

**SIMULATION VON SEDIMENTTRANSPORTPROZESSEN  
IN TIDEBEEINFLUSSTEN HAFENGEBIETEN**

***SIMULATION OF SEDIMENT TRANSPORT PROCESSES  
IN TIDEL HARBOURS***

von

**Oliver STOSCHEK**

**Andreas MATHEJA**

## ZUSAMMENFASSUNG

Das HAFENAMT BREMEN beauftragte das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN DER UNIVERSITÄT HANNOVER mit der Durchführung numerischer Modellversuche zur Untersuchung von Möglichkeiten zur Reduzierung des Schlickfalls im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen-Stadt.

In einem ersten Schritt wurde ein hydrodynamisches Modell zwischen Unterweser km 10,75 (Klöknerhafen) bis Unterweser km 4,5 (Wendebecken Europahafen) aufgebaut.

Aufbauend auf dem hydrodynamischen Modell war ein Sedimenttransportmodell für die maßgebenden Korngrößen Feinsand ( $d = 0,1 \text{ mm}$ ) und Schluff ( $d = 0,018 \text{ mm}$ ) zu integrieren. Diese stehen im numerischen Modell stellvertretend für Sandtransport (sohlnaher Transport) und Schwebstofftransport (Transport in Suspension).

Die numerischen Modellversuche haben gezeigt:

- Die Hafeneinfahrt ist optimiert für den Ebbestrom angelegt. Es treten während der Ebbestromphase keine Walzen in der Hafeneinfahrt und im Vorhafen auf.
- Während des Flutstroms wird die Strömung durch die an die „Insel“ angrenzende Spundwand teilweise in den Neustädter Hafen umgeleitet, wodurch im Einfahrtbereich eine langgestreckte Walzenströmung induziert wird. Bei steigendem Tidewasserstand und damit einhergehender Abnahme der Flutstromintensität verkleinert sich diese Walze. Diese Walze lässt sich nur durch eine Verengung der Hafeneinfahrt oder mehrere Bühnen am Südufer des Neustädter Hafens in ihrer Größe vermindern.
- Bei höheren Oberwasserabflüssen ändert sich das Strömungsbild aufgrund der kürzeren Flutstromdauer merklich. Infolge der verringerten Flutstromgeschwindigkeiten wird die Walzenströmung im Vergleich zu den o.g. mittleren Oberwasserabflüssen erst zu einem späteren Zeitpunkt aufgebaut, erreicht nicht die volle Ausdehnung und verbleibt nahezu stabil im Einfahrtbereich des Neustädter Hafens. Bei sehr hohen Oberwasserabflüssen wird der Neustädter Hafen vom Oberwasser her gefüllt, was sich in einer deutlichen Umströmung der vor der Insel angeordneten Spundwand äußert.
- Die effektivste Methode war eine Kombination aus 3 Bühnen am Seehausener Ufer, wodurch die Strömung stärker auf die Fahrinnenmitte konzentriert wird.
- Eine Reduzierung des Sandtransportes in den Vorhafenbereich ließ sich nur durch Einengung der Hafeneinfahrt erreichen, was eine Minimierung der Kontaktfläche mit der Außenströmung möglich machte, wodurch die Sedimentationen infolge Strömungseffekt reduziert werden konnten.

Für die beschriebenen Handlungsalternativen wurden zusätzlich zu den strömungsmechanischen Untersuchungen mit dem Modell RMA2 Untersuchungen zur Sedimentation mit dem Modell SED2D durchgeführt:

- Die Sandsedimentationsmengen ( $d_{\text{Sand}} = 0,1 \text{ mm}$ ) nehmen mit zunehmendem Oberwasser und kürzerer Flutstromdauer ab. Die verkürzte und vermindert intensive Flutstromphase hat bei höheren Oberwasserabflüssen einen stärkeren Einfluss als die erhöhte Sandkonzentration infolge des erhöhten Oberwassers.
- Die Sedimentationsmengen für Schluff ( $d_{\text{Schluff}} = 0,018 \text{ mm}$ ) nehmen mit steigendem Oberwasserabfluss zu. Maßgebenden Einfluss auf diesen Anstieg hat die zunehmende Schwebstoffkonzentration.
- Bei Anordnung der Bühnen zeigt sich beim Sandtransport nahezu keine Veränderung der Sedimentationsrate. Das sedimentierte Volumen der Schlufffraktion wird durch den Einbau der Bühnen um rd. 3 % vermindert. Ferner ist eine Reduzierung der Schluffanteile in den nördlichen Bereichen und eine verstärkte Sedimentation vor den Bühnen erkennbar. Die Handlungsalternative bewirkt vorrangig Umlagerungen der Sedimente innerhalb des Untersuchungsgebietes.
- Bei Einengung der Hafenzufahrt konnten die sedimentierten Sandmengen in der Hafeneinfahrt um bis zu 35 % vermindert werden. Im Bereich I (Zufahrt zum Neustädter Hafen) ist der Sand vor der Spundwand sedimentiert. Aufgrund dieser Umlagerung finden sich bis zu 19 % weniger Sandsedimente im Neustädter Hafen. Die größten Sedimentationsmengen der Fraktion 2 finden sich vor den Spundwänden und in deren Stromschatten. Dadurch ergibt sich gegenüber dem Ausgangszustand eine stark verminderte Sedimentation (ca. 26 %) in der Fahrinne des Vorhafenbereiches.

Eine Verminderung der Sedimentationsmengen im Einfahrtbereich des Neustädter Hafens kann durch die beschriebenen Maßnahmen erreicht werden. Im Rahmen der untersuchten Varianten konnte nachgewiesen werden, dass mit Hilfe weitergehender Maßnahmen die Sedimentationsmengen noch über das oben beschriebene Maß hinaus reduziert werden könnten. Dies würde jedoch die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs einschränken. Die Untersuchungen haben zudem eine deutliche Abhängigkeit der auftretenden Sedimentationsmengen vom Tideeffekt ergeben. Daher ist eine weitergehende Reduzierung nur durch eine Verminderung des Tidevolumens zu erreichen.

# INHALT

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b>	<b>20</b>
<b>2</b>	<b>THEORETISCHE GRUNDLAGEN</b>	<b>20</b>
2.1	Hydrodynamisches Modell (RMA2)	20
2.2	Sedimenttransportmodell (SED2D)	21
2.3	Parameter des Bettmodells	22
<b>3</b>	<b>ANWENDUNGSBEISPIEL "HAFENGRUPPE BREMEN-STADT"</b>	<b>23</b>
3.1	Vorgehensweise	23
3.2	Räumliche Abgrenzung des Modellgebietes	23
3.3	Aufbau, Kalibrierung und Validierung des hydrodynamischen Modells	23
3.4	Aufbau, Kalibrierung und Validierung des Sedimenttransportmodells	33
3.5	Simulation von Strömungszuständen für Ausgangszustand und Handlungsalternativen	40
3.5.1	Ausgangszustand	40
3.5.2	Handlungsalternative "Buhnen am Südufer"	45
3.5.3	Handlungsalternative "Eingeengte Hafeneinfahrt"	47
3.6	Simulation des Sedimenttransportes für Ausgangszustand und Handlungsalternativen	50
3.6.1	Ausgangszustand	50
3.6.2	Handlungsalternative "Buhnen am Südufer"	51
3.6.3	Handlungsalternative "Eingeengte Hafeneinfahrt"	53
3.6.4	Bewertung der Ergebnisse	54
<b>4</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG</b>	<b>54</b>
<b>5</b>	<b>SCHRIFTTUM</b>	<b>56</b>

# 1 Einleitung

Sedimentationsprozesse erforderten in der Vergangenheit laufend Unterhaltungsbaggerungen in den stadtbremischen Häfen. Das Baggergut wird seit 1994 auf der Baggergutdeponie Seehausen, die für einen Betriebszeitraum von 20 Jahren (1994 – 2014) ausgelegt ist, gelagert. Da Deponierung und Behandlung des Baggergutes kostenintensiv sind, muss es das Ziel sein, die Sedimentation und die dadurch bedingten Baggerarbeiten, durch geeignete Maßnahmen zu reduzieren.



Abb. 1-1: Stadtbremische Häfen - Neustädter Hafen (Hafenamt Bremen, 1994)

Die hier vorgestellten Untersuchungen wurden vom Hansestadt Bremischen Hafenamt beauftragt und erlauben eine Beurteilung der Effizienz verschiedener Baumaßnahmen im Einfahrtbereich des Neustädter Hafens (Abb. 1-1), in dessen Bereich ca. 30% des in den stadtbremischen Häfen sedimentierten Materials anfallen.

Eine Minimierung der Sedimentationsmengen soll durch eine „aktive“ Beeinflussung der Strömungsverhältnisse erreicht werden. Beispielhaft werden in diesem Beitrag daher zwei Handlungsalternativen dargestellt.

Ein Schwerpunkt des Beitrages liegt weiterhin auf der Darstellung der in den numerischen Modellen verwendeten theoretischen Grundlagen und dem für diese Untersuchung notwendigen methodischen Vorgehen (Vorgehen bei Kalibrierung und Validierung bzw. Erfassung der hydrologischen Randbedingungen).

