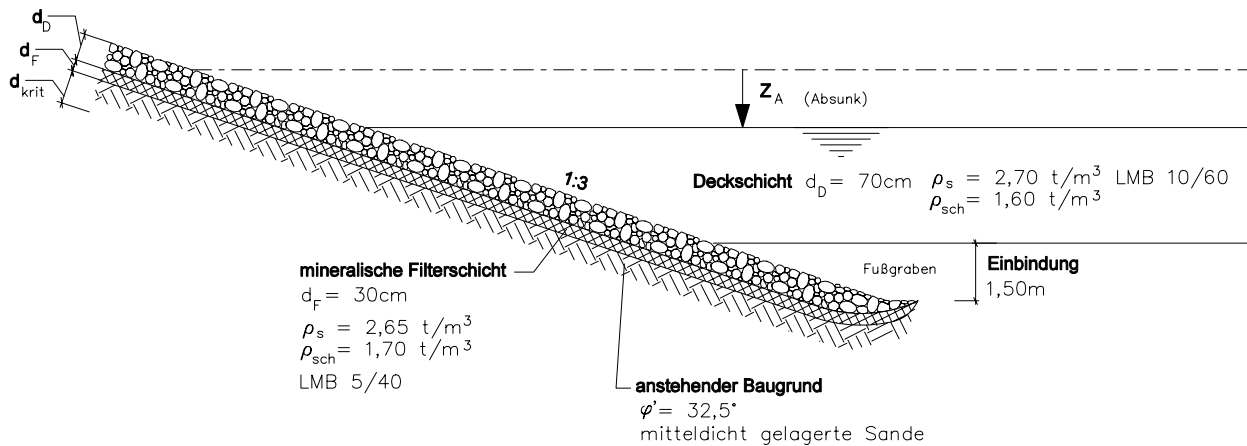


Abbildung 3.1-3: Repräsentatives Deckwerk für Uferbefestigungen

Vergleichsweise wird in Abbildung 3.1-4 das Regelprofil einer Böschungssicherung gezeigt, wie es im Bereich des Hamburger Hafens (auch mit geringfügigen Anpassungen) zur Anwendung kommt. In der Abbildung 3.1-5 wird die Einbindung bzw. Fußstützung des Deckwerkes dargestellt.

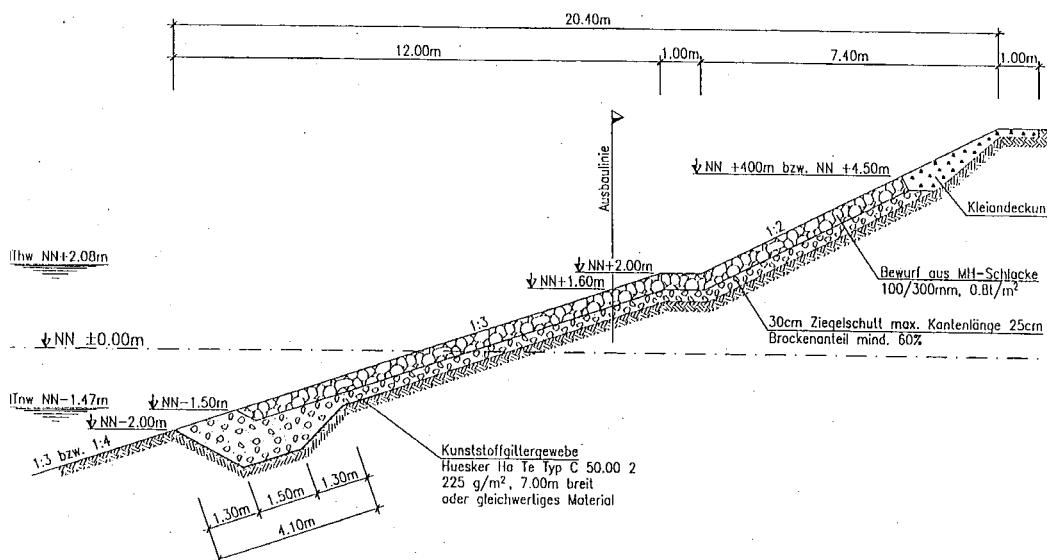


Abbildung 3.1-4: Beispiel: Ausführung einer Hafenböschung mit durchlässigem Deckwerk im Hamburger Hafen (EAU, 2004)

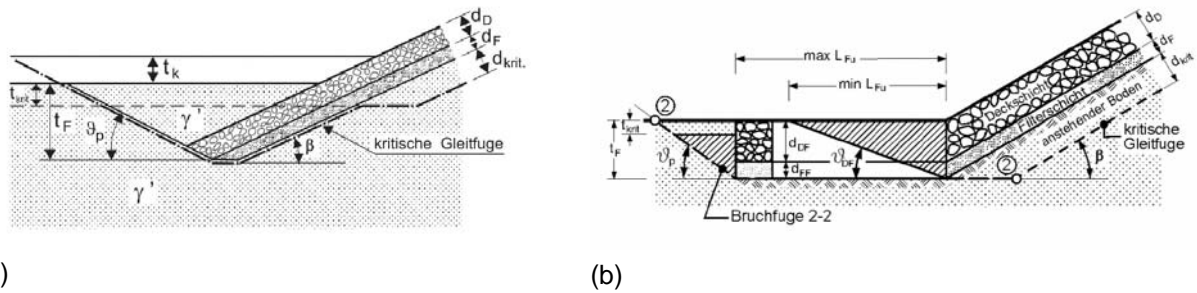


Abbildung 3.1-5: Beispiele: (a) Fußeinbindung, (b) Fußvorlage
(aus BAW, Mitteilungsblatt Nr. 87)

Die zu führenden Nachweise sind:

- Geotechnische Bemessung des Flächengewichts gegen Abgleiten⁷
- Geotechnische Bemessung gegen hydrodynamische Bodenverlagerung
- Geotechnischer Nachweis der Gesamtstandsicherheit (Überwasserböschung, Unterwasserböschung, Gesamtböschung)
- Hydraulische Bemessung der Steingröße gegen Wellenbelastung⁸
- Hydraulische Bemessung der Steingröße gegen Strömungsbelastung.

Die geotechnische Bemessung des Flächengewichts gegen Abheben ist hier wegen der Durchlässigkeit des Deckwerks nicht maßgebend. Deswegen entfällt dieser Nachweis hier. Die zu führenden Nachweise werden nachfolgend jeweils den betrachteten Wirkfaktoren zugeordnet.

Unbefestigte Böschungen werden hinsichtlich ihrer Standsicherheit durch den geotechnischen Nachweis der Gesamtstandsicherheit beurteilt. Alle weiteren hier genannten Nachweise entfallen. Die im Abschnitt 3.1.2.2 dargestellten Standsicherheitsberechnungen schließen daher unbefestigte Böschungen ein.

3.1.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

3.1.2.1 Lokale geotechnische Nachweise

Kritisch für das Versagen von Deckwerken ist der Bewegungsbeginn der einzelnen Steinblöcke und die Verformung der Deckschicht. Dem entgegen wirken als Wider-

⁷ Mit „geotechnischer Bemessung“ ist die Auslegung des Deckwerkes gegen Bruchvorgänge im unter dem Deckwerk liegenden Boden gemeint. Hier wird gelegentlich zwischen einer lokalen Standsicherheit und einer Gesamtstandsicherheit unterschieden, um zwischen Bruchmechanismen direkt unter einem Deckwerk oder in einer gesamten Böschung unterscheiden zu können.

⁸ Mit „hydraulischer Bemessung“ ist hier die Auslegung des Deckwerkes gegen das Herauslösen von Steinen durch die strömungsmechanische Belastung gemeint.

stand das Gewicht der Steinblöcke, ihre Reibung untereinander und indirekt die Durchlässigkeit der Unterschicht (Filterschicht) und des Untergrundes.

Bei schnellem Wasserspiegelabsenkung entsteht ein Porenwasserüberdruck im Boden unterhalb des Deckwerkes, weil der für einen Druckausgleich notwendige Strömungsvorgang im Boden Zeit erfordert. Ob sich aus diesem Prozess eine Beeinflussung der Deckwerksstandsicherheit ergibt, hängt maßgeblich von der Absenkgröße und Absenkgeschwindigkeit ab. Dem wirkt das Flächengewicht des Deckwerkes entgegen. Bei nicht ausreichendem Flächengewicht kann es

1. zum Abgleiten in einer böschungsp parallelen Bruchfuge in der kritischen Tiefe z_{krit} unterhalb des Deckwerkes und
2. zu hydrodynamischen Bodenverlagerungen unmittelbar unter dem Deckwerk kommen.

Die für die o.g. Nachweise erforderlichen Rechengänge werden exemplarisch in Anlage 1 und Anlage 2 näher erläutert.

Für die Ermittlung des erforderlichen Flächengewichts eines durchlässigen Deckwerkes auf einer Uferböschung müssen grundsätzlich die geotechnischen Nachweise der beiden oben genannten Versagensmechanismen geführt werden. Diese Nachweise können in gleicher Weise auch zur Überprüfung der lokalen Standsicherheit natürlicher Uferböschungen herangezogen werden.

Nachweis gegen Abgleiten in einer böschungsp parallelen Bruchfuge und Nachweis hydrodynamischer Bodenverlagerungen

Die geringen Absenkgeschwindigkeiten der Tidewelle (gut 3,5 m Tidehub in etwas mehr als 7 Stunden) führen bei der zugrundegelegten Uferböschung dazu, dass der Untergrund ausreichend schnell durch das Deckwerk entwässern und sich somit kein Porenwasserüberdruck unter dem Deckwerk aufbauen kann. Im rechnerischen Nachweis macht sich dies durch einen Wert der kritischen Tiefe z_{krit} kleiner Null bemerkbar. Gemäß EAU 2004 E115 ist der Nachweis gegen Abgleiten demnach von vornherein erfüllt.

Die Auswirkungen der Tidewelle und damit auch die Auswirkungen einer geringfügigen Variation der Tidewelle (Änderung der Tidewasserstände sowie der Flut- und Ebbedauern, siehe Kapitel 2.1) sind somit ohne Bedeutung für die lokale geotechnische Standsicherheit (Nachweise bezüglich Abgleiten und hydrodynamische Bodenverlagerung).

3.1.2.2 Globaler geotechnischer Nachweis

Der globale Nachweis der Standsicherheit der Uferbefestigung wird für ein typisches Berechnungsprofil durchgeführt, wie es in Abbildung 3.1-6 dargestellt ist. Die hier angesetzte Böschungsneigung von 1 : 3, auf der das Deckwerk aufgelegt wird, ist die am häufigsten vorkommende Neigung von künstlichen durch Deckwerke gesicherte Böschungen im Küstenwasserbau. Bei den in Norddeutschland vorherrschenden geotechnischen Bodenverhältnissen sichert diese Neigung in der Regel eine ausrei-

chende Gesamtstandsicherheit der Böschung. Steilere Böschungen sind nur bei vergleichsweise guten Bodenverhältnissen möglich. Flachere Böschungsneigungen versucht man im Allgemeinen zu vermeiden, da mit einer flacheren Neigung die abzudeckende Böschungsfläche und damit auch der bauliche Aufwand für das Deckwerk größer werden.

Das Deckwerk bindet etwa 1,50 m in den anstehenden Boden ein, um eine Stützung des Deckwerkfußes zu erreichen (vgl. Abbildung 3.1-2) und ein sonst in dieser Zone häufig auftretendes lokales Abgleiten des unteren Deckwerkteils zu vermeiden. Auch diese Form der Fußsicherung kommt sehr häufig insbesondere bei Fußdeckwerken auf der Seeseite von Deichen vor.

Die charakteristischen bodenmechanischen hydraulischen Bodenparameter des Untergrundes unterhalb des Deckwerkes sind in den nachfolgenden Abbildungen Abbildung 3.1-6 und Abbildung 3.1-7 zusammenfassend dargestellt.

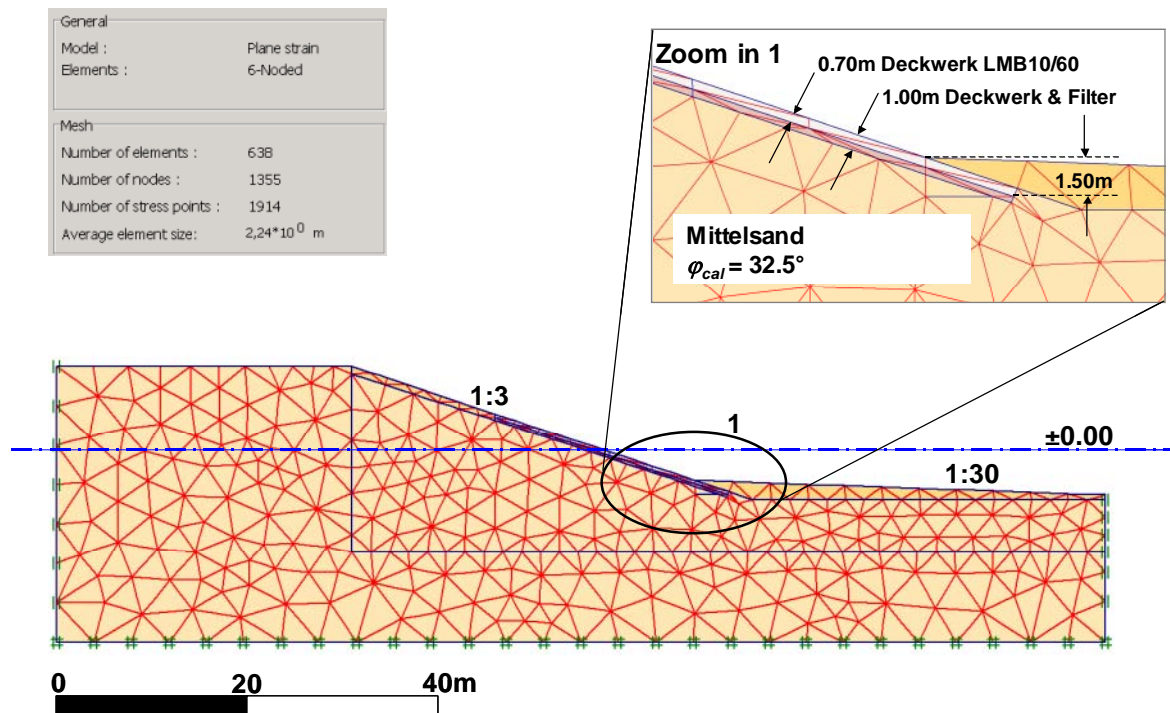


Abbildung 3.1-6: Berechnungsmodell charakteristische Uferböschung

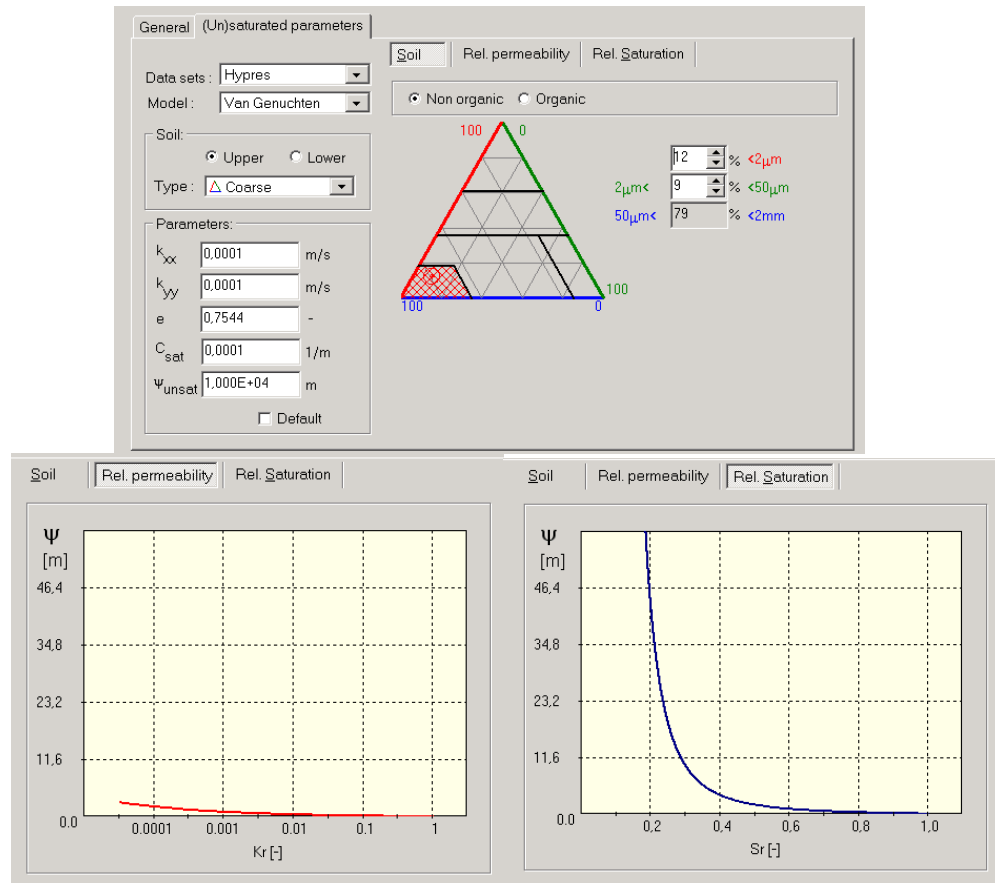


Abbildung 3.1-7: Berücksichtigte hydraulische Parameter des gesättigten Untergrundes unterhalb des Deckwerkes

In der Abbildung 3.1-8 ist die Veränderung der Normaltide erkennbar, die als Eingangsparameter in den globalen Standsicherheitsnachweis als instationäre Einflussgröße in den Berechnungen berücksichtigt wurde.

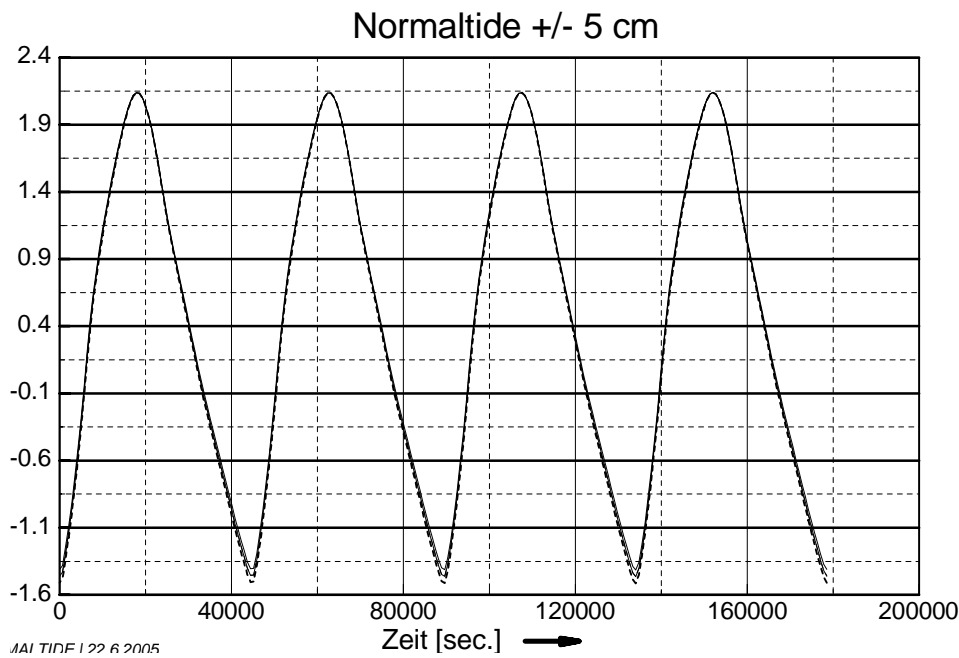


Abbildung 3.1-8: Veränderung der Normaltide

Abbildung 3.1-9 zeigt einen berechneten charakteristischen globalen Versagensmechanismus der Uferböschung infolge der zugrundegelegten Tide- und Ebbedauer (Lastfall 1) an der Elbe.

Es sind zwei Bruchzonen erkennbar. Die Bruchzone 1 ist kennzeichnend für ein lokales Versagen des Bodens unter dem Deckwerk. Die Bruchzone 2 spiegelt ein mögliches Versagen der gesamten Böschung wieder. Die berechnete Sicherheit gegen ein solches Versagensbild beträgt $\eta = 2,18$. Die erforderliche Sicherheit (DIN 4984) beträgt $\eta_{\text{erf.}} = 1,40$. Demnach ist die charakteristische Uferböschung ausreichend von einem globalen Versagen (tiefen Geländebruch) entfernt.

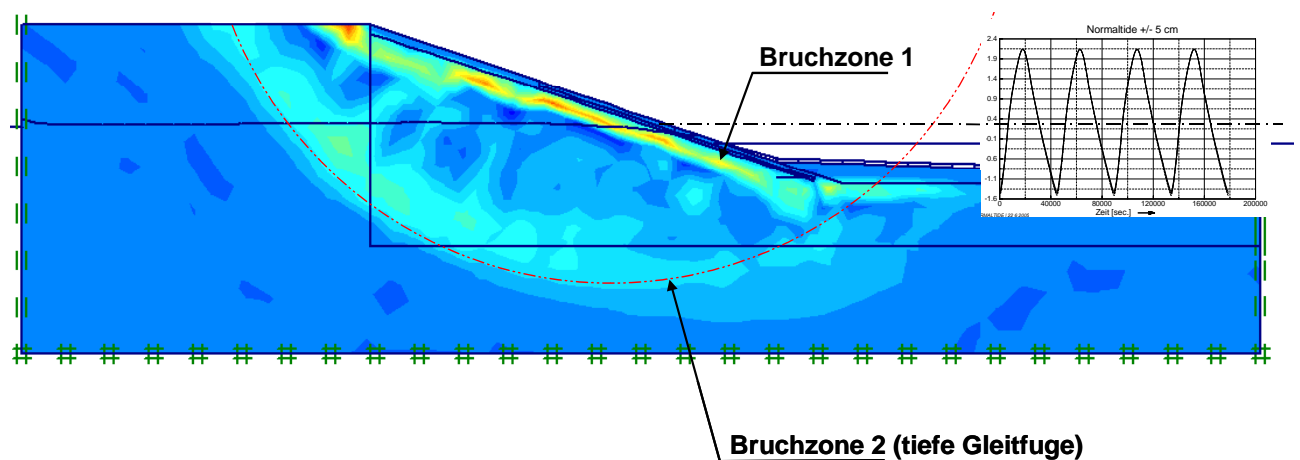


Abbildung 3.1-9: Versagenszustände der Böschung für die angesetzte mittlere Tide

Nachfolgend sind die Auswirkungen veränderter Tidewasserstände und –dauern gemäß Kapitel 2.1 und Abbildung 3.1-8 auf die Standsicherheit der Uferböschung zusammengefasst.

Tabelle 3.1-1: Globale Sicherheiten bei Variation der Normaltide

| | | | |
|-------------------------------|---------|----------|---------|
| Veränderung Tideniedrigwasser | + 5 cm | ± 0 cm | - 5 cm |
| Sicherheit η [-] | 2,1861 | 2,1826 | 2,1804 |
| Veränderung η [%] | +0,16 % | ± 0,00 % | -0,10 % |

| | | | |
|------------------------|-----------|----------|-----------|
| Variation Ebbedauer | + 2 Min | ± 0 Min | - 2 Min |
| Sicherheit η [-] | 2,1827 | 2,1826 | 2,1825 |
| Veränderung η [%] | +0,0045 % | ± 0,00 % | -0,0045 % |

Die Berechnungsergebnisse in Tabelle 3.1-1 zeigen auf, dass die Veränderung der Tidedauer im betrachteten Range von ± 2 Minuten keinen Einfluss auf die globale Standsicherheit hat ($\pm 0,0045$ %).

Die Veränderung des Tideniedrigwassers ± 5 cm hat eine sehr kleine Auswirkung auf die globale Standsicherheit der Uferböschung in der Größenordnung von 0,1 %.

Dieses Ergebnis kann auch auf unbefestigte Böschungen übertragen werden, die im allgemeinen weitaus flachere Neigungen aufweisen und daher höhere Gesamtstandsicherheiten besitzen. Selbst im Bereich des Elbhanges bei Hamburg werden mittlere rechnerische Neigungen der Unterwasserböschung von 1 : 4 nicht unterschritten (Unterlage B.2, Anlage B-2). Sie sind somit flacher als die hier angesetzte Neigung von 1 : 3.

Die möglichen Auswirkungen von Elbvertiefungen auf die Standsicherheit des Elbhanges (Nordufer der Elbe zwischen Altona und Wedel) wurden darüber hinaus bei den vorangegangenen Fahrrinnenanpassungen untersucht. STEINFELD (1972) hat in einer Sensitivitätsuntersuchung eine Vertiefung bis auf NN -20,4 m angenommen, um die Einflüsse der Elbvertiefung auf die Standsicherheit erfassen zu können. Dabei hat er unterstellt, dass durch die Vertiefung eine rechnerische Steilheit der Böschung von 1 : 4 erreicht wird. Die ermittelten Gesamtstandsicherheiten liegen immer über $\eta > 2$ und damit in der oben berechneten Größenordnung. Standsicherheitsprobleme bestehen vielmehr im teilweise übersteilen Elbhang oberhalb der Uferzone, was eine Untersuchung, die 1983 durch das Geologische Landesamt Hamburg vorgelegt wurde, bestätigt (EHLERS 1983).

3.1.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

Die in Kapitel 2.2 aufgeführten Strömungsgeschwindigkeiten können nicht für die Deckwerksbemessung verwendet werden, da diese hohen Strömungsgeschwindigkeiten nur im Bereich der Hauptrinne der Elbe auftreten. Die Geschwindigkeiten nehmen mit Annäherung an die Rand- und Uferbereiche stark ab und betragen dort, wo sie auf die Sohle bzw. ein Deckwerk einwirken, nur noch ein Bruchteil der Maximalgeschwindigkeit in Strommitte. Die Verteilung Strömungsgeschwindigkeiten über den Querschnitt zeigen beispielsweise die flächenhaft dargestellten Tidekennwerte der Strömungsgeschwindigkeiten in Unterlage H.1a (Anlage 4, mittlere Flut- und Ebbestromgeschwindigkeit, maximale Flut- und Ebbestromgeschwindigkeit). Die Strömungsgeschwindigkeiten können in der Hauptelbe bis 1,8 m/s erreichen. In Ufernähe übersteigen die Strömungsgeschwindigkeiten 1 m/s nicht, selbst wenn der betreffende Uferabschnitt sehr dicht an der Fahrrinne liegt.

Die kritische Strömungsgeschwindigkeit, bei der Deckwerksteine der Größenklasse LMB 5/40 (Steingröße etwa zwischen 10 und 30 cm) bewegt werden, liegt bei etwa 4 m/s und damit wesentlich höher als die auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten. Deckwerke im Bereich der Elbe werden vielmehr maßgeblich durch die Schiffs- und Seegangswellen belastet, die neben hohen Strömungsgeschwindigkeiten auch besondere Belastungen durch Wellenbrechen, durch Druckschläge und durch die Wirkung der in das Wasser eingemischten Luft verursachen.

Die Veränderung der Strömungsgeschwindigkeit ist somit in Hinblick auf die Bemessung des erforderlichen Einzelsteingewichts unerheblich. Veränderung der Strömungsgeschwindigkeiten können morphologische Reaktionen hervorrufen, die dann wiederum zum Beispiel zu Böschungserosionen führen könnten und über diesen Weg die Standsicherheit der Böschung beeinflussen. Veränderungen der Morphologie werden in Abschnitt 3.1.6 behandelt.

3.1.4 Veränderungen des Salzgehaltes

Die im Wasserbau für Uferbefestigungen eingesetzten Materialien sind weitestgehend unempfindlich in Bezug auf den Salzgehalt des Wassers, da es sich überwiegend um Mineral- und ggf. auch Kunststoffe handelt. Vor diesem Hintergrund sind die prognostizierten Änderungen des Salzgehaltes (siehe Abschnitt 2.3) ohne Bedeutung für diese Sachgüter.

3.1.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

Uferbefestigungen der hier diskutierten Art und Weise befinden sich nur an solchen Stellen, wo ein Schutz gegen Welleneinwirkung oder starke Strömung erforderlich ist. Eine Ablagerung von Sedimenten ist deswegen hier nicht zu erwarten. Das im Wasser enthaltene Sediment ist für die Belastung der Bauteile und ihren Verschleiß ohne Bedeutung.

3.1.6 Veränderungen der Morphologie

In dem Gutachten der BAW zur ausbaubedingten Änderung der morphodynamischen Prozesse (Unterlage H.1c) verweist der Gutachter in Kapitel 11.4.3 auf die Zunahme des lokal erzeugten Seegangs, der die Belastungen auf Fahrrinnenböschung von Glameyer Stack bis zwei km unterhalb dieser Stelle verstärkt. Dies kann zur Erosion der Unterwasserböschung, in die das Fußdeckwerk des Deiches einbindet, führen. In diesem Zusammenhang wird auf die geplante Unterwasserablagerungsfläche Glameyer Stack Ost verwiesen - also oberhalb Glameyer Stack (Unterlage B.2), die auch der Sicherung der Fahrrinnenböschung gegen erosiven Abtrag durch die Seegangswirkung dient.

Die Fahrrinnenanpassung führt ferner zu morphologischen Folgereaktionen die in Unterlage H.1c in Kapitel 11.3.5 beschrieben werden. Von diesen Reaktionen sind die beiden folgenden für die Unterhaltung von Ufersicherungsbauwerken von Bedeutung:

- Im Bereich des Bühnenfeldes zwischen Altenbruch bis Cuxport wird die natürliche ufernahe Erosion schwach zunehmen Dies führt zu einer Zunahme der Belastung der Bühnenköpfe, an denen ein erhöhter Unterhaltungsaufwand entstehen kann.
- Nördlich der Fahrrinne im Bogen von Büttel über St. Margarethen bis Brokdorf kann es zu leichten zusätzlichen Erosionen kommen, die auch mit dort vorgesehenen Ufervorspülung und der Unterwasserablagerungsfläche interagieren. Dieser Abschnitt ist vollständig durch Bühnen gesichert, so dass die zusätzlichen Erosionen zu einer Mehrbelastung der Bühnenköpfe mit entsprechenden Folgen für die Unterhaltung führen kann.

3.1.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

3.1.7.1 Lokale geotechnische Nachweise

Analog zu den Ausführungen in Kapitel 3.1.2.1 bewirken auch Schiffs- und Seegangswellen einen Wasserspiegelabsink z_A . Weil die charakteristische Zeitperiode für diesen Absink in der Größenordnung von Sekunden bzw. Minuten liegt (und nicht Stunden wie bei der Tidewelle), entstehen hieraus Porenwasserüberdrücke im oberflächennahen Bodenbereich des Gewässerbettes. Damit müssen hier die geotechnischen Nachweise der beiden Versagensmechanismen (Abgleiten in einer böschungsp parallelen Bruchfuge gemäß Anlage 1, hydrodynamischen Bodenverlagerungen gemäß Anlage 2) geführt werden.

Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 2.6.4 wird ein Schiffswellenereignis gemäß Tabelle 2.6-3 bei einer charakteristischen Absinkzeit von ca. $t_A=150$ s für die nachfolgende Sensitivitätsstudie verwendet.

Nachweis gegen Abgleiten in einer böschungsp parallelen Bruchfuge

Die Variation der als „erforderliches Flächengewicht des Deckwerks $g'_{\text{erf.}}$ “ zu „vorhandenen Flächengewicht des Deckwerks $g'_{\text{vorh.}}$ “ definierten Sicherheit η ist in der nachfolgenden Tabelle 3.1-2 für den Bereich I und den Fall ohne Fußstützung zusammen-

gefasst. Die prozentualen Veränderungen sind im Verhältnis zur Standsicherheit bei einer Wellenhöhe von 1,10 m berechnet.

Tabelle 3.1-2: Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen Gleiten bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich I (ohne Fußstützung)

| | | | | | | | |
|-----------------------------|----------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Bereich I | | | | | | | |
| Absunk z_A [m] | 1,00 | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,61 |
| vorh. Sicherheit η [-] | ∞ | 18,30 | 4,65 | 2,58 | 1,75 | 1,31 | 1,00 |
| Veränderung η [%] | +2,7 | ± 0 | -74,5 | -85,9 | -90,4 | -92,8 | -94,5 |

Die gleichen Berechnungen wurden für den Bereich II hier mit und ohne Fußstützung durchgeführt. Die prozentualen Veränderungen der Standsicherheit sind auf den Standsicherheitswert bei 1,20 m Wellenhöhe bezogen. Die berechneten Standsicherheiten unterscheiden sich deutlich für die Variante mit oder ohne Fußstützung, was die Bedeutung dieses konstruktiven Details von Deckwerken unterstreicht.

Tabelle 3.1-3: Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen Gleiten bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich II

| | | | | | | | |
|--|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Bereich II | | | | | | | |
| Absunk z_A [m] | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 1,61 |
| vorh. Sicherheit η [-] | 18,30 | 4,65 | 2,58 | 1,75 | 1,31 | 1,04 | 1,00 |
| Veränderung η [%] | + | ± 0 | -44,5 | -62,3 | -71,8 | -77,6 | -78,5 |
| vorh. Sicherheit η [-] mit Fußstützung | ∞ | ∞ | 24,0 | 10,0 | 7,0 | 5,47 | 5,36 |
| Veränderung mit Fußstützung η [%] | --- | -- | -- | -58 | -71 | -77 | -77,6 |

Weiterhin wurden auch für den Bereich III Berechnungen mit dem gleichen Deckwerk durchgeführt. Die Ergebnisse in der nachfolgenden Tabelle 3.1-4 zeigen, dass durch die geringen Primärwellenhöhen in diesem Bereich der Nachweis immer erfüllt ist.

Tabelle 3.1-4: Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheiten des Deckwerks gegen Gleiten bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich III

| Bereich III | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,85 |
|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Absunk z_A [m] | | | | | | |
| vorh. Sicherheit η [-] | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ |

Die geforderte lokale Sicherheit η_{erf} für das Deckwerk gegen Abgleiten beträgt 1,0, da es sich um instationäre Strömungsvorgänge handelt. Die Ergebnisse der Nachweisführung in Tabelle 3.1-2 und Tabelle 3.1-3 zeigen, dass sich die Sicherheit gegen Gleiten infolge der Primärwellen der Schiffe stark exponential verhält und bei rd. 1,61 m Absunk die Sicherheit 1,0 erreicht wird. Bei Abnahme der Absunkhöhe $< 1,00$ steigt die Sicherheit exponential an und geht gegen unendlich. Demnach ist davon auszugehen, dass im Ausbauzustand im Elbbereich I und II eine Fußstützung unter Zugrundelegung des charakteristischen Deckwerkes erforderlich und auch üblich ist. Im Bereich III sind keine Auswirkungen durch den Ausbauzustand hinsichtlich Gleiten der Deckwerkssteine festzustellen. Hier wird - wie im Abschnitt 3.1.7.3 gezeigt - der hydraulische Nachweis entscheidend für die Dimensionierung des Deckwerkes.

Nachweis hydrodynamischer Bodenverlagerungen

Der Nachweis gegen hydrodynamische Bodenverlagerung weist nach, dass unter dem Deckwerk infolge des Absunks in einer Tiefe d_{krit} und zu einem bestimmten Zeitpunkt t Porenwasserüberdrücke im Boden auftreten, die lokal zu einer Fluidisierung des Bodens führen können. Fluidisierung ist gekennzeichnet durch den völligen Verlust der Scherfestigkeit im Boden und führt zu einer starken Hebung der Bodenoberfläche und damit zu einer Auflockerung des Untergrundes bzw. strukturelle Veränderung des Bodengefüges, sog. hydrodynamische Bodenverlagerungen. Der Boden ist dann nicht mehr stabil gegen extern einwirkende Wasserdruckent- und -belastungen. Bei Anwendung ausreichend hoher Deckwerksauflasten tritt diese Fluidisierung des Bodens nicht ein, es kommt lediglich zu kleineren elastischen Verformungen, die so gut wie keine strukturelle Bodengefügeänderung bewirken.

Bei kohäsionslosen Böden (Sande, $c' = 0 \text{ kN/m}^2$) können hydrodynamische Bodenverlagerungen möglich werden. In einem solchen Fall ist das Flächengewicht so hoch anzusetzen, dass der Porenwasserüberdruck in der kritischen Tiefe durch eine entsprechend hohe Auflast überdrückt wird. Die Nachweise erfolgen in Analogie zum hydraulischen Grundbruch.