## 2 Theoretische Grundlagen

### 2.1 Hydrodynamisches Modell (RMA2)

Das hydrodynamische Modell RMA2 wird für die Berechnung von Wasserständen und zweidimensionalen Strömungszuständen in Binnenflüssen, Ästuaren und Küstengewässern (Wasserkörper mit freier Oberfläche) eingesetzt. Es dient somit als Grundlage für die auf diesen Parametern bzw. einem berechneten Geschwindigkeitsfeld aufbauenden Modelle zur Berechnung des Sedimenttransports. Die vertikalen Komponenten werden integrativ gemittelt. Die Flüssigkeit wird als vertikal homogen angenommen. Das Modell berücksichtigt Windeinfluss, Quellen und Senken, Turbulenzeffekte und den Einfluss der Erdrotation (Coriolis-Kraft).

Die entsprechenden Navier-Stokes-Gleichungen für eine turbulente Strömung (Gl. 2-1 bis Gl. 2-3) werden auf dem Berechnungsgitter für vorgegebene Rand- und Anfangsbedingungen iterativ gelöst.

$$h \frac{\partial v_x}{\partial t} + h \cdot v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + h \cdot v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left( E_{xx} \frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} \right) + g \cdot h \left( \frac{\partial \alpha}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{g \cdot v_x \cdot n^2}{h^{1/3}} + (v_x^2 + v_y^2)^{1/2} - \frac{\zeta \cdot V_a^2 \cos \psi}{Wind} - 2 \cdot h \cdot \omega \cdot v \cdot \sin \phi = 0 \quad (2.1-1)$$

$$h \frac{\partial v_y}{\partial t} + h \cdot v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + h \cdot v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left( E_{yx} \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} \right) + g \cdot h \left( \frac{\partial \alpha}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{g \cdot v_y \cdot n^2}{h^{1/3}} + (v_x^2 + v_y^2)^{1/2} - \frac{\zeta \cdot V_a^2 \sin \psi}{Wind} + 2 \cdot h \cdot \omega \cdot v \cdot \sin \phi = 0 \quad (2.1-2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) + v_x \frac{\partial h}{\partial x} + v_y \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (2.1-3)$$

mit:

- $h$  Wassertiefe [m]
- $v_x, v_y$  Geschwindigkeitskomponenten [m/s]
- $x, y$  Kartesische Koordinaten [-]
- $t$  Zeit [s]
- $\rho$  Dichte des Fluids [kg/m<sup>3</sup>]
- $E$  Viskositätsbeiwert [-]
- $g$  Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]
- $\alpha$  Sohllage [m]
- $n$  MANNING-Beiwert [s/m<sup>1/3</sup>]
- $\zeta$  empirischer Windreibungskoeffizient [-]
- $V_a$  Windgeschwindigkeit [m/s]
- $\psi$  Windrichtung [°]
- $\phi$  geographische Breite [°]

Reibung an der Gewässersohle wird durch die bekannten Ansätze nach MANNING bzw. CHEZY berücksichtigt und zur Bestimmung der Turbulenzparameter herangezogen. Die



Sohlleibung kann alternativ durch die MANNING-Zahl ( $n$ -Wert) berücksichtigt werden (Gl. 2-4). Sie liegt erfahrungsgemäß zwischen 20 und 40  $m^{1/3}/s$ .

$$n = \frac{r_{hy}^{2/3} \cdot l^{1/2}}{v} \quad (2.1-4)$$

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (2.1-5)$$

mit:

- $r_{hy}$  mittlerer hydraulischer Radius [m]
- $l$  Energieliniengefälle [‰]
- $v$  Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

Über die Beziehung  $\tau = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot l$  für die Schubspannung an der Sohle und unter der Annahme, dass für breite Gerinne der mittlere hydraulische Radius  $r_{hy}$  etwa der Tiefe des Gerinnes entspricht, erhält man für die Komponenten der Sohlschubspannung die Gleichungen:

$$\tau_x = \rho \cdot g \cdot n^2 \frac{v_x \sqrt{v_x^2 + v_y^2}}{h^{1/3}} \quad (2.1-6)$$

$$\tau_y = \rho \cdot g \cdot n^2 \frac{v_y \sqrt{v_x^2 + v_y^2}}{h^{1/3}} \quad (2.1-7)$$

Für die Beschreibung von turbulenten Geschwindigkeitsschwankungen ist die Turbulenz durch einen Ansatz zur Wirbelviskosität enthalten. Analog zu den viskosen Schubspannungen einer Flüssigkeit basiert dieser Ansatz auf der Annahme, dass die Reynoldsspannungen proportional zum Gradienten der mittleren Fließgeschwindigkeit sind (Gl. 2.1-8):

$$-\overline{v_i'v_j'} = \nu_T \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{i,j} \quad (2.1-8)$$

mit:

- $\nu_T$  Wirbelviskosität [ $m^2/s$ ]
- $k$  turbulente kinetische Energie [ $m^2/s^2$ ]
- $\delta_{i,j}$  Kronecker Delta (mit  $\delta_{i,j} = 1$  für  $i=j$ ,  
 $\delta_{i,j} = 0$  für  $i \neq j$ ) [-]

Der Faktor  $\nu_T$  ist im Gegensatz zur kinematischen Viskosität  $\nu$  keine Stoffgröße, sondern abhängig vom jeweiligen Strömungszustand und damit eine Funktion des Ortes und der Zeit. RMA2 verwendet für die Berücksichtigung des turbulenten Terms eine konstante Wirbelviskosität. Die Turbulenz wird in den Erhaltungsgleichungen durch einen Austauschkoefizienten ( $E$ ) entweder global für das gesamte Modellgebiet vorgegeben oder für jede einzelne Zelle spezifiziert. Der Austauschkoefizient ( $E$ ) kann auch durch die Vorgabe der Peclet-Zahl ( $P$ ) definiert werden (Gl. 2.1-9), die i.a. zwischen 15 und 40 gewählt wird.

$$P = \frac{\rho \cdot v \cdot dx}{E} \quad (2.1-9)$$

mit:

- $v$  mittlere Strömungsgeschwindigkeit in der betrachteten Zelle (nur x-Komponente) [m/s]
- $dx$  Elementlänge der Zelle in Strömungsrichtung [m]
- $P$  Pecletzahl [-]

## 2.2 Sedimenttransportmodell (SED2D)

SED2D dient der Simulation des Sedimenttransports in offenen Gerinnen (2D, tiefengemittelt). Es berechnet die Sedimentation, Erosion und den Transport für Sand-, Schluff- und Tonböden mit Hilfe eines tiefengemittelten Strömungsfeldes und setzt damit unmittelbar auf den Ausgabedaten von RMA2 auf. Eingangsparameter sind Korngröße, Dichte und Mächtigkeit des Sedimentes an der Gewässersohle, Sinkgeschwindigkeit des Sediments, Anfangskonzentration, Diffusionskoeffizienten und kritische Sohlschubspannungen am Boden für Erosion und Deposition.

Bei der Wahl der Eingangsparameter wird zwischen kohäsivem Sedimentmaterial und nicht kohäsivem Sedimentmaterial unterschieden. Für ein nicht kohäsives Sedimentmaterial sind Korngröße, Formfaktor, effektive Korngröße für die Rauigkeit und Bett Dicke vorzugeben. Eine aus kohäsivem Material bestehende Gewässersohle kann aus bis zu zehn Schichten unterschiedlicher Dicke bestehen, die jeweils verschiedene Charakteristika aufweisen können. Spezifisch hierbei sind der Konsolidierungskoeffizient, die Trockendichte und das Alter der Schicht (in Jahren). Für alle Schichten müssen die kritischen Sohlschubspannungen für Deposition und Erosion sowie die entsprechenden Raten vorgegeben werden bzw. bekannt sein. Innerhalb des Sedimenttransportmodells SED2 werden die folgenden Annahmen getroffen:

- Die maßgebenden Prozesse sind Erosion, Resuspension, Deposition und Transport. Die Strömung kann diese Prozesse auslösen und aufrechterhalten, unabhängig davon, ob sie Sediment enthält oder nicht.
- Das abgelagerte Sediment verbleibt so lange auf der Gewässersohle, bis die Strömungsenergie ausreicht, eine Sohlschubspannung zu erzeugen, die über der kritischen Sohlschubspannung für Erosion liegt. Auch nach erfolgter Erosion ändert sich die Struktur (Höhenlage) der Gewässersohle nicht. Bei starken Veränderungen der Gewässersohle besteht die Möglichkeit, die Berechnungen nach einer zu spezifizierenden Veränderung der Sohlage zu unterbrechen, um die Sohltopographie entsprechend anzupassen.
- Erodierete Teilchen lagern sich nur dann ab, wenn die kritische Sohlschubspannung für Deposition unterschritten wird.
- Es wird davon ausgegangen, dass zu jedem Zeitpunkt der Simulation der Hauptanteil des freien Sediments vornehmlich in Bodennähe in Suspension ist.

Die *Sedimentkonzentration in Suspension* wird durch die zweidimensionale Konvektions - Diffusions - Gleichung (ARIATHURAI, R., ET AL., 1977) ausgedrückt:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + v_x \frac{\partial C}{\partial x} + v_y \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \alpha_1 C + \alpha_2 \quad (2.2-1)$$

mit:

- $C$  Sedimentkonzentration [ $kg/m^3$ ]
- $v_x, v_y$  Geschwindigkeitskomponenten [m/s]
- $D_i$  Diffusionskoeffizienten [ $m^2/s$ ]
- $\alpha_i$  Quelltermkoeffizienten [-]

Für die *Sohlschubspannungen*  $\tau = \rho \cdot (u^*)^2$  mit der Dichte des Wassers  $\rho$  und der Schergeschwindigkeit (Schub-

spannungsgeschwindigkeit)  $u^*$ , existieren verschiedene Ansätze:

(a) Sohlschubspannungen an glatten Wänden:

$$\frac{\hat{v}}{u^*} = 5,75 \cdot \log \left( 3,32 \frac{u^* D}{\nu} \right) \quad (2.2-2)$$

mit:

- $\hat{v}$  mittlere Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
- $D$  Wassertiefe [m]
- $\nu$  kinematische Viskosität des Wassers [m<sup>2</sup>/s]
- $u^*$  Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]

Wenn Gl. 2.2-3 angewendet werden kann, gilt Gleichung 2.2-2 für die bodennahen 15 % des Profils.

$$u^* \cdot D / \nu > 30 \quad (2.2-3)$$

(b) Sohlschubspannungen im Bereich der Sohle:

$$u^* = \frac{\sqrt{g} \cdot \hat{v} \cdot n}{D^{1/6}} \quad (2.2-4)$$

mit:

- $g$  Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]
- $n$  MANNING Rauigkeits-Beiwert [s/m<sup>1/3</sup>]

*Deposition und Erosion* gehen in Form des Quellterms  $S = \alpha_1 \cdot C + \alpha_2$  in Gl. 2.2-1 ein. Im Falle des Sandtransportes ist der Quellterm eine Funktion der Gleichgewichtskonzentration  $C_{eq}$  (auch Transportpotential genannt) und der Konzentration des in Lösung befindlichen Sediments in der Wassersäule (ACKERS-WHITE, 1973):

$$S = (C_{eq} - C) / t_c \quad (2.2-5)$$

mit:

- $t_c$  charakteristische Zeitdauer des Eintrags [s]

Die charakteristische Zeit  $t_c$  beschreibt die benötigte Zeit für den Ausgleich zwischen Konzentration in Suspension und Gleichgewichtskonzentration. Die charakteristischen Zeiten  $t_{cd}$  bzw.  $t_{ce}$  für Deposition bzw. Erosion ergeben sich zu:

$$t_{cd} = \max \left\{ \frac{C_d D}{v_s}; \Delta t \right\} \quad (2.2-6)$$

$$t_{ce} = \max \left\{ \frac{C_e D}{\hat{v}}; \Delta t \right\} \quad (2.2-7)$$

mit:

- $C_d$  Depositionskoeffizient [-]
- $v_s$  Sinkgeschwindigkeit [m/s]
- $D$  Wassertiefe [m]
- $\Delta t$  Zeitschrittweite der Iteration [s]
- $C_e$  Erosionskoeffizient [-]
- $\hat{v}$  mittlere Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

Für die *Depositionsrate beim Transport kohäsiver Sedimente* wird für die Bestimmung des Quellterms der Ansatz nach KRONE (1962) verwendet:

$$S = \begin{cases} \frac{2V_s}{D} C \left( 1 - \frac{\tau}{\tau_d} \right) & \text{für } C < C_c \\ \frac{2V_k}{D} C^{5/3} \left( 1 - \frac{\tau}{\tau_d} \right) & \text{für } C > C_c \end{cases} \quad (2.2-8)$$

mit:

- $\tau_d$  kritische Schubspannung für Deposition [N/m<sup>2</sup>]
- $C_c$  kritische Konzentration [mg/l] ( $C_c = 300 \text{ mg/l}$ )

*Erosionsraten kohäsiver Sedimente* werden mit Hilfe eines Ansatzes von PARTHENIADES (in: ROIG, ET AL., 1998) bestimmt. Der Quellterm ergibt sich dann zu:

$$S = \frac{P}{D} \left( \frac{\tau}{\tau_e} - 1 \right) \quad (2.2-9)$$

mit:

- $P$  Erosionsrate kohäsiver Sedimente [m<sup>2</sup>/s]
- $\tau_e$  kritische Schubspannung für Erosion [N/m<sup>2</sup>]

Grundsätzlich wird innerhalb der implementierten Ansätze zwischen dem Herauslösen einzelner Partikel aus der Gewässersohle und einer sogenannten Massenerosion unterschieden. Diese tritt auf, wenn die Sohlschubspannungen über einem zu spezifizierenden Grenzwert liegen. Der Quellterm ergibt sich in diesem Fall zu:

$$S = \frac{T_L \rho_L}{D \Delta t} \text{ für } \tau > \tau_s \quad (2.2-10)$$

mit:

- $T_L$  Dicke der zu erodierenden Schicht [m]
- $\rho_L$  Dichte der zu erodierenden Schicht [kg/m<sup>3</sup>]
- $\tau_s$  Grenzwert der Sohlschubspannung bei Einsetzen der Massenerosion [N/m<sup>2</sup>]

Der Quellterm geht mit jeweils umgekehrten Vorzeichen in Gl. 2.2-1 ein. Eine Zunahme der Sedimentkonzentration an der Gewässersohle führt zu einer Abnahme der Konzentration des freien Sediments in Suspension und umgekehrt. Die Quelle ist auf Grund der Massenerhaltung in jeweils komplementären Modellbereich eine Senke.

### 2.3 Parameter des Bettmodells

Eine aus *nicht kohäsivem Material* aufgebaute Gewässersohle wird als Sedimentreservoir mit vorgegebener Dicke betrachtet. Unter dieser Schicht befindet sich eine erosionsfeste Sohle. Sedimentein- und -austrag werden durch Betrag und Vorzeichen des Quellterms definiert. Der Massenzuwachs bzw. -verlust der Gewässersohle wird über den Porositätsparameter als Volumenänderung berücksichtigt. Wird die Gewässersohle durch *kohäsive Sedimente* gebildet, kann eine mehrschichtige Struktur berücksichtigt werden. Für jede Schicht werden die Charakteristika Alter, Dicke, Dichte und Materialtyp angegeben. Der Materialtyp wiederum spezifiziert die Werte für kritische Scherspannung für Erosion, Erosionsrate, Anfangsdichte und Scherwiderstand, jährliche Änderung der beiden vorgeannten Werte, Konsolidierungskoeffizient und Schichttyp (kohäsiv oder nicht kohäsiv). Einträge kohäsiven Materials werden bis zur vordefinierten Dicke aufgehäuft und bilden dann eine abgeschlossene Schicht im Sinne des Bettmodells mit einem Satz charakteristischer Parameter. Die Depositionsrate wird zu einem Volumenzuwachs über die spezifische Dichte des abgelagerten Sediments umgerechnet, die Erosionsrate auf gleiche Weise zu einer Volumenreduktion.

### 3 Anwendungsbeispiel „Hafengruppe Bremen-Stadt“

#### 3.1 Vorgehensweise

Zur Beschreibung der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge im Untersuchungsgebiet Neustädter Hafen wurde ein umgebendes Modellgebiet definiert, um Einflüsse durch die Ränder zu vermeiden. Die den Simulationen zugrundeliegenden Randbedingungen sind aus Naturmessungen (Wasserstände, Durchflüsse, Sedimentationsraten, sedimentologische Parameter) abgeleitet worden.

Die Modellparameter für hydrodynamisches Modell wurden durch Abgleich mit Strömungsmessungen in der Weser und Auswertung physikalischer Modellversuche abgeleitet. Für das Sedimenttransportmodell wurden die Untersuchungen von NASNER (1992, 1997) ausgewertet.

Zur wertmäßigen Überprüfung der, in der Kalibrierung ermittelten, Modellparameter wurde in einem zweiten Schritt eine Validierung mit veränderten Randbedingungen durchgeführt.

Mit Hilfe der so kalibrierten und validierten Modelle wurden mehrere Handlungsalternativen untersucht, von denen zwei hier vorgestellt werden.

#### 3.2 Räumliche Abgrenzung des Modellgebietes

Das Modellgebiet umfasst den Bereich der Weser vom Mittelsbürener Hafen (Klößnerhafen) bis zum Wendebecken Europahafen, sowie Neustädter Hafen mit Lankenauer Hafen, Werfthafen, Getreidehafen, Holz- und Fabrikenhafen, Überseehafen und Kap-Horn-Hafen (Abb. 3.2-1).