Tabelle 3.1-5: Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen hydrodynamische Bodenverlagerung bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich I

| | | | | | | | |
|-----------------------------|------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Bereich I | | | | | | | |
| Absunk z_A [m] | 1,00 | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 2,32 |
| vorh. Sicherheit η [-] | 4,79 | 2,78 | 2,05 | 2,01 | 1,94 | 1,84 | 1,00 |
| Veränderung η [%] | +72 | ± 0 | -26,2 | -27,7 | -30,2 | -33,8 | -64,0 |

Tabelle 3.1-6: Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheit des Deckwerks gegen hydrodynamische Bodenverlagerung bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich II

| | | | | | | | |
|-----------------------------|------|---------|------|------|-------|-------|-------|
| Bereich II | | | | | | | |
| Absunk z_A [m] | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 2,32 |
| vorh. Sicherheit η [-] | 2,78 | 2,05 | 2,01 | 1,94 | 1,84 | 1,73 | 1,00 |
| Veränderung η [%] | +35 | ± 0 | -1,9 | -5,3 | -10,2 | -15,6 | -51,2 |

Tabelle 3.1-7: Vorhandene lokale geotechnische Standsicherheiten des Deckwerks gegen hydrodynamische Bodenverlagerung bei Variation der Wellenhöhe infolge Schiffswelle und Seegang im Bereich III

| | | | | | | |
|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Bereich III | | | | | | |
| Absunk z_A [m] | 0,40 | 0,50 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,85 |
| vorh. Sicherheit η [-] | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ | ∞ |

Die geforderte lokale Sicherheit η_{eff} für das Deckwerk beträgt 1,0, da es sich um instationäre Strömungsvorgänge handelt. Die Ergebnisse der Nachweisführung in Tabelle 3.1-5 bis Tabelle 3.1-7 zeigen, dass sich die Sicherheit gegen hydrodynamische Bodenverlagerung infolge der Primärwellen der Schiffe stark exponential verhält und bei rd. 2,30 m Absunk die Sicherheit von 1,0 erreicht wird. Bei Abnahme der Absunkhöhe steigt die Sicherheit exponential an und geht gegen unendlich.

Für das unterstellte repräsentative Bauwerk bewegen sich die lokalen Sicherheiten jedoch insgesamt auf hohem Niveau.

3.1.7.2 Globaler geotechnischer Standsicherheitsnachweis

Das Berechnungsmodell aus Abschnitt 3.1.2.2 wird ebenfalls für die nachfolgende Sensitivitätsanalyse zur Schiffs- und Windwelle verwendet.

Bei Variation der Absunkwellen infolge Schiff und Wind bei einer angenommenen konstanten Absunkgeschwindigkeit von $v_{za} = 0,2$ [m/s] ergeben sich die in Tabelle 3.1-8 zusammengestellten Sicherheiten gegen Geländebruch. Dabei wurden auch exemplarisch die Sicherheiten für zwei Extremwerte des Absunks untersucht.

Tabelle 3.1-8: Auswirkung einer Variation der Schiffs- und Windwelle auf die globale Standsicherheit der Uferböschung

| | | | | | | | |
|------------------------|---------|---------|-------|---------|---------|---------|---------|
| Wellenhöhe [m] | 0,90 | 0,95 | 1,00 | 1,05 | 1,10 | 1,50 | 2,00 |
| Sicherheit η [-] | 1,957 | 1,953 | 1,949 | 1,945 | 1,941 | 1,909 | 1,875 |
| Veränderung η [%] | +0,41 % | +0,21 % | 0 | -0,21 % | -0,41 % | -2,05 % | -3,80 % |

Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Wellenhöhe und Auswirkung auf die globale Standsicherheit. Eine mögliche Veränderung der Absunkwelle im Wertebereich von $-0,10$ bis $+0,10$ m verursacht eine Auswirkung auf die globale Standsicherheit kleiner 0,5 %. Vor dem Hintergrund der allgemeinen Ungenauigkeit, die der Standsicherheitsberechnung durch die Variabilität des Bodens und seiner Festigkeitskennwerte anhaftet, sind die berechneten Veränderungswerte ohne praktische Bedeutung.

3.1.7.3 Hydraulische Nachweise

Allgemeines

Im Gegensatz zu den geotechnischen Nachweisen führt eine punktuelle Unterschreitung einer lokalen Lagestabilität für den Einzelstein nicht zu einem Versagen des Systems (z. B. Abgleiten der Uferböschung), sondern „nur“ zu Verlagerungen von Einzelsteinen. Die Verlagerung von Einzelsteinen hat ihre Ursache sowohl in der breiten Streuung der hydraulischen Belastung als auch der ebenfalls breite Streuung des lokalen Widerstands. Bei der hydraulischen Bemessung von Deckwerken werden aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen im Allgemeinen solche Verlagerungen von Einzelsteinen toleriert. Die entstehenden Schäden werden im Rahmen der Deckwerksunterhaltung beseitigt.

Die Bemessung erfolgt üblicherweise durch die Bestimmung der erforderlichen Steingewichte oder eines erforderlichen Steindurchmessers für eine definierte Wellenbelastung. In der Praxis wird überwiegend die empirische Bemessungsgleichung nach HUDSON verwendet.

Darauf aufbauend, wurde die HUDSON-Formel weiterentwickelt für (siehe auch BAW, 2006b):

- Wellenbrecher nach VAN DER MEER (1998)
- Deckwerke nach PILARCZYK (1992) und
- Deckwerke unter Schiffswellenbelastungen nach VERHEY & BOGAERTS (1989).

Im Folgenden wird auf das Verfahren nach HUDSON weiter eingegangen und auf die Modifikationen nach PILARCZYK und VERHEY & BOGAERTS hingewiesen. Das Verfahren nach VAN DER MEER ist für dieses Gutachten nicht von Interesse. Zusätzlich wird ein Berechnungsverfahren der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Mitteilungsblatt Heft 87) eingesetzt.

Verfahren nach HUDSON

Basierend auf kleinmaßstäblichen Versuchen wurde die HUDSON-Formel entwickelt. Der Rechengang wird in der Abbildung 3.1-10 dargestellt. Die HUDSON-Formel stellt eine Beziehung zwischen dem erforderlichen Steingewicht und

- der Bauwerksgeometrie (Böschungsneigung),
- der hydraulischen Belastung infolge Wellen, wobei die Wellenhöhe H als maßgebende Größe zur dritten Potenz eingeht,
- den Materialeigenschaften (Rohdichte von Wasser und Deckwerksmaterial) sowie
- einem dimensionslosen materialspezifischen Formbeiwert K_D her, der experimentell für verschiedene Bruch- und Formsteine ermittelt wurde.

Die in der EAK (2002) und EAU (2004) veröffentlichten Formbeiwerte K_D beinhalten dabei eine zugelassene Schädigung des Deckwerkes bis zu 5 %. Gem. EAK (2002) wird die Angabe der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$ als Bemessungswelle H_{Bem} empfohlen.

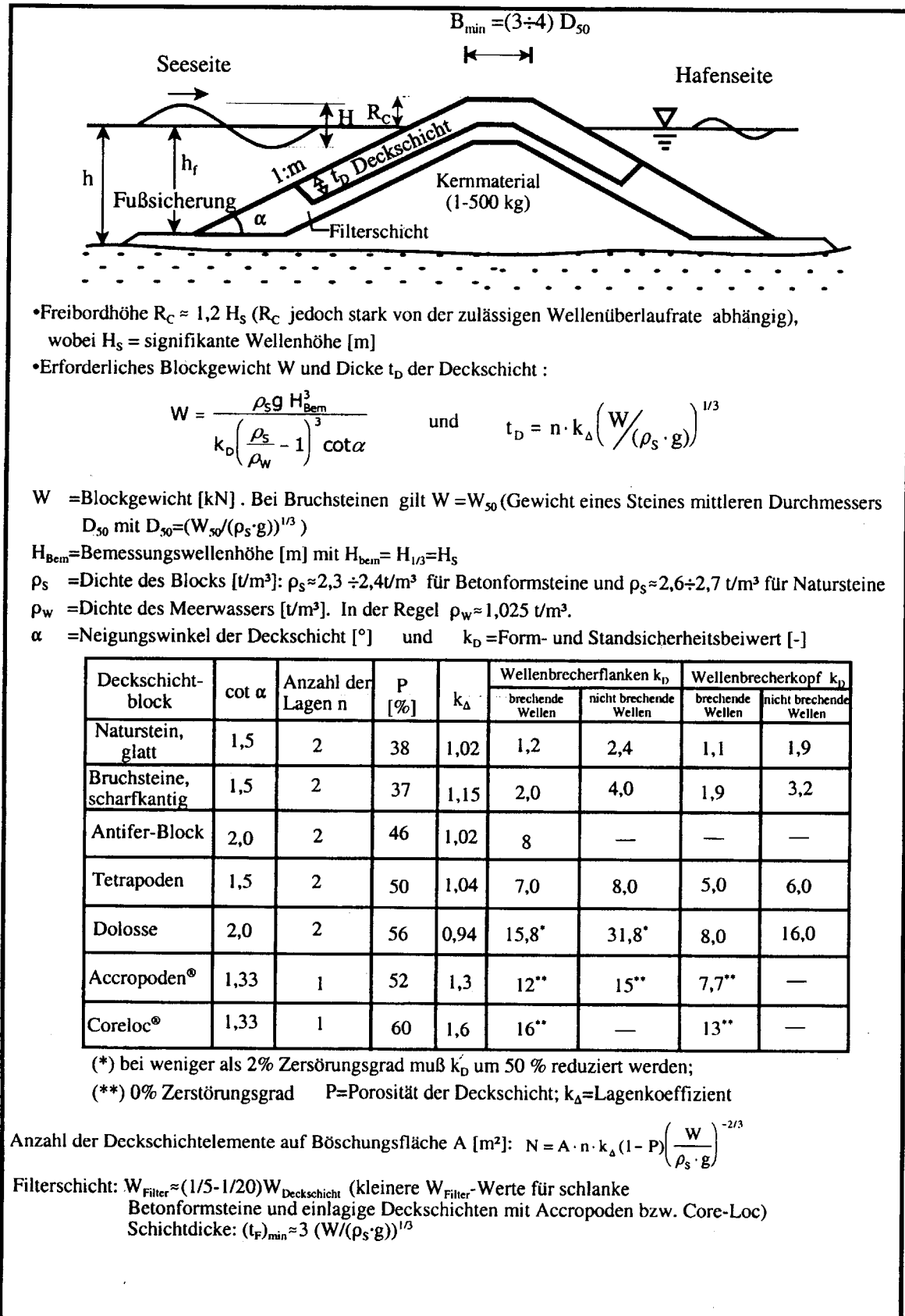


Abbildung 3.1-10: Rechengang für die Bemessung eines Deckwerkes nach HUDSON (EAK, 2002)

Verfahren nach PILARCZYK

Aufbauend auf der HUDSON-Formel wird in dem Verfahren nach PILARCZYK der K_D -Wert als Stabilitätskennzahl der Deckwerkssteine unter Wellenbelastung genauer bestimmt.

$$K_D = \frac{(\psi_u \phi \cos \alpha)^3}{n \xi^{3b}}$$

mit α [°] Böschungsneigung

ξ [1] Brecherkennzahl = $\tan \alpha / (H / L_0)^{1/2}$

H [m] Sekundärwellenhöhe

L_0 [m] Tiefwasserwellenlänge

Ψ_u [1] Stabilitätsfaktor = 1,00 für Schüttsteine nach PILARCZYK

ϕ [1] Stabilitätsfaktor = 2,25 für Bewegungsbeginn bei $\xi = 1$

b [1] Exponent = 1,0 für Setzsteine; = 0,5 für Schüttsteine

n [1] Böschungsneigung

Die Berechnung des erforderlichen Steingewichtes erfolgt sodann mit dem nach PILARCZYK ermittelten K_D -Wert unter Berücksichtigung der HUDSON-Formel.

Verfahren für Schiffswellenbelastungen nach VERHEY & BOGAERTS

Ebenfalls aufbauend auf der HUDSON-Formel wird in dem Verfahren nach VERHEY & BOGAERTS der K_D -Wert als Stabilitätskennzahl der Deckwerkssteine unter Schiffswellenbelastung genauer bestimmt.

$$K_D = \frac{\phi^3 (\cos \alpha + \sin \alpha)^3}{n \xi^{3b}}$$

mit α [°] Böschungsneigung

ξ [1] Brecherkennzahl = $\tan \alpha / (H / L_0)^{1/2}$

H [m] Sekundärwellenhöhe

L_0 [m] Tiefwasserwellenlänge

ϕ Stabilitätsfaktor = 2,25 für Bewegungsbeginn bei $\xi = 1$

b [1] Exponent = 1,0 für Setzsteine; = 0,5 für Schüttsteine

n [1] Böschungsneigung

Die Berechnung des erforderlichen Steingewichtes erfolgt sodann mit dem nach VERHEY & BOGAERTS ermittelten K_D -Wert unter Berücksichtigung der HUDSON-Formel.

Verfahren für Schiffswellenbelastungen nach BAW Heft Nr. 87

Gemäß Heft Nr. 87 der BAW (Abschnitt 6.2) kann die für die Sicherstellung der Lagestabilität erforderliche Steingröße der Deckschicht bei Belastung durch Heckquerwellen wie folgt berechnet werden:

$$D50 > \frac{H_{Bem}}{B_B \left(\frac{\rho_S - \rho_W}{\rho_W} \right) m^{1/3}}$$

- mit H_{Bem} [m] Bemessungswellenhöhe
 ρ_S [kg/m³] Rohdichte des Steinmaterials
 ρ_W [kg/m³] Rohdichte des Wassers
 B_B Stabilitätsbeiwert, = 1,5 bei häufiger Belastung
 m [1] Böschungsneigung

Angesetztes Berechnungsverfahren und Eingangsgrößen

Entsprechend der Erläuterungen in Abschnitt 2.6 werden für diese Sensitivitätsuntersuchung Wellenhöhen gemäß Tabelle 3.1-9 für die Nachweisführung zu Grunde gelegt. Dabei handelt es sich nicht um Wellenverhältnisse, die konstant auftretend vollständig über den jeweiligen Bereich anzusetzen sind, sondern um maximale Wellenbelastungen aus Windwellen und/oder Schiffswellen (hier die Sekundärwellen), die in Abhängigkeit der jeweiligen Topografie (Lage, Breite, Tiefe der Elbe) sowie der Interaktion zwischen Schiff und Wasserstraße lokal und zeitlich vereinzelt auftreten. Es handelt sich um Einzelwerte der Wellenbelastungen, deren Eintrittshäufigkeit im Vergleich zu Windwellen bei Sturmereignissen gering ist, deren hydraulische Wirkung jedoch tatsächlich auftritt.

Für den hydraulischen Nachweis werden lediglich die kurzperiodischen Wellen (Sekundärwellen und/oder Windwellen) rechnerisch angesetzt. Der Absenk z_A und die Primärwelle H_P stellen eine langperiodische Belastung (Zeitraum von Minuten) dar, die unmittelbar keine Auswirkungen auf den Einzelstein hat, sondern in den geotechnischen Nachweisen berücksichtigt wird.

Tabelle 3.1-9: Wellenparameter aus überlagerten Schiffs- und Windwellen für hydraulischen Nachweis

| Bereich | Maximale Wellenbelastung | Bemerkung |
|---|--------------------------|------------------------------|
| Bereich I <i>Hamburger Hafen bis Schwarztonnensand ($v_s = 10 \text{ kn}$)</i> | H = 1,00 m | Schiffswellen sind maßgebend |
| Bereich II <i>Schwarztonnensand bis Brunsbüttel ($v_s = 12 \text{ kn}$)</i> | H = 1,10 m | Schiffswellen sind maßgebend |
| Bereich III <i>Brunsbüttel bis zur See</i> | H = 1,40 m | Windwellen sind maßgebend |

Für den hydraulischen Nachweis werden vergleichende Berechnungen von HUDSON und BAW durchgeführt, da ersteres Verfahren bewährt und sehr verbreitet ist. Ferner sind beide Verfahren klar und eindeutig dokumentiert. Auf einen Vergleich mit den Verfahren nach Pilarczyk sowie Verhey & Bogaerts wird aus diesen Gründen verzichtet. Für das repräsentative Deckwerk (vgl. Abschnitt 3.1.1) werden folgende zusätzliche Berechnungsannahmen getroffen:

Tabelle 3.1-10: Zusätzliche Berechnungsannahmen für HUDSON und BAW, Heft Nr. 87

| Parameter | HUDSON | BAW, Heft Nr. 87 |
|--------------------------|--|---|
| Formbeiwert K_D [-] | 5,0 | - |
| Zerstörungsgrad S [-] | <i>No-damage-Kriterium Zerstörung bis 5 % in K_D-Wert enthalten</i> | <i>Möglichst vollständige Vermeidung von Deckwerks- schäden</i> |
| Stabilitätsbeiwert B_B | - | 1,5 |

Der angesetzte Formbeiwert $K_D = 5,0$ gilt nach EAU (2004) für ein Deckwerk mit scharfkantigen Bruchsteinen, die speziell gesetzt⁹ brechenden Wellen als Belastung unterliegen. Bei HUDSON beinhaltet der Beiwert K_D gleichwohl eine zugelassene Zerstörung des Deckwerkes bis zu 5 %. Für das BAW-Verfahren wird der Stabilitätsbeiwert B_B entsprechend Tabelle 3.1-10 mit 1,5 für häufiges Auftreten des Bemessungsfalles definiert. Auf den bekannten Einfluss des Wellenanlaufwinkels wird hier nicht weiter eingegangen, da es sich hierbei um vergleichende Betrachtungen handelt.

⁹ Mit „speziell gesetzt“ ist hier keine Pflasterung z. B. mit Basaltsäulen gemeint, sondern das die Deckwerksteine durch Einarbeitung mit einem Bagger eine möglichst dichte Lagerung erhalten.

Berechnungsergebnisse

Für die drei Bereiche der Elbe werden für das repräsentative Deckwerk unter Berücksichtigung der getroffenen Berechnungsannahmen (vgl. Tabelle 3.1-10) folgende Berechnungsergebnisse für das erforderliche Steingewicht W_{50} bzw. den erforderlichen Steindurchmesser (Trockenrohdichte der Steine von $\rho_s = 2,7 \text{ kg/m}^3$) unter Anwendung der Berechnungsverfahren nach HUDSON sowie BAW angegeben.

Tabelle 3.1-11: Erforderliche Steindurchmesser bei Variation der Wellenhöhe

| Wellenhöhe [m] | 0,80 | 0,90 | 1,00 | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,40 | 1,50 |
|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| HUDSON | | | | | | | | |
| D_{50} erforderlich [m] | 0,23 | 0,26 | 0,29 | 0,32 | 0,34 | 0,37 | 0,40 | 0,43 |
| Veränderung Dn_{50} [%] | -21 | -10 | 0 | 10 | 17 | 28 | 38 | 48 |
| BAW | | | | | | | | |
| D_{50} erforderlich [m] | 0,23 | 0,25 | 0,28 | 0,31 | 0,34 | 0,37 | 0,40 | 0,42 |
| Veränderung Dn_{50} [%] | -18 | -11 | 0 | 11 | 21 | 32 | 43 | 50 |

Die Berechnungsergebnisse gemäß Tabelle 3.1-11 zeigen zunächst den Zusammenhang zwischen zunehmender hydraulischer Belastung und Größe der Deckwerksteine auf. Mit der Größe der Deckwerksteine wächst auch die erforderliche Dicke der Deckwerksschicht, die mit etwa $2 \times D_{50}$ abgeschätzt werden kann. Die untersuchte Bandbreite der Wellenhöhen repräsentiert die Untersuchungsbereiche I bis III. Der Vergleich zwischen den Ergebnissen nach HUDSON und BAW zeigt für die untersuchten Wellenhöhen gleiche Steingrößen; zum Vergleich sei angemerkt, dass ein Stein mit $d = 0,28 \text{ m}$ Durchmesser ein Gewicht von ca. 38 kg besitzt und ein Stein mit $d = 0,34 \text{ m}$ etwa 67 kg schwer ist.

Für die Bereiche I und II kann das angenommene repräsentative Deckwerk unter Berücksichtigung der angesetzten hydraulischen Belastungen als lagestabil bezeichnet werden. Die Ausbildung der Uferbefestigungen als Deckwerk mit einer losen Deckschicht aus Steinen LMB 5/40 bzw. LMB 10/60 deckt den Bereich der zu erwartenden Veränderungen hydraulischer Belastungen ab.

Für den Bereich III wurden exemplarisch Wellenbelastungen angenommen, wie sie im Bereich Altenbruch aufgrund der Nähe zum Fahrwasser auftreten. Die Uferbefestigungen unterliegen dort hohen Belastungen, die eine Ausbildung der Deckwerke mit deutlich größeren Steinen und z.T. in Kombination mit einer Verklammerung oder einem Verguss erforderlich machen. Das angenommene repräsentative Deckwerk ist für diese Belastungen nicht ausreichend dimensioniert und deckt auch die zu erwartenden Veränderungen der Wellenbelastungen nicht mit ab.

Ferner sind in Tabelle 3.1-11 prozentuale Veränderungen des ermittelten erforderlichen Steindurchmessers im Vergleich aufgetragen. Als Bezugsgröße wurde die Steingröße bei einer Wellenhöhe von 1,0 m gewählt. Daraus kann die relative Veränderung abgelesen werden. Da die Dicke eines Deckwerkes eine Funktion der erforderlichen Steingröße darstellt, kann daraus ein eventueller Mehraufwand abgeschätzt werden. Legt man die Berechnungsergebnisse nach BAW, Heft Nr. 87 zugrunde, so verursacht die von der BAW prognostizierte Veränderung der Sekundärwellenhöhe in

der Größenordnung von 0,1 m eine relative Vergrößerung der Deckwerkssteingröße von etwa 10 %.

3.2 Deiche

3.2.1 Allgemeines

Die Deiche entlang der Unter- und Außenelbe unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Lage (oder Entfernung) zur Elbe bei normalen Tidewasserständen. Es wird unterschieden zwischen

a) Schardeichen

Deiche mit Deichfuß unter dem mittleren Tidehochwasser, bei denen der Deichfuß mit einem Deckwerk entsprechend der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Art und Weise gegen Wellen und Strömungsbelastungen geschützt wird. Diese Deiche werden als „schar“ liegende Deiche bezeichnet, und

b) Vorlanddeiche

Deiche mit Vorland, bei denen der Deichfuß bei normalen Wasserständen nicht durch das Wasser erreicht wird, also über dem mittleren Tidehochwasser liegt.

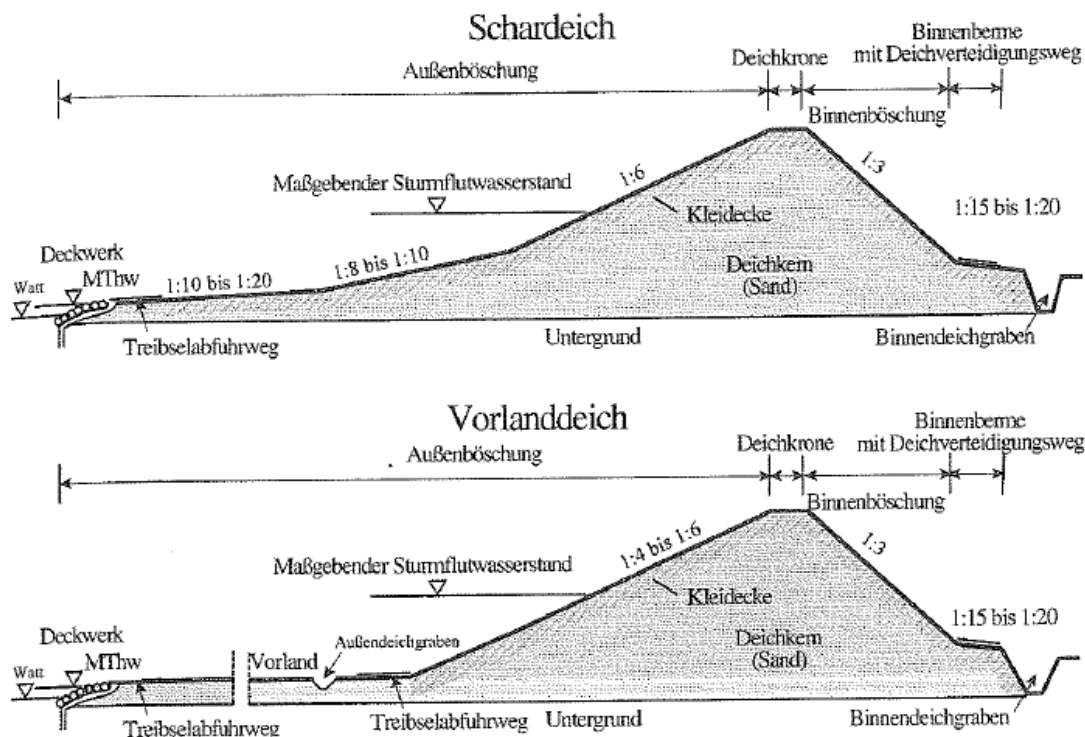


Abbildung 3.2-1: Schematische Darstellung von Seedeichen (oben: Schardeich, unten: Vorlanddeich) (LECHNER et al., 2001)

Diese Unterscheidung und die grundsätzlichen Konstruktionsmuster sind bedeutsam im Hinblick auf die Analyse der Wirkungen der Fahrrinnenanpassung auf Deiche. Bei

den Deichen mit Vorland (s. Abbildung 3.2-1) wird der Deichkörper erst bei solchen Wasserständen erreicht, die durch meteorologische Ereignisse erhöht sind (Sturmfluten). Für diesen Deichtyp sind daher nur die indirekten Wirkungen bei erhöhten Wasserständen zu betrachten.

Dies gilt im Prinzip auch für schar liegende Deiche, da deren Deichfüße bis zu einer Höhe von etwa 0,5 bis 1 m über dem mittleren Tidehochwasser durch Fußdeckwerke geschützt werden. Oberhalb dieses Fußdeckwerkes ist ein Unterhaltungsweg angeordnet, auf dessen Landseite sich der eigentliche Deichkörper anschließt (s. Abbildung 3.2-1). Weil aber die Wirkung der Fahrrinnenanpassung auf Deckwerke bereits in Abschnitt 3.1 behandelt wurde, kann in diesem Abschnitt auch für diesen Deichtyp auf die Analyse der Wirkung bei normalen Wasserständen verzichtet werden.

Das seeseitig eines Deiches anschließende Vorland ist auch bedeutsam für die Funktionsfähigkeit eines Deiches. Dies gilt sowohl für Vorlanddeiche wie auch für Deiche mit Fußdeckwerk, wo sich normalerweise immer auch ein unterschiedlich stark ausgeprägtes Vorland bzw. Wattgebiet anschließt. Morphologische Veränderungen an diesen Vorländern können zu einer Belastungsveränderung des Deiches durch Sturmfluten führen. Deswegen werden hier die Auswirkungen von Vorlandveränderungen auf die Deichfunktion im Rahmen des Abschnittes „Veränderungen der Morphologie“ (3.2.6) betrachtet.

Hinweise und Empfehlungen für den Entwurf, die Konstruktion, die Planung und den Bau von Deichen sind den Empfehlungen G der EAK (2002) zu entnehmen.

3.2.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

3.2.2.1 Veränderung der Sturmflutwasserstände - Wirkung auf die Funktionsfähigkeit der Deiche als Hochwasserschutzbauwerk

Die Veränderungen der Sturmflutwasserstände wird in dem BAW-Gutachten (s. Unterlage H.1b) dokumentiert. Die Ergebnisse des BAW-Gutachtens können wie folgt zusammengefasst werden (Zitat):

- Die Sturmflutscheitelwasserstände verändern sich um weniger als +2 cm / -3 cm.
- Die Eintrittszeit des Sturmflutscheitelwasserstandes verändert sich ausbaubedingt um weniger als ± 5 Minuten
- Die Dauer hoher Wasserstände verändert sich um weniger als ± 5 Minuten
- Die querschnittsintegrierten Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten verändern sich um weniger als ± 10 cm/s

Die für verschiedene Szenarien und betrachtete Sturmfluten mit dem Modell berechneten Wasserstände liegen - je nach betrachteten hydrologischen Szenario - teilweise unter und teilweise über den Bemessungswasserständen der Deichlinien entlang der

Elbe¹⁰. Diese steigen beginnend in Cuxhaven von NN + 5,63 m über Hamburg St. Pauli NN +7,30 m bis nach Geesthacht auf NN +7,90 an (EAK, 2002).

Die oben genannte Änderung der Wasserstände kann man als eine Belastungsänderung der Hochwasserschutzlinie begreifen. Setzt man diese Änderung in ein Verhältnis zur Schutzhöhe (Bemessungswasserstand abzüglich dem mittleren Tidehochwasser) so verändert sich die Belastung um etwa 0,5 %.

3.2.2.2 Wirkung von Wasserstandsveränderungen und Tidedauerveränderungen auf die geotechnische Standsicherheit der Deiche

Wie in Abschnitt 3.2.1 ausgeführt, ist der eigentliche Deichkörper durch die Veränderungen der Tidewasserstände und Tidedauern bei normalen Wasserständen nicht betroffen. Für Wasserstände, die aufgrund von Sturmfluten erhöht sind, aber noch unter den durch die BAW (s. Unterlage H.1b) betrachteten extremen Sturmflutwasserständen liegen (sogenannte Kantenfluten), wurden im Rahmen der Untersuchung der BAW keine Modellberechnungen für Veränderungen infolge Fahrrinnenanpassung durchgeführt. Dies ist auch nicht notwendig, da die Veränderungsgrößenordnung zwischen denen bei normalen Wasserständen und denen bei Extremsturmfluten interpoliert werden können. Für diese Systemanalyse kann sogar vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend angenommen werden, dass die Veränderungen bei erhöhten Wasserständen die gleiche Größenordnung annehmen wie bei normalen Wasserständen. Mit diesen Veränderungswerten (siehe Abschnitt 2.1) kann die Veränderung der geotechnischen Standsicherheit eines typischen Deiches bestehend aus Sandkern mit Kleiabdeckung berechnet werden. Dieser Ansatz entspricht auch der Abschätzung über Kantenfluten, die die BAW im Gutachten „Zur ausbaubedingten Änderung von Hydromechanik und Salztransport“ (Unterlage H.1a, Kapitel 5.7) dargestellt hat.

Im Vergleich zum Deckwerk ergibt sich folgendes Nachweisbild:

- Geotechnische Bemessung des Flächengewichts gegen Abgleiten (entfällt hier, weil es sich um eine nahezu wasserundurchlässige Deckschicht, bestehend aus Klei, handelt)
- Geotechnische Bemessung gegen hydrodynamische Bodenverlagerung (entfällt mit Begründung wie vor)
- Geotechnischer Nachweis der Gesamtstandsicherheit (Überwasserböschung, Unterwasserböschung, Gesamtböschung)
- Geotechnische Bemessung des Flächengewichts (der Kleischicht) gegen Abheben.

¹⁰ Aus Gründen, die in der wasserbaulichen Systemanalyse liegen, hat die BAW auch Sturmflutscenarien einbezogen, deren Wasserstände über den Bemessungswasserständen liegen. Damit wird die Prognose der Wasserstandsveränderung abgesichert

Es sind also die Nachweise für die Gesamtstandsicherheit der Böschung und die Bemessung des Flächengewichts der Kleischicht zu führen.

Nachweis der Gesamtstandsicherheit

Für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit sei hier auf Abschnitt 3.1.2.2 verwiesen. Die dort exemplarisch geführten Nachweise für die Globalstandsicherheit einer Böschung und ihrer Veränderung infolge Tidewasserstands- und Tidedauerveränderung gelten hier gleichermaßen. Die in Tabelle 3.1-1 ausgewiesenen prozentualen Veränderungswerte sind direkt auf die Gesamtstandsicherheit der Deichböschung übertragbar.

Geotechnische Bemessung der Kleischicht gegen Abheben

Die geotechnische Bemessung der Kleischicht gegen Abheben betrachtet den Einfluss des Verhältnisses von Außenwasserstand zu Innenwasserstand im Sandkern. Theoretisch wäre es denkbar, dass durch eine Veränderung der Ebbedauer (oder hier der Dauer des Ablaufens einer Sturmflut) höhere Innenwasserstände entstehen, die zu einer Veränderung der Sicherheit gegen Abheben führen. Die grundsätzliche Situation ist in Abbildung 3.2-2 dargestellt.

Der mit dem inneren Stauwasserspiegel im Deichkern verbundene Wasserdruck (von innen auf die Kleiabdeckung wirkend) wirkt erst dann, wenn der Außenwasserstand sich niedriger einstellt, und zwar maximal mit der Druckhöhendifferenz zwischen Innen- und Außenwasserstand. Durch eine entsprechend mächtig ausgelegte Kleiabdeckung muss dieser Wasserdruck dann kompensiert und überdrückt werden.

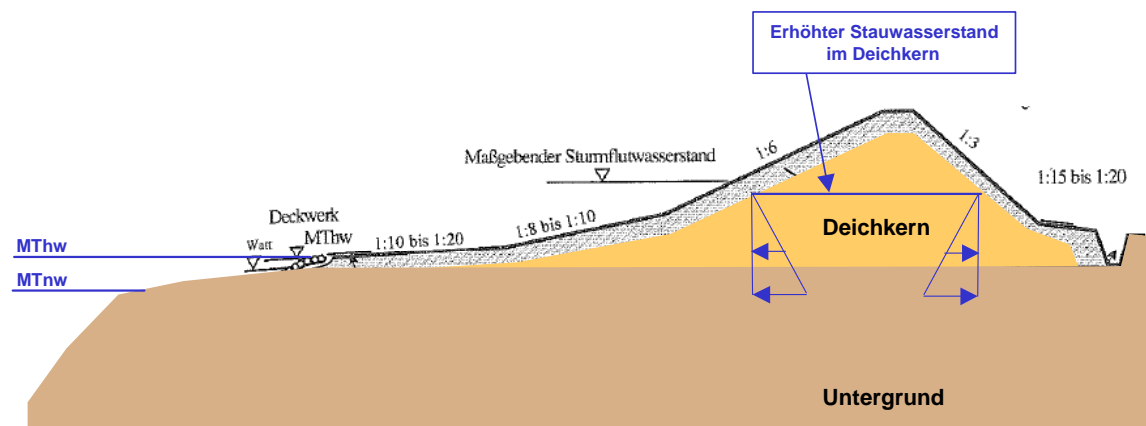


Abbildung 3.2-2: Deich mit erhöhtem Stauwasserstand im Deichkern (schematisch)

Unter Verweis auf die folgenden Ausführungen zur Entstehung von erhöhten Wasserständen im Deichkern ist auszuführen, dass der geotechnische Nachweis der Kleidecke gegen Abheben nur in den Fällen sinnvoll ist, bei denen das Stauwasser im Deichkern aufgrund einer vorhandenen wasserundurchlässigen Bodenschicht nicht mit dem Außenwasserstand absinken kann. In allen anderen Fällen treten keine signifikanten Wasserspiegeldifferenzen zwischen Innenwasserstand und Außenwasserstand auf.

Entstehung von erhöhtem Stauwasser im Deichkern

Die Problematik erhöhter Stauwasserstände im Deichkern ist bekannt und wurde sowohl von TEMMLER (2004) beschrieben als auch von IMS (2006) im Rahmen eines Gutachtens behandelt. Das Phänomen des erhöhten Stauwassers wurde von IMS (2006) eingehend am Beispiel des Deiches im Bereich Altenbrucher Bogen untersucht. Dabei können grundsätzlich folgende Prozesse als Ursache für erhöhte Stauwasserstände im Deich voneinander unterschieden werden:

- Hydraulischer Kontakt zum Tidegeschehen
- Zusickerung durch die Kleidecke durch Fehlstellen.

Besteht ein hydraulischer Kontakt zwischen dem sandigen Deichkern und dem Tidegeschehen über den wasserleitenden Untergrund, so finden Grundwasserströmungen in den Deich hinein und aus dem Deich heraus wieder in den Untergrund zur Elbe hin entsprechend des hydraulischen Gefälles statt. Der Stauwasserspiegel im Deichkern spiegelt dann in gedämpfter Form das Tidegeschehen wider. Die erhöhten Wasserstände im Deichkern wirken in diesen Fällen auch nur von innen über den Zeitraum des tatsächlichen Aufstaus auf die aufliegende Kleidecke, da das in den Deichkern hineinfließende Wasser ebenso schnell wieder aus dem Deichkern herausläuft. Abbildung 3.2-3 zeigt dazu Ergebnisse instationärer Sickerlinienberechnungen für einen Deichabschnitt im Altenbrucher Bogen (IMS, 2006).