Die untere Grenze des Modellgebietes liegt im Bereich des

Klößnerhafens bei Unterweser-km 10,75. Die obere Grenze des Modellgebietes liegt im Bereich des Wendebeckens Europahafen (oberhalb des Einfahrtsbereiches Europahafen) bei Unterweser-km 4,50. Die seitliche Umrandung des Modellgebietes wird auf der rechten Weserseite durch die Hochwasserschutzwände, Kaimauern bzw. Deichoberkanten gebildet. Auf der linken Weserseite bilden die Hochwasserschutzdeiche, Kaimauern bzw. die sich bis zur unteren Modellgrenze erstreckenden Weserdeiche die seitliche Begrenzung des Modellgebietes. Innerhalb der genannten Modellgrenzen befindliche Inseln im Fluss, stromteilende Bauwerke, Hafenflächen im Bereich des Neustädter Hafens, des Überseehafens, des Europahafens und des Hohentorhafens zwischen Hochwasserschutzwänden (äußere Abgrenzung des Hafens) und Oberkante Kaimauer wurden nicht in das Modellgebiet eingebunden, da davon ausgegangen werden konnte, dass für die hier untersuchten Abflüsse und Wasserstände eine Überströmung dieser Bereiche ausgeschlossen ist.

#### 3.3 Aufbau, Kalibrierung und Validierung des hydrodynamischen Modells

Die Tiefe der Hafenbecken und ihre tiefenmäßige Anbindung an die Weser wurden aus Peilungen des HAFENAMTES BREMEN ermittelt. Die Bathymetriedaten wurden hierbei für die entsprechenden Zeiträume der Kalibrierung und Validierung durch zeitliche Mittelung der Tiefenwerte (linear) aus vor- und nachgeordneten Peilungen bestimmt.

Die Tiefen der Weser ergaben sich aus Peilungen der Wasserschiffahrtsverwaltung (WASSER- UND SCHIFFFAHRTS-AMT BREMEN). Grundlage bilden in diesem Zusammenhang

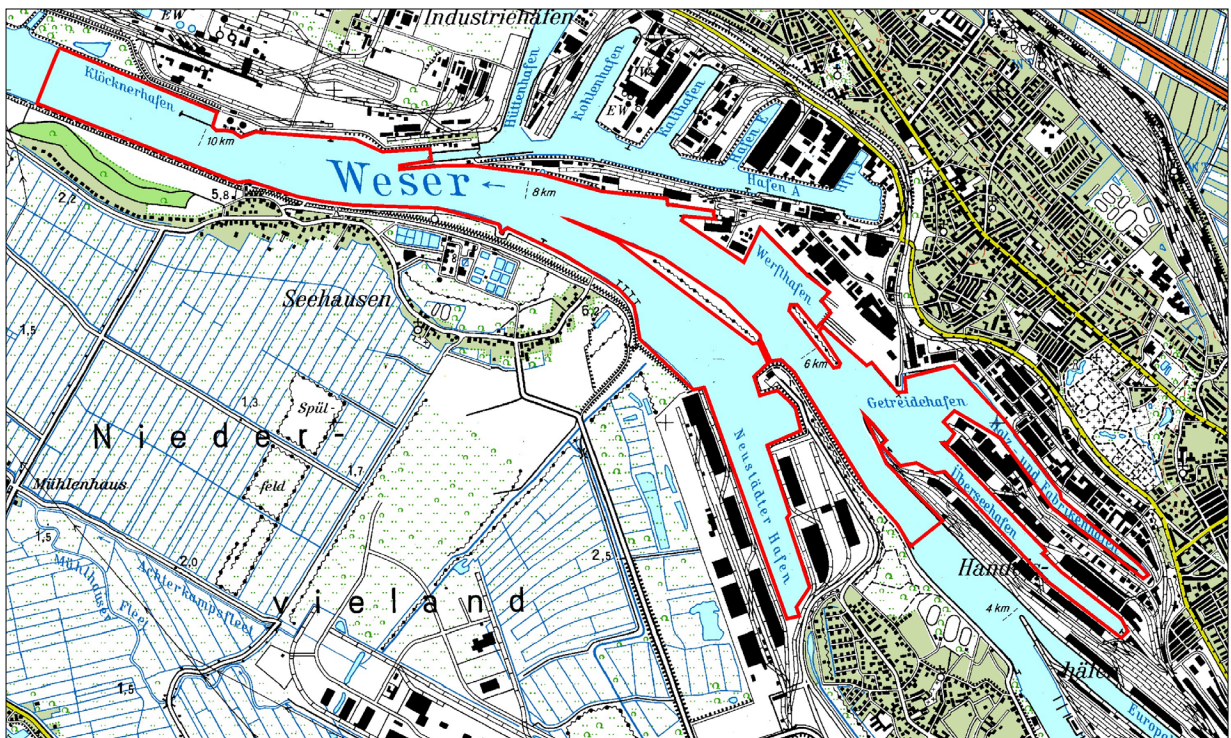


Abb. 3.2-1: Räumliche Abgrenzung des Modellgebietes

die von der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU zur Verfügung gestellten digitalen Daten.

Für die Herstellung des Landanschlusses, d.h. den Übergängen der vorliegenden Peildaten und den bei Hochwasser überfluteten Flächen, wurden Daten des Vermessungsamtes der Freien und Hansestadt Bremen genutzt. Die zur Verfügung stehenden Niv-Punkte bzw. Zusatzpunkte aus Einzelvermessungen wurden auch für die Festlegung von Böschungsoberkanten benutzt. Die Deichhöhen wurden aus den „Deichbändern“ ermittelt. Die gesamte Modellfläche beträgt ca. 3,6 Mio m<sup>2</sup>.

Den Zufluss aus der Weser in das Untersuchungsgebiet bilden die Abflüsse am Referenzpegel Intschede (15-Minuten Werte), die den Eingangswert für die Berechnung der Randbedingungen am oberen Rand des hydrodynamischen Modells darstellen. Sie wurden für das zwischen Intschede und oberem Modellrand gelegene Einzugsgebiet nicht durch weitere Zuflüsse beaufschlagt, da die Zuflussmengen vernachlässigbar sind.

Für die jeweiligen Abflüsse wurden die Laufzeiten von Intschede bis zum Wehr Hemelingen durch Auswertung von Untersuchungen der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU in Abhängigkeit vom Durchfluss ermittelt.

Die obere Modellgrenze bei Unterweser-km 10,75 ist nicht identisch mit der Tidegrenze, die sich bei höheren Oberwasserabflüssen weiter stromabwärts in das Modellgebiet verlagert. Um das Tidevolumen in den Randbedingungen der oberen Modellgrenze zu berücksichtigen, wurde für den Bereich zwischen dem Weserwehr (als maximal nach oberstrom mögliche Verlagerung der Tidegrenze) und der oberen Modellgrenze ein Bilanzmodell aufgebaut, welches das Tidevolumen  $TV_{(t_1 \rightarrow t_2)}$  und zugeordnete Durchflüsse zeitabhängig ermittelt (Abb. 3.3-1).

$$TV_{1-2(t_1 \rightarrow t_2)} = A \cdot \frac{(\Delta h_1 + \Delta h_2)}{2} \quad (3.3-1)$$

$$TV_{2-3(t_1 \rightarrow t_2)} = A \cdot \frac{(\Delta h_2 + \Delta h_3)}{2} \quad (3.3-2)$$

$$Q_2(t_1 \rightarrow t_2) = -\frac{TV_{1-2(t_1 \rightarrow t_2)}}{(t_2 - t_1)} + Q_{oben(t_1 \rightarrow t_2)} \quad (3.3-3)$$

$$Q_{OMG(t_1 \rightarrow t_2)} = -\frac{TV_{2-3(t_1 \rightarrow t_2)}}{(t_2 - t_1)} + Q_2(t_1 \rightarrow t_2) \quad (3.3-4)$$

mit:

- A Wasserfläche [m<sup>2</sup>]
- $\Delta h_1$  Wasserstandsdifferenz am Wehr Hemelingen ( $\Delta h_1 = h_{1(t_2)} - h_{1(t_1)}$ ) [m]
- $\Delta h_2$  Wasserstandsdifferenz am Pegel Gr. Weserbrücke ( $\Delta h_2 = h_{2(t_2)} - h_{2(t_1)}$ ) [m]
- $\Delta h_3$  Wasserstandsdifferenz an der oberen Modellgrenze ( $\Delta h_3 = h_{3(t_2)} - h_{3(t_1)}$ ) [m]
- $Q_{oben(t_1 \rightarrow t_2)}$  Durchfluss Weserwehr [m<sup>3</sup>/s]
- $Q_2(t_1 \rightarrow t_2)$  Durchfluss Pegel Gr. Weserbrücke [m<sup>3</sup>/s]
- $Q_{OMG(t_1 \rightarrow t_2)}$  Durchfluss obere Modellgrenze [m<sup>3</sup>/s]

Der Durchfluss am Weserwehr Hemelingen entspricht zeitversetzt dem Durchfluss am Pegel Intschede. Die Verteilung des Oberwasserzuflusses über dem Abflussquerschnitt erfolgte tiefenabhängig und steht damit in direktem Zusammenhang mit den natürlichen Gegebenheiten, da im Bereich des oberen Modellrandes eine uferparallele Einstromung vorausgesetzt werden kann.

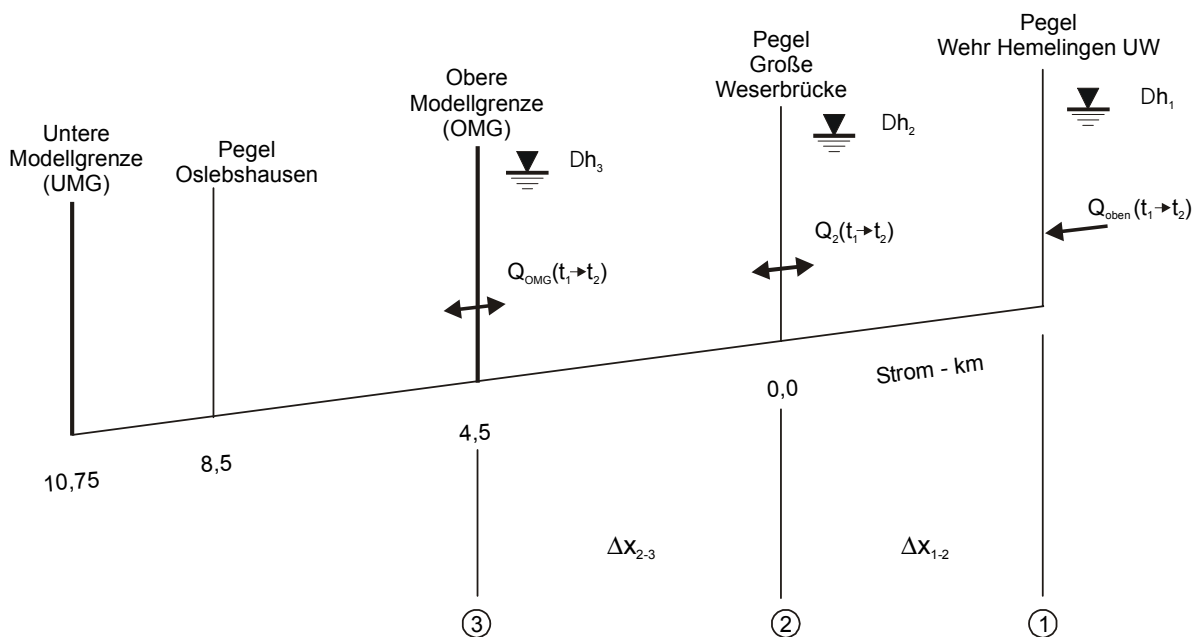


Abb. 3.3-1: Aufbau des Bilanzmodells für den Bereich Wehr Hemelingen bis Obere Modellgrenze



Die Randbedingung an der unteren Begrenzung des Modellgebietes (h-Randbedingung) wurde aus den verfügbaren Tidekurven am Pegel Oslebshausen und am Pegel Vegesack durch lineare Interpolation bestimmt und über den gesamten Modellrand in Ansatz gebracht.

Für die Kalibrierung und Verifizierung des hydrodynamischen Modells wurden Strömungsmessungen aus der Messkampagne vom 06.03. bis 05.04.1990 herangezogen. Diese Strömungsmessungen sind Punktmessungen von Betrag und Richtung bei Unterweser-km 5,75 und Unterweser-km 7,5 ca. 75 m vom linken Ufer, in ca.1m Tiefe unter der Wasseroberfläche. Für die Umrechnung in vergleichbare tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeiten wurde der Ansatz nach VAN RIJN (1993) für ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil angewendet:

$$\hat{v} = \left[ \frac{v}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] \cdot \left[ \frac{z_0}{h} - 1 + \ln\left(\frac{h}{z_0}\right) \right] \quad (3.3-5)$$

$$v = \frac{(g \cdot h \cdot I)^{0,5}}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.3-6)$$

mit:

- g Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]
- h Wassertiefe [m]
- I Energie-/Wasserspiegelgefälle [‰]
- κ VON KARMAN Konstante (0,4) [-]
- z<sub>0</sub> Sohlage (u=0 bei z=z<sub>0</sub>) [m]
- z Höhenlage der Messung ab Sohlage[m]

Für die Eichung des hydrodynamischen Modells wurden Pegelaufzeichnungen des Pegels Oslebshausen (Unter-

weser-km 8,4) und Strömungsmessungen in der Weser (Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten in Betrag und Richtung im Zeitraum 17.03.1990 6<sup>00</sup> Uhr bis 18.03.1990 15<sup>00</sup> Uhr) verwendet. Während des Kontrollzeitraumes lag der Oberwasserabfluss der Weser (Pegel Intschede) bei Q = 485 bis 535 m<sup>3</sup>/s und damit im Bereich von WiMQ<sub>(1941-1990)</sub> = 426 m<sup>3</sup>/s. Der betrachtete Strömungszustand stellt die im Winterhalbjahr anzutreffenden Strömungszustände (Mittelwasser-Kalibrierung) dar. Die zugehörige obere Randbedingung ist in Abb. 3.3-2 dargestellt. Die am unteren Modellrand angesetzte Tidekurve findet sich in Abb. 3.3-3.

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells im Hinblick auf einen naturähnlichen Tideablauf erfolgte nach den Tidewasserständen, den Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden und den gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten bzw. -richtungen. Um im numerischen Modell dem o.a. Sollzustand nahe zu kommen, mussten schrittweise eine Veränderung der Rauigkeiten in verschiedenen Wassertiefen und eine Modifizierung der Peclet-Zahl (Turbulenzmodellierung) vorgenommen werden, um eine hinreichende Übereinstimmung (Abweichung bis rd. ± 2 cm) zwischen den Tidekurven im Modell und den Aufzeichnungen in der Natur zu erreichen. Um die Naturähnlichkeit des Ein- und Ausschwingens der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Differenzen der Pegelstände zwischen Sollzustand und Modellzustand am Pegel Oslebshausen verglichen (Abb. 3.3-4). Abweichungen über ± 2cm lassen sich nur im Bereich der steil ansteigenden Flutäste erkennen (17.03.90 13<sup>45</sup> -15<sup>00</sup> und 18.03.90 02<sup>15</sup>-02<sup>45</sup> : ± 5cm), was auf Differenzen beim Digitalisieren der Tidekurven zurückzuführen ist. Bei kleineren Zeitschritten Δt treten in diesem Abschnitt der Tide Änderungen im

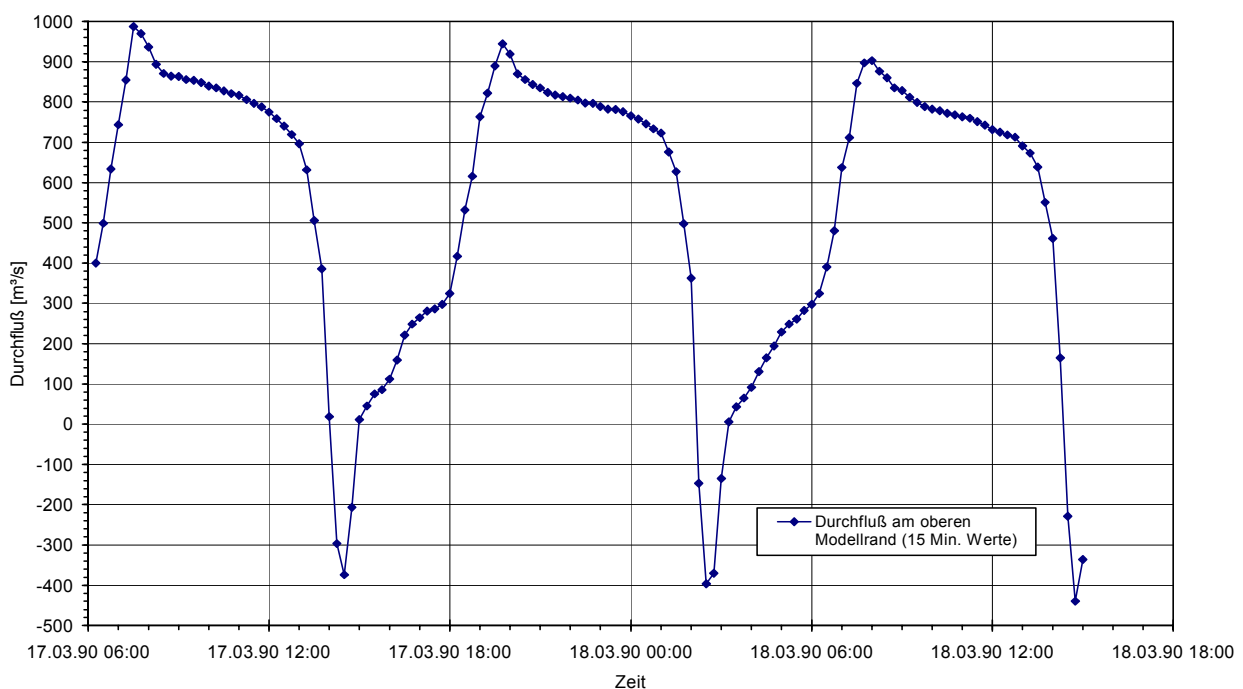


Abb. 3.3-2: Durchfluß am oberen Modellrand (Q-Randbedingung) über den Eichzeitraum (17.03.1990 6<sup>00</sup> Uhr bis 18.03.1990 15<sup>00</sup> Uhr)