Des Weiteren ist eine Zusickerung von Wasser (Elbwasser bei erhöhten Wasserständen oder Niederschlagswasser) über die Kleidecke als Deichabdeckung in den Deichkern denkbar. Sofern der Deichkern wiederum einen hydraulischen Kontakt zum Tidegeschehen besitzt, fließt das von oben in den Sandkern eindringende Wasser über diesen Weg wieder ab und es können sich keine erhöhten Stauwasserstände im Deichkern bilden. Liegt unter dem Deich aber eine wasserundurchlässige Bodenschicht vor, kann das eingedrungene Wasser nicht abfließen (sickern), und es kommt zu einem Aufstau.

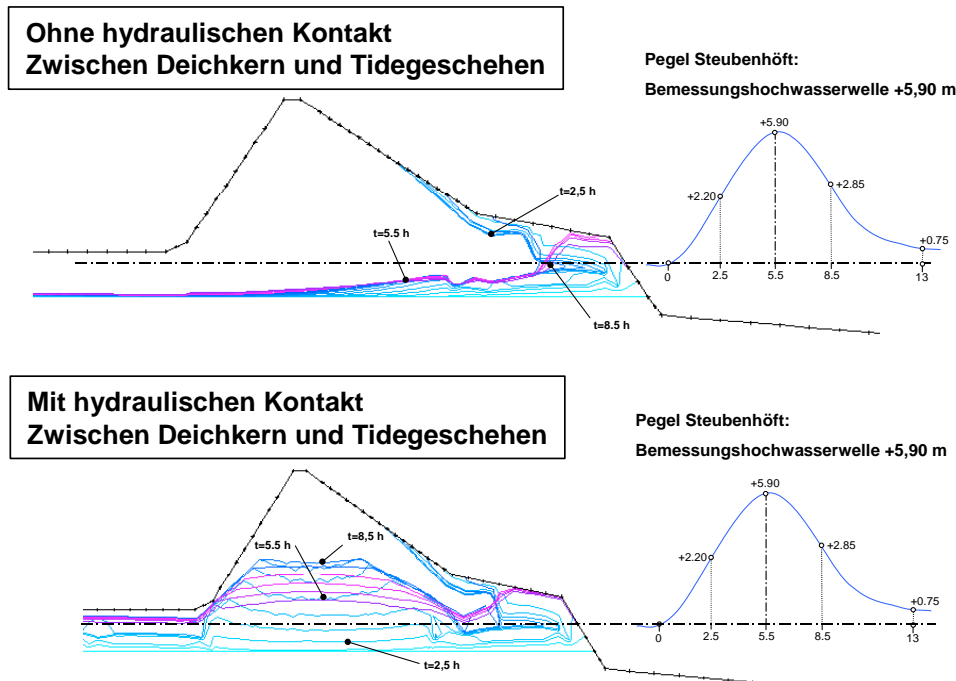


Abbildung 3.2-3: Instationäre Sickerlinien ohne (oben) und mit hydraulischem Kontakt (unten) zwischen Deichkern und Tidegeschehen für ein Bemessungshochwasser (IMS, 2006)

Veränderungen der Wasserstände sowie der Tidephasendauern können somit keine negativen Auswirkungen auf Innenwasserstände der Deiche haben, da entweder das über hydraulische Kontakte eindringende Wasser genauso schnell wieder abfließt oder bei nicht vorhandenem Kontakt in den kurzen Zeiträumen (Dauer der Tidephasen) nicht eindringen kann.

Abschließend wird darauf hinzuweisen, dass bei vielen Deichen (TEMLER, 2004) erhöhte Wasserstände im Deichkern vorliegen. Das Wasser gelangt in den Deich durch Niederschläge, die durch ausgetrocknete rissige Kleiabdeckungen in den Deichkern eindringen. Stehen diese Deiche auf einem undurchlässigen Untergrund, so bleibt das Wasser im Deichkern und füllt diesen sozusagen wie in einer Badewanne an. In Extremfällen ist es dadurch in der Vergangenheit bereits zu Schadensfällen an der Kleischicht (Fließerscheinungen und Rutschungen der Kleischicht) gekommen (vgl. TEMMLER, 2004). Dieser konstruktive Mangel kann durch den Einbau einer Deichkerndränage behoben werden. Er steht wie vorstehend beschrieben in keinem Zusammenhang mit den Auswirkungen der Fahrrinnenanpassung.

3.2.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

Vergleichbar zu den Ausführungen in Abschnitt 3.1.3 ist die direkte Wirkung der Strömungsgeschwindigkeiten und damit deren Veränderungen für die Funktionsfähigkeit des Deiches unbedeutend. Wie bei einem Deckwerk ist die indirekte Wirkung von Strömungsgeschwindigkeitsveränderungen, die ggf. zu morphologischen Veränderun-

gen im Vorland des Deiches führen, zu betrachten. Dazu wird auf Abschnitt 3.2.6 verwiesen.

3.2.4 Veränderungen des Salzgehaltes

Die im Deichbau eingesetzten Materialien sind weitestgehend unempfindlich in Bezug auf den Salzgehalt des Wassers, da es sich um natürliche Baustoffe wie Klei und Grassoden sowie Mineral- und Kunststoffe handelt. Vor diesem Hintergrund sind die prognostizierten Änderungen des Salzgehaltes (siehe Abschnitt 2.3) ohne Bedeutung für diese Sachgüter.

3.2.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

Für die Funktionsfähigkeit eines Deiches ist die im Wasser enthaltene Sedimentkonzentration ohne Bedeutung. Bei manchen Deichabschnitten kommt es vor, dass sich nach Sturmfluten Sediment auf dem wasserseitig gelegenen Unterhaltungsweg ablagert, der im Rahmen der Deichunterhaltung beseitigt wird. Die von der BAW prognostizierten Änderungen der Sedimentkonzentration (Unterlage H.1c) werden nicht zu feststellbaren Veränderungen der Ablagerungsmengen führen.

3.2.6 Veränderungen der Morphologie

Der Deich selber ist von morphologischen Änderungen (Änderungen des Gewässerbettes) nicht betroffen, da er nicht die eigentliche Uferlinie bildet. Bei scharliegenden Deichen kann durch morphologische Veränderung die Wellenbelastung auf die Deckwerke und das seeseitige Vorland größer werden. Dieser Sachverhalt ist im Abschnitt 3.1.6 in der Sachgutkategorie „Deckwerke“ behandelt.

3.2.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

Der Klei ist aufgrund seiner Kohäsion besonders widerstandsfähig gegenüber Wellenangriff und bewachsen mit einer Grasnarbe besonders erosionsfest gegenüber Wellenauf- und Wellenablaufströmungen. Zusammen mit einem sandigen Deichkern zur Entwässerung stellt die Kleiabdeckung mit ihrer Eigenschaft der relativen Wasserdurchlässigkeit (relativ hoher k_f -Wert) aus diesem Grunde ein optimales Bodenmaterial für Deichböschungen dar.

Die konstruktiven Vorgaben für die Planung und Ausführung eines Deiches werden in der EAK (2002) ebenso gegeben wie die Anforderungen an die Eigenschaften des Klei als Deichabdeckung (vgl. Empfehlungen B der EAK, 2002). Eine konkrete Bemessung der Kleidecke ist nicht erforderlich, sofern die genannten Vorgaben eingehalten werden.

Wellenauflauf

Es ist zu untersuchen, ob der Fahrrinnenausbau zu Veränderungen des Wellenaufbaus auf den Deichkörper führen kann. Bei den Wellen kann es sich um Schiffs- oder um Seegangswellen handeln.

Konkrete Untersuchungen für die Veränderungen der Schiffswellen bei erhöhten Wasserständen liegen nicht vor. Grundsätzlich gilt aber die Aussage, dass die Änderungen um so kleiner werden, je höher die Wasserstände liegen, weil dann die relative Veränderung des Querschnittsverhältnisses zwischen Schiff und Wasserstraße kleiner wird.

Maßgeblich für den Wellenaufbau sind die Sekundärwellen des Schiffswellenereignisses, die einen zum Windseegang vergleichbaren Wellenaufbau verursachen. Diese ändern sich bei Tideniedrigwasser um maximal 0,1 m. Für Sturmflutwasserstände kann daher gefolgert werden, dass diese Wellen sich um weniger als 0,05 m erhöhen werden.

Die Veränderung des windinduzierten Seegangs hat die BAW im Gutachten zur Morphologie (Unterlage H.1c) untersucht. Die Untersuchung besteht aus zwei Teilen. Mit dem sogenannten Nordseemodell wurde der Seegang in der Außenelbe unterhalb von Brunsbüttel bei der Sturmflut 1994 modelliert und die Veränderung zwischen Ist-Zustand und Ausbauzustand prognostiziert. Danach ergeben sich

- Zunahmen der signifikanten Wellenhöhe kleiner als 0,05 m im Altenbrucher Bogen (km 720) (Abb. 111 der Anlage 1 der Unterlage H.1c). Die signifikante Wellenhöhe des Ist-Zustands liegt hier in der Größenordnung von 2 m.
- Kleinräumige Zunahme von 0,05 m im Deichabschnitt zwischen Neufeld und Brunsbüttel. Die signifikante Wellenhöhe des Ist-Zustands liegt hier in der Größenordnung von 1,2 bis 1,8 m.

In gleicher Größenordnung wurden auch Abnahmen der signifikanten Wellenhöhen berechnet. Die relative Veränderung liegt somit in der Größenordnung von $\pm 2-4$ %. In diesem Maße verändert sich auch der Wellenaufbau auf bzw. der Wellenüberlauf über die Deiche. Die Funktionsfähigkeit (Wehrhaftigkeit) der Deiche verändert sich dadurch praktisch nicht.

Im zweiten Teil der Untersuchung wurde die Veränderung des Seegangs bei normalen Wasserständen im inneren Ästuar untersucht. Die Veränderungen der signifikanten Wellenhöhen ergeben sich räumlich und ereignisabhängig differenziert. Sie bleiben aber in einer Größenordnung von $< 0,03$ m, mit der Ausnahme, dass an Ufervorspülungen und Ähnlichem lokal auch größere Änderungen auftreten können, die aber ohne Bedeutung für den Wellenaufbau auf Deiche sind. Diese Ergebnisse wurden für normale Wasserstände ermittelt. Weil die Ausbauwirkung bei höheren Wasserständen geringer ist, kann aus Erfahrung abgeschätzt werden, dass im inneren Ästuar sich die signifikanten Wellenhöhen und damit der Wellenaufbau auf die Deiche praktisch nicht verändern werden

3.3 Wirkung auf senkrechte Uferbefestigungen

3.3.1 Allgemeines

Senkrechte Uferbefestigungen werden im Allgemeinen als Kajen (in Hamburg auch Vorsetzen) oder Hochwasserschutzwände bezeichnet. Kajen werden zum Schiff-Land-Umschlag von Gütern eingesetzt. Hochwasserschutzwände dienen bei beengten Verhältnissen, wie z. B. in städtischen Gebieten, dem Hochwasserschutz.

Senkrechte Uferbefestigungen werden überwiegend aus Spundwänden hergestellt. Als Material wird in der Regel Stahl eingesetzt, für geringe Höhen auch Holz. Zu Bauweisen und Herstellungsmethoden siehe beispielsweise EAU (2004) oder BRINKMANN (2005). Die nachfolgende Abbildung 3.3-1 zeigt eine Systemskizze einer typischen Uferwand mit Angaben zu Belastungen, Bodeneigenschaften und Dimensionierungen, wie sie an der Elbe häufig auftreten.

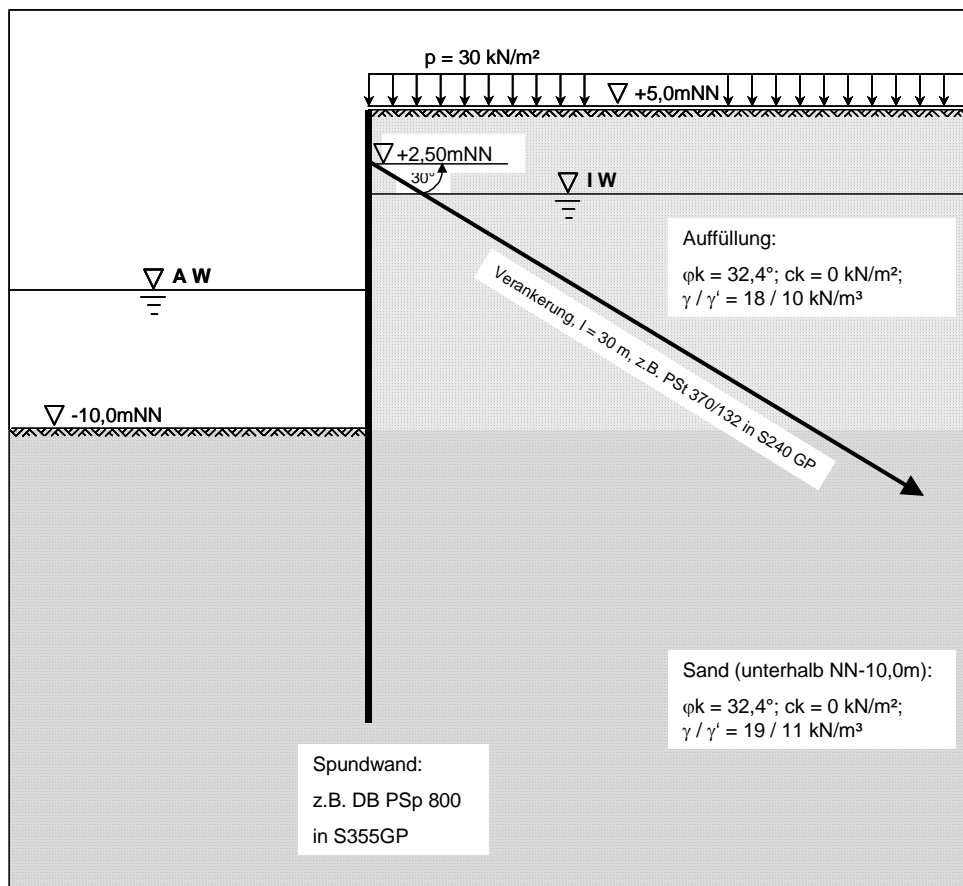


Abbildung 3.3-1: Systemskizze einer senkrechten Uferwand mit typischen Abmessungen und Materialeigenschaften

Abkürzungen in Abbildung 3.3-1:

| | |
|-------------------|------------------------------|
| AW | Außenwasserstand |
| IW | Innenwasserstand |
| DB PSp 800 | Beispiel für Spundbohle |
| PSSt 370 | Typbezeichnung Anker |
| S355GP | Stahlqualität |
| φ, γ | c bodenmechanische Kennwerte |

3.3.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

3.3.2.1 Einfluss auf die Standsicherheit

Allgemeines

Das Bemessungsverfahren für Spundwände ist in der EAU (2004) dargestellt. Bei der Bemessung bildet der anzusetzende Wasserdruckunterschied eine maßgebliche Bemessungsgröße. Dabei ergibt sich der landseitig anzusetzende höchste Wasserstand aus der Konstruktion der senkrechten Ufereinfassung. Beispielsweise stimmt er bei Hochwasserschutzkonstruktionen im Hochwasserlastfall mit der Oberkante des hinter der Wand liegenden Geländes überein. Im Gegensatz hierzu hängt der anzusetzende Innenwasserstand bei Niedrigwasserlastfällen dagegen hauptsächlich von dem hinter der Ufereinfassung anstehenden Baugrund ab. So ist z. B. bei undurchlässigen Böden in der Regel ein höherer Innenwasserstand als bei durchlässigen Böden anzusetzen, da sich in undurchlässigen Böden Stauwasser bildet, das nicht schnell genug durch den anstehenden Boden abgeführt werden kann. Bei durchlässigen Böden korrespondiert der Innenwasserstand dagegen mit dem anstehenden Außenwasserstand (entspricht hier dem Elbwasserstand). Die Beziehung zwischen Innen- und Außenwasserstand bei durchlässigen Böden im Tidegebiet ist in der EAU (2004) für Voruntersuchungen dargestellt.

Auf der Wasserseite werden u.a. auch extrem niedrige Wasserstände angesetzt, die eine belastungsabhängige Differenzierung (Lastfalleinordnung) aufweisen. Diese liegen teilweise deutlich unter dem mittleren Niedrigwasser, weil ja auch bei extrem niedrigen Wasserständen, wie sie zum Beispiel bei starkem Ostwind in der Elbe entstehen, die Ufereinfassungen standsicher bleiben müssen. Die für die Sensitivitätsuntersuchung angesetzten Wasserstandsveränderungen in Höhe von ± 5 cm liegen über den von der BAW (Unterlage H.1a) für normale Tidewasserstände prognostizierten Veränderungswerten.

Definition maßgebender Wasserstände

Im Zusammenhang dieses Gutachtens ist es nicht notwendig, auf Wasserstände und deren Lastfalleinstufung (LF) einzugehen. Exemplarisch wird im folgenden gezeigt, welche Auswirkungen eine Veränderung der Elbwasserstände auf die Standsicherheit von senkrechten Ufereinfassungen hat. Hierzu werden für das in Abbildung 3.3-1 dargestellte System verschiedene Spundwandberechnungen durchgeführt.

Zunächst wird ein Bezugssystem (NORM) berechnet, auf welches tatsächlich vorliegende Elbwasserstände wirken. Die angesetzten Elbwasserstände werden dem Gewässerkundlichen Jahrbuch (FHH 2003) entnommen. Es handelt sich hierbei um eine 5-Jahres-Reihe (1996 - 2000) des Pegels Hamburg St. Pauli (siehe Tabelle 3.3-1).

Zur Beurteilung der Auswirkungen von Wasserstandsänderungen werden die Elbwasserstände des Systems NORM modifiziert:

Zum einen wird untersucht, welche Auswirkungen Wasserstände haben, bei denen sich die Hoch- und die Niedrigwasserstände einander annähern, so dass die resultie-

rende Wasserdruckbeanspruchung gegenüber dem System NORM verringert wird. Für diese Berechnungen (MIN) werden die Elbhochwasserstände um 5 cm verringert, die Elbniedrigwasserstände um 5 cm erhöht.

Im anderen Fall (MAX) wird die resultierende Wasserdruckbeanspruchung gegenüber dem System NORM erhöht. Dies geschieht durch eine Erhöhung der Elbhochwasserstände um 5 cm bei gleichzeitiger Verringerung der Elbniedrigwasserstände um 5 cm.

Die Ermittlung der anzusetzenden Innen- und Außenwasserstände für die drei Systeme MIN, NORM und MAX erfolgt dann gemäß EAU (2004), Abb. E19-2.

Die hieraus resultierenden für die verschiedenen Systeme anzusetzenden Wasserstände sind in Tabelle 3.3-1 aufgelistet.

Tabelle 3.3-1: Angesezte Innen- und Außenwasserstände für durchzuführende Vergleichsberechnungen

| LF | EAU-LF | | Szenario 1 (MIN) | | Szenario 2 (NORM) | | Szenario 3 (MAX) | |
|-------|--------|--|------------------|-------|-------------------|-------|------------------|-------|
| | | | IW | AW | IW | AW | IW | AW |
| | | | [mNN] | | | | | |
| MThw | | | 2,01 | | 2,06 | | 2,11 | |
| MTnw | | | -1,46 | | -1,51 | | -1,56 | |
| SKN | | | -1,45 | | -1,50 | | -1,55 | |
| NNTnw | | | -3,40 | | -3,45 | | -3,50 | |
| 1 | 1 | | 0,575 | -1,45 | 0,575 | -1,5 | 0,575 | -1,55 |
| 2 | 3 | | 0,275 | -3,40 | 0,275 | -3,45 | 0,275 | -3,50 |
| 3 | 3 | | 2,31 | -1,46 | 2,36 | -1,51 | 2,41 | -1,56 |

MThw mittleres Tidehochwasser
MTnw mittleres Tideniedrigwasser
SKN Seekartennull
NNTnw niedrigstes Tideniedrigwasser

Erforderliche Nachweise und Ergebnisse

Im Rahmen einer Spundwandberechnung sind diverse bemessungsrelevante Nachweise zu führen. Hierzu gehören insbesondere:

- Nachweis gegen das Versagen von Material (zur Dimensionierung des Spundwandprofils)
- Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe (Ermittlung der Spundwandlänge)
- Ermittlung der maßgebenden Ankerkraft (zur Dimensionierung der Verankerung)
- Nachweis der Sicherheit in der tiefen Gleitfuge (zur Ermittlung der erforderlichen Ankerlänge).

Die aufgeführten Nachweise wurden für die verschiedenen Spundwandberechnungen geführt. Die hieraus resultierenden Ergebnisse wurden mit den Ergebnissen des NORM-Systems verglichen und die prozentuale Abweichung ermittelt. Diese Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle 3.3-2 aufgeführt.

Tabelle 3.3-2: Vergleichsbetrachtungen zwischen den Szenarien MIN, NORM und MAX

| Szenario | MIN | NORM | MAX |
|--|--------|--------|--------|
| Ausnutzungsgrad Spundwand [%]: | 81,28 | 81,83 | 82,41 |
| Veränderung Ausnutzungsgrad [%]: | -0,67 | 0,00 | 0,71 |
| Einbindetiefe Spundwand [m]: | 16,08 | 16,06 | 16,03 |
| Veränderung [%]: | 0,12 | 0,00 | -0,19 |
| Ankerbem.-last FAnker,d [kN/m]: | 643,30 | 646,50 | 649,80 |
| Veränderung FAnker,d [%]: | -0,49 | 0,00 | 0,51 |
| Ausnutzung tiefe Gleitfuge μ TG [%]: | 31,80 | 32,00 | 32,20 |
| Veränderung μ TG [%]: | -0,62 | 0,00 | 0,63 |

Zu Tabelle 3.3-2 ist anzumerken, dass eine Veränderung $< 0\%$ auf eine geringere Beanspruchung des Systems hinweist.

Die Vergleichsbetrachtungen zeigen, dass die prozentualen Abweichungen zwischen dem Ursprungssystem mit unveränderten Wasserständen (Szenario NORM) und den Systemen mit um 5 cm veränderten Wasserständen (MIN und MAX) bei maximal ca. 0,7 % liegen (Zunahme des Ausnutzungsgrads der Spundwand beim Szenario MAX). Abweichungen dieser Größenordnung sind ohne Bedeutung für die Standsicherheit der Spundwand, da die durch die Art der Bemessung üblichen Tragreserven solcher Bauwerke bei weitem ausreichend sind, um solche Schwankungen der äußeren Belastungen aufzufangen.

3.3.2.2 Einfluss auf die Funktionsfähigkeit und Dauerhaftigkeit

Allgemeines

Ältere Konstruktionen senkrechter Ufereinfassungen sind häufig auf Holzpfahlrosten gegründet, deren Oberkante bei der Errichtung im Bereich des mittleren Tideniedrigwasser angeordnet wurden, um die Holzteile möglichst immer unter Wasser zu halten und so vor Austrocknung zu schützen. Es ist zu untersuchen, ob durch die Veränderung der Tideniedrigwasserstände und der Dauer niedriger Wasserstände eine relevante Austrocknung und damit Beschädigung dieser Holzkonstruktionen entstehen kann¹¹.

Holz ist ein kapillarporöser Stoff mit einem von der Rohdichte abhängigen mittleren Porenanteil von ca. 50 - 60 %. Es werden drei vom Wasseranteil abhängige Grenzzustände unterschieden: Darrtrocken, Fasersättigung und Wassersättigung. Während bei darrtrockenem Holz die Holzfeuchte 0 % beträgt, ist bei Fasersättigung das gesamte Mikrosystem (Hohlraumsystem in den Zellwänden) mit Wasser gefüllt. Darüber hinaus ist bei Wassersättigung auch das Makrosystem des Holzes maximal mit Wasser gefüllt. Das Mikrosystem (gebundenes Wasser) ist für die Aufnahme und den Transport von Wasser aus der Luft zuständig. Das Makrosystem (freies Wasser) ist für tropfbar flüssiges Wasser verantwortlich.

¹¹ Bei anderen Materialien wie z. B. Stahl oder Beton wirken sich die Veränderungen der Tidewasserstände nicht auf die Materialbeschaffenheit aus.

SIAU (1984) hat die Transportverhältnisse in Holz ausführlich beschrieben. Er kommt zu dem Schluss, dass im Makrosystem des Holzes folgende Fließzustände möglich sind:

- Viskoses oder laminares Fließen (Anwendbarkeit des Poiseuilleschen Gesetzes bei Annahme einer parabolischen Geschwindigkeitsverteilung über dem Querschnitt
- Turbulentes Fließen beim Wasseraustritt aus Kapillaren
- Molekulares Gleiten

Erst bei Feuchtaufnahme und –abgabe von Holz unterhalb des Fasersättigungsbereiches ist mit Quell- und Schwinderscheinungen zu rechnen. Ein maßgeblich schädigender Einfluss infolge Feuchtaufnahme und –abgabe oberhalb des Fasersättigungsbereiches, d. h. bei Aufnahme und Abgabe freien Wassers, ist nicht festzustellen. Bezogen auf den hier zu betrachtenden Einsatzfall ist also dafür Sorge zu tragen, dass die Verweildauern des Holzes unter Wasser lange genug sind, um Holzfeuchten im Fasersättigungsbereich oder darüber zu gewährleisten.

NIEMZ (1993) führt aus, dass waldfrisches Holz mit einer Darrdichte $< 500 \text{ kg/m}^3$ ca. 0,6 Jahre/cm Holzdicke (beidseitig gemessen) benötigt, um bei Lufttrocknung einen Feuchtegehalt von 15 - 18 % zu erreichen. Dies vermittelt einen ersten Eindruck über das Trocknungsverhalten von Holz an der Luft.

Bei den hier zu betrachtenden Holzpfehlgründungen kam fast ausschließlich Kiefer zum Einsatz. Nach TRENDELENBURG (1955) liegt bei Kiefernholz der Höchstgehalt an Wasser bei 168 %. Hiervon entfallen 137 % auf freies Wasser und ca. 31 % auf gebundenes Wasser (Fasersättigungsfeuchtigkeit). Betrachtet man nun den Tideeinfluss auf eine Holzpfehlgründung, so wird bei Flut ein Überstau von ca. 1,80 m erzeugt, der dafür sorgt, dass eine Wasseraufnahme von der Chemisorption über Adsorption und Kapillarkondensation bis hin zur Einlagerung freien Wassers ermöglicht wird und somit auch die letzte Luft aus den Zellräumen entweicht.

Berechnung der Holzfeuchte

KOLLMANN (1951) hat praktische Erfahrungen über die Trocknungsdauer formuliert.

$$t_{TR} = 1/\alpha_T (\ln u_A - \ln u_E) (d/25)^{1,5} (65/T)^{1,5}$$

α_T Trocknungsbeiwert (f (Rohdichte, Holzdicke, Trocknungsbedingungen);
 $\alpha = 0,0477$ für Weichholz, $\alpha = 0,0265$ für Hartholz

T Trocknungstemperatur (°C)

D Holzdicke (mm)

t_{TR} Trocknungszeit (h)

u_A Anfangsfeuchte des Holzes (%)

u_E Endfeuchte des Holzes (%).

Selbst die am höchsten (ca. NN +0,15m) verbauten Holzteile sind pro Einzeltide ca. 7 h voll eingetaucht. Bei der zu erwartenden Austauschzeit von ca. 5 h ist bei Auswertung o. a. Formel auch unter ungünstigen Verhältnissen eine Holzfeuchte weit

oberhalb des Fasersättigungsbereichs gewährleistet, wie im folgenden Beispiel verdeutlicht wird:

Angenommen werden folgende Randbedingungen:

$$\alpha = 0,0477 \text{ für Weichholz}$$

$$T = 20 \text{ °C}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$t_{TR} = 5 \text{ h}$$

$$u_A = 168 \%$$

Nach Umformung obiger Formel erhält man:

$$u_E = e^{\left(\ln u_A - \frac{t_{TR} * \alpha_T}{((d/25)^{1,5} * (65/T)^{1,5})} \right)}$$

beispielhaft nach obigen Annahmen eingesetzt ergibt sich:

$$u_E = e^{\left(\ln 168 - \frac{5 * 0,0477}{((300/25)^{1,5} * (65/20)^{1,5})} \right)}$$

$$u_E = 167,8 \% > 137 \% = \text{Anteil freien Wassers}$$

Es ist somit festzustellen, dass selbst bei Schwankungen der Austauschzeiten an den freiliegenden Holzteilen keine Beeinträchtigungen bezüglich der Dauerhaftigkeit der Holzgründungen infolge Feuchtigkeitsänderung des Holzes zu befürchten sind.

3.3.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

Auch hier gelten die Ausführungen unter Abschnitt 3.1.3 sinngemäß.

3.3.4 Veränderungen des Salzgehaltes

Das Korrosionsverhalten von Stahl ist von einer Vielzahl von Einflussgrößen abhängig. Hierzu wurden umfangreiche Untersuchungen durch Institutionen und Hochschulen durchgeführt. Neben labormaßstäblichen Versuchen sind auch langjährige Beobachtungen an Spundwänden in situ durchgeführt worden.

Als Maß für die Korrosion wird der Wanddickenverlust [mm] oder die Abrostungsgeschwindigkeit [mm/a] herangezogen.

Zahlreiche physikalische, chemische und biologische Parameter beeinflussen die Korrosion. Als exemplarische Einflussgrößen auf das Korrosionsverhalten von Stahl können benannt werden:

- Standzeit (Abrostungsrate über die Zeit)
- Äußere Nutzungseinflüsse (z. B. Kohleumschlag)
- Unplanmäßige elektrische Potenzialdifferenzen

- Salzgehalt (Süßwasser, Brackwasser, Meerwasser)
- Verunreinigung (z. B. Ölfilm)
- Sauerstoffgehalt
- Tideeinfluss (wechselnder Wasserangriff über die Höhe).

Während die Korrosionsgeschwindigkeit über die Zeit hin abnimmt, kann ein Kohleumschlag, ähnlich wie organische Böden, zur Erhöhung der Abtragungsgeschwindigkeit an Spundwänden führen. Wird beim aktiven Korrosionsschutz durch elektrischen Potenzialausgleich an den Opferanoden gezielter Bestandsschutz betrieben, kann durch unplanmäßige Einflüsse auch Gegenteiliges bewirkt werden. Verunreinigungen können ebenfalls in beide Richtungen, d. h. sowohl schützend (Ölfilm) als auch schädigend (aggressive Wässer) wirken. Beobachtungen belegen indes, dass die maximale Abrostungszone (über die Höhe einer Spundwand betrachtet) bei Tideeinfluss in der Niedrigwasserzone, i. d. R. unterhalb MTnw liegt.

Die EAU (2004) kommt zu dem Schluss, dass sich bei Stählen nach DIN EN 10248, DIN EN 10025, DIN EN 10028 sowie bei höherfesten Feinkornstählen nach DIN EN 10113 keine wesentlichen Unterschiede im Korrosionsverhalten in Abhängigkeit der Stahlsorte zeigen.

Um einen Überblick der möglichen Verhältnisse in salzhaltigen Wässern zu erhalten, wurden einschlägige Veröffentlichungen zu Rate gezogen und die Messergebnisse für Brackwasser nachfolgend auszugsweise wiedergegeben (Mitteilungsblatt BAW Nr. 67, 5/99):

Tabelle 3.3-3: Abrostungsraten bei unterschiedlichen Standzeiten

| Standort | Standzeit | Abrostungsrate |
|-----------------------------|-----------|-------------------------|
| Bremerhaven Nordmole | 46 [a] | 78 [$\mu\text{m/a}$] |
| Bremerhaven Columbuskaje | 47 [a] | 122 [$\mu\text{m/a}$] |
| Wilhelmshaven Ostkaje | 20 [a] | 127 [$\mu\text{m/a}$] |
| Wilhelmshaven Westkaje | 20 [a] | 114 [$\mu\text{m/a}$] |

Man darf unterstellen, dass der Salzgehalt bzw. die Leitfähigkeit des Wassers am jeweiligen Standort (Nordmole/ Columbuskaje und Ostkaje/ Westkaje) zwar über die Tide schwankend, aber zum Betrachtungszeitpunkt gleich anzusetzen ist. Folglich müssen weitere Faktoren maßgeblich zu den schwankenden Abrostungsraten beigetragen haben.

Tabelle 3.3-4: Abrostungsraten bei unterschiedlichen Salzgehalten (HTG 1975)

| Standort | Abrostungsrate | Salzgehalt | Leitfähigkeit |
|-------------|-------------------------|------------|--------------------------|
| Bremerhaven | 270 [$\mu\text{m/a}$] | 7,2 [psu] | 7.769 [μS] |
| Cuxhaven | 270 [$\mu\text{m/a}$] | 13,2 [psu] | 20.631 [μS] |
| Kiel | 500 [$\mu\text{m/a}$] | 15,0 [psu] | 21.050 [μS] |

Ein weiteres Beispiel wurde der Veröffentlichung der HTG (1975) entnommen (Standzeit jeweils 6 a):

In diesem Beispiel kehren sich die Verhältnisse um. Trotz unterschiedlicher Salzgehalte wurden gleich hohe Abrostungsraten verzeichnet. Auch hier ist dies nur durch überlagernde Einflüsse zu erklären. Darüber hinaus wurden über einen Zeitraum von 12 Jahren geschliffene Stahltafeln in verschiedenen Tiefen ausgelagert. Ihre Abrostungsraten waren aber mit denen durchgehender Bauteile (Spundwände) nicht vergleichbar.

DITTMERS (2001) führt aus, dass seit 1982 mehr als 140 Spundwand- und Pfahlbauwerke untersucht wurden und die Ergebnisse (u. a. die mittlere Abrostung) digital zur Verfügung stehen. Die Salzgehalte der Ostsee bei Kiel entsprechen in etwa dem Brackwasser in Cuxhaven, dennoch ergab die Auswertung, dass die Werte deutlich voneinander abweichen, d. h. die Maximalwerte durchschnittlich um mehr als das vierfache höher sind als die Mittelwerte. In der großen Gruppe der 20 - 30 jährigen Bauwerke haben die maximalen Abrostungen eine Spannweite von ca. 4 mm bis 20 mm.

Wie in Abschnitt 2.3 dargestellt, werden sich vor dem Hintergrund einer großen natürlichen Variabilität des Salzgehaltes Verschiebungen der Brackwasserzone ergeben, die an einzelnen Orten Veränderungen der statistischen Kennzahlen des Salzgehaltes bis zu 0,7 PSU verursachen.

Aus den vorstehend dargestellten Literaturdaten wird deutlich, dass eine quantitative Korrelation aus Salzgehaltsänderung und Abrostungsrate zu keinen belastbaren Prognosen innerhalb eines akzeptablen Konfidenzintervalls führt, da überlagernde Einflüsse zu wesentlichen Änderungen im Korrosionsverhalten beitragen können. Qualitativ (also theoretisch) geht mit einem höheren Salzgehalt auch eine höhere Korrosion einher. Bei der prognostizierten Höhe der Änderung ist jedoch von einem vernachlässigbar geringen nicht messbarem Einfluss auf das Korrosionsverhalten auszugehen.

3.3.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

Besondere Belastungen der senkrechten Ufereinfassungen durch Sandschliff sind an der Elbe nicht bekannt. Ursache dafür ist, dass die Strömungsgeschwindigkeiten an den senkrechten Ufereinfassungen, die sich weit überwiegend in Häfen befinden,

gering sind, und die mit dem Wasser transportierten Schwebstoffe überwiegend aus Schluffen mit Ton- und Feinsandanteilen bestehen, deren Abriebswirkung gering einzustufen ist. Ferner ist darauf zu verweisen, dass das Phänomen des Sandschliffes nur für Stahlspundwände relevant ist, da hier der Korrosionsschutz oder aber die als Korrosionsschutz dienende Rostschicht abgetragen wird.

Die Sedimentzusammensetzung ändert sich in Folge des Fahrrinnenausbaus nicht. Die mittlere Sedimentkonzentration, die ein Maß für die Abriebswirkung ist, verändert sich im begrenzten Umfang. Im Abschnitt zwischen Glückstadt und Dwarsloch nimmt sie um etwa 5 mg/l zu. Die mit Zeit und Ort hochvariable Grundkonzentration erreicht Werte bis zu 320 mg/l. In Abschnitt 2.4 und Abschnitt 3.7.5 werden die Änderungen der Sedimentkonzentration auf Basis der Begutachtung der BAW (Unterlage H.1c) dargelegt. Daraus kann abgeleitet werden, dass die relative Konzentrationsänderung (Zunahmen und Abnahmen) bei 5 % liegen wird und maximal 10 % erreicht. Damit werden sich die Randbedingungen für Sandschliff an der Unter- und Außenelbe nicht verändern.

3.3.6 Veränderungen der Morphologie

Veränderungen der Morphologie (der Gewässersohle), die zur Erosion vor einer senkrechten Ufereinfassung entlang der Unter- und Außenelbe führen könnten, werden im morphologischen Gutachten der BAW (Unterlage H.1c) nicht prognostiziert.

3.3.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

Senkrechte Ufereinfassungen sind massenbehaftete Bauwerke, deren Standsicherheit von der Wellenbelastung nicht berührt wird. Eine negative Veränderung der Standsicherheit infolge Belastungsveränderung durch Schiffswellen kann daher ausgeschlossen werden. Senkrechte Ufereinfassungen werden in der Regel als Anlegestellen für Schiffe in Häfen oder am Strom eingesetzt. Die Untersuchung der Funktionsfähigkeit solcher Einfassungen für das Liegen und Umschlagen von Schiffen wird im Abschnitt 3.7 durchgeführt.

Sofern es sich bei der jeweiligen senkrechten Ufereinfassung um eine Hochwasserschutzwand handelt, können hier sinngemäß die Ausführungen zu Abschnitt 3.2.7 herangezogen werden.

3.4 Wirkung auf Kreuzungsbauwerke

Unter Kreuzungsbauwerken werden hier Leitungsquerungen der Unterelbe verstanden, die unter der Gewässersohle verlaufen und fachtechnisch als „Düker“ bezeichnet werden. Düker können dann durch die beantragte Maßnahme betroffen werden, wenn durch die Ausbaubaggerungen in der Fahrrinne selbst oder durch die möglicherweise nachfolgend auftretenden morphologischen Veränderungen die Überdeckung des Dükers zu gering oder der Düker im Extremfall freigespült wird. Es ist daher notwendig, die zukünftig zu erwartende Höhenlage der Gewässersohle mit der Höhenlage

der einzelnen Düker zu vergleichen und die sich daraus ergebende Überdeckung zu ermitteln.

Die Untersuchung der Düker im Rahmen dieses Gutachtens umfasst in einem ersten Bearbeitungsschritt eine Recherche der erforderlichen Mindestüberdeckungen (siehe Kapitel 3.4.1). In der Regel ist eine Mindestüberdeckung in der Genehmigung festgesetzt, die durch das zuständige Wasser- und Schifffahrtsamt wegen des Betriebes einer Anlage unter einer Bundeswasserstraße erteilt wurde. Darüber hinaus werden im Rahmen dieses Gutachtens die aus technischen bzw. naturwissenschaftlichen Gründen erforderlichen Mindestüberdeckungen abgeleitet.

In einem zweiten Bearbeitungsschritt wird die nach dem Ausbau der Fahrrinne verbleibende Überdeckung ermittelt und durch einen Abgleich mit der zuvor definierten Mindestüberdeckung die sich ergebende Gefährdung eines Dükers bewertet (Kapitel 4.1.2). Dabei werden alle Düker, bei denen auch zukünftig die Mindestüberdeckung eingehalten wird, als nicht gefährdet eingestuft. Diese Düker können von den weiteren Betrachtungen ausgeschlossen werden.

In einem dritten Bearbeitungsschritt werden jene Düker, bei denen zukünftig die definierte Mindestüberdeckung unterschritten wird, einer Einzelbetrachtung unterzogen (Kapitel 4.1.3). Bei diesen Dükern ist der Abstand von der Gewässersohle so gering, dass die Möglichkeit einer Betroffenheit besteht.

3.4.1 Erforderliche Mindestüberdeckung der Düker

3.4.1.1 Einführung

Vorschriften für die Eingrabetiefen von Dükerleitungen bei der Querung von Flüssen bzw. Wasserstraßen liegen nicht vor. Es existieren allerdings folgende Empfehlungen und Merkblätter über Mindestüberdeckungen von Leitungen bei Hochwasserschutzanlagen:

1. Gemäß EAK-Empfehlung J muss die Überdeckung von Leitungsquerungen innerhalb der Deichkörper mindestens 1,0 m betragen.
2. Die „Richtlinien für Verlegung und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen“ des Küstenausschusses Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Versorgungsleitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen“ gibt als Mindestüberdeckung ebenfalls 1,0 m an.
3. Gemäß Merkblatt der Hamburger Gaswerke GmbH (HGW) zum Schutz erdverlegter Gasversorgungsanlagen beträgt die Überdeckung bei Leitungen im öffentlichen Grund in der Regel zwischen 0,6 und 1,0 m und bei Gasfernleitungen zwischen 0,8 und 1,2 m.
4. Eine Anfrage bei der Hamburger Stadtentwässerung (HSE) hat ergeben, dass für Dükerleitungen im Hafengebiet Hamburg die Überdeckung in Absprache mit Hamburg Port Authority (HPA) festgelegt wird. Hierbei wird u.a. das Gefährdungspotenzial aus einem Ankerwurf mit einer entsprechenden Eindringtiefe des Ankers bestimmt. Darüber hinaus sind auch Betriebszustände der Dükerleitung

(Vollfüllung, Teilfüllung, leere Leitung) für die Betrachtung der Auftriebssicherung und somit auch der Festlegung der Überdeckung der Leitung maßgebend.

Allgemein gilt, dass sich die erforderliche Mindestüberdeckung eines Dükers aus den folgenden drei Kriterien ergibt:

1. Aus dem Nachweis gegen Auftrieb (sogenannte Auftriebssicherheit), der aus einem teilgefüllten oder entleerten Zustand der Dükerrohrleitung entstehen kann.
2. Aus der möglichen Eindringtiefe von Ankern, die Schiffe aus nautischen Gründen im Bereich der Fahrrinne auswerfen können.
3. Aus der Anfahrt von Schiffen im Bereich von Böschungen. Hierbei handelt es sich um Havarien, die beispielsweise durch Ruderversagen oder Maschinenausfall auftreten können.

Die Ermittlung der Überdeckung in Bezug auf das Kriterium 1 kann nur durch den jeweiligen Dükerbetreiber selbst erfolgen, da sich teilgefüllte oder entleerte Zustände aus betrieblichen Randbedingungen des Düker ergeben. Die folgenden Ausführungen beschränken sich daher auf die Kriterien 2 und 3.

Für beide Kriterien ist es notwendig, ein maximales Schiffsgewicht zugrunde zu legen, da dieses für die Wahl der Ankergröße bzw. seines Gewichts maßgeblich ist. Neben dem Schiffsgewicht spielen auch andere Kriterien wie Windangriffsfläche der Aufbauten eine Rolle, die aber hinter dem Schiffsgewicht sekundär zurücktreten.

Für die auf der Elbe verkehrenden bzw. nach dem Ausbau zukünftig zu erwartenden Schiffe kann eine maximale Wasserverdrängung in der Größenordnung von 150.000 bis 180.000 t erwartet werden (EAU 2004, Empfehlung 39). Für diese Einschätzung sind die Tabellen der Empfehlung 39 für Containerschiffe auf die Größenordnung des Bemessungsschiffes extrapoliert worden. Für Massengutschiffe ist der Tiefgang limitierend für das geschätzte Gesamtgewicht. Die Abschätzung ist für die Ermittlung der Ankereingrabetiefe und der Böschungsanfahrung genügend genau.

3.4.1.2 Ankereindringtiefe

Eine mögliche Gefährdung von Dükerleitungen in einer Bundeswasserstraße resultiert aus dem Ankerwurf von Schiffen und dem damit verbundenen Eindringen von Ankern in den Gewässerboden. Entsprechend hängt die Eingrabetiefe von Dükerleitungen von der Ankereindringtiefe ab. Diese wiederum ergibt sich aus der Beschaffenheit des Untergrundes, der Bauart des Ankers und dem Gewicht des Ankers.

Die Einzelmassen der Ankergewichte für die nach dem Ausbau zu erwartenden Größenordnung von Schiffen ergeben sich aus der in den Klassifikations- und Bauvorschriften enthaltenen Tabelle 18.2 (Germanischer Lloyd 2000). Hiernach betragen die Ankergewichte ca. 10 t bis ca. 30 t.

Für diese Ankergewichte finden sich in der Literatur Angaben zu den Eindringtiefen. Im Zuge von Feldversuchen, die 1973 im Bereich des seinerzeit geplanten Neustädter Hafens in Bremen mit SPEK-Ankern in mitteldicht gelagertem Sand ausgeführt wurden, hat KRÄMER (1975) folgende Eindringtiefen ermittelt: Bei einem Ankergewicht

von 13 t betrug die Eindringtiefe an den Flankenspitzen ca. 1,70 m, Ankergewichte von 17 t erzeugten Eindringtiefen von bis zu 1,90 m.

In einem Bericht des WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM (1973) werden in Abhängigkeit von den Flunkenlängen des Ankers Eindringtiefen von 1,70 m bis 2,30 m für Ankergewichte bis 20 t angegeben. Als Faustformel des „Anker Advies Bureau Nieuwerkerk aan den IJssel“ wird angeführt, dass die maximale Eindringtiefe im Sand für Anker mit erhöhter Haltekraft gleich der Länge ihrer Flunken sei.

Auch die von TOWNE (1959) untersuchten Eindringtiefen verschiedener Ankertypen im Sand ergeben Eindringtiefen von 2,20 m für Ankergewichte von ca. 13,5 t.

Nach van den HAAK (1990, in GERMANISCHER LLOYD 1998) ergibt sich die Eindringtiefe nachgeschleppter Anker nach folgender Funktion:

$$d_A = 10^{(a \cdot \lg(m_A) - b)}$$

- mit d_a = Ankereindringtiefe [m]
 m_a = Masse des Ankers [t]
 a = Koeffizient von der Bodenart abhängig
 b = dito

Tabelle 3.4-1: Koeffizienten zur Ermittlung der Ankerungstiefe

| Bodenart | Koeffizient | |
|---------------------|-------------|--------|
| | a | b |
| Sand | 0,3529 | 0,1225 |
| mittelfeste Tonerde | 0,3153 | 0,4556 |
| weiche Tonerde | 0,3095 | 0,889 |

Wertet man diese Beziehung aus, so liegt die Eindringtiefe für einen 30 t Anker in Sand bei 2,5 m, in mittelfestem Ton bei 8,5 m und im weichen Ton bei 22 m. Die beiden letztgenannten Werte sind hier nicht von Interesse, da der Untergrund der Elbe im Bereich der Fahrrinne in aller Regel aus Sand oder ggf. noch festere pleistozänen Bodenarten besteht.

Unter Berücksichtigung der Faustformel des „Anker Advies Bureau Nieuwerkerk aan den IJssel“, wonach die maximale Eindringtiefe im Sand für Anker mit erhöhter Haltekraft gleich der Länge ihrer Flunken ist, ergeben sich, bezogen auf die verschiedenen Ankertypen (z. B. Danforth, Flipper, LWT, Stevin) und Ankergewichte, die folgenden Werte:

Tabelle 3.4-2: Eindringtiefe in Abhängigkeit von der Flunkenlänge

| Ankertyp | Flukkenlänge = Eindringtiefe (m) | | |
|----------|----------------------------------|------|------|
| | 10 t | 20 t | 30 t |
| Danforth | 2,62 | 3,00 | - |
| Flipper | 3,40 | 3,90 | 4,95 |
| LWT | 2,70 | 3,25 | 3,80 |
| Stevin | 3,25 | 3,85 | 4,70 |

Hieraus kann als Empfehlung für die maximale Eindringtiefe bezogen auf Ankergewichte folgendes abgeleitet werden:

- bei 10 t- Ankergewicht Eindringtiefe bis zu 3,40 m
- bei 20 t- Ankergewicht Eindringtiefe bis zu 3,90 m
- bei 30 t- Ankergewicht Eindringtiefe bis zu 4,95 m.

Die hier dargestellten Literaturdaten vernachlässigen die Frage, welchen Weg der Anker im Boden zurücklegt, bis dass das Schiff aufgestoppt ist. Mit anderen Worten, die Berücksichtigung der Schiffsgeschwindigkeit, die zusammen mit der Schiffsmasse wesentlicher Faktor für den Schleppweg des Ankers bis zum Aufstoppen ist und damit auch die Ankereindringtiefe bestimmt, ist mit den genannten Beziehungen nicht möglich. Es handelt sich um maximale Eindringtiefen, die im Sinne einer Worst-Case-Annahme betrachtet werden müssen.

3.4.1.3 Böschungsdeformation durch Schiffsanprall

Zu dem Thema Böschungsdeformation durch Schiffsanprall hat IMS eine Literaturrecherche und Berechnungen mit einem vereinfachten Modell durchgeführt. Die in einem Bericht (Anlage 3) dokumentierten Ergebnisse der Untersuchungen werden nachfolgend zusammengefasst.

Durch den Anprall von Schiffen auf die Böschung außerhalb des Fahrwassers kann es zu Deformationen bis hin zu Erdverschiebungen des Böschungsmaterials kommen. Der hier betrachtete Vorgang des Eindringens eines Schiffskörpers in die Böschung ist sehr vielschichtig und von zahlreichen Parametern abhängig. Von Bedeutung ist dabei die zu erwartende Deformation des Bodens und die dadurch im Boden auftretenden Kräfte bzw. Spannungen. Diese können im Extremfall zur Freilegung und zur direkten Beschädigung eines Dükers führen.

Die Böschungsdeformation durch einen Schiffsanprall ist von folgenden Größen abhängig:

- *Schiffsparameter*
 - Schiffsform, insbesondere Form des Bugs
 - Schiffsgröße als verdrängte Wassermasse
 - Schiffsgeschwindigkeit vor dem Anprall
 - ggf. Tiefgang
- *Sohleigenschaften*
 - vorhandene Topographie an der Havariestelle und Dükereigenschaften
 - Neigungswinkel der Böschung
 - bodenmechanische Eigenschaften des Böschungsbodens
- *Ereignisabhängige Parameter*
 - Richtungswinkel des Anpralls im Verlauf zur steilsten Böschungsneigung
 - Wasserstand der Elbe zur Havariezeit und ggf. auch danach
 - ggf. mittlere Strömungsgeschwindigkeit der Elbe zur Havariezeit.

Die gesuchte Eindringtiefe des Schiffes in die Flusssohle kann durch ein vereinfachtes Modell abgeschätzt werden. Hierzu wird durch ein bodenmechanisches Modell die Kraft-Verformungskennlinie von drei für die Elbe charakteristischen Sohlböden numerisch bestimmt. Mit Hilfe der berechneten wegabhängigen Kraft kann die Bewegungsgleichung des betrachteten Modellschiffes von 150.000 t mit Wulstbug gelöst werden.

Die Lösung liefert den horizontalen Eindringweg in die Uferböschung. Daraus kann die senkrecht zur Oberfläche stehende Eindringtiefe mit Hilfe des Böschungswinkels bestimmt werden. Für drei in der Tideelbe auftretende Sande ergeben sich dabei in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit folgende senkrechte Eindringtiefen:

Tabelle 3.4-3: Senkrechte Eindringtiefen für ein Schiff mit einer verdrängten Masse von 150.000 t

| v [Knoten] | Sand, locker [m] | Sand, mitteldicht [m] | Sand, dicht [m] |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------|
| 0,2 | 0,029 | 0,026 | 0,022 |
| 2 | 0,484 | 0,328 | 0,213 |
| 4 | 0,986 | 0,617 | 0,405 |
| 6 | 1,477 | 0,891 | 0,581 |
| 8 | 1,954 | 1,152 | 0,747 |
| 10 | 2,418 | 1,403 | 0,904 |
| 12 | 2,867 | 1,645 | 1,054 |
| 14 | 3,304 | 1,879 | 1,199 |
| 16 | 3,725 | 2,107 | 1,339 |
| 18 | 4,135 | 2,328 | 1,475 |
| 20 | 4,532 | 2,544 | 1,602 |

Erläuterungen:
Senkrechte Eindringtiefen für ein Schiff mit einer verdrängten Masse von 150.000 t für unterschiedliche Sande bei 7 Grad Böschungsneigung nach Lösung der Bewegungsgleichung mit festgewählten Randbedingungen.

Dabei ist zu beachten, dass sich die Eindringtiefe auf den Beginn des eigentlichen festen Bodens der Flusssohle bezieht. Aufgrund der Vereinfachungen des Modells liegen die berechneten Werte auf der sicheren Seite. Da im Rahmen der Literaturrecherche ähnliche Werte ermittelt wurden, kann davon ausgegangen werden, dass sich die Größenordnung der Abschätzung im richtigen Rahmen bewegt.

3.4.1.4 Zusammenfassung

Die Abschätzungen und Berechnungen für die Eindringtiefe bei Ankerwurf und Böschungsanprall zeigen, dass oberhalb eines Abstandes von 5 m zwischen Düker und Gewässersohle kein Risiko mehr besteht, dass der Düker durch die genannten Ereignisse beschädigt werden könnte. Ist der Abstand geringer, ist eine differenzierte Betrachtung erforderlich. Beispielsweise ergeben sich bei geringeren Schiffsgeschwindigkeiten, wie sie im Hamburger Hafen auftreten, auch geringere Eindringtiefen. Ferner ist das im Düker transportierte Medium für eine Einschätzung von Interesse. In Anbetracht der relativ geringen Auftretenswahrscheinlichkeit könnte bei einem geringen Schadenspotenzial (z. B. E-Versorgung- oder Telekom-Leitungen) ein Schaden hingenommen werden.

Die Bestandsaufnahme der vorhandenen Düker sowie eine detailliertere Untersuchung einzelner Düker enthält Abschnitt 4.1 dieses Gutachtens.

3.4.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

entfällt

3.4.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

entfällt

3.4.4 Veränderungen des Salzgehaltes

entfällt

3.4.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

entfällt

3.4.6 Veränderungen der Morphologie

Da Düker direkt durch die Vertiefung der Fahrrinne und indirekt durch die morphologischen Folgewirkungen betroffen sein können, wird eine Bestandsaufnahme und Abschätzung möglicher Betroffenheit aller Düker in Abschnitt 4.1 durchgeführt.

3.4.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

entfällt

3.5 Gebäude

3.5.1 Allgemeines

Die Errichtung und Nutzung von Gebäuden z. B. zu Wohnzwecken ist im Außendeichbereich im Allgemeinen nicht gestattet. Wenn Gebäude vorhanden sind, dienen sie Sonderzwecken wie z. B. der Landwirtschaft oder der Schifffahrt (Leuchtfeuer und Umschlaganlagen). Die Gebäude gehen dabei häufig auf historisch gewachsene Strukturen zurück. Durch die Eindeichungen des vergangenen Jahrhunderts einerseits und durch die Ausweisung von Naturschutzgebieten in den verbliebenen Außendeichflächen andererseits, ist die Anzahl der zu betrachtenden Gebäude vergleichsweise gering.

Gebäude im Außendeichbereich sind über dem mittleren Tidehochwasser angeordnet. Andernfalls könnten sie ihre Funktion nicht erfüllen oder es handelt sich um spezielle Sachgüter, die besser der Sachgutkategorie „Uferbefestigung“ oder „senkrechte Uferfassung“ zuzuordnen wären. Bei der Untersuchung der Auswirkung von Wasserstandsveränderungen auf Gebäude beschränkt sich dieser Abschnitt daher auf erhöhte Wasserstände (Sturmflutereignisse). Für Gebäude, wie z. B. Speicher, die gleichzeitig das Anlegen von Schiffen ermöglichen und damit direkt „im Wasser stehen“ werden die Auswirkung von Wasserstandsveränderungen bei normalen Wasserständen in der Sachgutkategorie „senkrechte Uferfassung“ behandelt, weil - technisch

betrachtet - die Gründungskonstruktion solcher Gebäude mit der Gründung von senkrechten Ufereinfassungen vergleichbar ist.

Zur Gewährleistung des notwendigen Hochwasserschutzes bei Sturmfluten besteht für solche Gebäude ein individueller Hochwasserschutz. Dieser kann z. B. durch Anordnung des Gebäudes auf einer Warft, durch Ermöglichung einer schadensfreien Überflutung der unteren Geschosse oder durch wasserdichte Ausbildung der unteren Gebäudeteile realisiert werden.

Im Rahmen dieses Gutachtens ist daher zu betrachten, ob die durch die Fahrrinnenanpassung veränderten hydrologischen Wirkungen einen Einfluß auf die Funktionsfähigkeit und Standsicherheit von Gebäuden haben können.

3.5.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

Die im Gutachten (Unterlage H.1b) ausgewiesenen Wasserstandsveränderungen für die verschiedenen untersuchten Sturmflutszenarien und Orte variieren um ± 2 cm.

Eine allgemein festgesetzte Bemessungswasserstandshöhe gibt es für die hier zu betrachtenden Gebäude nicht. Je nach Entstehungsgeschichte der Gebäude, verwendete Schutzmethode sowie Ort und zuständige Behörde weisen die Hochwasserschutzvorkehrungen unterschiedliche Höhen und damit Sicherheitsniveaus auf. Bezüglich des Wasserstandes variieren diese Höhen etwa zwischen NN + 5 m und NN + 7 m. Bezogen auf die Höhe des mittleren Tidehochwassers (etwa zwischen NN + 1,5 m und NN + 2,0 m) ergibt sich so eine „theoretische Höhe“ des Hochwasserschutzbauwerkes von 3,0 m bis 5,5 m. Die von der BAW prognostizierten Änderungen für die Sturmflutscitelwasserstände liegen in der Größenordnung von 2 cm (siehe Abschnitt 2.1). Setzt man die Veränderung in das Verhältnis zur Schutzhöhe, so liegt die Veränderung der Schutzhöhe in der Größenordnung von 0,3 %.

3.5.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

Vergleichbar zu den Ausführungen in Abschnitt 3.1.3 ist eine direkte Wirkung der Strömungsgeschwindigkeit und damit auch ihre Veränderung für die Funktionsfähigkeit eines Gebäudehochwasserschutzes unbedeutend. Diese Gewässerrandbereiche tragen bei einem Hochwasserereignis nicht (oder nur unwesentlich) zum Abflusssgeschehen bei. Die Strömungsgeschwindigkeiten dürften in der Regel unter 0,2 m/s liegen. Die auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten ergeben sich im Wesentlichen aus den Steig- und Sinkbewegungen des Wasserspiegels (Befüllen und Entleeren der Überflutungsflächen).

3.5.4 Veränderungen des Salzgehaltes

Die prognostizierten Änderungen des Salzgehaltes (siehe Abschnitt 2.3) sind für die Unterhaltung und Dauerhaftigkeit der Bauwerke unbedeutend. Eine Veränderung der Umgebungsbedingungen (z. B. in Bezug auf den Korrosionsangriff von Metallen) ergibt sich aus diesen Salzgehaltsänderungen nicht (siehe hierzu auch Abschnitt 3.3.4).

3.5.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

entfällt

3.5.6 Veränderungen der Morphologie

entfällt

3.5.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

entfällt

3.6 Schleusen, Sperrwerke und Sielbauwerke

3.6.1 Allgemeines

Die Untersuchung der Betroffenheit dieser Sachgutkategorie ist primär auf die Funktion der Bauwerke gerichtet. Da sie sich aus vertikalen und geneigten Ufereinfassungen sowie beweglichen Verschlussorganen zusammensetzen, kann für Fragen der Standsicherheit auf die Ausführungen zu den Sachgutklassen „Uferbefestigungen“ und „senkrechte Ufereinfassung“ verwiesen werden.

Zu untersuchen ist also, ob das Bauwerk in seiner Gesamtfunktion oder das zusätzliche Element, nämlich das bewegliche Verschlussorgan, durch die Wirkungen des Fahrrinnenausbaus betroffen sein kann.

3.6.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

3.6.2.1 Schleusen

Die hier zu betrachtenden Schleusen verbinden die Tideelbe mit staugeregelten Binnengewässern, deren Wasserstand entweder konstant oder unabhängig von dem der Tideelbe sein soll. Sie erlauben die Passage von Schiffen in diese Binnengewässer. Das bekannteste Beispiel hierfür sind die Schleusen des Nordostseekanals in Brunsbüttel. Schleusen gibt es weiterhin im Gebiet der FH Hamburg sowie an zahlreichen

Nebengewässern. Eine ausführliche Beschreibung über Schleusen findet sich beispielsweise in PARTENSCKY (1986).

Die Größe der Schleusen, ihre Auslegung in Bezug auf Wasserstände richtet sich nach dem anzuschließenden Nebengewässer und dem Schiffsverkehr der dort möglich ist bzw. ermöglicht werden soll. Begrenzungen in Bezug auf die Wasserstände ergeben sich aus der baulichen Konzeption der Schleuse. Mit anderen Worten, der maximale oder minimale Wasserstand, bei dem eine Schleusung noch möglich ist, wird durch die wasserbauliche Dimensionierung der Schleuse bestimmt.

Beispielsweise sind die Schleusen des NOK in Brunsbüttel so konstruiert, dass Schleusungen bis zu einem maximalen Elbwasserstand von NN +3,0 m durchgeführt werden können¹². Bestimmend dafür ist die Höhe der Schleusenkammer und die Höhe des Binnenhauptes. Solche Wasserstände werden nur 5 bis 6 mal pro Jahr für Dauern in der Größenordnung von ein bis zwei Stunden überschritten¹³.

Für die oben genannte Schleuse liegt der minimale Schleusungswasserstand, der sich aus dem maximal zulässigen Tiefgang von 9,5 m und der Höhe des Drempe (Höhe des Bodens der Schleuse im Bereich des Schleusentors) ergibt, bei NN -1,58 m, was dem mittleren Springtideniedrigwasser (Seekartennull bis Ende 2004) entspricht¹⁴. Dieser Wasserstand wird etwa 250 mal pro Jahr unterschritten. Zu beachten ist hier, dass dieser minimale Schleusungswasserstand nur für Schiffe mit Maximaltiefgang gilt. Schiffe mit geringerem Tiefgang können auch dann noch passieren. Zum Vergleich: Wasserstände von NN -1,80 m werden nur noch etwa 100 mal pro Jahr und Wasserstände von NN -2,0 m nur noch 30 mal pro Jahr unterschritten, wobei die Schiffstiefgänge maximal 9,30 m bzw. 9,10 m betragen dürfen. Das gleichzeitige Ereignis des Eintretens von so niedrigen Wasserständen mit dem Einlaufen von Schiffen mit Maximaltiefgang ist selten. Bei Eintritt eines solch seltenen Falles müssen die Schiffe für Dauern in der Größenordnung von einer Stunde warten, bis der Elbwasserstand genügend hoch angestiegen ist.

Jede Schleuse mit Kontakt zur Tideelbe hat je nach ihrer baulichen Auslegung minimale und maximale Schleusungswasserstände, die in der Regel so gewählt werden, dass eine Schleusung mindestens zwischen Springtidehochwasser und Springtideniedrigwasser möglich ist (wie auch im obigen Beispiel der NOK-Schleusen in Brunsbüttel). Die in Abschnitt 2.1 dargestellten Tidewasserstandsveränderungen mit normalen Wasserständen wären also ohne Auswirkung auf die mögliche Betriebszeit der Schleusen.

Auch für besonders hohe Hochwasserereignisse (z. B. Sturmflut) oder besonders niedrige Niedrigwasserereignisse (z. B. bei Ostwind) gibt es Veränderungen der Wasserstände durch die Fahrrinnenanpassung, die jedoch geringer ausfallen, als bei normalen Tideverhältnissen. Ferner nimmt die Eintrittshäufigkeit mit zunehmendem „Abstand“ vom mittleren Hoch- bzw. Niedrigwasser erheblich ab. Weil also in der Regel die höchsten und niedrigsten Schleusungswasserstände nur selten erreicht

12 Angabe WSA Brunsbüttel

13 Gewässerkundliches Jahrbuch, Zeitreihe 1991 bis 2000, Pegel Otterndorf

14 WSD Nord, Regeln für die NOK-Schifffahrt, Stand 2001

werden, ist die Veränderung dieser Wasserstände durch die Fahrrinnenanpassung und die damit einhergehende Verschiebung von Betriebszeiträumen der Schleusen gering.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass es auch sogenannte Dockschleusen gibt. Diese haben keine eigene Schleusenkommer, sondern nur ein zwischen Binnengewässer und Außengewässer angeordnetes Verschlussystem (Beispiel Innenhafen von Glückstadt). Bei Wasserstandsgleichheit, die pro Tidephase (Tidestieg oder Tidefall) einmal eintritt, kann das Verschlussystem geöffnet werden und können Schiffe die Schleuse passieren. Die Öffnungsdauer richtet sich nach den zulässigen Maximal- und Minimalwasserständen des Binnengewässers. Auch bei diesem Schleusentyp können sich die Öffnungsdauern durch die prognostizierten Veränderungen bei Tidehub und Tidephasendauer geringfügig (Größenordnung einige Minuten) verändern.

Die dargestellten Veränderungen für die Betriebszeiten der Schleusen sind so gering, dass sie ohne Bedeutung für den praktischen Betrieb bleiben.

3.6.2.2 Sperrwerke

Sperrwerke stellen im Prinzip eine Sonderform der Dockschleuse dar. Sie schließen Binnengewässer nur bei höheren Wasserständen als dem mittleren Tidehochwasser von der Tideelbe ab, um die binnen gelegenen Flächen vor Überflutung durch Wind- oder Sturmfluten¹⁵ zu schützen.

Die nach dem Zweiten Weltkrieg und insbesondere nach der Sturmflut von 1962 durchgeführten Erhöhungen und Begradigungen der Deichlinien haben es mit sich gebracht, dass alle Nebengewässer der Tideelbe durch Sperrwerke gegen Sturmfluten geschützt sind. Dies hat zu einer durchgreifenden Verkürzung der ersten Deichlinie geführt. Die an den Nebenflüssen auch heute noch bestehenden ehemaligen Deiche bilden die sogenannte zweite Deichlinie. Von der Nutzung der Flächen zwischen der ersten und zweiten Deichlinie sowie der wasserwirtschaftlichen Situation der Binnenentwässerung hängt der sogenannte Kehrungswasserstand ab, das ist der Wasserstand, bei dem das Sperrwerk geschlossen wird.

Theoretisch ändern sich die Eintrittszeitpunkte von Kehrungsbeginn und –ende durch die prognostizierten Veränderungen von Wasserstand und Tidephasedauern. Auch diese Veränderung liegt ähnlich wie bei den Schleusen in der Größenordnung von wenigen Minuten und ist daher ohne praktische Bedeutung.

¹⁵ Windfluten sind leichte Sturmfluten geringer Höhe über dem mittleren Tidehochwasser. Außerdem ist noch der Begriff „Orkanflut“ bekannt. Die jeweils zugehörigen Grenzwasserstände für diese Definitionen werden von den zuständigen Behörden z. B. dem Bundesamt für Hydrographie festgelegt.

3.6.2.3 Siele

Siele sind Bauwerke in der Hochwasserschutzlinie, die der Binnenentwässerung dienen. Weil die Wasserstände in den tiefer liegenden Elbmarschen deutlich niedriger als das mittlere Tidehochwasser liegen (teilweise sogar unter dem Tidemittelwasser), ist eine Entwässerung im freien Gefälle (also ohne Einsatz von Pumpen) nur dann möglich, wenn der Wasserstand der Tideelbe im Tidezyklus unter den Binnenwasserstand fällt.

Wie in Abschnitt 2.1 dargelegt, verändern sich die Tidewasserstände in der Größenordnung von ± 3 cm. Um zu untersuchen, wie sich die Dauer der Sielzugzeiten, also der Zeiten, bei denen ein bestimmter Wasserstand unterschritten wird, verändern, sind für 5 charakteristische Pegelstandorte die Veränderungen der Unterschreitungsdauer von Wasserständen ermittelt worden. Dazu wurden von der BAW Zeitreihen der Wasserstände des untersuchten Spring-Nipp-Zyklus aus den Modellberechnungen für den Ist- (PIZ) und den Ausbauzustand (AZ385s) an den Pegelorten zur Verfügung gestellt. Es handelt sich um die in Tabelle 3.6-1 aufgeführten Pegel. Zur Einordnung der Ergebnisse enthält die Tabelle auch die prognostizierten mittleren Wasserstandsveränderungen für den Pegelort.¹⁶

**Tabelle 3.6-1: Ausgewählte Pegel für die Ermittlung der Wasserstandsunterschreitungsdauer-
veränderung in Anlage 5**

| Pegel | km | Δ Tideniedrigwasser | Δ Tidehochwasser | Δ Tidehub |
|-------------|-----|----------------------------|-------------------------|------------------|
| | | [cm] | [cm] | [cm] |
| St. Pauli, | 625 | -3 | +2 | +5 |
| Stadersand | 655 | -2 | +3 | +4 |
| Glückstadt | 675 | 0 | +1 | +1 |
| Brunsbüttel | 697 | +1 | -1 | -2 |
| Cuxhaven | 727 | -2 | 0 | +2 |

Die Veränderungen des Wasserstands werden hier anhand der Veränderungen der Unterschreitungsdauern eines bestimmten Wasserstands analysiert und damit statistisch ausgewertet. Die Zeitreihen liegen mit äquidistanten Wasserstandsdaten ($\Delta t = 10$ min) für jeweils 27 Tiden im Zeitraum 11.05.2002, 16:40 Uhr bis 25.05.2002, 23:30 Uhr vor. Folgende Vorgehensweise wird für jeden der genannten Pegel angewendet:

1. Einteilung der berechneten Wasserstände für den Ist-Zustand in Wasserstandsklassen in der Bandbreite zwischen minimalem T_{nw} und maximalem T_{hw} der Zeitreihe mit $\Delta H = 0,10$ m;
2. Bestimmung der zeitlich gemittelten Unterschreitungshäufigkeit (in %) der Wasserstände (Grenzen der Klassen) während der betrachteten Dauer von 27 Tiden;

¹⁶ Für die hier durchgeführte Untersuchung werden die mittleren Veränderungswerte herangezogen, da sie den zeitlich bei weitem überwiegenden Teil der Veränderung kennzeichnen. Ein Verwendung von minimalen oder maximalen Veränderungswerten wäre weniger zutreffend. In Abschnitt 2.1 dieses Gutachtens werden die maximalen Veränderungen dargestellt, weswegen dort als maximaler Absink des T_{nw} bis zu 4 cm genannt ist.

3. Umrechnung der Unterschreitungshäufigkeit in Unterschreitungsdauern durch Multiplikation mit der mittleren Tidedauer;
4. Wiederholung des Vorgehens für die Wasserstände des Ausbauzustands;
5. Bestimmung der ausbaubedingten Änderungen der Unterschreitungsdauern durch Differenzbildung (Ausbau - Ist).
6. Die Auswertung in Anlage 5 zeigt für alle Pegel, dass die Änderung der Unterschreitungsdauern kleiner als ± 7 min sind. Folgende grundlegende Zusammenhänge lassen sich formulieren:

Für den Abschnitt der Elbe zwischen etwa Glückstadt und Hamburger Hafen mit homogenen Änderungen der Tidewasserstände folgen die Veränderungen der Unterschreitungsdauern einem einheitlichem Muster. Die Unterschreitungsdauer der Wasserstände unter Tidemittelwasser verlängert sich, die der Wasserstände über Tidemittelwasser verkürzt sich.

Weiter stromab im Einflussbereich der Strombaumaßnahmen wird dieses Bild uneinheitlich. Beim Pegel Glückstadt liegen noch vergleichsweise geringe Änderungen vor, während sich für die Pegel Brunsbüttel und Cuxhaven ein umgekehrtes Bild ergibt. In diesem Abschnitt ändern sich die Wasserstände infolge der Strombaumaßnahmen kleinräumig.

In Bezug auf Sielzugzeiten können die Ergebnisse wie am folgenden Beispiel aufgezeigt interpretiert werden: Ein Siel in der Nähe des Pegels Stadersand kann entwässern, wenn der Wasserstand unter NN $-1,0$ m fällt. Die durchschnittliche Sielzugzeit für dieses Siel beträgt zwei Stunden. Sie entspricht der Unterschreitungsdauer des Wasserstandes von NN $-1,0$ m. Die Sielzugzeit verlängert sich durch den Ausbau um 3 min, was einer relativen Veränderung von etwa +3 % entspricht. In vergleichbarer Weise kann auch für die anderen Pegelstandorte ausgewertet werden. Geht man jeweils von dem Entwässerungswasserstand von NN $-1,0$ m aus so ergeben sich die relativen Veränderungen zu

- +3 % für den Pegel St. Pauli
- -2 % für den Pegel Glückstadt
- -3 % für den Pegel Brunsbüttel
- -1 % für den Pegel Cuxhaven.

Für andere Sielzugverhältnisse können die Veränderungen aus den Darstellungen der Anlage 5 abgeleitet werden. Auf die Entwässerungsleistung der Siele haben die genannten Größenordnungen der Veränderung keine praktische Bedeutung.