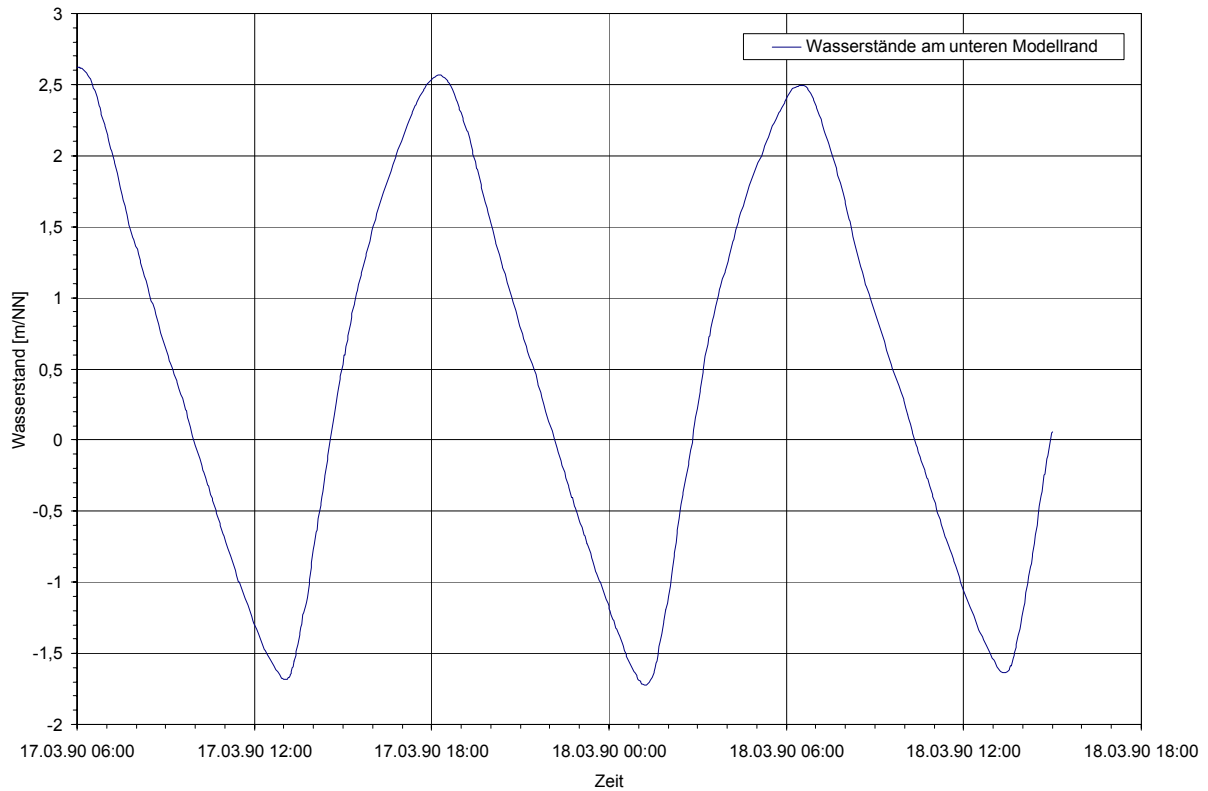


Abb. 3.3-3: Tidekurve bei Unterweser-km 10,5 am unteren Modellrand über den Eichzeitraum (17.03.1990 6<sup>00</sup> Uhr bis 18.03.1990 15<sup>00</sup> Uhr)

Wasserstand ( $\Delta h$ ) auf, die im Betrag größer sind, als die Änderungen in der Ebbephase. Die Scheitelwerte der Tiden sind mit einer Genauigkeit von weniger als  $\pm 1\text{cm}$  berechnet worden. Eine Verschiebung der Eintrittszeiten der Scheitelwasserstände ist nicht erkennbar. Die im Modell

ermittelten Wasserstände bilden die am Pegel Oslebshausen aufgetretenen natürlichen Verhältnisse sehr gut ab.

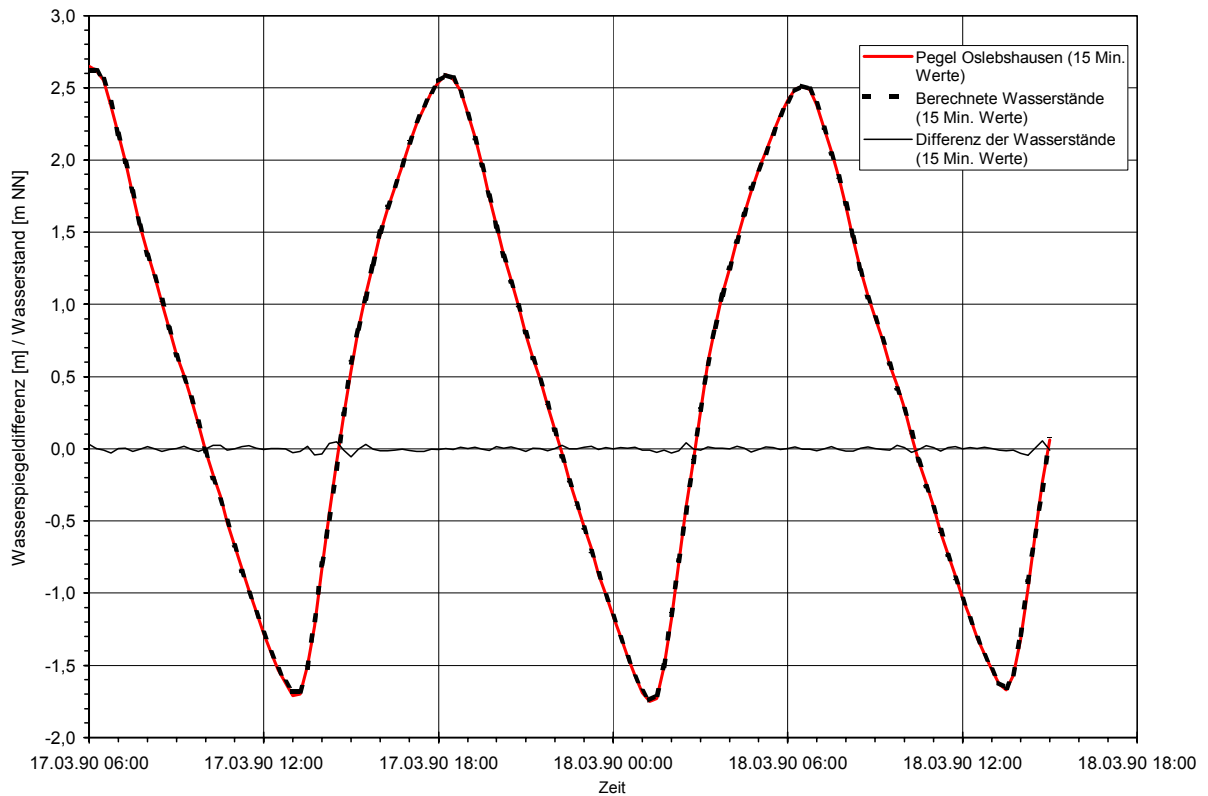


Abb. 3.3-4: Differenz zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen am Pegel Oslebshausen im Eichzeitraum (17.03.1990 6<sup>00</sup> Uhr bis 18.03.1990 15<sup>00</sup> Uhr)

Für die Kalibrierung des Modells standen zudem aus der Messkampagne vom 06.03. bis 05.04.1990 zwei Punktmessungen mit Strömungsgeschwindigkeiten in Betrag und Richtung zur Verfügung. Um auch hier die Naturähnlichkeit des Ein- und Ausschwingens der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Eintrittszeiten der Geschwindig-

keitsänderungen, die Beträge der Strömungsgeschwindigkeiten und deren Richtung zwischen Sollzustand und Modellzustand nach Beendigung der Eichung an den Messstellen bei Unterweser-km 5,75 und 7,5 verglichen (beispielhaft für Unterweser-km 5,75 in Abb. 3.3-5 und Abb. 3.3-6).

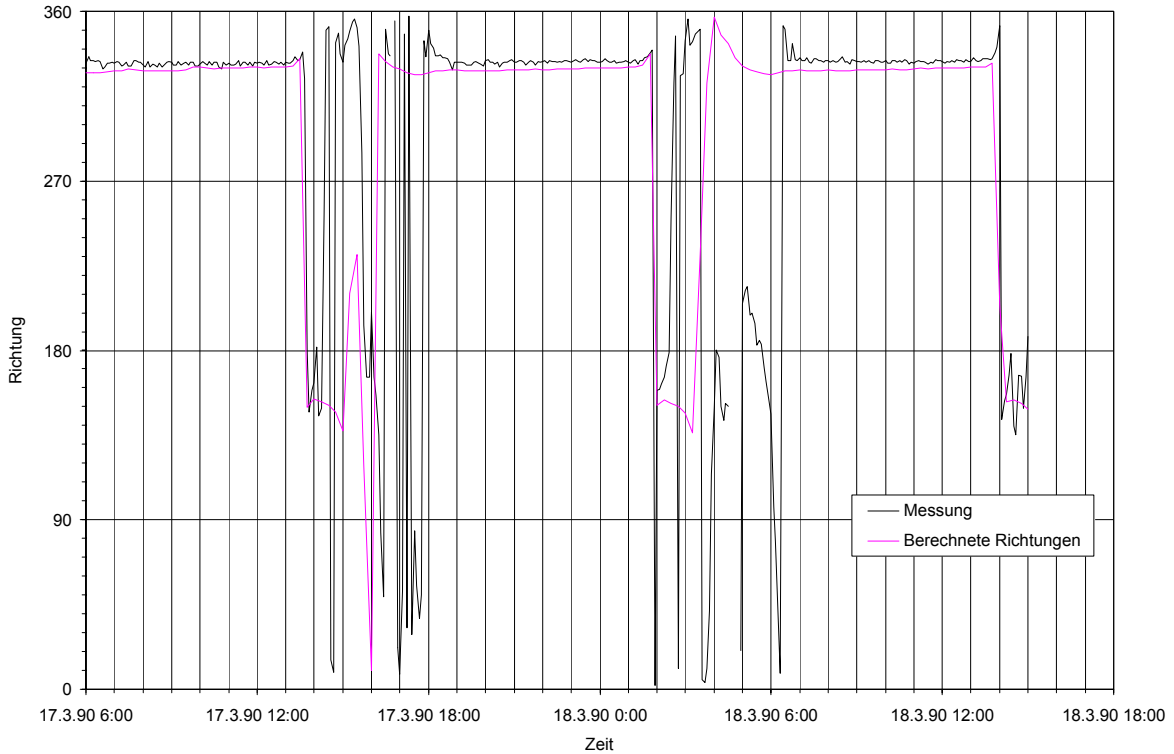


Abb. 3.3-5: Gemessene und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt bei Unterweser-km 5,75 für den Kontrollzeitraum (17.03.1990 6<sup>00</sup> Uhr bis 18.03.1990 15<sup>00</sup> Uhr)

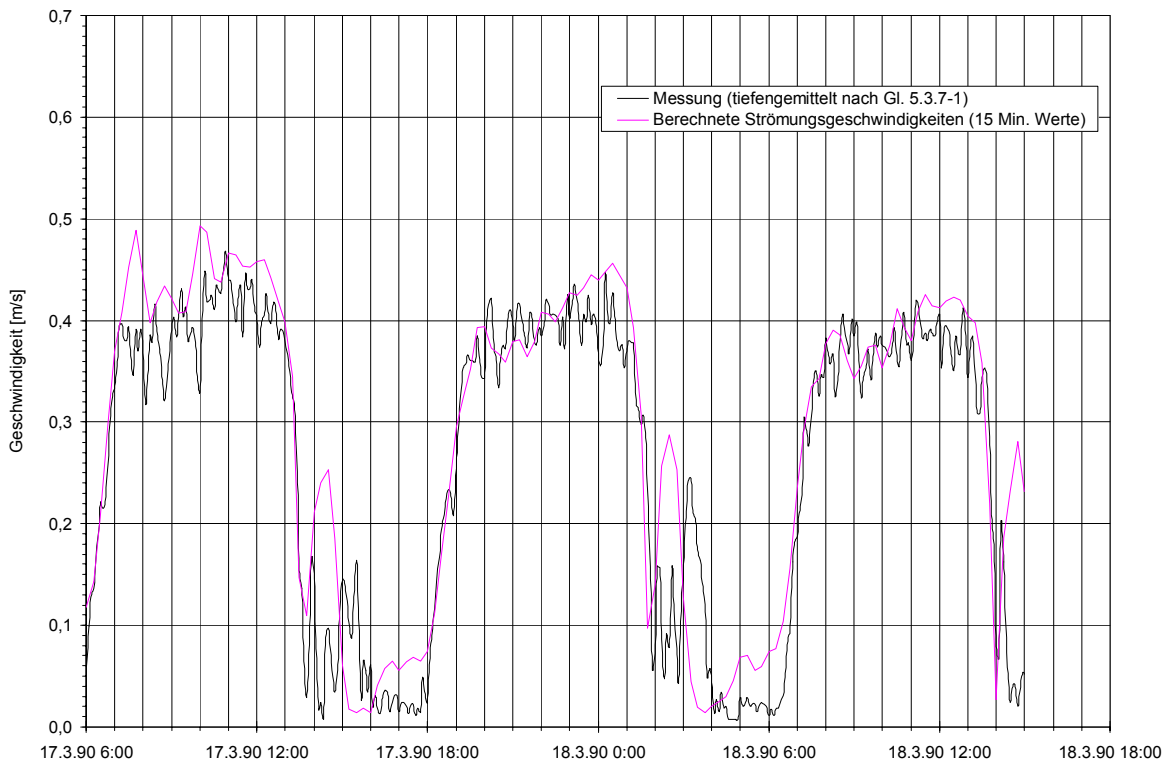


Abb. 3.3-6: Gemessene und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt bei Unterweser-km 5,75 für den Kontrollzeitraum (17.03.1990 6<sup>00</sup> Uhr bis 18.03.1990 15<sup>00</sup> Uhr)



Die Geschwindigkeitsdifferenzen an den Messstellen bewegen sich innerhalb von  $\pm 5$  cm/s. Nur bei sehr niedrigen Geschwindigkeiten lassen sich größere Abweichungen feststellen. Diese Abweichungen in eng begrenzten Abschnitten sind vorwiegend auf Messungenauigkeiten und in geringem Maße auf numerische Inkonsistenzen zurück-

zuführen.

Im Modellgebiet weichen die berechneten Strömungsrichtungen während kurzer Tidephasen von den gemessenen Richtungen ab, da bei niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten die Trägheit der eingesetzten Messgeräte die Messung der Strömungsrichtungen beeinflusst. Die berechne-

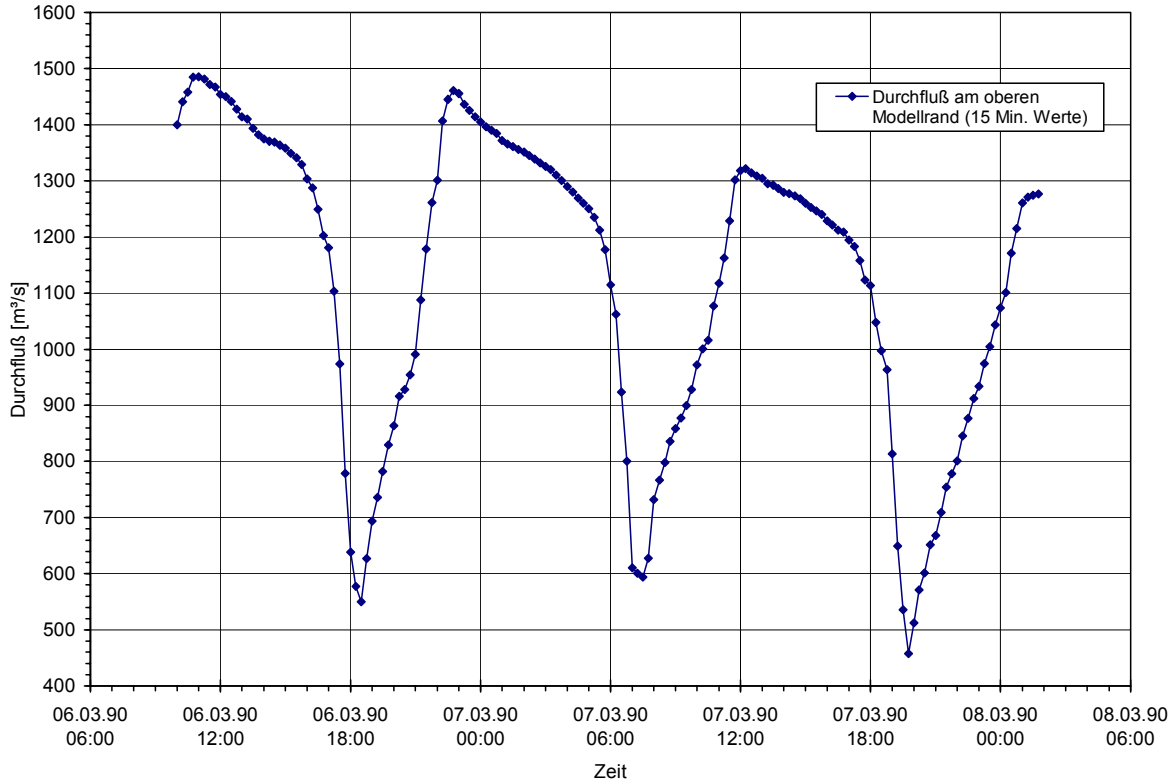


Abb. 3.3-7: Durchfluß am oberen Modellrand (Q-Randbedingung) über den Kontrollzeitraum (06.03.1990 10<sup>00</sup> Uhr bis 08.03.1990 2<sup>00</sup> Uhr)