3.6.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

Die an den Rändern der Tideelbe gelegenen Sperrwerke, Schleusen und Siele sind von Fließgeschwindigkeitserhöhungen in der Hauptrinne nicht betroffen. In diesen Randbereichen ändert sich die Fließgeschwindigkeit praktisch nicht.

Durch die Tidehubveränderungen (siehe Abschnitt 2.1) können sich für durch Siele oder Sperrwerke angeschlossene Nebengewässer Tidevolumenveränderungen ergeben, die in Verbindung mit Veränderungen der Tidephasendauer zu Fließgeschwindigkeitsveränderungen in den Fließquerschnitten der Bauwerke führen.

Die konkrete Fließgeschwindigkeit in diesen Querschnitten hängt von der Auslegung des Bauwerks im Verhältnis zum Tidevolumen des angeschlossenen Nebengewässers und von der Tidephase ab. Für schiffbare Nebengewässer liegt sie bei voll entwickeltem Flut- oder Ebbestrom in der Größenordnung von 2 m/s.

Ohne das jeweilige Einzelbauwerk zu betrachten, kann die relative, über die Tidephase gemittelte Fließgeschwindigkeitsveränderung aus den Veränderungen des Tidehubs und der Tidephasendauer ermittelt werden. Dies ist nachfolgend für eine Tidehuberhöhung von 5 cm und eine Flutdauerverkürzung von 2 min exemplarisch dargestellt.

Geschwindigkeitsveränderungen in Sperrwerksquerschnitten

Die über die Tidephase gemittelte Fließgeschwindigkeit in einem Querschnitt ergibt sich zu:

$$V_1 = \frac{Vol_1}{T_1}$$

mit T_1 = Dauer der Tidephase

Vol_1 = Das Tidevolumen, welches in der Tidephase den Fließquerschnitt passiert

Die relative Erhöhung der Fließgeschwindigkeit ergibt sich wie folgt:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{Vol_2}{Vol_1} \cdot \frac{T_1}{T_2}$$

Die Indices „1, 2“ bezeichnen die Vergleichszustände.

Das Tidevolumen ist vereinfachend direkt proportional zum Tidehub:

$$Vol = Thb \cdot l \cdot b$$

Hierbei sind l und b charakteristische Längen des durch das Sperrwerk abgetrennten Gewässers. Bei diesem Ansatz wird in Bezug auf die Ermittlung der Veränderung auf der sicheren Seite liegend der Einfluss der Tidehubdämpfung im abgetrennten Gewässer vernachlässigt.

Demnach kann die Fließgeschwindigkeitsveränderung wie folgt ermittelt werden:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{Thb_2}{Thb_1} \cdot \frac{T_1}{T_2}$$

Setzt man Zahlenwerte gemäß Abschnitt 2.1 ein und nimmt dabei an, dass sich der Tidehub erhöht und die Dauer der Tidephase reduziert, so ergeben sich die folgenden Werte:

$$Thb_1 = 3,00 \text{ m} \quad Thb_2 = 3,05 \text{ m}$$

$$T_1 = 5 \text{ h } 30 \text{ min (typische Flutphase)} \quad T_2 = 5 \text{ h } 28 \text{ min}$$

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{3,05}{3,0} \cdot \frac{5,5}{5,46} = 1,02$$

Es ergibt sich also eine Veränderung (für das Beispiel eine Erhöhung) der Fließgeschwindigkeit von 2 %. Die diesem Beispiel zugrunde liegenden Annahmen und Vereinfachungen wurden so gewählt, dass der genannte Wert die maximale Veränderung darstellt. Veränderungen der Fließgeschwindigkeiten in dieser Größenordnung sind für die Funktionsfähigkeit der Sperrwerke und für die Passage von Wasserfahrzeugen durch sie hindurch ohne Bedeutung.

3.6.4 Veränderungen des Salzgehaltes

Die prognostizierten Änderungen des Salzgehaltes (siehe Abschnitt 2.3) sind für die Unterhaltung und Dauerhaftigkeit der Bauwerke unbedeutend. Eine Veränderung der Umgebungsbedingungen (z. B. in Bezug auf den Korrosionsangriff von Metallen) ergibt sich aus diesen Salzgehaltsänderungen nicht (siehe auch Abschnitt 3.3.4).

In trockenen Sommern werden manche Siele entlang der Elbe und insbesondere entlang der Nebengewässer auch für Bewässerungszwecke genutzt. Für die Nutzbarkeit des Wassers kann die Veränderung des Salzgehaltes bedeutsam sein. Die möglichen Auswirkungen der veränderten Salzgehalte auf die Nutzbarkeit des Wassers werden in dem Gutachten „Sonstige wirtschaftliche Aspekte“ (Unterlage J.3), Kapitel „Landwirtschaft“ und „Industrielle Nutzungen“ behandelt.

3.6.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

Die Veränderung der Sedimentkonzentration können die Außentiefs von Sielen oder die Zufahrten zu Schleusen beeinflussen. Diese sind häufig mit Häfen und Hafenzufahrten identisch und können bezüglich des Eintriebs von Sediment vergleichbare Probleme haben. Deswegen wird bezüglich einer möglichen Betroffenheit hier auf die Ausführungen des Kapitel 3.7.5 verwiesen.

Für Siele ist noch anzumerken, dass sich nur dann eine Betroffenheit im Hinblick auf die Verlandung von Außentiefs ergeben kann, wenn bereits im Ist-Zustand die Spülkraft nicht ausreichend ist und das Außentief durch Unterhaltung auf Tiefe gehalten werden muss.

3.6.6 Veränderungen der Morphologie

Wie im vorangegangenen Kapitel wird hier sinngemäß auf den Abschnitt 3.7.6 der Sachgutkategorie Häfen-, Ponton- und Landeanlagen verwiesen.

3.6.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

Die in Schleusen und Sperrwerken gebräuchlichen Verschlussorgane, wie z. B. Stemmtore oder Schiebtore, unterliegen keiner besonderen Belastung durch Schiffswellen. Durch die Bauart oder durch die Bewegungsorgane werden die Verschlüsse soweit fixiert, dass eine Bewegung infolge Wechselbelastungen aus Wellen nicht oder nur in geringem Maß möglich ist. Die in Abschnitt 2.6 dargestellten Veränderungen der Schiffswellenparameter sind daher für diese Torsysteme ohne Bedeutung.

Auch bei Sielen sind Torsysteme, wie zum Beispiel Schütze, verbreitet, die unempfindlich auf Wellenbelastungen reagieren. Diese Systeme werden immer dann eingesetzt, wenn der Binnenwasserstand gezielt geregelt werden soll. Beispiele für solche Regelungsaufgaben sind das Halten eines Mindestbinnenpegel oder die Zuwässerung in niederschlagsarmen Perioden für landwirtschaftliche Zwecke.

Es gibt aber auch Siele, die mit selbsttätigen Torsystemen ausgestattet sind. Diese sogenannten Klappensiele öffnen sich immer dann, wenn der Binnenwasserstand höher als der Außenwasserstand ist. Klappensiele können wie die Stemmtore einer Schleuse mit vertikaler Drehachse ausgebildet sein oder haben über den Durchlass hängend eine horizontale Drehachse.

Die Primärwelle des Schiffswellenereignisses erzeugt im Außentief zunächst einen Absunk. Wenn dieser den Wasserstand im Außentief unter den Binnenwasserstand absinken lässt, öffnet sich das Tor und Wasser strömt aus. Der nach dem Absunk folgende Wasserspiegelanstieg der Primärwelle kehrt diesen Wasserausstrom um und das Tor schließt sich ruckartig. Es kommt zu einer Stoßbelastung auf die Torkonstruktion. Diese aus der Primärwelle resultierende Stoßbelastung ist die dominierende Belastungsform aus dem Schiffswellenereignis.

Als weitere Belastungsmöglichkeit ist ein „Flattern“ der Sieltore infolge der Sekundärwellen bekannt. Dies kann dann auftreten, wenn vor dem Schiffswellenereignis die Tore geöffnet waren und ein deutlicher Ausstrom besteht. Das erste Schlagen tritt dann beim Wasserspiegelanstieg nach dem Absunk aus Primärwelle auf und wird gefolgt von weiteren leichteren Bewegungen infolge der Sekundärwellen. Insgesamt ist die Schlagbewegung bei diesem Ereignis aber geringer und dieses Ereignisform tritt signifikant seltener auf (FITSCHEN 2006).

Durch die in Abschnitt 2.6 beschriebenen Änderungen der Schiffswellenereignisse verstärken sich die Wasserspiegeldifferenzen, die die Schlagbewegungen der Tore verursachen. Dabei nimmt die Intensität der Schlagbewegung und nehmen die damit verbundenen Stoßkräfte zu. KUNZ (1977) hat in Modellversuchen die Schlagbewegung von Sieltoren grundsätzlich untersucht, ohne jedoch die tatsächlich auftretenden Stoßkräfte zu messen. Danach wirkt auf das Tor während der Bewegung vor dem Zuschlagen ein Strömungsdruck, der im Augenblick des Zuschlagens von einer Stoß-

kraft abgelöst wird, die insbesondere auch auf die Auflager und Scharniere eine verschleißrelevante Belastung ausübt. Diese Stoßkräfte werden in der Untersuchung aber nicht quantifiziert.

Nur für den Einzelfall – also jedes individuelle Klappensiel – kann ein funktionaler Zusammenhang zwischen Primärwelle und Stoßkraft auf der Basis von theoretischen Überlegungen und/oder anhand von Modellversuchen ermittelt werden, da die Bedingungen des Bauwerkes und insbesondere des Zulaufgerinnes in den individuellen Fällen immer verschieden sind.

3.7 Häfen, Ponton- und Landeanlagen

3.7.1 Allgemeines

Die Untersuchung der Betroffenheit dieser Sachgutklasse ist wie im vorangegangenen Kapitel bei den „Schleusen, Sperrwerken und Sielen“ primär auf die Funktion der Bauwerke gerichtet. Da sie sich aus vertikalen und geneigten Uferbefestigungen zusammensetzen, kann für Fragen der Standsicherheit auf die Ausführungen zu den Sachgutklassen „Uferbefestigungen“ und „senkrechte Uferbefestigung“ verwiesen werden.

Dies gilt im Prinzip auch für den Sonderfall der Pontonanlagen wie nachfolgende Erläuterung zeigt. Ein Beispiel für eine große Pontonanlage sind die Landungsbrücken in Hamburg. Aus geotechnischer Sicht müssen diese keine Ufer sichern oder halten. Es handelt sich also nicht um Uferbefestigungen, die gleichzeitig das Anlegen von Schiffen ermöglichen. Pontons werden von Pfählen gehalten und passen sich schwimmend dem Wasserstand an. Alle Kräfte aus Schiffsanfahrt, Trossenzug und Eisdruck werden durch die Pfähle aufgenommen und in die Gewässersohle abgeleitet.

Eine gesonderte Bemessung für die Bewegung aus Schiffswellen erfolgt nicht, weil die Kräfte aus Eisdruck und Schiffanprall deutlich höher sind. Gleichwohl entsteht durch die ständige welleninduzierte Bewegung der Pontons Verschleiß (oder Abnutzung) an den Halteeinrichtungen zwischen Ponton und Pfahl, so dass die Veränderungen der Schiffswellenbelastungen auch Veränderungen des Verschleißes zur Folge haben kann.

Zu untersuchen ist also, ob Häfen oder Landeanlagen in ihrer Gesamtfunktion durch die Wirkungen des Fahrrinnenausbaus betroffen sein können.

3.7.2 Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern

Die in Abschnitt 2.1 dargestellten Veränderungen können sich auf den Betrieb der Häfen auswirken. Dabei ist zunächst zwischen Häfen, die auch bei Niedrigwasser eine Mindestwassertiefe vorhalten, und trockenfallenden Häfen zu unterscheiden. Ferner ist darauf hinzuweisen, dass für die Funktionsweise eines Hafens nicht nur die Wassertiefe im Hafen selbst, sondern auch die in der Hafenzufahrt entscheidend ist. Insofern

gelten die nachfolgenden Ausführungen auch für die Hafenzufahrten wie zum Beispiel Außentiefs.

Stellt ein Hafen bei Niedrigwasser eine Mindestwassertiefe bereit, so führt der Absenk des Niedrigwassers um bis zu 3 cm dazu, dass die Hafensohle um eben diese 3 cm tiefer gebaggert werden müsste, wenn die Mindestwassertiefe weiter bereit gestellt werden soll. Alternativ könnte auch die Mindestwassertiefe entsprechend reduziert werden, was eine zumindest theoretische Nutzungseinschränkung zur Folge hat.

Zur Einschätzung der Bedeutung der Größenordnung „3 cm“ für die Anpassung der Hafensohle sei hier darauf hingewiesen, dass die Baggertoleranz, also die Genauigkeit, mit der eine Hafensohle gebaggert werden kann, bei etwa 50 cm liegt. Ferner ist der Sedimentanfall in den Häfen an der Elbe recht hoch und erreicht in manchen Häfen Größenordnungen von 1 bis 2 m jährlich.

Für trockenfallende Häfen kann die Veränderung der Tidewasserstände sowie der Flut- und Ebbedauern zu Verschiebungen der Zeiträume, innerhalb derer der Hafen für Schiffe mit einem bestimmten Tiefgang zugänglich ist, führen. Um diese Verschiebung der Zeiträume zu verdeutlichen, zeigt Anlage 5 anhand der Pegelkurven für St. Pauli, Stadersand, Glückstadt, Brunsbüttel und Cuxhaven die Veränderung der Unterschreitungsdauer eines Wasserstandes zwischen Ist- und Ausbauzustand.

Die dort ausgewiesenen Änderungen der Unterschreitungsdauern liegen in der Regel innerhalb der Größenordnung von ± 3 min. Sie können in Einzelfällen bis zu ± 7 min. erreichen.

Ein Beispiel: Fällt ein Hafen in der Nähe des Pegels Stadersand bei einem Wasserstand von NN -1,0 m trocken, so verlängert sich die Dauer des Trockenfallens in Folge des Ausbaus um 3 min. Ein Schiff mit einem Tiefgang von 0,8 m kann diesen Hafen bei einem Wasserstand von NN anlaufen. Die Unterschreitung dieses Wasserstandes verlängert sich um 2 min, womit sich das Zeitfenster, in dem der Hafen angelaufen werden kann, um 2 min reduziert.

Für die praktische Nutzbarkeit der Häfen sind Veränderungen dieser Größenordnung unbedeutend.

3.7.3 Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit

Die in Abschnitt 2.2 dargestellten Änderungen beziehen sich auf die Haupttrinnen der Tideelbe. Die vielen kleinen Häfen und Anleger, die in ufernahen Bereichen liegen, werden von den Veränderungen der Geschwindigkeit praktisch nicht berührt. Siehe dazu auch die flächenhaften Darstellungen der Strömungsgeschwindigkeitstidekennwerte in Anlage 4 des BAW-Gutachtens zur Tidedynamik (Unterlage H.1a).

Die für das Befüllen oder Entleeren von Häfen entstehenden Strömungsgeschwindigkeiten sind im Gegensatz zu denen im Bereich von Sperrwerken (siehe Abschnitt 3.6.3) sehr gering, weil das Tidevolumen des Hafenbeckens im Verhältnis zum Öffnungsquerschnitt der Hafeneinfahrt, der sich aus den Erfordernissen der Schifffahrt

ergibt, sehr klein ist. Deswegen wirken sich die Wasserstandsveränderungen praktisch nicht auf die Strömungsgeschwindigkeiten in den Hafeneinfahrten oder im Hafenbecken aus.

3.7.4 Veränderungen des Salzgehaltes

Die prognostizierten Änderungen des Salzgehaltes (siehe Abschnitt 2.3) sind für die Unterhaltung und Dauerhaftigkeit der Bauwerke unbedeutend. Eine Veränderung der Umgebungsbedingungen (z. B. in Bezug auf den Korrosionsangriff von Metallen) ergibt sich aus diesen Salzgehaltsänderungen nicht (siehe dazu auch Abschnitt 3.3.4)

3.7.5 Veränderungen der Sedimentkonzentration

Eine grundsätzliche phänomenologische Betrachtung der möglichen Betroffenheit von Sportboothäfen und Freizeitanlagen wird im Gutachten der BAW (Unterlage H.1c) in Abschnitt 12.5 gegeben. An dieser Stelle erfolgt eine weitere Präzisierung der verursachenden physikalischen Prozesse und deren Quantifizierung in Form von relativen Veränderungskennziffern.

Der Schlickanfall in den Häfen wird durch die im Wasser enthaltenen Schwebstoffe verursacht. Durch das im Hafen still stehende oder mit nur sehr geringer Geschwindigkeit fließende Wasser kann der Schwebstoff hier im Gegensatz zu den Verhältnissen in der Elbe (bzw. dem an den Hafen angrenzenden Hauptgewässer) zu Boden sinken und wird nicht wieder erodiert, sondern dort akkumuliert.

Die Menge der eingetragenen Schwebstoffe (Sedimente) wird durch die Menge des Wassers, welches in den Hafen gelangt, und dessen Schwebstoffkonzentration bestimmt. Dabei ergibt sich die Menge des Wassers in aller Regel nicht nur aus dem Volumen, welches durch die geometrischen Abmessungen des Hafens sowie dem Abstand zwischen Tidehochwasser und Tideniedrigwasser bestimmt ist (oder bei trockenfallenden Häfen zwischen Gewässersohle und Tidehochwasser), sondern sie vergrößert sich durch Zirkulationsströmungen innerhalb des Hafens um ein Vielfaches. Diese Zirkulationsströmungen ergeben sich aus der Art der Anbindung des Hafens an die Tideelbe bzw. an das Nebengewässer der Elbe. Diese von der lokalen Hafensituation geprägten Effekte erklären auch, warum z. B. direkt benachbarte Häfen sehr unterschiedlich hohen Schlickanfall haben können. Beispielsweise fällt im Vorhafen des Finkenwerder Yachthafens (Rüschkanal) ein Vielfaches der Sedimentmenge (bezogen auf eine Einheitsfläche) des dahinterliegenden Beckens an. Oder der Sedimentanfall im Stadthafen von Stade am oberen Ende der tidebeeinflussten Schwinge ist wesentlich geringer als der in Haseldorf, weil im erstgenannten Fall praktisch keine Zirkulationsströmung entsteht und im letztgenannten Fall genau diese durch die Ausprägung der Strömungsrinnen in der Haseldorfer Binnenelbe, die direkt an der Hafeneinfahrt vorbeiführen, besonders stark angeregt werden.

Die lokalen Gegebenheiten der Häfen mit den jeweiligen Zirkulationsströmungen werden durch den Ausbau nicht verändert. Selbst wenn ausbaubedingt sich die Strömungsgeschwindigkeiten in der Elbe vor einer Hafeneinfahrt geringfügig (Größenord-

nung 3 cm/s) ändern, wird das keinen signifikanten Einfluss auf die Zirkulationsströmungen haben. Es sind also die ausbaubedingten Veränderungen der Sedimentkonzentration in der Wassersäule von entscheidender Bedeutung. Diese hat die BAW in ihrem Gutachten zur Morphodynamik (Unterlage H.1c) physikalisch erklärt und mittels numerischer Modelluntersuchungen prognostiziert (Kapitel 11.3.4 und Anlage 1, Abb. 188 bis 207 der Unterlage H.1c).

Daneben trägt auch die Erhöhung des Tidehubs in geringem Umfang zur Erhöhung des Wasservolumens bei. Die maximale mittlere Tidehuberhöhung beträgt rund 5 cm bei einem mittleren Tidehub von 3,90 m (siehe Unterlage H.1a). Daraus ergibt sich eine maximale relative Veränderung der in die Häfen eintretenden Wasservolumina von 1,3 %. Bei den im Folgenden dargestellten, auf die Veränderung der Sedimentkonzentration beruhenden, Prognosen der Veränderung des Schlickeintrages in die Häfen wurde der tidehubbedingte Anteil berücksichtigt.

Von den verschiedenen Tidekennwerten der Sedimentkonzentration sind die über den jeweiligen Tidezyklus (Flut und Ebbe) gemittelten Sedimentkonzentrationen entscheidend, weil sie charakteristisch für die Quantifizierung des Sedimenteintrags in die Häfen sind. Daneben werden auch die maximalen Sedimentkonzentrationen und deren Änderungen berücksichtigt. Die Abbildungen für die mittleren (aber auch für die maximalen) Schwebstoffkonzentrationen zeigen folgendes grundlegende Muster:

- Etwa stromab von Glückstadt (in der Hauptelbe etwas weiter stromauf, in der Glückstädter Nebelbe etwas weiter stromab) verändert sich die mittlere Sedimentkonzentration (der mittlerer Schwebstoffgehalt) nicht oder sie wird kleiner. Lediglich im Bereich der Unterwasserablagerungsflächen Neufeld und Medemrinne sowie an der Störmündung und auf den Sänden zwischen Freiburg und Wischhafen gibt es punktuelle Zunahmen der Sedimentkonzentration.
- Zwischen Glückstadt und Dwarsloch erhöht sich die mittlere Sedimentkonzentration um etwa bis zu 5 mg/l. Diese Zunahme ergibt sich sowohl in der Hauptelbe als auch in den angrenzenden Nebelben (Schwarztonnensander Nebelbe, Pagensander Nebelben, Haseldorfer Binnenelbe). Auf der Nordostseite von Pagensand und im Gebiet der Krückaumündung werden kleinräumig größere Erhöhungen der mittleren Sedimentkonzentration bis etwa 10 mg/l durch das Modell berechnet.
- Stromaufwärts des Dwarsloches zeigen die Modellrechnungen gleichbleibende oder abnehmende Sedimentkonzentrationen an. Lokale Zunahmen werden in der Nähe der Estemündung (Mühlenberger Loch), in der Süderelbe zwischen Harburg und Bunthaus sowie in einigen Hafenbecken Hamburgs prognostiziert.

Um zu einer prozentualen Einschätzung der Veränderung des Schlickanfalls zu gelangen, sind die Absolutwerte der mittleren Schwebstoffkonzentration im Ist-Zustand heranzuziehen (Abb. 198, 200, 202, 204 und 206 der Unterlage H.1c). Diese zeigen, dass über den Querschnitt (also innerhalb eines Querprofils) durchaus erhebliche Konzentrationsunterschiede auftreten. Diese Differenzierungen sind bei der Abschätzung der prozentualen Veränderung zu berücksichtigen.

Im Einzelnen können folgende Veränderungswerte abgeschätzt werden:

- Im Bereich des Außentiefs und des Hafens von Neufeld kann sich der Schwebstoffeintrag erhöhen. Für dieses Außentief ist allerdings anzumerken, dass seegangsinduzierte Schwebstoffbildung die strömungsinduzierte Schwebstoffbildung überlagert und bei entsprechenden Wetterlagen auch dominiert. Ferner geben die Modellergebnisse in Bezug auf die räumliche Ausdehnung der Sedimentkonzentrationserhöhung kein eindeutiges Bild. Offensichtlich entstehen die höheren Sedimentkonzentrationen durch zusätzliche Strömungsturbulenz infolge höherer Fließgeschwindigkeiten nordwestlich der Unterwasserablagerungsfläche Neufelder Sand. Die relative Veränderung des Schwebstoffeintrages kann demnach 0 bis 5 % betragen.
- Durch die verschiedenen Veränderungen in der Nähe des Elbehafens Brunsbüttel kommt es hier lokal auch zu einer Erhöhung des Schwebstoffeintrages im oberstromigen Zufahrtbereich und in der Liegewanne. (Unterlage H.1c, Kapitel 12.3).
- Eine Erhöhung der Schwebstoffeintrages ergibt sich auch für die Störmündung und die oberhalb der Störmündung gelegenen Häfen Borsfleth/Störloch und Wewelsfleth. Die Erhöhung beträgt etwa 5 %. Stromauf von Wewelsfleth klingen die Sedimentkonzentrationserhöhungen ab.
- Für den Hafen von Glückstadt ist die relative Veränderung gering (etwa 2 %), da hier bereits im Ist-Zustand hohe Schwebstoffkonzentrationen vorliegen.
- Der Ruthenstrom mit seinen Anlegeplätzen liegt am Beginn der Zone erhöhter mittlerer Schwebstoffkonzentrationen. Die Modellergebnisse sind hier nicht eindeutig. Eine leichte relative Veränderung des Schwebstoffeintrages in der Größenordnung von etwa 3 % ist hier möglich.
- Die Häfen von Bielenberg und Kollmar liegen dicht an der Fahrrinne mit relativ hohen Schwebstoffkonzentrationen im Ist-Zustand. Gleichzeitig liegen sie deutlich in der Zone erhöhter Schwebstoffkonzentrationen. Wegen der hohen Konzentrationen im Ist-Zustand beträgt die relative Erhöhung etwa 3 bis 5 %.
- Auf der anderen Elbseite in der Schwarztonnensander Nebenelbe sind die Konzentrationen im Ist-Zustand niedriger. Die relative Erhöhung des Sedimenteintrages in den Hafen Barnkruger Loch beträgt daher etwa 7 %.
- Im Bereich der Krückaumündung liegt die mittlere Sedimentkonzentration im Ist-Zustand bei etwa 100 mg/l, so dass sich eine relative Erhöhung des Schwebstoffeintrages in den Hafen oberhalb des Sperrwerkes in der Größenordnung von 5 % ergeben kann. Hier ist zu beachten, dass dieser Hafen mit einer Dockschleuse von der Krückau getrennt ist. Die tatsächliche Erhöhung wird geringer ausfallen, weil die Schleuse nur etwa 2 Stunden nahe Hochwasser geöffnet ist und in diesem Zeitraum des Tidezyklus die Sedimentkonzentrationen niedriger sind als die gemittelten. Auch die oberhalb an der Krückau gelegenen Häfen (Seesteraudeich, Elmshorn) werden eine Erhöhung des Schwebstoffeintrages in ähnlicher Größenordnung erfahren.
- Ähnliche Verhältnisse liegen an der Pinnaumündung vor, wo es ebenfalls oberhalb des Sperrwerkes einen Dockhafen gibt. Allerdings liegen hier die mittleren Sedi-

mentkonzentrationen im Ist-Zustand niedriger. Weil aber die ausbaubedingten Änderungen auch niedriger liegen, kann sich eine Erhöhung des Schwebstoffeintrages um 5 % ergeben. Bezüglich der mindernden Wirkung der Dockschleuse gelten die gleichen Verhältnisse wie vorstehend bei der Krückaumündung beschrieben. Auch die oberhalb an der Pinnau gelegenen Häfen (Neuendeich, Kleverdeich, Klostermühle, Uetersen) werden eine Erhöhung des Schwebstoffeintrages in ähnlicher Größenordnung erfahren.

- Weiter stromauf liegt am Ende der Haseldorfer Binnenelbe der Hafen von Haseldorf. Auch hier erhöhen sich die mittleren Sedimentkonzentrationen wie in der Pagensander Nebenelbe, allerdings sind die Konzentrationen im Ist-Zustand relativ niedrig, so dass eine Zunahme des relativen Sedimenteintrags um etwa 7 % möglich ist.
- In diesem Elbabschnitt liegen auf der anderen Seite der Hauptelbe zwei Nebenflüsse, die Bützflether Süderelbe (Hafen von Abbenfleth) und die Schwinge (Häfen Brunshausen, Hörne, Wöhrden und Stade). Auch für diese Häfen ist aus dem großräumigen Zusammenhang heraus eine Erhöhung des Schwebstoffeintrages in der Größenordnung von 5 % zu erwarten.
- Von der Erhöhung des Schwebstoffeintrages ist auch der Nordhafen des Elbehafens Bützfleth betroffen (Unterlage H.1c, Kapitel 12.3)

Oberhalb des Dwarsoles dominieren Abnahmen der mittleren Schwebstoffkonzentrationen. Von den oben angesprochenen Ausnahmebereichen sind die Häfen

- an der Estemündung und
- an der Süderelbe (Harburg bis Bunthaus) betroffen.

Aufgrund der vergleichsweise geringen Schwebstoffkonzentration im Ist-Zustand wird die relative Zunahme des Schwebstoffeintrages in diesen beiden Bereichen in der Größenordnung von 5 % liegen.

Für alle übrigen Häfen wird der Schwebstoffeintrag entweder gleich oder geringer werden.

Die vorstehend beschriebenen Quantifizierungen des zusätzlichen Schwebstoffeintrages können als Worst-Case-Szenario betrachtet werden, weil Ihnen einen Schwebstoffprognose zugrunde liegt, die mit niedrigem, häufig auftretenden Oberwasser von 350 m³/s erstellt wurde. Im Jahreszyklus treten aber auch höhere Oberwasserabflüsse auf (das langjährige Abflussmittel liegt bei 700 m³/s), bei denen der Transport von Schwebstoff nach stromauf abnimmt und damit auch die Veränderungen geringer ausfallen.

3.7.6 Veränderungen der Morphologie

Im Rahmen dieses Gutachtens werden unter morphologischen Veränderungen die Veränderungen des Gewässerbettes verstanden. In Bezug auf die Betroffenheit von Häfen und Landeanlagen ist also die Frage zu beantworten, ob sich durch die Fahrrinnenanpassung Strömungsrinnen so verlagern, dass Häfen nicht mehr erreichbar

sind. Hierunter wird nicht die Verlandung von Außentiefs als Teil der Hafeneinfahrt bzw. Hafenzufahrt verstanden. Mögliche Veränderungen der Unterhaltungsintensität an diesen Stellen fallen unter die im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Sachverhalte.

In Kapitel 11. 4 (Unterlage H.1c) werden die morphologischen Änderungen im Zusammenhang dargelegt. Für die Pagensander Nebanelbe, die Haseldorfer Binnenelbe, die Nebanelbe am Schwarztonnensand und die Lühesander Süderelbe, wird eine Erhöhung des Schwebstoffeintrages und damit eine Auflandung prognostiziert, die die Erreichbarkeit von Häfen erschweren kann.

Ferner wird eine tendenzielle Zunahme der Sedimentation an der schleswig-holsteinischen Westküste, wovon auch das Wattfahrwasser nach Friedrichskoog betroffen sein kann, prognostiziert (Unterlage H.1c, Kapitel 11.4.1).

3.7.7 Veränderungen von Schiffswellen und Seegang

3.7.7.1 Häfen

Schiffswellenbelastungen in kleineren Häfen beruhen auf zwei Wirkungspfaden:

1. Die Primärwelle und der zu ihr gehörige vorauslaufende Absunk läuft als Schwall bzw. Sunkwelle in den Hafen. In Abhängigkeit des Verhältnisses von Breite der Hafeneinfahrt zur Breite des Beckens bzw. auch Entfernung von der Hafeneinfahrt, wird die Primärwellenhöhe durch Diffraktion und Energiedissipation stark reduziert. Als wesentlicher Effekt verbleibt eine durch den Absunk angeregte Befüll- und Entleerungsströmung in der Hafeneinfahrt, die ihre Energie aus dem Wasserstandsunterschied zwischen Hafenbeckenwasserstand und Primärwellenfeld bezieht.
2. Die Sekundärwellen laufen auf die Hafeneinfahrt zu und gelangen so in den Hafen. Hier wird ihre Höhe in Abhängigkeit des Verhältnisses von Breite der Hafeneinfahrt zur Breite des Beckens bzw. auch der Entfernung von der Hafeneinfahrt durch Diffraktion und Energiedissipation reduziert.

Für maximale Wellenhöhenreduktion ist eine möglichst enge Hafeneinfahrt optimal, da so die eindringende Wellenenergie minimiert wird. Dadurch werden aber auch die vorstehend beschriebenen Befüll- und Entleerungsströmungen maximiert, da so die Wasserspiegeldifferenz zwischen Hafenbecken und Primärwellenfeld minimal langsam abgebaut wird.

Für den Hamburger Yachthafen, der in unmittelbarer Nähe zur Fahrrinne liegt, wurden die Verhältnisse konkret in einem Modell untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchung sind im BAW-Gutachten (Unterlage H.1d) dargestellt. Insbesondere in den Abschnitten 7.2.4.1 und 7.2.4.2 wird die Situation des Yachthafens analysiert. Danach bleiben die Wellenbelastungen aus Primärwelle für den Yachthafen in etwa gleich, weil die Trasse der Fahrrinne im Zuge des Ausbaus nach Süden verschoben wird. Die Befüll- und Entleerungsströmungen in den beiden Zufahrten werden um etwa 0,1 m/s zunehmen und liegen insgesamt in der Größenordnung von 2,0 m/s. Dass diese Zu-

nahme trotz unveränderter Primärwellenhöhe eintritt, kann mit der besonderen Situation des Yachthafens erklärt werden, der bei einer sehr großen Wasserfläche im Hafen nur sehr kleine Querschnitte in den Hafeneinfahrten besitzt, so dass die durch die größeren Schiffe verursachte räumliche Vergrößerung des Primärwellenfeldes sich hier auswirken kann.

In allen anderen Häfen entlang der Elbe ist das Verhältnis von Wasseroberfläche im Hafen zu Hafeneinfahrtsquerschnitt weniger groß. Weil eine konkrete Untersuchung für diese Häfen in hydraulischen Modellversuchen nicht durchgeführt werden kann, wird hier zur Einschätzung einer möglichen Betroffenheit folgende Näherung durchgeführt.

Die Befüll- und Entleerungsströmungen beziehen ihre Energie aus der Wasserspiegeldifferenz zwischen Primärwellenfeld und Wasserstand im Hafen. Die Fließgeschwindigkeit ist daher proportional zur Wurzel aus dieser Wasserspiegeldifferenz Δh , welche für jeden Hafen unterschiedlich aus den lokalen räumlichen Gegebenheiten (z. B. Abstand zur Fahrrinne) durch den lokalen Absink verursacht wird.

$$v \approx \sqrt{2g \cdot \Delta h}$$

Eine Zunahme des Absinks um 10 % entspricht daher näherungsweise einer Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit um 5 % (Absink + 20 % entspricht $v + 10$ %).

3.7.7.2 Ponton- bzw. Landeanlagen

Ein Schiffswellenereignis übt auf die im folgenden aufgeführten Arten Kräfte auf Pontons auf:

1. Die Primärwelle lässt den Ponton am Haltepfahl auf- und abgleiten. Wegen der großen Länge der Primärwelle (Ereignisdauer in der Größenordnung von 180 s) resultiert aus dieser Primärwelle keine außergewöhnliche Bewegung des Pontons. Die Art der Bewegung ist mit der aus den anderen Wasserstandsveränderungen wie z. B. der Tidewelle vergleichbar.
2. Auch die durch das Schiff verursachten Rückströmungsgeschwindigkeiten sind nicht von außergewöhnlicher Größenordnung. Sie liegen im Wertebereich der normalen Tideströmungsgeschwindigkeiten und führen deswegen zu keinen besonderen Belastungssituationen.
3. Die Sekundärwellen können je nach Größe und Masse des Pontons, diesen zu Bewegungen anregen. Die dadurch aktivierten Trägheitskräfte des Pontons üben auf die Halterungen der Pontons Belastungen aus, die für den Verschleiß dieser Bauteile maßgeblich sind. Auch die an den Pontons festgemachten Schiffe werden in ihrem Bewegungsverhalten von den Sekundärwellen beeinflusst. Weil sich die Sekundärwellenhöhe jedoch vorhabensbedingt nur bis 0,1 m verändern wird (siehe Tabelle 2.6-3), ist eine Belastungsveränderung der Pontons durch diesen Wirkungspfad nicht zu erwarten.

4 KONKRETE BETRACHTUNG EINZELNER SACHGÜTER

4.1 Düker

4.1.1 Bestandsaufnahme der potenziell betroffenen Bauwerke

Die Darstellung der im Untersuchungsgebiet vorhandenen Düker basiert zum einen auf den Daten, die im Rahmen der UVU zur vorherigen Fahrrinnenanpassung erhoben wurden (WKP König + Partner 1997). Darüber hinaus erfolgte eine Aktualisierung der Daten auf der Grundlage von Unterlagen, die HPA und das WSA Hamburg zur Verfügung gestellt haben.

Von den bei der Bestandsaufnahme erfassten Bauwerken sind mehrere Düker mittlerweile ausgebaut bzw. werden nicht mehr genutzt. Diese werden bei den Sensitivitätsbetrachtungen nicht berücksichtigt, weil eine mögliche Gefährdung dieser Bauwerke bzw. Bauwerksreste keine Betroffenen Dritter auslösen kann.

4.1.2 Ermittlung der zukünftig verbleibenden Überdeckung

Für die Ermittlung der nach der Vertiefung der Fahrrinne zukünftig verbleibenden Überdeckung der einzelnen Düker werden folgende relevante Parameter herangezogen:

- Höhenlage des Dükers
- geplante Ausbautiefe der Fahrrinne
- Vorhaltemaß bei der Unterhaltungs-Baggerung (0,5 m).

Die geplanten Ausbautiefen in der Ausbaustrecke zwischen Hamburg und Außenelbe sind in Tabelle 4.1-1 aufgeführt.

Tabelle 4.1-1: Geplante Ausbautiefen (Unterlage B, Teil 2)

| Von km | bis km | von Höhe NN | bis Höhe NN |
|--------|--------|-------------|-------------|
| 619,5 | 625,97 | -17,40 | -17,40 |
| 625,97 | 626,0 | -17,40 | -16,70 |
| 626,0 | 626,97 | -16,70 | -16,70 |
| 626,97 | 627,0 | -16,70 | -17,30 |
| 627,0 | 689,1 | -17,30 | -17,30 |
| 689,1 | 697,6 | -17,30 | -17,68 |
| 697,6 | 713,2 | -17,68 | -18,40 |
| 713,2 | 726,0 | -18,40 | -18,85 |
| 726,0 | 734,0 | -18,85 | -19,00 |
| 734,0 | 748,0 | -19,00 | -19,00 |
| 748,0 | 755,3 | -19,00 | -19,00 |

In der nachfolgenden Tabelle 4.1-2 sind die bei der Bestandsaufnahme erfassten Düker mit den jeweiligen zukünftig nach der Fahrinnenvertiefung verbleibenden Überdeckungen aufgelistet. Die Düker, bei denen sich eine Überdeckung kleiner als 5,0 m ergibt, sind gekennzeichnet.

Dabei ist zu beachten, dass auf der Hamburger Delegationsstrecke über dem neuen BAB-Elbtunnel mit seinen vier Röhren kein Ausbau der Fahrrinne vorgesehen ist, d. h. über den Dükern km 626,370 (1. bis 3. Röhre des Elbtunnels) und km 626,510 (Elbtunnel 4. Röhre) bleibt die bislang festgestellte Fahrinnentiefe von NN -16,70 m erhalten. Sie wird jeweils vor und nach den Tunneln über eine Strecke von ca. 30 m an die neu vorgesehenen Tiefen angeglichen. Die Gewässersohle über der 1. bis 3. Röhre des Elbtunnels wurde im Zuge der vorherigen Fahrinnenanpassung durch ein Steinschüttdeckwerk aus Eisensilikatgestein befestigt. In den Seitenbereichen wurde der Tunnel durch Spundwände gesichert.

Tabelle 4.1-2: Ermittlung der zukünftigen Mindestüberdeckung der Düker

| km | Art des Bauwerkes | Tiefenlage des Dükers (NN) am höchsten Punkt in der gepl. Fahrinnensohle | zukünftige Sollsohle Fahrrinne einschl. Vorhaltemaß von 0,5 m | zukünftig verbleibende Mindestüberdeckung | Einzelbetrachtung | Bemerkungen, Fahrinnenverbreiterung bzw. -verschiebung |
|---------|-------------------------|--|---|---|-------------------|---|
| 622,015 | Fernwärmeleitung | NN -23,3 m | NN -17,9 m | 5,4 m | nein | ausreichende Überdeckung |
| 622,340 | Reste eines Kabeldükers | entfällt | NN -17,9 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 622,400 | Reste eines Kabeldükers | entfällt | NN -17,9 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 622,700 | Rohr-Verbunddüker | | NN -17,9 m | 2,9 m | ja | Verschiebung der Fahrrinne um 10 m nach Osten |
| 622,824 | Reste von Rohrdüker I | entfällt | NN -17,9 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 622,850 | Reste von Rohrdüker II | entfällt | NN -17,9 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 623,224 | Reste von Rohrdüker III | entfällt | NN -17,9 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 623,445 | Rohrdüker, Siel | NN -61,3 m | NN -17,9 m | 43,4 m | nein | ausreichende Überdeckung |
| 624,697 | Kabeldüker | entfällt | NN -17,4 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 624,735 | Kabeldüker | entfällt | NN -17,4 m | entfällt | nein | nicht gebaut, in den Unterlagen der Wasserbehörde nicht verzeichnet |
| 624,758 | Sieldüker Ost Nr. K63 | NN -21,9 m | NN -17,9 m | 4,0 m | ja | 20 m Aufweitung stromabwärts links |
| 624,760 | Kabeldüker | entfällt | NN -17,9 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrinnenrand vorhanden |
| 625,190 | Sieldüker West Nr. K189 | NN -22,1 m | NN -17,9 m | 4,2 m | ja | keine |

| km | Art des Bauwerkes | Tiefenlage des Dükers (NN) am höchsten Punkt in der gepl. Fahrrinnensohle | zukünftige Sollsohle Fahrrinne einschl. Vorhaltemaß von 0,5 m | zukünftig verbleibende Mindestüberdeckung | Einzelbetrachtung | Bemerkungen, Fahrrinnenverbreiterung bzw. -verschiebung |
|---------|---------------------------------|---|---|---|-------------------|---|
| 626,370 | Verkehrstunnel (BAB, Röhre 1-3) | NN -17,1 m | NN -16,7 m (kein Vorhaltemaß) | 0,5 m | ja | Sicherung durch Steinschüttdeckwerk erfolgt. |
| 626,510 | Verkehrstunnel (BAB, Röhre 4) | NN -21,8 m | NN -17,2 m | 4,6 m | ja | |
| 628,627 | Rohrdüker, HGW | entfällt | NN -17,8 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrrinnenrand vorhanden |
| 628,739 | Verbunddüker | NN -21,5 m | NN -17,8 m | 3,7 m | ja | |
| 629,020 | Kabeldüker Radarkabel | | NN -17,8 m | 1,9 m | nein | Düker wird nicht mehr betrieben, evtl. Ausbau erforderlich |
| 629,330 | Kabeldüker | entfällt | NN -17,8 m | entfällt | nein | nicht gebaut, in den Unterlagen der Wasserbehörde nicht verzeichnet |
| 629,485 | Kabeldüker I | entfällt | NN -17,8 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrrinnenrand vorhanden |
| 629,515 | Kabeldüker II | entfällt | NN -17,8 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrrinnenrand vorhanden |
| 629,590 | Kabeldüker III | entfällt | NN -17,8 m | entfällt | nein | Düker ausgebaut, evtl. Reste am Fahrrinnenrand vorhanden |
| 635,110 | Rohrdüker | NN -25,1 m | NN -17,8 m | 7,3 m | nein | ausreichende Überdeckung |
| 636,810 | Verbunddüker | NN -18,2 m | NN -17,8 m | 0,4 m | ja | 85 m Aufweitung stromabwärts links, 10 m Aufweitung stromabwärts rechts |
| 636,865 | Kabel-/Rohrdüker | entfällt | NN -17,8 m | entfällt | nein | Düker wird nicht mehr betrieben |
| 648,900 | Erdgasdüker | NN -19,2 m | NN -17,8 m | 3,6 m | ja | 30 m Aufweitung stromabwärts rechts |
| 648,960 | Fernmeldedüker | NN -32,9 m | NN -17,8 m | 15,1 m | nein | ausreichende Überdeckung |

| km | Art des Bauwerkes | Tiefenlage des Dükers (NN) am höchsten Punkt in der gepl. Fahrriinsensole | zukünftige Sollsole Fahrrinne einschl. Vorhaltemaß von 0,5 m | zukünftig verbleibende Mindestüberdeckung | Einzelbetrachtung | Bemerkungen, Fahrriinnenverbreiterung bzw. -verschiebung |
|---------|-------------------|--|--|--|-------------------|--|
| 649,550 | Fernmeldedüker | NN -21,4 m | NN -17,8 m | 3,6 m | ja | 20 m Aufweitung stromabwärts rechts |
| 683,800 | Kabeldüker | NN -23,8 m in FR-Mitte u. Nordrand NN -24,5 m am FR-Südrand | NN -17,8 m | 3,5 m (Mitte u. Nord) 4,2 m (Süd) | nein | Düker wird nicht mehr betrieben |
| 684,300 | Kabeldüker | NN -19,2 m FR-Nordrand, NN -23,7 m in FR-Mitte, NN -22,7 m am FR-Südrand | NN -17,8 m | 0,0 m (Nord) 3,8 m (Mitte) 2,8 m (Süd) | nein | Düker wird nicht mehr betrieben Freiliegen des Dükers am nördl. Fahrriinnenrand |
| 698,490 | Fernmeldedüker | NN -25,8 m | NN -18,25 m | 7,5 m | nein | ausreichende Überdeckung |
| 698,790 | Fernmeldedüker | NN ~ -25,0m | | ca. 7,0 m | nein | ausreichende Überdeckung |

Wie der Tabelle 4.1-2 zu entnehmen ist, verbleiben insgesamt neun in Betrieb befindliche Düker, bei denen zukünftig die Mindestüberdeckung von 5,0 m unterschritten wird. Da bei diesen Dükern die Möglichkeit einer Betroffenheit aufgrund des geringen Abstandes von der Gewässersohle besteht, werden sie nachfolgend einer Einzelbetrachtung unterzogen. Bei den Dükern km 629,020, 683,800 und 684,300 wird zukünftig ebenfalls die Mindestüberdeckung von 5,0 m unterschritten. Da diese Düker bereits außer Betrieb sind, werden sie nicht weiter untersucht.

In einem ersten Bearbeitungsschritt werden für die potenziell gefährdeten Düker Querschnitte erstellt, in denen

- die Höhenlage des Dükers über die gesamte Gewässerbreite,
- die derzeitige Gewässersohle sowie
- die zukünftige Fahrrinnensohle einschließlich des Vorhaltemaßes bei der Baggerung

dargestellt sind. Die Querschnitte sind in Anlage 4 abgebildet.

In einem zweiten Bearbeitungsschritt werden für die Ermittlung der derzeitigen und der zukünftigen Überdeckung Peildaten aus dem Zeitraum 2002 bis 2005 ausgewertet. Die Peildaten wurden von HPA, dem WSA Hamburg und dem WSA Cuxhaven zur Verfügung gestellt. Die Ergebnisse der Auswertung sind in den folgenden Tabellen für jeden einzelnen Düker zusammengestellt. Die Tabellen enthalten folgende Angaben:

- Tiefen der Gewässersohle über den gesamten Gewässerquerschnitt, Abstand der Punkte 10 m
- Bereiche, in denen bereits jetzt die planfestgestellte Solltiefe unterschritten wird
- aktuell vorhandene Überdeckung
- Höhe des betrachteten Dükers.

Durch die Auswertung der Daten wird die derzeitige morphologische Situation der Gewässersohle erkennbar. Wie die Auswertung der Peildaten aus dem Zeitraum 2002 bis 2005 zeigen, gibt es in den einzelnen Dükertrassen von der Solltiefe abweichende Gewässertiefen. Die Höhe der Gewässersohle ergibt sich nämlich aus der morphologischen Gestalt des Ästuars, welches in Fließrichtung betrachtet einen Wechsel aus Hoch- und Tieflagen der Gewässersohle kennt. Unterhaltungsbaggerungen sind nur in Bereichen der Hochlagen erforderlich. Sie beeinflussen aber durch Reduktion des Energiedissipation und der damit verbundenen Erhöhung des Tidevolumens auch die Höhe der Gewässersohle in den nicht unterhaltenen Gewässerabschnitten.

Mit anderen Worten, die heutigen Abweichungen zwischen Sollsohle und tatsächlich vorhandener Gewässersohle werden näherungsweise auch zukünftig zu beobachten sein, weil die morphologische Verhältnisse nicht grundlegend verändert werden und auch die Strategien der Unterhaltung, z. B. bezüglich der Baggertoleranz oder des sogenannten Vorhaltemaßes, gleich bleiben. Die Ermittlung der Restüberdeckung eines Dükers muss also von einer zukünftig wahrscheinlich vorhandenen Gewässersohle ausgehen.

Nachfolgend wird die vertiefte Untersuchung für die einzelnen Düker dargestellt.

4.1.3 Einzeluntersuchung von Dükern

4.1.3.1 Düker km 622,700

Der Düker kreuzt den Köhlbrand nördlich des Anlegers Waltershof bei km 622,700 in einem Winkel von ca. 90°. Es handelt sich um einen Rohr-Verbunddüker, der von den Hamburger Gaswerken (HGW) betrieben wird. Der Düker hat einen Rohrquerschnitt mit einem Außendurchmesser von 2,44 m und ist mit Gas-, Wasser-, Strom- und Telekommunikationsleitungen belegt. Im unteren Segment ist der Querschnitt mit Beton verfüllt. Die übrigen Hohlräume sind mit Bentonit-Dämmen verfüllt.

Durch die Verschiebung der Fahrrinne um etwa 10 m in östliche Richtung liegt die Oberkante (OK) des Dükerbauwerkes an der höchsten Stelle bei NN –20,80 m. Ein Zeichnung des Querschnittes entlang der Dükerachse enthält Anlage 4.

Bei der geplanten Ausbautiefe von NN –17,4 m zuzüglich des Vorhaltemaßes von etwa 0,5 m im Bereich der Düker beträgt die verbleibende theoretische Überdeckung 2,9 m. Ausgehend von der aktuellen Gewässersohle betragen die Unterschiede der Sohlhöhe zwischen linkem und rechtem Fahrrinnenrand rd. 1,2 m.

Der Jahresvergleich in Tabelle 4.1-3 zeigt weiterhin, dass dieser Gewässerabschnitt durch Unterhaltungsbaggerung auf Tiefe gehalten wird. Die Analyse wird auch durch das morphologische Gutachten der BAW (Unterlage H.1c, Abschnitt 12.2) gestützt, nach der der gesamte Bereich des Hamburger Hafens einschließlich des Köhlbrands und der Norderelbe als Sedimentationsgebiet anzusehen ist. Die prognostizierte geringe Abnahme der Unterhaltungsbaggerungsintensität wird an diesem Grundsachverhalt nichts ändern. Nach Durchführung der Maßnahme wird daher die Überdeckung auf der westlichen Fahrrinnenseite (Stationierung \approx 100) 4,0 m und auf der östlichen Seite 3,0 m (Stationierung \approx 270) betragen.

Durch den Köhlbrand verkehren die Containerschiffe zum Terminal Altenwerder und die Massengutschiffe zum Hansaport. Aufgrund der beengten Verhältnisse und der für die Anlegemanöver erforderlichen geringen Schiffsgeschwindigkeiten (Größenordnung 1 bis 2 kn über Grund) ist für größere Schiffe die Inanspruchnahme von Schleppern vorgeschrieben. Bei den geringen Schiffsgeschwindigkeiten sind die Eindringtiefen (Anker, Böschungsanfahrt) deutlich niedriger als die abgeschätzten maximal 5,0 m. Ferner wird das Risiko einer Havarie durch die Schlepperassistenz minimiert. Die verbleibende Restüberdeckung ist daher als ausreichend anzusehen. Sie wird darüber hinaus im Rahmen der regelmäßig stattfindenden Wassertiefenpeilungen überwacht werden.

Tabelle 4.1-3: Auswertung Peildaten Düker bei km 622,700¹⁷

| Düker bei km 622,700 | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-----------------------------------|--------|--------|--------|------------------------------------|--------|--------|--------|------------------------|-------|-------|-------|
| Station | Höhe OK Düker | Tiefe Gewässersohle aus Peildaten | | | | Gewässersohle tiefer als Sollsohle | | | | vorhandene Überdeckung | | | |
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 40,00 | -16,45 | -4,56 | | | -4,64 | | | | | 11,89 | 16,45 | 16,45 | 11,81 |
| 50,00 | -19,90 | -6,87 | | | -7,03 | | | | | 13,03 | 19,90 | 19,90 | 12,87 |
| 60,00 | -21,50 | -8,99 | | | -8,79 | | | | | 12,51 | 21,50 | 21,50 | 12,71 |
| 70,00 | -21,56 | -12,66 | | | -10,97 | | | | | 8,90 | 21,56 | 21,56 | 10,59 |
| 80,00 | -21,53 | -15,51 | -15,17 | -12,76 | -12,08 | | | | | 6,02 | 6,36 | 8,77 | 9,45 |
| 90,00 | -21,50 | -16,70 | -16,34 | -15,02 | -13,05 | | | | | 4,80 | 5,16 | 6,48 | 8,45 |
| 100,00 | -21,47 | -16,94 | -16,74 | -15,67 | -15,22 | -16,94 | -16,74 | | | 4,53 | 4,73 | 5,80 | 6,25 |
| 110,00 | -21,44 | -17,10 | -16,71 | -15,82 | -16,48 | -17,10 | -16,71 | | | 4,34 | 4,73 | 5,62 | 4,96 |
| 120,00 | -21,42 | -17,03 | -16,95 | -15,93 | -16,86 | -17,03 | -16,95 | | -16,86 | 4,39 | 4,47 | 5,49 | 4,56 |
| 130,00 | -21,39 | -16,93 | -17,03 | -16,15 | -16,92 | -16,93 | -17,03 | | -16,92 | 4,46 | 4,36 | 5,24 | 4,47 |
| 140,00 | -21,36 | -17,02 | -17,04 | -16,23 | -16,95 | -17,02 | -17,04 | | -16,95 | 4,34 | 4,32 | 5,13 | 4,41 |
| 150,00 | -21,33 | -17,16 | -17,11 | -16,31 | -16,92 | -17,16 | -17,11 | | -16,92 | 4,17 | 4,22 | 5,02 | 4,41 |
| 160,00 | -21,30 | -17,08 | -17,04 | -16,40 | -16,90 | -17,08 | -17,04 | | -16,90 | 4,22 | 4,26 | 4,90 | 4,40 |
| 170,00 | -21,28 | -16,98 | -17,11 | -16,59 | -17,00 | -16,98 | -17,11 | | -17,00 | 4,30 | 4,17 | 4,69 | 4,28 |
| 180,00 | -21,25 | -17,07 | -17,05 | -16,63 | -16,95 | -17,07 | -17,05 | | -16,95 | 4,18 | 4,20 | 4,62 | 4,30 |
| 190,00 | -21,24 | -16,97 | -17,11 | -16,70 | -16,91 | -16,97 | -17,11 | | -16,91 | 4,27 | 4,13 | 4,54 | 4,33 |
| 200,00 | -21,23 | -17,23 | -17,32 | -16,85 | -17,08 | -17,23 | -17,32 | -16,85 | -17,08 | 4,00 | 3,91 | 4,38 | 4,15 |
| 210,00 | -21,22 | -17,21 | -17,21 | -16,97 | -17,10 | -17,21 | -17,21 | -16,97 | -17,10 | 4,01 | 4,01 | 4,25 | 4,12 |
| 220,00 | -21,21 | -17,05 | -17,02 | -16,99 | -17,06 | -17,05 | -17,02 | -16,99 | -17,06 | 4,16 | 4,19 | 4,22 | 4,15 |
| 230,00 | -21,21 | -17,04 | -17,10 | -16,88 | -17,19 | -17,04 | -17,10 | -16,88 | -17,19 | 4,17 | 4,11 | 4,33 | 4,02 |
| 240,00 | -21,18 | -17,07 | -17,11 | -17,02 | -17,22 | -17,07 | -17,11 | -17,02 | -17,22 | 4,11 | 4,07 | 4,16 | 3,96 |
| 250,00 | -21,11 | -17,17 | -17,11 | -16,97 | -17,29 | -17,17 | -17,11 | -16,97 | -17,29 | 3,94 | 4,00 | 4,14 | 3,82 |
| 260,00 | -21,05 | -17,09 | -17,04 | -17,14 | -17,48 | -17,09 | -17,04 | -17,14 | -17,48 | 3,96 | 4,01 | 3,91 | 3,57 |
| 270,00 | -20,99 | -17,01 | -16,92 | -16,87 | -17,31 | -17,01 | -16,92 | -16,87 | -17,31 | 3,98 | 4,07 | 4,12 | 3,68 |
| 280,00 | -20,93 | -15,54 | -15,14 | -15,15 | -15,42 | | | | | 5,39 | 5,79 | 5,78 | 5,51 |
| 290,00 | -20,86 | -14,36 | -14,29 | -14,05 | -14,22 | | | | | 6,50 | 6,57 | 6,81 | 6,64 |
| 300,00 | -19,90 | -12,11 | | -11,45 | -12,16 | | | | | 7,79 | 19,90 | 8,45 | 7,74 |
| 310,00 | -16,80 | -7,69 | | -6,98 | -7,53 | | | | | 9,11 | 16,80 | 9,82 | 9,27 |
| 320,00 | -12,80 | -3,92 | | | -4,11 | | | | | 8,88 | 12,80 | 12,80 | 8,69 |

bisherige Solltiefe -16,70
geplante Solltiefe -17,40
Alle Werte in m NN.

| | | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|
| Mittelwert | -17,07 | -17,04 | -16,96 | -17,07 |
| Min | -16,93 | -16,71 | -16,85 | -16,86 |
| Max | -17,23 | -17,32 | -17,14 | -17,48 |

4.1.3.2 Düker km 624,758

Der Rohrdüker (Durchmesser DN 1800) kreuzt die Elbe bei km 624,758 in einem Winkel von 35°. Er verbindet den Köhlbrandhöft mit Altona (Große Elbstraße). An der gleichen Stelle befand sich bereits zuvor ein Rohrdüker, der in den Jahren 1989 bis 1992 ausgebaut wurde.

Die OK des Dükerbauwerkes liegt bei NN -22,4 m im Süden und NN -21,9 m im Norden. Bei der geplanten Ausbautiefe von NN -17,4 m zuzüglich des Vorhaltemaßes von 0,5 m beträgt nach diesen formalen Kriterien die verbleibende Überdeckung mindestens 4,0 m. Eine Querschnittszeichnung entlang der Dükerachse enthält Anlage 4.

¹⁷ Stationierung erfolgt in Längsrichtung des Dükers, der Beginn der Stationierung liegt am linken Ufer (flussabwärts in Richtung See blickend)

Tabelle 4.1-4: Auswertung Peildaten Düker bei km 624,758

| Düker bei km 624,758 | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-----------------------------------|--------|--------|--------|------------------------------------|--------|--------|--------|------------------------|-------|-------|-------|
| Station | Höhe OK Düker | Tiefe Gewässersohle aus Peildaten | | | | Gewässersohle tiefer als Sollsohle | | | | vorhandene Überdeckung | | | |
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 120,00 | -22,41 | -14,71 | -14,63 | -14,75 | -14,75 | | | | | 7,70 | 7,78 | 7,66 | 7,66 |
| 130,00 | -22,40 | -15,12 | -14,91 | -15,06 | -15,31 | | | | | 7,28 | 7,49 | 7,34 | 7,09 |
| 140,00 | -22,39 | -15,93 | -15,31 | -15,41 | -15,74 | | | | | 6,46 | 7,08 | 6,98 | 6,65 |
| 150,00 | -22,38 | -16,50 | -15,69 | -15,73 | -16,03 | | | | | 5,88 | 6,69 | 6,65 | 6,35 |
| 160,00 | -22,38 | -16,73 | -16,00 | -15,88 | -16,65 | -16,73 | | | | 5,65 | 6,38 | 6,50 | 5,73 |
| 170,00 | -22,37 | -16,71 | -16,25 | -15,95 | -16,65 | -16,71 | | | | 5,66 | 6,12 | 6,42 | 5,72 |
| 180,00 | -22,36 | -16,78 | -16,31 | -15,97 | -16,82 | -16,78 | | | -16,82 | 5,58 | 6,05 | 6,39 | 5,54 |
| 190,00 | -22,36 | -17,08 | -16,41 | -15,94 | -17,11 | -17,08 | | | -17,11 | 5,28 | 5,95 | 6,42 | 5,25 |
| 200,00 | -22,35 | -17,30 | -16,83 | -16,05 | -17,00 | -17,30 | -16,83 | | -17,00 | 5,05 | 5,52 | 6,30 | 5,35 |
| 210,00 | -22,34 | -17,34 | -16,99 | -16,15 | -16,87 | -17,34 | -16,99 | | -16,87 | 5,00 | 5,35 | 6,19 | 5,47 |
| 220,00 | -22,33 | -17,34 | -16,93 | -16,35 | -16,86 | -17,34 | -16,93 | | -16,86 | 4,99 | 5,40 | 5,98 | 5,47 |
| 230,00 | -22,31 | -17,33 | -16,95 | -16,40 | -16,97 | -17,33 | -16,95 | | -16,97 | 4,98 | 5,36 | 5,91 | 5,34 |
| 240,00 | -22,30 | -17,30 | -16,92 | -16,45 | -16,82 | -17,30 | -16,92 | | -16,82 | 5,00 | 5,38 | 5,85 | 5,48 |
| 250,00 | -22,28 | -17,26 | -16,95 | -16,53 | -16,91 | -17,26 | -16,95 | | -16,91 | 5,02 | 5,33 | 5,75 | 5,37 |
| 260,00 | -22,26 | -17,33 | -17,09 | -16,69 | -16,93 | -17,33 | -17,09 | | -16,93 | 4,93 | 5,17 | 5,57 | 5,33 |
| 270,00 | -22,25 | -17,30 | -17,07 | -16,69 | -17,07 | -17,30 | -17,07 | | -17,07 | 4,95 | 5,18 | 5,56 | 5,18 |
| 280,00 | -22,24 | -17,30 | -17,02 | -16,72 | -17,04 | -17,30 | -17,02 | -16,72 | -17,04 | 4,94 | 5,22 | 5,52 | 5,20 |
| 290,00 | -22,23 | -17,28 | -16,98 | -16,73 | -17,01 | -17,28 | -16,98 | -16,73 | -17,01 | 4,95 | 5,25 | 5,50 | 5,22 |
| 300,00 | -22,22 | -17,42 | -16,88 | -16,72 | -17,10 | -17,42 | -16,88 | -16,72 | -17,10 | 4,80 | 5,34 | 5,50 | 5,12 |
| 310,00 | -22,21 | -17,36 | -16,98 | -16,66 | -17,03 | -17,36 | -16,98 | | -17,03 | 4,85 | 5,23 | 5,55 | 5,18 |
| 320,00 | -22,20 | -17,45 | -17,00 | -16,85 | -16,94 | -17,45 | -17,00 | -16,85 | -16,94 | 4,75 | 5,20 | 5,35 | 5,26 |
| 330,00 | -22,17 | -17,42 | -16,90 | -16,68 | -17,17 | -17,42 | -16,90 | | -17,17 | 4,75 | 5,27 | 5,49 | 5,00 |
| 340,00 | -22,14 | -17,31 | -16,78 | -16,67 | -17,07 | -17,31 | -16,78 | | -17,07 | 4,83 | 5,36 | 5,47 | 5,07 |
| 350,00 | -22,12 | -17,41 | -16,76 | -16,63 | -17,24 | -17,41 | -16,76 | | -17,24 | 4,71 | 5,36 | 5,49 | 4,88 |
| 360,00 | -22,09 | -17,40 | -16,67 | -16,64 | -17,35 | -17,40 | | | -17,35 | 4,69 | 5,42 | 5,45 | 4,74 |
| 370,00 | -22,06 | -17,34 | -16,70 | -16,59 | -17,24 | -17,34 | -16,70 | | -17,24 | 4,72 | 5,36 | 5,47 | 4,82 |
| 380,00 | -22,02 | -17,42 | -16,65 | -16,62 | -17,13 | -17,42 | | | -17,13 | 4,60 | 5,37 | 5,40 | 4,89 |
| 390,00 | -21,99 | -17,41 | -16,67 | -16,58 | -17,07 | -17,41 | | | -17,07 | 4,58 | 5,32 | 5,41 | 4,92 |
| 400,00 | -21,96 | -17,33 | -16,67 | -16,67 | -17,07 | -17,33 | | | -17,07 | 4,63 | 5,29 | 5,29 | 4,89 |
| 410,00 | -21,95 | -17,36 | -16,51 | -16,67 | -17,01 | -17,36 | | | -17,01 | 4,59 | 5,44 | 5,28 | 4,94 |
| 420,00 | -21,95 | -17,29 | -16,53 | -16,70 | -17,02 | -17,29 | | | -17,02 | 4,66 | 5,42 | 5,25 | 4,93 |
| 430,00 | -21,95 | -17,29 | -16,51 | -16,86 | -16,97 | -17,29 | | -16,86 | -16,97 | 4,66 | 5,44 | 5,09 | 4,98 |
| 440,00 | -21,94 | -17,27 | -16,53 | -16,89 | -16,96 | -17,27 | | -16,89 | -16,96 | 4,67 | 5,41 | 5,05 | 4,98 |
| 450,00 | -21,94 | -17,16 | -16,55 | -16,77 | -16,89 | -17,16 | | -16,77 | -16,89 | 4,78 | 5,39 | 5,17 | 5,05 |
| 460,00 | -21,94 | -17,22 | -16,42 | -16,57 | -16,88 | -17,22 | | | -16,88 | 4,72 | 5,52 | 5,37 | 5,06 |
| 470,00 | -21,93 | -17,27 | -16,41 | -16,58 | -16,73 | -17,27 | | | -16,73 | 4,66 | 5,52 | 5,35 | 5,20 |
| 480,00 | -21,91 | -17,23 | -16,33 | -16,41 | -16,72 | -17,23 | | | -16,72 | 4,68 | 5,58 | 5,50 | 5,19 |
| 490,00 | -21,89 | -16,91 | -15,92 | -15,66 | -16,39 | -16,91 | | | | 4,98 | 5,97 | 6,23 | 5,50 |
| 500,00 | -21,87 | -15,75 | -15,15 | -14,76 | -15,26 | | | | | 6,12 | 6,72 | 7,11 | 6,61 |
| 510,00 | -21,85 | -13,65 | -13,75 | -13,83 | -14,05 | | | | | 8,20 | 8,10 | 8,02 | 7,80 |
| 520,00 | -21,83 | -12,55 | -12,37 | -12,12 | -12,39 | | | | | 9,28 | 9,46 | 9,71 | 9,44 |
| 530,00 | -21,80 | -11,74 | -11,64 | -10,73 | -10,46 | | | | | 10,06 | 10,16 | 11,07 | 11,34 |
| 540,00 | -21,75 | -10,78 | -10,55 | -9,72 | -9,34 | | | | | 10,97 | 11,20 | 12,03 | 12,41 |
| 550,00 | -21,69 | -9,66 | -9,51 | -8,78 | -8,39 | | | | | 12,03 | 12,18 | 12,91 | 13,30 |
| 560,00 | -21,64 | -8,48 | -8,35 | -7,78 | -7,49 | | | | | 13,16 | 13,29 | 13,86 | 14,15 |

bisherige Solltiefe -16,70
geplante Solltiefe -17,40
Alle Werte in m NN

| | | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|
| Mittelwert | -17,25 | -16,92 | -16,79 | -17,00 |
| Min | -16,71 | -16,70 | -16,72 | -16,72 |
| Max | -17,45 | -17,09 | -16,89 | -17,35 |

Die Querschnittzeichnung und Tabelle 4.1-4 zeigen, dass derzeit die Unterschiede der Gewässersohlhöhe zwischen südlicher und nördlicher Fahrrinnesseite ca. 2,2 m betragen. Aus dem Jahresvergleich wird deutlich, dass der Mittelwert der Gewässersohle um 30 cm schwankt und die Solltiefe bei der Aufnahme aus dem Jahre 2004 weitgehend unterschritten (also geringere Wassertiefe als Solltiefe) wurde.

Die derzeitige Überdeckung liegt etwa bei 4,7 bis 5,0 m. Sie ist in Fahrrinnenmitte minimal und schwankt deutlich zwischen den Jahresaufnahmen. Es kann daher abge-

schätzt werden, dass auch nach der morphologischen Auswertung die Überdeckung nach der Vertiefung etwa bei 4,0 bis 4,3 m liegen wird.

Die im vorangegangenen Kapitel für den Düker bei km 622,7 analysierten Zusammenhänge zwischen Schiffsgeschwindigkeit und Eindringtiefe sowie zur Prognose der morphologischen Reaktion können auch hier herangezogen werden. Der Düker wird von größeren Schiffen gequert, die den mittleren Freihafen oder die östlichen Hafenteile erreichen wollen. Aufgrund der engen räumlichen Verhältnisse können diese nur mit geringen Schiffsgeschwindigkeiten manövrieren, so dass die Eindringtiefen entsprechend gering erwartet werden können. Deswegen ist die Überdeckung von 4,0 m ausreichend.

4.1.3.3 Düker km 625,190

Der im Jahre 1994 unter der Bezeichnung Elbdüker-West (Bauwerk Nr. 189) gebaute Düker kreuzt das Fahrwasser der Elbe bei km 625,190 in einem Winkel von etwa 85°. Der Düker verläuft von Altona zum Köhlbrandhöft mit einem Gefälle von 0,4 %. Eine Querschnittszeichnung des Dükers entlang der Dükerachse enthält Anlage 4.

Die Oberkante des Dükers liegt einheitlich bei NN –22,10 m oder tiefer. Bei der geplanten Ausbautiefe von NN –17,4 m zuzüglich des Vorhaltemaßes von 0,5 m im Bereich der Düker verbleibt unter Ansatz dieser formalen Bedingungen eine Überdeckung von 4,20 m. Ausgehend von der momentanen Gewässersohle betragen die Unterschiede der Gewässersohlenhöhe rd. 2,5 m, was mit einer verstärkten Sedimentation auf der Nordseite zusammenhängt. Eine Fahrrinnenverbreiterung ist hier nicht vorgesehen.

In der Querschnittsabbildung und in Tabelle 4.1-5 ist deutlich zu erkennen, dass die Peildaten in 2005 erheblich von den Daten der Vorjahre in ihrer Tendenz abweichen. Das ist auf Unterhaltungsbaggerungen zurückzuführen. Es wird daraus ebenfalls deutlich, dass es keine nennenswerten Übertiefen in diesem Abschnitt gibt. Die Restüberdeckung nach Fahrrinnenanpassung kann daher mit den oben berechneten 4,20 m realistisch eingeschätzt werden.

Tabelle 4.1-5: Auswertung Peildaten Düker bei km 625,190

Düker bei km 625,190

| Station | Höhe OK Düker | Gelände aus Peildaten | | | | Gelände tiefer als Sollsohle | | | | Gelände OK Düker | | | |
|---------|---------------|-----------------------|--------|--------|--------|------------------------------|--------|------|--------|------------------|-------|-------|-------|
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 30 | -22,10 | -7,78 | -8,85 | -7,64 | -7,64 | | | | | 14,32 | 13,25 | 14,46 | 14,46 |
| 40 | -22,10 | -12,45 | -11,87 | -12,31 | -12,34 | | | | | 9,65 | 10,23 | 9,79 | 9,76 |
| 50 | -22,10 | -13,04 | -12,97 | -12,98 | -13,00 | | | | | 9,06 | 9,13 | 9,12 | 9,10 |
| 60 | -22,10 | -14,93 | -14,45 | -14,85 | -14,88 | | | | | 7,17 | 7,65 | 7,25 | 7,22 |
| 70 | -22,10 | -15,72 | -15,59 | -15,77 | -15,89 | | | | | 6,38 | 6,51 | 6,33 | 6,21 |
| 80 | -22,10 | -15,48 | -15,52 | -15,47 | -15,74 | | | | | 6,62 | 6,58 | 6,63 | 6,36 |
| 90 | -22,10 | -15,85 | -15,64 | -15,64 | -16,48 | | | | | 6,25 | 6,46 | 6,46 | 5,62 |
| 100 | -22,10 | -16,84 | -16,84 | -16,22 | -17,03 | -16,84 | | | -17,03 | 5,26 | 6,12 | 5,88 | 5,07 |
| 110 | -22,10 | -17,19 | -16,57 | -16,29 | -17,27 | -17,19 | | | -17,27 | 4,91 | 5,53 | 5,81 | 4,83 |
| 120 | -22,10 | -17,07 | -16,83 | -16,42 | -17,36 | -17,07 | -16,83 | | -17,36 | 5,03 | 5,27 | 5,68 | 4,74 |
| 130 | -22,10 | -17,11 | -16,83 | -16,66 | -17,35 | -17,11 | -16,83 | | -17,35 | 4,99 | 5,27 | 5,44 | 4,75 |
| 140 | -22,10 | -17,16 | -16,87 | -16,68 | -17,44 | -17,16 | -16,87 | | -17,44 | 4,94 | 5,23 | 5,42 | 4,66 |
| 150 | -22,10 | -17,18 | -16,98 | -16,67 | -17,28 | -17,18 | -16,98 | | -17,28 | 4,92 | 5,12 | 5,43 | 4,82 |
| 160 | -22,10 | -17,10 | -16,99 | -16,67 | -17,21 | -17,10 | -16,99 | | -17,21 | 5,00 | 5,11 | 5,43 | 4,89 |
| 170 | -22,10 | -17,11 | -16,81 | -16,59 | -17,09 | -17,11 | -16,81 | | -17,09 | 4,99 | 5,29 | 5,51 | 5,01 |
| 180 | -22,10 | -16,99 | -16,80 | -16,45 | -16,93 | -16,99 | -16,80 | | -16,93 | 5,11 | 5,30 | 5,65 | 5,17 |
| 190 | -22,10 | -16,91 | -16,73 | -16,41 | -16,80 | -16,91 | -16,73 | | -16,80 | 5,19 | 5,37 | 5,69 | 5,30 |
| 200 | -22,10 | -16,83 | -16,63 | -16,23 | -16,77 | -16,83 | | | -16,77 | 5,27 | 5,47 | 5,87 | 5,33 |
| 210 | -22,10 | -16,57 | -16,57 | -16,07 | -16,72 | | | | -16,72 | 5,53 | 5,53 | 6,03 | 5,38 |
| 220 | -22,10 | -16,61 | -16,43 | -15,91 | -16,70 | | | | -16,70 | 5,49 | 5,67 | 6,19 | 5,40 |
| 230 | -22,10 | -16,53 | -16,46 | -15,74 | -16,94 | | | | -16,94 | 5,57 | 5,64 | 6,36 | 5,16 |
| 240 | -22,10 | -16,65 | -16,19 | -15,60 | -17,21 | | | | -17,21 | 5,45 | 5,91 | 6,50 | 4,89 |
| 250 | -22,10 | -16,07 | -16,24 | -15,40 | -17,63 | | | | -17,63 | 6,03 | 5,86 | 6,70 | 4,47 |
| 260 | -22,10 | -16,22 | -16,18 | -15,26 | -16,98 | | | | -16,98 | 5,88 | 5,92 | 6,84 | 5,12 |
| 270 | -22,10 | -16,04 | -15,98 | -15,11 | -17,54 | | | | -17,54 | 6,06 | 6,12 | 6,99 | 4,56 |
| 280 | -22,10 | -16,81 | -15,93 | -15,10 | -17,58 | -16,81 | | | -17,58 | 5,29 | 6,17 | 7,00 | 4,52 |
| 290 | -22,10 | -16,96 | -15,85 | -15,09 | -17,18 | -16,96 | | | -17,18 | 5,14 | 6,25 | 7,01 | 4,92 |
| 300 | -22,10 | -17,08 | -15,73 | -15,14 | -16,51 | -17,08 | | | | 5,02 | 6,37 | 6,96 | 5,59 |
| 310 | -22,10 | -17,12 | -15,63 | -14,99 | -16,02 | -17,12 | | | | 4,98 | 6,47 | 7,11 | 6,08 |
| 320 | -22,10 | -16,06 | -14,92 | -14,20 | -15,39 | | | | | 6,04 | 7,18 | 7,90 | 6,71 |
| 330 | -22,10 | -12,56 | -12,77 | -12,64 | -11,96 | | | | | 9,54 | 9,33 | 9,46 | 10,14 |
| 340 | -22,10 | -10,33 | -10,30 | -10,26 | -10,02 | | | | | 11,77 | 11,80 | 11,84 | 12,08 |
| 350 | -22,10 | -8,05 | -8,49 | -8,19 | -8,22 | | | | | 14,05 | 13,61 | 13,91 | 13,88 |
| 360 | -22,10 | -6,61 | | -7,37 | -6,87 | | | | | 15,49 | 22,10 | 14,73 | 15,23 |
| 370 | -22,10 | | | | -6,62 | | | | | 22,10 | 22,10 | 22,10 | 15,48 |

bisherige Solltiefe -16,70
geplante Solltiefe -17,40
Alle Werte in m NN

| | | | | |
|------------|--------|--------|---------|--------|
| Mittelwert | -17,03 | -16,85 | #DIV/0! | -17,15 |
| Min | -16,81 | -16,73 | 0,00 | -16,70 |
| Max | -17,19 | -16,99 | 0,00 | -17,63 |

Der Düker liegt in unmittelbarer Nähe zu dem vorgenannten Düker bei km 624,758. In Bezug auf die Eindringtiefe bei Ankerwurf oder Böschungsanprall gilt sinngemäß das gleiche, so dass die Tiefe von 4,20 m ausreichend ist.

4.1.3.4 Düker km 626,370

Bei diesem Düker handelt es sich um den „neuen“ Elbtunnel, ein Verkehrstunnel im Zuge der Bundesautobahn A 7. Er unterquert die Elbe mit dreimal 2 Fahrstreifen in Höhe von Neumühlen bei km 626,370 in einem Kreuzungswinkel von ca. 35°. Eine Querschnittszeichnung des Dükers entlang der Tunnelachse enthält Anlage 4.

Die Querschnittsabmessungen der Betonkonstruktion des Elbtunnels im Bereich der Fahrrinne betragen in der Breite 41,7 m und in der Höhe 8,4 m. Die OK des Bauwerkes in der Mittelachse des Querschnitts liegt in Fahrinnenmitte auf NN –20,4 m, am südlicher Fahrinnenrand auf NN –17,1 m und am nördlichen Fahrinnenrand auf NN –17,5 m. Die heutige und auch zukünftige Solltiefe der Fahrrinne in diesem Bereich beträgt NN –16,7 m, eine Verbreiterung der Fahrrinne ist nicht vorgesehen.

Daraus ergeben sich in Fahrinnenmitte eine verbleibende Überdeckung von ca. 3,7 m. Am südlichen Fahrinnenrand verbleibt wegen des schleifenden Schnittes der Tunnelachse mit der Fahrinnenachse eine Überdeckung von 0,44 m, am nördlichen Fahrinnenrand eine Überdeckung von 0,7 m. Die vorhandene Sohltiefe variiert zwischen NN –16,2 m und NN –18,3 m. Die ausgewerteten Peildaten weisen auf Sedimentationstendenzen insbesondere im nördlichen Bereich hin.

Die geringen Überdeckungen an den Fahrinnenrändern sind ausreichend, weil der Tunnel im Zuge der vorherigen Fahrinnenanpassung mit einem Deckwerk aus Eisen-silikatgestein abgedeckt wurde, das einen wesentlich größeren Widerstand gegen Ankerwurf besitzt (PAULSEN & SCHLIE 2002).

Da in diesem Bereich keine Veränderungen von Fahrinnenbreite und –tiefe vorgesehen sind, wird sich an der bestehenden Situation nichts ändern. Auch ggf. mögliche morphologische Folgeereignisse, die dadurch entstehen, dass die Gewässersohle über dem Elbtunnel zukünftig eine Art Hochpunkt im Längsschnitt der Gewässertiefen in der Hauptelbe ist, können wegen der Sohlbefestigung nicht zu weiteren Eintiefungen führen. Der Düker ist somit von der geplanten Fahrinnenanpassung nicht betroffen.

4.1.3.5 Düker km 626,510

Bei diesem Düker handelt es sich um die 4. Röhre des Elbtunnels im Zuge der BAB A7. Der Verkehrstunnel mit einem Kreisdurchmesser von 13,65 m unterquert die Elbe ca. 150 m stromab des bestehenden Elbtunnels bei km 626,510 auf der Höhe von Övelgönne unter einem Kreuzungswinkel zum Fahrwasser von ca. 31°. Eine Querschnittszeichnung entlang der Dükerachse enthält Anlage 4.

Die OK des Bauwerkes liegt in Fahrinnenmitte auf NN –25,24 m, am südlichen Fahrinnenrand auf NN –21,70 m und am nördlichen Fahrinnenrand auf NN –23,30 m. Bei einer geplanten Solltiefe von NN –16,7 m (die Fahrrinne wird hier ebenfalls nicht vertieft oder verbreitert) zuzüglich einem Vorhaltemaß von 0,5 m ergibt dies eine planmäßige Überdeckung in Fahrinnenmitte von 8,0 m, am südlichen Fahrinnenrand von 4,5 m und am nördlichen Fahrinnenrand von 6,1 m. Am südlichen Fahrinnenrand wurde zudem eine Sohlsicherung eingebaut.

Aus den vorhandenen Peildaten der letzten vier Jahre lässt sich keine Riffelbildung und nur eine leichte Versandung an der Nordseite ableiten.

Die vorhandenen Überdeckungen sind verhältnismäßig groß. Bezüglich der morphologischen Entwicklung dieses Abschnitts sowie des Einflusses der Schiffsgeschwindigkeiten gelten die Ausführungen von Abschnitt 4.1.3.1 sinngemäß. Der Teil der

Gewässersohle über dem Düker, der nicht befestigt wurde, könnte sich infolge der morphologischen Folgereaktion am „Hochpunkt“ Elbtunnel (siehe vorstehender Abschnitt) eintiefen. Die vorhandene Überdeckung zwischen der Gewässersohle und dem Düker bietet aber soviel Reserven, dass eine Gefährdung des Dükers ausgeschlossen werden kann.

4.1.3.6 Düker km 628,739

Der Düker unterquert die Elbe ca. 100 m westlich des Anlegers „Bubendeyufer“ bei Stromkilometer 628,739. Der Kreuzungswinkel zum Fahrwasser beträgt ca. 78°. Es handelt sich um einen Verbunddüker mit je 2 Rohren der Hamburger Wasserwerke (NW800) und der Hamburger Gaswerke (NW400) und zusätzlich insgesamt 43 Leitungen kleineren Durchmessers der HWW, HEW und DBP. Die Rohrleitungen sind durch Traversen bestehend aus 2 Profilen U260 verbunden. Die Gesamtbreite des Bauwerks beträgt ca. 5,70 m, die Gesamthöhe ca. 1,20 m.

Die OK des Bauwerks am südlichen Fahrrinnenrand beträgt NN –21,50 m, am nördlichen Fahrrinnenrand NN –23,3 m (siehe Querschnittszeichnung in Anlage 4).

Die ausgewerteten Peildaten der letzten 4 Jahre zeigen ein sehr stabiles Verhalten der Gewässersohlenhöhe. Generelle Entwicklungstendenzen sind nicht erkennbar. Nach dem morphologischen Gutachten der BAW (Unterlage H.1c, Abschnitt 12.2) gibt es auch in diesem Gewässerabschnitt Auflandungstendenzen. Auffällig ist jedoch, dass am südlichen Fahrrinnenrand die Gewässersohle bereichsweise ca. 1 m tiefer als die heutige Sollsohle einschließlich des Zuschlages für Baggertoleranz ist. Deswegen unterliegt diese Seite der Fahrrinne nicht einer Unterhaltung, sondern die Übertiefe entsteht aus dem morphologischen Gesamtzusammenhang des Gewässer.

Unter Berücksichtigung der heutigen Fahrrinnensohle wird nach dem Fahrrinneausbau die Überdeckung am südlichen Fahrrinnenrand (21,5 - 17,8 =) 3,7 m und am nördlichen Fahrrinnenrand (23,3 - 17,8 =) 5,50 m betragen.

In diesem Abschnitt kann immer noch davon ausgegangen werden, dass die Schiffsgeschwindigkeiten der größeren Schiffe sehr niedrig liegen (die Annahme der Schleppeerassistenz erfolgt in der Regel in Höhe des Airbus-Geländes 5 km weiter stromab). Die Überdeckung auf der Südseite kann daher als gerade ausreichend betrachtet werden. Über dem Düker und in seinem näheren Umfeld wird eine regelmäßige Überwachung der Gewässersohle empfohlen. Auf der Nordseite ist die Überdeckung ebenfalls ausreichend.

Tabelle 4.1-6: Auswertung Peildaten Düker bei km 628,739

Düker bei km 628,739

| Station | Höhe OK Düker | Gelände aus Peildaten | | | | Gelände tiefer als Sollsohle | | | | vorhandene Überdeckung | | | |
|---------|---------------|-----------------------|--------|--------|--------|------------------------------|--------|--------|--------|------------------------|-------|-------|-------|
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 30 | -11,40 | -4,38 | | -4,09 | | | | | | 7,02 | 11,40 | 7,31 | 11,40 |
| 40 | -15,60 | -7,02 | -6,89 | -6,62 | | | | | | 8,58 | 8,71 | 8,98 | 15,60 |
| 50 | -20,40 | -9,15 | -9,09 | -8,67 | -9,12 | | | | | 11,25 | 11,31 | 11,73 | 11,28 |
| 60 | -21,10 | -11,21 | -11,11 | -10,70 | -11,18 | | | | | 9,89 | 9,99 | 10,40 | 9,92 |
| 70 | -21,30 | -14,22 | -13,70 | -13,71 | -14,24 | | | | | 7,08 | 7,60 | 7,59 | 7,06 |
| 80 | -21,50 | -17,18 | -17,16 | -16,73 | -17,12 | -17,18 | -17,16 | -16,73 | -17,12 | 4,32 | 4,34 | 4,77 | 4,38 |
| 90 | -21,70 | -17,86 | -17,76 | -17,64 | -17,74 | -17,86 | -17,76 | -17,64 | -17,74 | 3,84 | 3,94 | 4,06 | 3,96 |
| 100 | -21,90 | -18,31 | -18,27 | -18,20 | -18,29 | -18,31 | -18,27 | -18,20 | -18,29 | 3,59 | 3,63 | 3,70 | 3,61 |
| 110 | -22,00 | -18,27 | -18,15 | -18,22 | -18,29 | -18,27 | -18,15 | -18,22 | -18,29 | 3,73 | 3,85 | 3,78 | 3,71 |
| 120 | -22,10 | -17,99 | -17,97 | -18,14 | -18,21 | -17,99 | -17,97 | -18,14 | -18,21 | 4,11 | 4,13 | 3,96 | 3,89 |
| 130 | -22,10 | -18,07 | -18,08 | -18,16 | -18,30 | -18,07 | -18,08 | -18,16 | -18,30 | 4,03 | 4,02 | 3,94 | 3,80 |
| 140 | -22,10 | -17,85 | -17,92 | -18,06 | -18,20 | -17,85 | -17,92 | -18,06 | -18,20 | 4,25 | 4,18 | 4,04 | 3,90 |
| 150 | -22,10 | -17,88 | -17,95 | -17,90 | -18,17 | -17,88 | -17,95 | -17,90 | -18,17 | 4,22 | 4,15 | 4,20 | 3,93 |
| 160 | -22,10 | -17,96 | -17,89 | -17,76 | -18,19 | -17,96 | -17,89 | -17,76 | -18,19 | 4,14 | 4,21 | 4,34 | 3,91 |
| 170 | -22,20 | -17,69 | -17,72 | -17,71 | -17,97 | -17,69 | -17,72 | -17,71 | -17,97 | 4,51 | 4,48 | 4,49 | 4,23 |
| 180 | -22,40 | -17,85 | -17,70 | -17,68 | -17,92 | -17,85 | -17,70 | -17,68 | -17,92 | 4,55 | 4,70 | 4,72 | 4,48 |
| 190 | -22,50 | -17,76 | -17,66 | -17,66 | -17,78 | -17,76 | -17,66 | -17,66 | -17,78 | 4,74 | 4,84 | 4,84 | 4,72 |
| 200 | -22,50 | -17,83 | -17,66 | -17,58 | -17,77 | -17,83 | -17,66 | -17,58 | -17,77 | 4,67 | 4,84 | 4,92 | 4,73 |
| 210 | -22,50 | -17,86 | -17,61 | -17,58 | -17,85 | -17,86 | -17,61 | -17,58 | -17,85 | 4,64 | 4,89 | 4,92 | 4,65 |
| 220 | -22,50 | -17,87 | -17,57 | -17,58 | -17,72 | -17,87 | -17,57 | -17,58 | -17,72 | 4,63 | 4,93 | 4,92 | 4,78 |
| 230 | -22,40 | -17,83 | -17,54 | -17,53 | -17,48 | -17,83 | -17,54 | -17,53 | -17,48 | 4,57 | 4,86 | 4,87 | 4,92 |
| 240 | -22,30 | -17,69 | -17,64 | -17,44 | -17,48 | -17,69 | -17,64 | -17,44 | -17,48 | 4,61 | 4,66 | 4,86 | 4,82 |
| 250 | -22,20 | -17,66 | -17,47 | -17,45 | -17,47 | -17,66 | -17,47 | -17,45 | -17,47 | 4,54 | 4,73 | 4,75 | 4,73 |
| 260 | -22,10 | -17,65 | -17,44 | -17,35 | -17,50 | -17,65 | -17,44 | -17,35 | -17,50 | 4,45 | 4,66 | 4,75 | 4,60 |
| 270 | -22,10 | -17,61 | -17,30 | -17,12 | -17,37 | -17,61 | -17,30 | -17,12 | -17,37 | 4,49 | 4,80 | 4,98 | 4,73 |
| 280 | -22,10 | -17,34 | -17,10 | -16,99 | -17,38 | -17,34 | -17,10 | -16,99 | -17,38 | 4,76 | 5,00 | 5,11 | 4,72 |
| 290 | -22,10 | -17,57 | -17,12 | -17,10 | -17,24 | -17,57 | -17,12 | -17,10 | -17,24 | 4,53 | 4,98 | 5,00 | 4,86 |
| 300 | -22,20 | -17,41 | -17,25 | -17,23 | -17,19 | -17,41 | -17,25 | -17,23 | -17,19 | 4,79 | 4,95 | 4,97 | 5,01 |
| 310 | -22,20 | -17,17 | -17,24 | -17,07 | -17,01 | -17,17 | -17,24 | -17,07 | -17,01 | 5,03 | 4,96 | 5,13 | 5,19 |
| 320 | -22,30 | -17,01 | -17,12 | -16,71 | -16,48 | -17,01 | -17,12 | -16,71 | -16,48 | 5,29 | 5,18 | 5,59 | 5,82 |
| 330 | -22,50 | -16,97 | -16,81 | -16,51 | -16,30 | -16,97 | -16,81 | | | 5,53 | 5,69 | 5,99 | 6,20 |
| 340 | -22,80 | -16,62 | -16,44 | -15,99 | -15,82 | | | | | 6,18 | 6,36 | 6,81 | 6,98 |
| 350 | -23,30 | -16,01 | -15,98 | -15,66 | -15,33 | | | | | 7,29 | 7,32 | 7,64 | 7,97 |
| 360 | -23,80 | -15,64 | -15,59 | -15,38 | -15,10 | | | | | 8,16 | 8,21 | 8,42 | 8,70 |
| 370 | -24,30 | -15,31 | -15,34 | -15,16 | -14,85 | | | | | 8,99 | 8,96 | 9,14 | 9,45 |
| 380 | -24,60 | -15,11 | -15,02 | -14,83 | -14,51 | | | | | 9,49 | 9,58 | 9,77 | 10,09 |
| 390 | -24,70 | -15,21 | -15,12 | -14,60 | -14,34 | | | | | 9,49 | 9,58 | 10,10 | 10,36 |
| 400 | -24,60 | -15,40 | -15,23 | -14,74 | -14,43 | | | | | 9,20 | 9,37 | 9,86 | 10,17 |
| 410 | -24,50 | -15,12 | -15,13 | -14,44 | -14,54 | | | | | 9,38 | 9,37 | 10,06 | 9,96 |
| 420 | -24,20 | -14,30 | -14,23 | -13,84 | | | | | | 9,90 | 9,97 | 10,36 | 24,20 |
| 430 | -23,70 | -13,50 | -13,08 | -13,05 | | | | | | 10,20 | 10,62 | 10,65 | 23,70 |
| 440 | -23,60 | -12,60 | -12,16 | -12,14 | | | | | | 11,00 | 11,44 | 11,46 | 23,60 |

bisherige Solltiefe -16,70
geplante Solltiefe -17,30
Alle Werte in m NN

| | | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|
| Mittelwert | -17,70 | -17,58 | -17,54 | -17,74 |
| Min | -16,97 | -16,81 | -16,71 | -17,01 |
| Max | -18,31 | -18,27 | -18,22 | -18,30 |

4.1.3.7 Düker km 636,810

Der alte Rohrverbunddüker mit der Bauwerksnummer 1 verläuft von Neßsand nach Falkenstein. Der Düker unterquert das Fahrwasser der Elbe bei km 636,810 in einem Kreuzungswinkel von ca. 75°. Er wurde 1999 in einen Kabelschutzrohrdüker umgewidmet.

Tabelle 4.1-7: Auswertung Peildaten Düker bei km 636,810

Düker bei km 636,810

| Station | Höhe OK Düker | Gelände aus Peildaten | | | | Gelände tiefer als Sollsohle | | | | vorhandene Überdeckung | | | |
|---------|---------------|-----------------------|--------|--------|--------|------------------------------|--------|--------|--------|------------------------|------|------|------|
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 350 | -18,84 | -12,39 | -12,35 | -12,27 | | | | | | 6,45 | 6,49 | 6,57 | |
| 360 | -19,48 | -13,01 | -12,84 | -12,98 | | | | | | 6,47 | 6,64 | 6,50 | |
| 370 | -19,72 | -13,66 | -13,60 | -13,67 | -13,57 | | | | | 6,06 | 6,12 | 6,05 | 6,15 |
| 380 | -19,90 | -15,57 | -15,32 | -15,00 | -15,38 | | | | | 4,33 | 4,58 | 4,90 | 4,52 |
| 390 | -19,99 | -16,78 | -16,55 | -15,96 | -16,58 | -16,78 | -16,55 | | -16,58 | 3,21 | 3,44 | 4,03 | 3,41 |
| 400 | -20,03 | -17,15 | -17,06 | -16,09 | -16,87 | -17,15 | -17,06 | | -16,87 | 2,88 | 2,97 | 3,94 | 3,16 |
| 410 | -20,04 | -17,23 | -17,08 | -16,10 | -17,17 | -17,23 | -17,08 | | -17,17 | 2,81 | 2,96 | 3,94 | 2,87 |
| 420 | -20,04 | -17,27 | -17,23 | -16,93 | -17,46 | -17,27 | -17,23 | -16,93 | -17,46 | 2,77 | 2,81 | 3,11 | 2,58 |
| 430 | -20,03 | -17,03 | -17,49 | -17,84 | -17,26 | -17,03 | -17,49 | -17,84 | -17,26 | 3,00 | 2,54 | 2,19 | 2,77 |
| 440 | -20,00 | -17,47 | -17,42 | -18,03 | -17,12 | -17,47 | -17,42 | -18,03 | -17,12 | 2,53 | 2,58 | 1,97 | 2,88 |
| 450 | -19,98 | -17,31 | -17,28 | -17,84 | -17,63 | -17,31 | -17,28 | -17,84 | -17,63 | 2,67 | 2,70 | 2,14 | 2,35 |
| 460 | -20,00 | -17,11 | -18,26 | -17,57 | -17,82 | -17,11 | -18,26 | -17,57 | -17,82 | 2,89 | 1,74 | 2,43 | 2,18 |
| 470 | -20,07 | -17,43 | -18,76 | -17,43 | -18,69 | -17,43 | -18,76 | -17,43 | -18,69 | 2,64 | 1,31 | 2,64 | 1,38 |
| 480 | -20,13 | -17,77 | -18,80 | -18,41 | -18,95 | -17,77 | -18,80 | -18,41 | -18,95 | 2,36 | 1,33 | 1,72 | 1,18 |
| 490 | -20,18 | -18,24 | -18,63 | -18,82 | -18,72 | -18,24 | -18,63 | -18,82 | -18,72 | 1,94 | 1,55 | 1,36 | 1,46 |
| 500 | -20,21 | -18,41 | -18,50 | -18,70 | -18,10 | -18,41 | -18,50 | -18,70 | -18,10 | 1,80 | 1,71 | 1,51 | 2,11 |
| 510 | -20,24 | -17,84 | -18,56 | -18,52 | -17,66 | -17,84 | -18,56 | -18,52 | -17,66 | 2,40 | 1,68 | 1,72 | 2,58 |
| 520 | -20,26 | -17,34 | -18,44 | -18,14 | -17,42 | -17,34 | -18,44 | -18,14 | -17,42 | 2,92 | 1,82 | 2,12 | 2,84 |
| 530 | -20,27 | -17,35 | -18,31 | -18,10 | -17,03 | -17,35 | -18,31 | -18,10 | -17,03 | 2,92 | 1,96 | 2,17 | 3,24 |
| 540 | -20,31 | -17,40 | -18,30 | -18,34 | -16,58 | -17,40 | -18,30 | -18,34 | -16,58 | 2,91 | 2,01 | 1,97 | 3,73 |
| 550 | -20,42 | -17,15 | -18,29 | -18,48 | -16,79 | -17,15 | -18,29 | -18,48 | -16,79 | 3,27 | 2,13 | 1,94 | 3,63 |
| 560 | -20,43 | -17,46 | -18,30 | -18,59 | -17,13 | -17,46 | -18,30 | -18,59 | -17,13 | 2,97 | 2,13 | 1,84 | 3,30 |
| 570 | -20,42 | -17,48 | -17,89 | -18,41 | -17,48 | -17,48 | -17,89 | -18,41 | -17,48 | 2,94 | 2,53 | 2,01 | 2,94 |
| 580 | -20,41 | -17,42 | -17,87 | -18,41 | -17,35 | -17,42 | -17,87 | -18,41 | -17,35 | 2,99 | 2,54 | 2,00 | 3,06 |
| 590 | -20,40 | -17,99 | -17,99 | -18,37 | -17,95 | -17,99 | -17,99 | -18,37 | -17,95 | 2,41 | 2,41 | 2,03 | 2,45 |
| 600 | -20,41 | -18,34 | -17,88 | -18,45 | -18,15 | -18,34 | -17,88 | -18,45 | -18,15 | 2,07 | 2,53 | 1,96 | 2,26 |
| 610 | -20,42 | -18,47 | -17,94 | -18,64 | -18,26 | -18,47 | -17,94 | -18,64 | -18,26 | 1,95 | 2,48 | 1,78 | 2,16 |
| 620 | -20,43 | -18,22 | -18,03 | -18,70 | -18,00 | -18,22 | -18,03 | -18,70 | -18,00 | 2,21 | 2,40 | 1,73 | 2,43 |
| 630 | -20,44 | -17,34 | -18,21 | -18,91 | -18,05 | -17,34 | -18,21 | -18,91 | -18,05 | 3,10 | 2,23 | 1,53 | 2,39 |
| 640 | -20,46 | -17,03 | -18,22 | -19,15 | -18,22 | -17,03 | -18,22 | -19,15 | -18,22 | 3,43 | 2,24 | 1,31 | 2,24 |
| 650 | -20,47 | -17,43 | -18,11 | -19,06 | -18,11 | -17,43 | -18,11 | -19,06 | -18,11 | 3,04 | 2,36 | 1,41 | 2,36 |
| 660 | -20,58 | -17,27 | -18,28 | -18,36 | -18,11 | -17,27 | -18,28 | -18,36 | -18,11 | 3,31 | 2,30 | 2,22 | 2,47 |
| 670 | -20,69 | -17,29 | -18,21 | -17,89 | -18,33 | -17,29 | -18,21 | -17,89 | -18,33 | 3,40 | 2,48 | 2,80 | 2,36 |
| 680 | -20,78 | -17,45 | -18,23 | -18,01 | -18,47 | -17,45 | -18,23 | -18,01 | -18,47 | 3,33 | 2,55 | 2,77 | 2,31 |
| 690 | -20,80 | -17,71 | -18,09 | -18,15 | -18,51 | -17,71 | -18,09 | -18,15 | -18,51 | 3,09 | 2,71 | 2,65 | 2,29 |
| 700 | -20,67 | -17,46 | -18,05 | -18,10 | -18,32 | -17,46 | -18,05 | -18,10 | -18,32 | 3,21 | 2,62 | 2,57 | 2,35 |
| 710 | -20,43 | -17,48 | -17,75 | -17,84 | -17,81 | -17,48 | -17,75 | -17,84 | -17,81 | 2,95 | 2,68 | 2,59 | 2,62 |
| 720 | -20,01 | -17,45 | -17,63 | -17,53 | -17,53 | -17,45 | -17,63 | -17,53 | -17,53 | 2,56 | 2,38 | 2,48 | 2,48 |
| 730 | -19,46 | -17,10 | -17,35 | -17,55 | -17,47 | -17,10 | -17,35 | -17,55 | -17,47 | 2,36 | 2,11 | 1,91 | 1,99 |
| 740 | -18,71 | -16,34 | -16,28 | -16,48 | | | | -16,48 | | 2,37 | 2,43 | 2,23 | |
| 750 | -17,97 | -15,55 | -15,44 | -15,76 | | | | | | 2,42 | 2,53 | 2,21 | |
| 760 | -17,27 | -12,54 | -12,16 | -13,27 | | | | | | 4,73 | 5,11 | 4,00 | |
| 770 | -16,46 | | -8,11 | -8,59 | | | | | | | 8,35 | 7,87 | |
| 780 | -15,46 | | | | | | | | | | | | |

bisherige Solltiefe -16,43
geplante Solltiefe -17,30
Alle Werte in m NN

| | | | | |
|------------|--------|--------|--------|--------|
| Mittelwert | -17,50 | -17,97 | -18,17 | -17,75 |
| Min | -16,78 | -16,55 | -16,48 | -16,58 |
| Max | -18,47 | -18,80 | -19,15 | -18,95 |

Der massive Düker mit einem Außendurchmesser von ca. 1,0 m wird jetzt für Wasserleitungen und Elektrokabel genutzt. Die OK des Dükerbauwerkes liegt in Fahrrinnenmitte auf NN -20,3 m, am südlichen Fahrrinnenrand auf NN -18,2 m und am nördlichen Fahrrinnenrand auf NN -20,0 m. Eine Zeichnung des Querschnitts entlang der Dükerachse enthält Anlage 4.

Wie die Auswertung der Peildaten (Tabelle 4.1-7) zeigt, weichen in diesem Abschnitt der Elbe die Höhen der Gewässersohle in den letzten vier Jahren deutlich

voneinander ab. Die mittlere Gewässersohlhöhe schwankt zwischen NN -17,50 m und NN -18,32 m. Unabhängig von der Uferseite ergeben sich für den betrachteten Zeitraum Höhenunterschiede bis über 2 m. Dieser Abschnitt ist morphologisch betrachtet aktiv und unterliegt einer regelmäßigen Veränderung

Bei der geplanten Solltiefe von NN -17,3 m zuzüglich des Vorhaltemaßes von 0,5 m verbliebe zukünftig eine Überdeckung des Bauwerkes in Fahrrinnenmitte von 2,4 m. Im Anbetracht der morphologischen Aktivität ist aber die heutige Gewässersohle zur Beurteilung heranzuziehen. Danach wird die minimale Überdeckung bei etwa 1,0 m, teilweise nur noch bei 0,5 m liegen. In diesem Abschnitt verkehren die Schiffe weitgehend als Freifahrer, insbesondere auslaufende Schiffe beschleunigen hier, so dass die Schiffsgeschwindigkeiten in der Größenordnung von 5 bis 10 kn liegen.

Die geringen Überdeckungswerte in Verbindung mit höheren Schiffsgeschwindigkeiten führen zu der Schlussfolgerung, dass die Überdeckung des Dükers nicht ausreichend ist. Kapitel 5.4 der Vorhabensbeschreibung (Unterlage B.2) beschreibt die weitere Vorgehensweise des Vorhabensträgers für diesen Düker.

4.1.3.8 Düker km 648,900

Der Düker befindet sich auf der Höhe der Insel Lühesand. Er kreuzt die Elbe bei km 648,900 in einem Winkel von ca. 82°. Bei dem Düker handelt es sich um einen aus drei Rohren (2 Rohren \varnothing 94,4 cm, 1 Rohr \varnothing 74 cm) bestehenden Verbunddüker. Die Rohre sind durch Traversen, bestehend aus 2 U-180 Profilen, verbunden. Der von der Gewerkschaft Brigitta und der OPD Hamburg betriebene Düker ist mit zwei Erdgasleitungen und einer DBP-Leitung mit elf eingezogenen PE-Rohren belegt.

Die OK des Dükerbauwerkes steigt kontinuierlich vom südlichen Fahrrinnenrand von NN -22,1 m auf NN -20,6 m am nördlichen Fahrrinnenrand an. Anlage 4 enthält eine Querschnittszeichnung des Dükers entlang seiner Achse.

Wie die Auswertung der Peildaten zeigt, beträgt die bisherige Überdeckung zum Teil weniger als 4 m. Diese Überdeckung wird durch die Fahrrinnenanpassung um weitere 1,50 m reduziert. Durch die Aufweitung der Fahrrinne im Norden (bis Station 1+600) und die morphologische Aktivität der Gewässersohle verbleibt auf der nördlichen Fahrrinnenseite eine minimale Überdeckung von 2,1 bis 2,4 m. Die Entwurfsschiffsgeschwindigkeiten variieren in diesem Abschnitt zwischen 8 und 12 kn.

Die geringen Überdeckungen insbesondere im nördlichen Abschnitt des Dükers sind nicht ausreichend. In Abschnitt 5.4 der Vorhabensbeschreibung (Unterlage B.2) hat der TdV die weitere Vorgehensweise bezüglich dieses Dükers dargestellt.

Tabelle 4.1-8: Auswertung Peildaten Düker bei km 648,900

| Düker bei km 648,900 | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|---------------|-----------------------|--------|------------|--------|------------------------------|--------|--------|--------|------------------------|------|------|------|
| Station | Höhe OK Düker | Gelände aus Peildaten | | | | Gelände tiefer als Sollsohle | | | | vorhandene Überdeckung | | | |
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 1240 | -21,30 | -14,89 | -14,87 | -15,14 | -15,12 | | | | | 6,41 | 6,43 | 6,16 | 6,18 |
| 1250 | -21,72 | -15,17 | -15,15 | -15,60 | -15,58 | | | | | 6,55 | 6,57 | 6,12 | 6,14 |
| 1260 | -21,93 | -15,47 | -15,55 | -16,05 | -15,97 | | | -16,05 | -15,97 | 6,46 | 6,38 | 5,88 | 5,96 |
| 1270 | -22,08 | -15,77 | -15,90 | -16,31 | -16,43 | | -15,90 | -16,31 | -16,43 | 6,31 | 6,18 | 5,77 | 5,65 |
| 1280 | -22,12 | -16,00 | -16,15 | -16,46 | -16,81 | -16,00 | -16,15 | -16,46 | -16,81 | 6,12 | 5,97 | 5,66 | 5,31 |
| 1290 | -22,14 | -16,13 | -16,30 | -16,52 | -16,91 | -16,13 | -16,30 | -16,52 | -16,91 | 6,01 | 5,84 | 5,62 | 5,23 |
| 1300 | -22,14 | -16,30 | -16,46 | -16,58 | -16,80 | -16,30 | -16,46 | -16,58 | -16,80 | 5,84 | 5,68 | 5,56 | 5,34 |
| 1310 | -22,11 | -16,47 | -16,59 | -16,63 | -16,64 | -16,47 | -16,59 | -16,63 | -16,64 | 5,64 | 5,52 | 5,48 | 5,47 |
| 1320 | -22,08 | -16,62 | -16,66 | -16,68 | -16,63 | -16,62 | -16,66 | -16,68 | -16,63 | 5,46 | 5,42 | 5,40 | 5,45 |
| 1330 | -22,05 | -16,72 | -16,74 | -16,73 | -16,51 | -16,72 | -16,74 | -16,73 | -16,51 | 5,33 | 5,31 | 5,32 | 5,54 |
| 1340 | -22,01 | -16,73 | -16,87 | -16,77 | -16,32 | -16,73 | -16,87 | -16,77 | -16,32 | 5,28 | 5,14 | 5,24 | 5,69 |
| 1350 | -21,98 | -16,74 | -16,99 | -16,79 | -16,16 | -16,74 | -16,99 | -16,79 | -16,16 | 5,24 | 4,99 | 5,19 | 5,82 |
| 1360 | -21,95 | -16,73 | -17,05 | -16,71 | -16,31 | -16,73 | -17,05 | -16,71 | -16,31 | 5,22 | 4,90 | 5,24 | 5,64 |
| 1370 | -21,92 | -16,75 | -17,06 | -16,62 | -16,42 | -16,75 | -17,06 | -16,62 | -16,42 | 5,17 | 4,86 | 5,30 | 5,50 |
| 1380 | -21,88 | -16,77 | -17,05 | -16,54 | -16,45 | -16,77 | -17,05 | -16,54 | -16,45 | 5,11 | 4,83 | 5,34 | 5,43 |
| 1390 | -21,85 | -16,78 | -16,96 | -16,48 | -16,46 | -16,78 | -16,96 | -16,48 | -16,46 | 5,07 | 4,89 | 5,37 | 5,39 |
| 1400 | -21,82 | -16,74 | -16,88 | -16,37 | -16,33 | -16,74 | -16,88 | -16,37 | -16,33 | 5,08 | 4,94 | 5,45 | 5,49 |
| 1410 | -21,79 | -16,74 | -16,78 | -16,35 | -16,25 | -16,74 | -16,78 | -16,35 | -16,25 | 5,05 | 5,01 | 5,44 | 5,54 |
| 1420 | -21,75 | -16,73 | -16,74 | -16,37 | -16,36 | -16,73 | -16,74 | -16,37 | -16,36 | 5,02 | 5,01 | 5,38 | 5,39 |
| 1430 | -21,72 | -16,73 | -16,75 | -16,37 | -16,70 | -16,73 | -16,75 | -16,37 | -16,70 | 4,99 | 4,97 | 5,35 | 5,02 |
| 1440 | -21,68 | -16,78 | -16,89 | -16,38 | -16,83 | -16,78 | -16,89 | -16,38 | -16,83 | 4,90 | 4,79 | 5,30 | 4,85 |
| 1450 | -21,65 | -16,83 | -17,03 | -16,39 | -16,72 | -16,83 | -17,03 | -16,39 | -16,72 | 4,82 | 4,62 | 5,26 | 4,93 |
| 1460 | -21,64 | -16,88 | -17,12 | -16,40 | -16,50 | -16,88 | -17,12 | -16,40 | -16,50 | 4,76 | 4,52 | 5,24 | 5,14 |
| 1470 | -21,63 | -16,93 | -17,19 | -16,40 | -16,47 | -16,93 | -17,19 | -16,40 | -16,47 | 4,70 | 4,44 | 5,23 | 5,16 |
| 1480 | -21,63 | -16,97 | -17,23 | -16,41 | -16,75 | -16,97 | -17,23 | -16,41 | -16,75 | 4,66 | 4,40 | 5,22 | 4,88 |
| 1490 | -21,62 | -16,95 | -17,21 | -16,49 | -17,00 | -16,95 | -17,21 | -16,49 | -17,00 | 4,67 | 4,41 | 5,13 | 4,62 |
| 1500 | -21,61 | -16,92 | -17,19 | -16,57 | -16,88 | -16,92 | -17,19 | -16,57 | -16,88 | 4,69 | 4,42 | 5,04 | 4,73 |
| 1510 | -21,60 | -16,93 | -17,20 | -16,66 | -16,65 | -16,93 | -17,20 | -16,66 | -16,65 | 4,67 | 4,40 | 4,94 | 4,95 |
| 1520 | -21,57 | -16,98 | -17,23 | -16,76 | -16,54 | -16,98 | -17,23 | -16,76 | -16,54 | 4,59 | 4,34 | 4,81 | 5,03 |
| 1530 | -21,53 | -17,04 | -17,16 | -16,85 | -16,52 | -17,04 | -17,16 | -16,85 | -16,52 | 4,49 | 4,37 | 4,68 | 5,01 |
| 1540 | -21,48 | -17,00 | -17,07 | -16,85 | -16,53 | -17,00 | -17,07 | -16,85 | -16,53 | 4,48 | 4,41 | 4,63 | 4,95 |
| 1550 | -21,43 | -16,92 | -17,08 | -16,88 | -16,95 | -16,92 | -17,08 | -16,88 | -16,95 | 4,51 | 4,35 | 4,55 | 4,48 |
| 1560 | -21,34 | -16,87 | -17,07 | -16,90 | -16,95 | -16,87 | -17,07 | -16,90 | -16,95 | 4,47 | 4,27 | 4,44 | 4,39 |
| 1570 | -21,12 | -16,87 | -16,97 | -16,89 | -16,99 | -16,87 | -16,97 | -16,89 | -16,99 | 4,25 | 4,15 | 4,23 | 4,13 |
| 1580 | -20,91 | -16,90 | -16,88 | -16,87 | -16,99 | -16,90 | -16,88 | -16,87 | -16,99 | 4,01 | 4,03 | 4,04 | 3,92 |
| 1590 | -20,70 | -16,70 | -16,82 | -16,87 | -16,96 | -16,70 | -16,82 | -16,87 | -16,96 | 4,00 | 3,88 | 3,83 | 3,74 |
| 1600 | -20,59 | -16,52 | -16,76 | -16,89 | -16,94 | -16,52 | -16,76 | -16,89 | -16,94 | 4,07 | 3,83 | 3,70 | 3,65 |
| 1610 | -20,49 | -16,32 | -16,63 | -16,82 | -16,88 | -16,32 | -16,63 | -16,82 | -16,88 | 4,17 | 3,86 | 3,67 | 3,61 |
| 1620 | -20,38 | -16,10 | -16,40 | -16,65 | -16,79 | -16,10 | -16,40 | -16,65 | -16,79 | 4,28 | 3,98 | 3,73 | 3,59 |
| bisherige Solltiefe | -15,80 | | | Mittelwert | | -16,69 | -16,84 | -16,58 | -16,61 | | | | |
| geplante Solltiefe | -17,30 | | | Min | | -15,87 | -15,90 | -15,92 | -15,89 | | | | |
| Alle Werte in m NN | | | | Max | | -17,04 | -17,23 | -16,90 | -17,00 | | | | |

4.1.3.9 Düker km 649,550

Der zweite Düker bei Lühesand unterquert die Elbe bei km 649,550. Der mit 3 Fernmeldekabeln belegte Düker kreuzt die Elbe in einem Winkel von etwa 80°. Die OK des Dükerbauwerkes liegt im gesamten Bereich der Fahrrinne bei etwa NN -21,4 m. Die aktuelle Gewässersohle im Bereich der Fahrinnen steigt von NN -16,50 m im Norden auf NN -15,50 m im Süden. Anlage 4 enthält eine Querschnittszeichnung entlang der Dükerachse.

Tabelle 4.1-9: Auswertung Peildaten Düker bei km 649,550

| Düker bei km 649,550 | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-----------------------|--------|--------|--------|------------------------------|--------|--------|--------|------------------------|------|------|------|
| Station | Höhe OK Düker | Gelände aus Peildaten | | | | Gelände tiefer als Sollsohle | | | | vorhandene Überdeckung | | | |
| | | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 |
| 230 | -21,4 | -12,56 | -12,85 | -12,74 | -12,62 | | | | | 8,84 | 8,55 | 8,66 | 8,78 |
| 240 | -21,4 | -13,41 | -13,91 | -13,62 | -13,34 | | | | | 7,99 | 7,49 | 7,78 | 8,06 |
| 250 | -21,4 | -14,42 | -14,82 | -14,59 | -14,33 | | | | | 6,98 | 6,58 | 6,81 | 7,07 |
| 260 | -21,4 | -15,44 | -15,64 | -15,56 | -15,33 | | | | | 5,96 | 5,76 | 5,84 | 6,07 |
| 270 | -21,4 | -15,77 | -15,88 | -15,90 | -15,77 | | -15,88 | -15,90 | | 5,63 | 5,52 | 5,50 | 5,63 |
| 280 | -21,4 | -15,92 | -15,97 | -16,08 | -15,84 | -15,92 | -15,97 | -16,08 | -15,84 | 5,48 | 5,43 | 5,32 | 5,56 |
| 290 | -21,4 | -16,08 | -16,05 | -16,26 | -15,95 | -16,08 | -16,05 | -16,26 | -15,95 | 5,32 | 5,35 | 5,14 | 5,45 |
| 300 | -21,4 | -16,18 | -16,11 | -16,30 | -16,18 | -16,18 | -16,11 | -16,30 | -16,18 | 5,22 | 5,29 | 5,10 | 5,22 |
| 310 | -21,4 | -16,28 | -16,17 | -16,34 | -16,19 | -16,28 | -16,17 | -16,34 | -16,19 | 5,12 | 5,23 | 5,06 | 5,21 |
| 320 | -21,4 | -16,37 | -16,20 | -16,34 | -16,12 | -16,37 | -16,20 | -16,34 | -16,12 | 5,03 | 5,20 | 5,06 | 5,28 |
| 330 | -21,4 | -16,43 | -16,14 | -16,14 | -16,04 | -16,43 | -16,14 | -16,14 | -16,04 | 4,97 | 5,26 | 5,26 | 5,36 |
| 340 | -21,4 | -16,49 | -16,07 | -16,04 | -16,05 | -16,49 | -16,07 | -16,04 | -16,05 | 4,91 | 5,33 | 5,36 | 5,35 |
| 350 | -21,4 | -16,55 | -16,02 | -16,10 | -16,01 | -16,55 | -16,02 | -16,10 | -16,01 | 4,85 | 5,38 | 5,30 | 5,39 |
| 360 | -21,4 | -16,57 | -16,01 | -16,07 | -15,99 | -16,57 | -16,01 | -16,07 | -15,99 | 4,83 | 5,39 | 5,33 | 5,41 |
| 370 | -21,4 | -16,56 | -16,00 | -16,03 | -15,99 | -16,56 | -16,00 | -16,03 | -15,99 | 4,84 | 5,40 | 5,37 | 5,41 |
| 380 | -21,4 | -16,49 | -16,00 | -16,06 | -16,10 | -16,49 | -16,00 | -16,06 | -16,10 | 4,91 | 5,40 | 5,34 | 5,30 |
| 390 | -21,4 | -16,39 | -16,02 | -16,10 | -16,04 | -16,39 | -16,02 | -16,10 | -16,04 | 5,01 | 5,38 | 5,30 | 5,36 |
| 400 | -21,4 | -16,32 | -16,04 | -16,15 | -15,99 | -16,32 | -16,04 | -16,15 | -15,99 | 5,08 | 5,36 | 5,25 | 5,41 |
| 410 | -21,4 | -16,28 | -16,05 | -16,12 | -16,16 | -16,28 | -16,05 | -16,12 | -16,16 | 5,12 | 5,35 | 5,28 | 5,24 |
| 420 | -21,4 | -16,26 | -16,06 | -16,08 | -16,32 | -16,26 | -16,06 | -16,08 | -16,32 | 5,14 | 5,34 | 5,32 | 5,08 |
| 430 | -21,4 | -16,24 | -16,06 | -16,05 | -16,28 | -16,24 | -16,06 | -16,05 | -16,28 | 5,16 | 5,34 | 5,35 | 5,12 |
| 440 | -21,4 | -16,24 | -16,07 | -16,11 | -16,20 | -16,24 | -16,07 | -16,11 | -16,20 | 5,16 | 5,33 | 5,29 | 5,20 |
| 450 | -21,4 | -16,23 | -16,08 | -16,18 | -16,20 | -16,23 | -16,08 | -16,18 | -16,20 | 5,17 | 5,32 | 5,22 | 5,20 |
| 460 | -21,4 | -16,24 | -16,09 | -16,25 | -16,36 | -16,24 | -16,09 | -16,25 | -16,36 | 5,16 | 5,31 | 5,15 | 5,04 |
| 470 | -21,4 | -16,25 | -16,09 | -16,22 | -16,53 | -16,25 | -16,09 | -16,22 | -16,53 | 5,15 | 5,31 | 5,18 | 4,87 |
| 480 | -21,4 | -16,26 | -16,08 | -16,07 | -16,60 | -16,26 | -16,08 | -16,07 | -16,60 | 5,14 | 5,32 | 5,33 | 4,80 |
| 490 | -21,7 | -16,27 | -16,09 | -16,05 | -16,62 | -16,27 | -16,09 | -16,05 | -16,62 | 5,43 | 5,61 | 5,65 | 5,08 |
| 500 | -21,6 | -16,27 | -16,10 | -16,17 | -16,73 | -16,27 | -16,10 | -16,17 | -16,73 | 5,33 | 5,50 | 5,43 | 4,87 |
| 510 | -21,6 | -16,29 | -16,11 | -16,28 | -16,85 | -16,29 | -16,11 | -16,28 | -16,85 | 5,31 | 5,49 | 5,32 | 4,75 |
| 520 | -21,4 | -16,32 | -16,17 | -16,38 | -16,94 | -16,32 | -16,17 | -16,38 | -16,94 | 5,08 | 5,23 | 5,02 | 4,46 |
| 530 | -21,4 | -16,36 | -16,25 | -16,47 | -16,83 | -16,36 | -16,25 | -16,47 | -16,83 | 5,04 | 5,15 | 4,93 | 4,57 |
| 540 | -21,4 | -16,38 | -16,31 | -16,53 | -16,90 | -16,38 | -16,31 | -16,53 | -16,90 | 5,02 | 5,09 | 4,87 | 4,50 |
| 550 | -21,4 | -16,44 | -16,33 | -16,54 | -16,97 | -16,44 | -16,33 | -16,54 | -16,97 | 4,96 | 5,07 | 4,86 | 4,43 |
| 560 | -21,4 | -16,44 | -16,33 | -16,51 | -16,98 | -16,44 | -16,33 | -16,51 | -16,98 | 4,96 | 5,07 | 4,89 | 4,42 |
| 570 | -21,4 | -16,43 | -16,30 | -16,52 | -16,51 | -16,43 | -16,30 | -16,52 | -16,51 | 4,97 | 5,10 | 4,88 | 4,89 |
| 580 | -21,5 | -16,39 | -16,14 | -16,52 | -16,74 | -16,39 | -16,14 | -16,52 | -16,74 | 5,11 | 5,36 | 4,98 | 4,76 |
| 590 | -21,4 | -16,31 | -16,11 | -16,52 | -16,58 | -16,31 | -16,11 | -16,52 | -16,58 | 5,09 | 5,29 | 4,88 | 4,82 |
| 600 | -21,4 | -16,21 | -16,07 | -16,49 | -16,44 | -16,21 | -16,07 | -16,49 | -16,44 | 5,19 | 5,33 | 4,91 | 4,96 |
| 610 | -21,4 | -15,97 | -16,02 | -16,38 | -16,55 | -15,97 | -16,02 | -16,38 | -16,55 | 5,43 | 5,38 | 5,02 | 4,85 |
| 620 | -21,4 | -15,75 | -15,97 | -16,27 | -16,36 | | -15,97 | -16,27 | -16,36 | 5,65 | 5,43 | 5,13 | 5,04 |

| | | | | | | |
|----------------------------|---------------|------------|--------|--------|--------|--------|
| <i>bisherige Solltiefe</i> | -15,80 | Mittelwert | -16,31 | -16,10 | -16,23 | -16,35 |
| <i>geplante Solltiefe</i> | -17,30 | Min | -15,92 | -15,88 | -15,90 | -15,84 |
| <i>Alle Werte in m NN</i> | | Max | -16,57 | -16,25 | -16,47 | -16,94 |

Die Auswertung in Tabelle 4.1-9 zeigt, dass der Düker derzeit eine Überdeckung in der Größenordnung von 5 m besitzt, die teilweise an der südlichen Seite etwas unterschritten wird. Durch die Vertiefung um 1,5 m reduziert sich die Überdeckung auf 3,5 m. Die Entwurfsschiffsgeschwindigkeiten betragen 8 bis 12 kn.

Somit liegt der Düker im Einflussbereich der Eindringtiefen von Ankerwurf oder Böschungsanprall. Es besteht ein Risiko der Beschädigung des Dükers durch diese Ereignisse. Der TdV hat in Kapitel 5.4 der Vorhabensbeschreibung (Unterlage B.2) die weitere Vorgehensweise bezüglich dieses Dükers dargestellt.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Für die geplante Anpassung der Fahrrinne von Unter- und Außenelbe an die Containerschiffahrt wurde die IMS Ingenieurgesellschaft von der Bundeswasserstraßenverwaltung, vertreten durch das Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg, und von der Freien und Hansestadt Hamburg, vertreten durch Hamburg Port Authority, beauftragt, die Wirkungen des Vorhabens auf die Sachgüter und die daraus resultierenden Betroffenen Dritter zu untersuchen. Dieses sogenannte Gutachten zu den „Betroffenen Dritter“ ist Bestandteil der Planfeststellungsunterlagen zur Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe. Es ersetzt nicht die Betrachtung des Schutzgutes „Kulturgüter und sonstige Sachgüter“ innerhalb der Umweltverträglichkeitsuntersuchung (vgl. Unterlage H.11a).

Im Rahmen dieses Gutachtens werden unter dem Begriff „Sachgüter“ alle von natürlichen und juristischen Personen geschaffenen Güter verstanden, die mit den vorhabensbedingten Wirkungen in Berührung kommen können und dabei unter Umständen Veränderungen hinsichtlich ihrer Eigenschaften, Funktionalität und Dauerhaftigkeit erfahren. Die Auswirkungen des Vorhabens bestehen zum einen aus dem Ausbau selbst mit den daraus resultierenden direkten Auswirkungen und zum anderen aus den indirekten Wirkungen, die vornehmlich aus den vorhabensbedingten Veränderungen der Hydrologie und Morphologie des Elbästuars bestehen.

Zur Strukturierung der Untersuchung werden folgende Sachgutklassen definiert:

- Ufer bzw. Uferbefestigungen oder Uferbefassungen, wie z. B. natürliche Ufer, Steinschüttungen, Pflasterungen, Buhnen, Lahnungen oder Slipanlagen
- Deiche
- Senkrechte Uferbefassungen
- Kreuzungsbauwerke
- Gebäude
- Schleusen, Sperrwerke und Siele
- Häfen, Ponton- und Landeanlagen.

Diese Sachgüter bzw. Sachgutklassen werden den Wirkungen des Vorhabens gegenüber gestellt. Diese bestehen neben dem eigentlichen Ausbau aus hydrologischen und morphologischen Wirkungen, die sich in den folgenden physikalischen Kenngrößen ausprägen:

- Veränderungen der Wasserstände und anderer Tidekennwerte (z. B. der Flut- und Ebbedauer)
- Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeiten
- Veränderungen der Salzgehalte
- Veränderungen der Sedimentkonzentration
- Morphologische Veränderungen durch den Ausbau und dem daraus resultierenden morphologischen Nachlauf sowie den Veränderungen des Sedimenttransportes
- Veränderungen der Schiffs- und Seegangswellen.

Für jede Sachgutklasse wird zunächst anhand von systemanalytisch definierten Veränderungswerten, die aus den Gutachten der BAW (Unterlagen H.1a bis 1.f) abgeleitet werden, eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Falls Betroffenheiten einzelner Sachgüter gegeben sind, werden diese individuell beurteilt. Im Folgenden werden einige wesentliche Wirkungspfade und Betroffenheiten zusammengefasst.

Die Sachgutklasse Ufer bzw. Uferbefestigung ist von den Veränderungen der schiffserzeugten Belastungen (Schiffswellen) betroffen. Hier ergeben sich für die bei Deckwerken zu führenden lokalen geotechnischen Nachweise gegen Abgleiten oder hydrodynamische Bodenverlagerung Veränderungen der lokalen Standsicherheit, die durch die Veränderung der Primärwellenhöhe verursacht werden. Weil sich die Schiffswellen und deren ausbaubedingte Veränderungen lokal sehr unterschiedlich im Ästuar ausprägen, ist es nicht sinnvoll, in der Zusammenfassung einen allgemeinen Veränderungswert zu nennen. Stattdessen wird auf den Abschnitt 3.1.7 dieses Gutachtens in Verbindung mit dem Gutachten der BAW über die Auswirkungen des Vorhabens auf die schiffserzeugten Belastungen (Unterlage H.1d) verwiesen.

Unter dem Begriff Deich wird im Rahmen dieses Gutachtens der Teil der Hochwasserschutzanlage verstanden, der über dem mittleren Tidehochwasser liegt. Die zu den Hochwasserschutzanlagen gehörenden Ufersicherungen werden in der vorangegangenen Sachgutklasse Uferbefestigung betrachtet. Insofern besteht der wesentliche Wirkungspfad für die Sachgutklasse Deich aus den Veränderungen der Wasserstände und dem zugehörigen Wellenauflauf bei Sturmfluten. Nach dem Gutachten der BAW verändern sich die Sturmflutscheitelwasserstände (Unterlage H.1b) um weniger als +/- 2 cm. Setzt man diese Änderung der Sturmflutscheitelwasserstände in ein Verhältnis zur Schutzhöhe, also dem Unterschied zwischen Bemessungswasserstand und mittlerem Tidehochwasserstand, so verändert sich die Belastung der Deiche um ca. 0,5 %. Die Deichstandsicherheit ändert sich dadurch praktisch nicht. Für die Veränderung des Wellenauflaufes sind die Veränderungen des Seegangs bei Sturmflut bedeutsam. In der Unterlage H.1c hat die BAW Veränderungen der signifikanten Wellenhöhe bei Sturmfluten prognostiziert. Im Verhältnis zur Wellenhöhe des Ist-Zustands liegen die Veränderungen bei ca. ± 2 bis 4 %. In diesem Maße verändert sich auch der Wellenauflauf auf bzw. der Wellenüberlauf über die Deiche. Hierdurch verändert sich die Funktionsfähigkeit (Wehrhaftigkeit) der Deich praktisch nicht.

Für die Sachgutklasse senkrechte Ufereinfassungen, zu der z. B. sämtliche Kajen in ihren unterschiedlichen Bauweisen sowie unmittelbar am Wasser stehende Gebäude, wie beispielsweise die historische Speicherstadt in Hamburg, gehören, ergeben sich nur unbedeutende Veränderungen aus den Wirkungen der Fahrrinnenanpassung.

In der Sachgutklasse Kreuzungsbauwerke werden im Wesentlichen die Leitungsquerungen im Untersuchungsgebiet erfasst, die fachtechnisch als Düker bezeichnet werden. Düker können im Rahmen des geplanten Vorhabens durch die Maßnahme selbst oder durch die möglicherweise nachfolgend auftretenden morphologischen Veränderungen betroffen sein, indem die Überdeckung, d.h. der Abstand zwischen künftiger Gewässersohle und Höhenlage des Dükers, zu gering wird. Im Rahmen der Untersuchung wurde abgeleitet, welcher Abstand zwischen Gewässersohle und Höhenlage des Dükers als ausreichend zu betrachten ist. Beschädigungen eines Dükers sind

durch Ankerwurf oder durch Schiffsanprall auf eine Böschung denkbar. Grundsätzliche Überlegungen und theoretische Berechnungen hierzu zeigen, dass im Allgemeinen ein Abstand von 5 m ausreichend ist. Im Bereich des Hamburger Hafens können aufgrund der deutliche geringeren Schiffsgeschwindigkeiten auch geringere Abstände ausreichend sein. Es wurden einige wenige Düker identifiziert, deren Überdeckung nach der Fahrrinnenanpassung nicht mehr ausreichend ist. Der Träger des Vorhabens wird hier gemäß den in der Unterlage B.2 dargestellten Verfahrensweisen mit den Betreibern Kontakt aufnehmen.

Bei den in der Sachgutklassen Gebäude zusammengefassten Bauwerken handelt es sich häufig um Sonderbauwerke, die aufgrund von historischen Randbedingungen im Außendeichbereich zu finden sind oder aber der Sachgutklasse senkrechte Uferbefestigung als Hafenanlage zuzuordnen wären. Da die hier zu betrachtenden Gebäude über dem mittleren Tidehochwasser liegen, sind lediglich Veränderungen bei Sturmfluten zu betrachten, die sich in Veränderungen von Wasserständen, Wellen und Strömungsgeschwindigkeiten ausprägen können. Vergleichbar zur Sachgutklasse Deich liegt die relative Veränderung der Sturmflutscheitelwasserstände im Verhältnis zur Schutzhöhe nur bei 0,3 %. Auch die Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeiten, wie der Wellenhöhe, können keine wesentliche Auswirkung auf Gebäude im Außendeichbereich haben.

Die Untersuchung im Rahmen der Sachgutklasse Schleusen, Sperrwerke und Siele ist primär auf die Funktion dieser Bauwerke gerichtet. Diese setzen sich aus vertikalen und geneigten Uferbefestigungen sowie beweglichen Verschlussorganen zusammen. Für Fragen der Standsicherheit gelten daher die Ausführungen zu den Sachgutklassen Uferbefestigungen und senkrechte Uferbefestigung. Durch die Veränderungen des Wasserstandes sowie der Flut- und Ebbedauern werden bei Schleusen, Sperrwerken und Sielbauwerken die Betriebszeiten verändert. Die Größenordnung der Veränderung bewegt sich innerhalb einiger Minuten. Solche Veränderungen sind in der Regel ohne praktische Bedeutung für die Funktionsfähigkeit der genannten Bauwerke. Auch die Veränderung der Strömungsgeschwindigkeit kann direkt keine Veränderung der Funktionalität in dieser Sachgutklasse hervorrufen. Durch die Tidehubveränderung können sich in den Querschnitten von Sperrwerken Fließgeschwindigkeitsveränderungen einstellen, die aber gering bleiben. Schiffswellen können Wirkungen auf Siele haben, wenn diese mit sogenannten Klappen, die selbsttätig durch die Wasserstandsunterschiede zwischen Binnen- und Außentief bewegt werden, ausgestattet sind. Dabei beeinflusst die Primärwelle des Schiffswellenereignisses die Bewegung der Klappen sowie die beim Zuschlagen auftretende Stoßbelastung. Da die Veränderungen der Schiffswellen im Ästuar lokal variabel und zudem die maßgeblichen geometrischen Randbedingungen der Siele individuell verschieden sind, ist eine verallgemeinernde Beurteilung der Veränderungen nicht möglich. Daher müssen die ggf. betroffenen Siele individuell analysiert werden.

Auch bei der Sachgutklasse Häfen, Ponton- und Landeanlagen steht primär die Funktion der Bauwerke für die Untersuchung im Vordergrund. Veränderungen der Tidewasserstände sowie der Ebbedauern können die Zeiträume verändern, in denen Häfen von bestimmten Schiffe angelaufen werden können. Da diese Veränderungen

in der Größenordnung einiger weniger Minuten liegen, sind sie für die praktische Nutzbarkeit der Häfen unbedeutend. Die Fahrrinnenanpassung hat auch Auswirkungen auf den Sedimenttransport im Ästuar. Für die Häfen ist die mögliche Veränderung von Sedimenteintrag bedeutsam. Der grundsätzliche und wesentlichste Wirkungspfad besteht in diesem Zusammenhang aus der Menge des eingetragenen Wasservolumens in Verbindung mit der Sedimentkonzentration desselben. In einem Abschnitt etwa zwischen Glückstadt und dem Dwarsloch erhöhen sich die mittleren Sedimentkonzentrationen. Davon sind auch die hier angrenzenden Nebenelben betroffen. Oberhalb des Lühesandes und unterhalb von Glückstadt verringern sich die Sedimentkonzentrationen durchweg. Alle Häfen, die im Bereich der Sedimentkonzentrationserhöhung liegen, sind von Verstärkung des Sedimenteintrages betroffen. Die jeweilige Größenordnung ist im Abschnitt 3.7.5 quantifiziert. Für die an anderen Stellen im Ästuar gelegenen Häfen ergeben sich tendenziell Verringerungen des Sedimenteintrages.

Häfen und Landeanlagen sind auch von Veränderungen der Schiffswellen und dem Seegang betroffen. Dabei verursacht die Primärwelle Befüll- und Entleerungsströmungen in der Hafeneinfahrt, während die Sekundärwelle zur Wellenunruhe im Hafen selbst beiträgt. Für den Hamburger Yachthafen bleiben die Belastungen in etwa gleich, weil in diesem Abschnitt die Schiffe mit reduzierten Geschwindigkeiten fahren. Bei allen anderen Häfen entlang der Elbe ist das Verhältnis von Wasseroberfläche im Hafen zu Hafeneinfahrtsquerschnitt weniger groß und daher die mögliche Betroffenheit geringer. Diese ergeben sich dort, allerdings individuell verschieden, wo die Häfen dicht an der Fahrrinne liegen und Veränderungen der Primärwellenhöhe größer als 10 % zu erwarten sind. Für genauere Angaben wird auf den Abschnitt 3.7.7.1 dieses Gutachtens in Verbindung mit dem Gutachten der BAW über die ausbaubedingten Änderungen der schiffserzeugten Belastungen (Unterlage H.1d) verwiesen.

Die möglichen Auswirkungen der Fahrrinnenanpassung auf die Sachgüter Dritter differenzieren sich stark nach den jeweiligen Sachgütern und Wirkungen, die von der Fahrrinnenanpassung ausgehen. Diese Zusammenfassung bleibt daher notwendigerweise an der Oberfläche und selektiert nur einige wenige Wirkungspfade, die gewisse Betroffenheiten auslösen können. Für ein vollständiges Bild der Wirkungspfade und der sich daraus möglicherweise ergebenden Betroffenheiten Dritter wird auf den Gesamttext verwiesen.

6 UNTERLAGEN / LITERATUR

- BAW (2004): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen. Mitteilungsblatt der BAW Nr. 87, Karlsruhe.
- BAW (2006): Untersuchung der Deichsicherheit am Beispiel des Altenbrucher Bogens unter besonderer Berücksichtigung schiffserzeugter Belastungen - Zusammenfassendes Gutachten. Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg.
- BAW (2006b): Untersuchung der Deichsicherheit am Beispiel des Altenbrucher Bogens unter besonderer Berücksichtigung schiffserzeugter Belastungen - Ermittlung der Deckwerkstabilität, Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg.
- Brinkmann, B. (2005): Seehäfen - Planung und Entwurf, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2005.
- Dittmers (2001): Tagungsband ISSV: Korrosionsschutz in der maritimen Technik
- EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. Herausgeber: Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn.
- EAK (2002): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für „Küstenschutzwerke“ der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Die Küste, Heft 65, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide.
- Ehlers J. (1983): Das Gefährdungspotential des nördlichen Elbhanges zwischen der westlichen Landesgrenze und dem Altonaer Balkon, Gutachten Geologisches Landesamt Hamburg
- Erbguth, W. & Schink, A. (1996): Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung - Kommentar. München.
- FHH - Freie und Hansestadt Hamburg (Hrsg.) (2003): Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Elbegebiet, Teil III, Untere Elbe ab der Havelmündung, 2000. Behörde für Wirtschaft und Arbeit, Strom- und Hafenbau. Hamburg.
- FITTSCHEN, Ing-Büro (2006): „Naturmessungen zu schiffserzeugten Belastungen am Deichsiel Hollerwettern“, Unveröffentlichter Bericht für das WSA Hamburg
- GERMANISCHER LLOYD (2000): Klassifikations- und Bauvorschriften, Teil I, Kapitel 1, Abschnitt 18 - Ausrüstung, Hamburg
- GERMANISCHER LLOYD (1998): Report Nr. FG-98.091 „Zuverlässigkeitsanalyse Schiffsverkehr im Bereich neuer Elbtunnel im Zuge der Fahrrinnenanpassung“, Hamburg
- Hoppe, W. (Hrsg.) (2002): Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG) - Kommentar. Köln.
- HTG (1975): Untersuchung über das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl in Hafengewässern des deutschen Küstengebietes, Hamburg.
- IMS (2006): Gutachten zur Deichverformung im Bereich des Hadelner Deich- und Uferbauverbandes. Auftraggeber: Hadelner Deich- und Uferbauverband, Otterndorf, Berichtsnr. 9073-01a.
- ISL (2006): Untersuchung des zukünftigen seewärtigen Schiffsverkehrs der Außen- und Unterelbe. Statische Untersuchung Institut für Seeverkehrswirtschaft und Logistik, Bericht vom 23.09.2005, 3. überarbeitete Version vom 27.01.2006.
- Kollmann, F. (1951): Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe. Bd.1, 2. Aufl.-Springer-Verlag, Berlin
- Lechner, K.; Lühr, H.P. & Zanke, U. (2001): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. 8. Auflage, Parey Buchverlag, Berlin.
- MAR (1993): Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen. Herausgeber: Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

- Niemz, P. (1993): Physik des Holzes und der Holzwerkstoffe. DRW-Verlag, Leinfelden-Echterdingen
- PARTENSCKY, H.-W. (1986): „Binnenverkehrswasserbau - Schleusenanlagen“, Springer Verlag Berlin 1986
- Peters, H.-J. (2002): Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung - Handkommentar. 2. Aufl., Baden-Baden.
- PAULSEN, J. ; SCHLIE, S: (2002): Sohlensicherung auf dem Elbtunnel - Ein innovatives Bauverfahren, HANSA 2002, Heft 3
- Pilarczyk (1992): Dutch Experience on Design of Dikes and Revetments. Proceedings Coastal Engineering Practice, Long Beach, California.
- Siau, J.F. (1984): Transport Process in Wood. Springer-Verlag, Berlin
- Steinfeld & Partner (1972): Gutachten über die Standsicherheit des Elbhanges unterhalb Altona unter Berücksichtigung der Elbvertiefung
- TEMMLER, H. (2004): Über Grundwasserstandsbeobachtungen in Deichen. HANSA, 141. Jahrgang, Heft. Nr. 8.
- TLW (2003): Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Ausgabe 2003
- Towne, R. C., (1959): Mooring Anchors. Trans. Soc. Nav. Arch. And Marine Eng. (SNAME), London.
- Trendelenburg, R. (1955): Holz als Rohstoff. Hanser, München.
- Van der Meer (1998): Application and Stability Criteria for Rock and Artificial Units. In: Dikes and Revetments. Editor: Pilarczyk, Balkema.
- Verhey & Bogaerts (1989): Ship Waves and the Stability of Armour Layers protecting Slopes. Publications Delft Hydraulics, Nr. 428.
- Waterloopkundig Laboratorium (1973): Ingraving van Ankers in de Noordzeeboden, Verslag Literatuur onderzoek R 859, Delft, Juli 1973.
- WKP König + Partner (1997): UVU zur Anpassung der Fahrrinne der Unter- und Außenelbe an die Containerschiffahrt. Materialband XIII, Sachgüter, Teil C, Untersuchung zur Betroffenheit der erdverlegten Kreuzungsbauwerke. Hamburg.
- WSD Nord & BWA - Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord & Behörde für Wirtschaft und Arbeit (2005): Geplante Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe an die Containerschiffahrt. Festlegung des Untersuchungsrahmens gem. § 5 des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG). Kiel.
- Krämer, U. (1975): Zugwiderstände und Eindringverhalten von Schiffsankern in nichtbindigen Böden. Mitteilungen des Lehrstuhls für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau und des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Hannover, Heft 9, 1975.



INGENIEURGESELLSCHAFT MBH

Geprüft:

gez. Dr. P. Ruland

Anhang

zum Gutachten Sachgüter / Betroffenheiten Dritter

Unterlage J.1

- Anlage 1 :** Lokale geotechnische Standsicherheit
- Exemplarische Erläuterung des Rechenganges zum Nachweis Abgleiten des Deckwerkes
- Anlage 2:** Lokale geotechnische Standsicherheit
- Exemplarische Erläuterung des Rechenganges zum Nachweis hydrodynamischer Bodenverlagerungen
- Anlage 3:** Ermittlung der Böschungsverformung durch Schiffsanprall, IMS Bericht 9090-01
- Anlage 4:** Profildarstellungen (Höhenlängsschnitte) der detailliert untersuchten Düker
- Anlage 5:** Darstellung der Unterschreitungs dauer Veränderung von Wasserständen

Anlage 1

Lokale geotechnische Standsicherheit

**Exemplarische Erläuterung des Rechenganges zum
Nachweis Abgleiten des Deckwerkes**

Anlage 2

Lokale geotechnische Standsicherheit

**Exemplarische Erläuterung des Rechenganges zum
Nachweis hydrodynamischer Bodenverlagerungen**

Anlage 3

Ermittlung der Böschungsverformung durch Schiffsanprall

Anlage 4

Profildarstellungen der detailliert untersuchten Düker

- Anlage 4.1:** Längsschnitt Düker bei km 622,700 „Köhlbrand“
(Rohrverbunddüker) Zeichnungs-Nr. 9090-G-10a
- Anlage 4.2:** Längsschnitt Düker bei km 624,758 „Norderelbe“
(Elbdüker Ost) Zeichnungs-Nr. 9090-G-11a
- Anlage 4.3:** Längsschnitt Düker bei km 625,190 „Norderelbe“
(Elbdüker West) Zeichnungs-Nr. 9090-G-12a
- Anlage 4.4:** Längsschnitt Düker bei km 626,370
(Elbtunnel 1. – 3. Röhre) Zeichnungs-Nr. 9090-G-13a
- Anlage 4.5:** Längsschnitt Düker bei km 626,510
(Elbtunnel 4. Röhre) Zeichnungs-Nr. 9090-G-14a
- Anlage 4.6:** Längsschnitt Düker bei km 628,739
(Verbunddüker Telekom, HGW, HWW, HEW)
Zeichnungs-Nr. 9090-G-15a
- Anlage 4.7:** Längsschnitt Düker bei km 636,810
(Verbunddüker) Zeichnungs-Nr. 9090-G-16a
- Anlage 4.8:** Längsschnitt Düker bei km 648,900
(Rohrverbunddüker) Zeichnungs-Nr. 9090-G-17a
- Anlage 4.9:** Längsschnitt Düker bei km 649,550
(EON Kabel) Zeichnungs-Nr. 9090-G-18a

Anlage 5

**Darstellung der Unterschreitungsdauerveränderung
von Wasserständen**