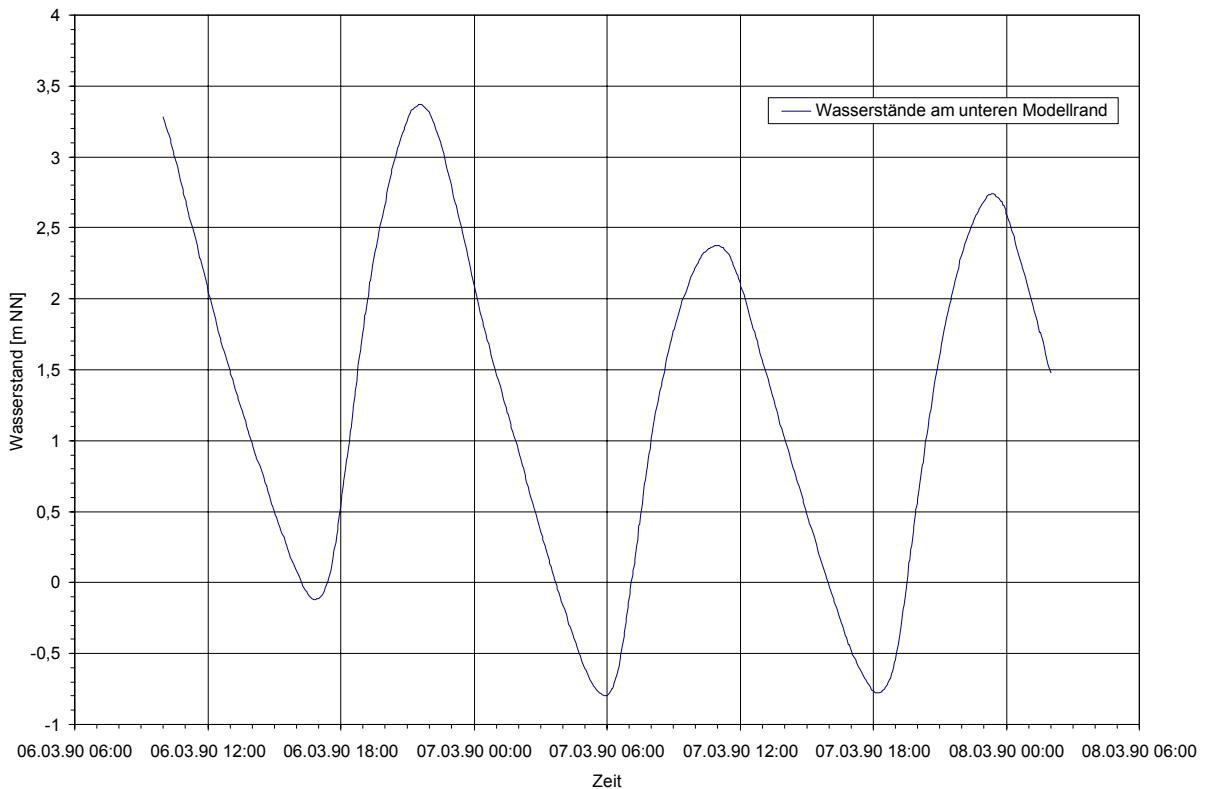


Abb. 3.3-8.: Tidekurve der Weser bei km 10,5 am unteren Modellrand (h-Randbedingung) über den Kontrollzeitraum (06.03.1990 10<sup>00</sup> Uhr bis 08.03.1990 2<sup>00</sup> Uhr)

ten Strömungsgeschwindigkeiten, -richtungen und Wasserstände stellen eine gute Näherung an die tatsächlichen Strömungsverhältnisse im Hafengebiet von Bremen dar.

Für die Validierung des hydrodynamischen Modells wurden Pegelaufzeichnungen des Pegels Oslebshausen (Unterweser-km 8,4) und Strömungsmessungen in der Weser (Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten in Betrag und Richtung im Zeitraum 06.03.1990 10<sup>00</sup> Uhr bis 08.03.1990 02<sup>00</sup> Uhr) verwendet. Dieser Zeitraum beinhaltet den abfallenden Ast einer Hochwasserwelle mit einem Oberwasserabfluss in Intschede zwischen  $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q = 1020 \text{ m}^3/\text{s}$ . ( $WIMHQ_{(1941-1990)} = 1190 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Der betrachtete Strömungszustand spiegelt daher im Winterhalbjahr anzutreffende Strömungszustände wieder (Hochwasser-Validierung). Die an den Modellrändern eingesteuerten Randbedingungen sind in Abb. 3.3-7 und 3.3-8 dargestellt.

Die berechneten und gemessenen Wasserstände am Pegel Oslebshausen (Abb. 3.3-9) zeigen, ebenso wie bei der Kalibrierung, eine hinreichend genaue Übereinstimmung. Erkennbare Abweichungen (über  $\pm 2\text{cm}$ ) liegen nur im Bereich des ansteigenden Tideastes vor. Die Scheitelwerte der Tiden stimmen mit einer Genauigkeit von  $\pm 1\text{cm}$  überein. Eine Verschiebung der Eintrittszeiten der Scheitelwasserstände ist nicht erkennbar. Auch die Validierung bildet die am Pegel Oslebshausen gemessenen Wasserstände sehr gut ab.

Der Verlauf der berechneten Strömungsgeschwindigkeiten

über den Betrachtungszeitraum spiegelt, im Gegensatz zur Messung, die abfallende Tendenz des Oberwasserabflusses sehr gut wieder (vgl. Abb. 3.3-7). Die berechneten Strömungsrichtungen weichen, wie auch bei der Eichung, nur während kurzer Tidephasen von den gemessenen Richtungen ab, was auf die Trägheit der Messgeräte hinweist.

Die berechneten Strömungsgeschwindigkeiten, -richtungen (beispielhaft für Unterweser-km 5,75 in Abb. 3.3-10 und Abb. 3.3-11) und Wasserstände stellen daher eine sehr gute Näherung für die tatsächlichen Strömungsverhältnisse im Hafengebiet von Bremen dar.

Im Rahmen von Kalibrierung und Validierung sind für die Eichparameter Sohlrauigkeit (tiefenabhängige MANNING-Beiwerte) und Pecletzahl (Beschreibung des Turbulenzzustandes) die in Tafel 3.3-1 dargestellten Werte bestimmt worden. Die Verteilung der gebietstypischen Strukturelemente findet sich in Abb. 3.3-12.

Gebiet	Pecletzahl [-]	Manning-Zahl für $h < 2\text{m}$ [-]	Manning-Zahl für $h > 2\text{m}$ [-]
Fluss	20	0,030	0,030
Hafen	20	0,030	0,025
Böschung	20	0,040	0,035

Tafel 3.3-1: Ermittelte Modellparameter für Sohlrauheit und Pecletzahl

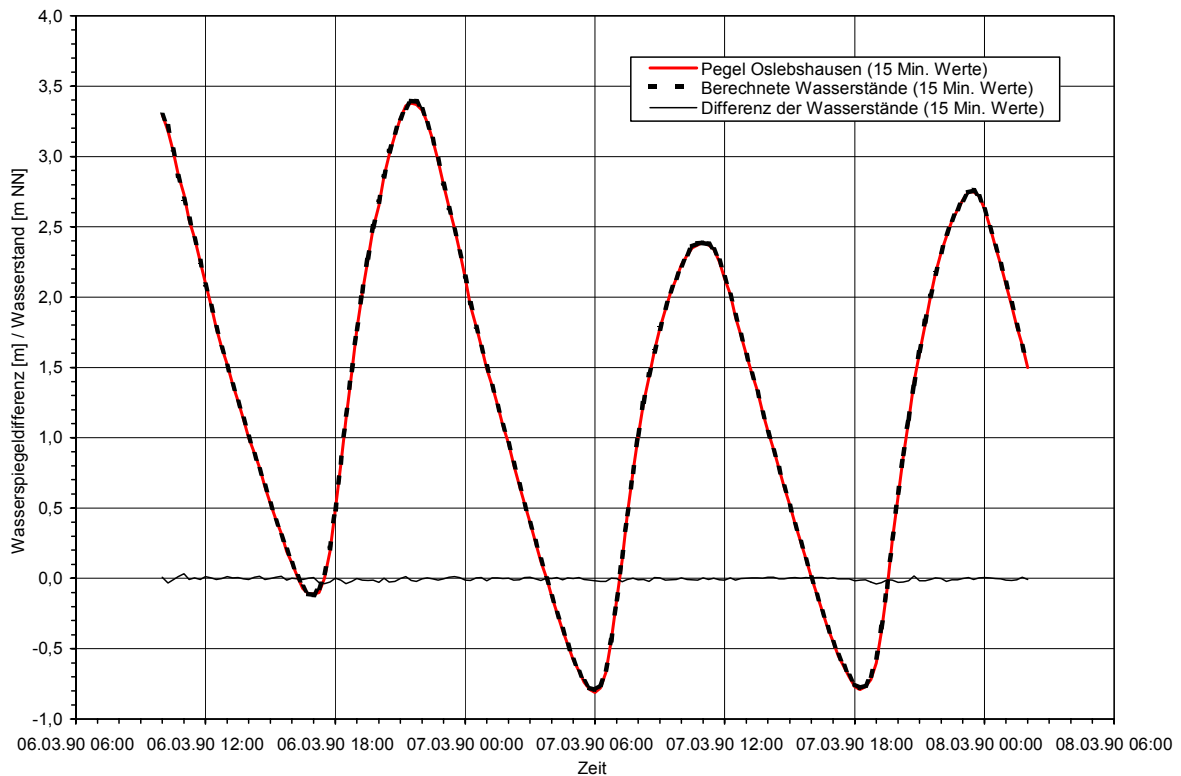


Abb. 3.3-9: Differenz zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen am Pegel Oslebshausen im Kontrollzeitraum (06.03.1990 10<sup>00</sup> Uhr bis 08.03.1990 2<sup>00</sup> Uhr)

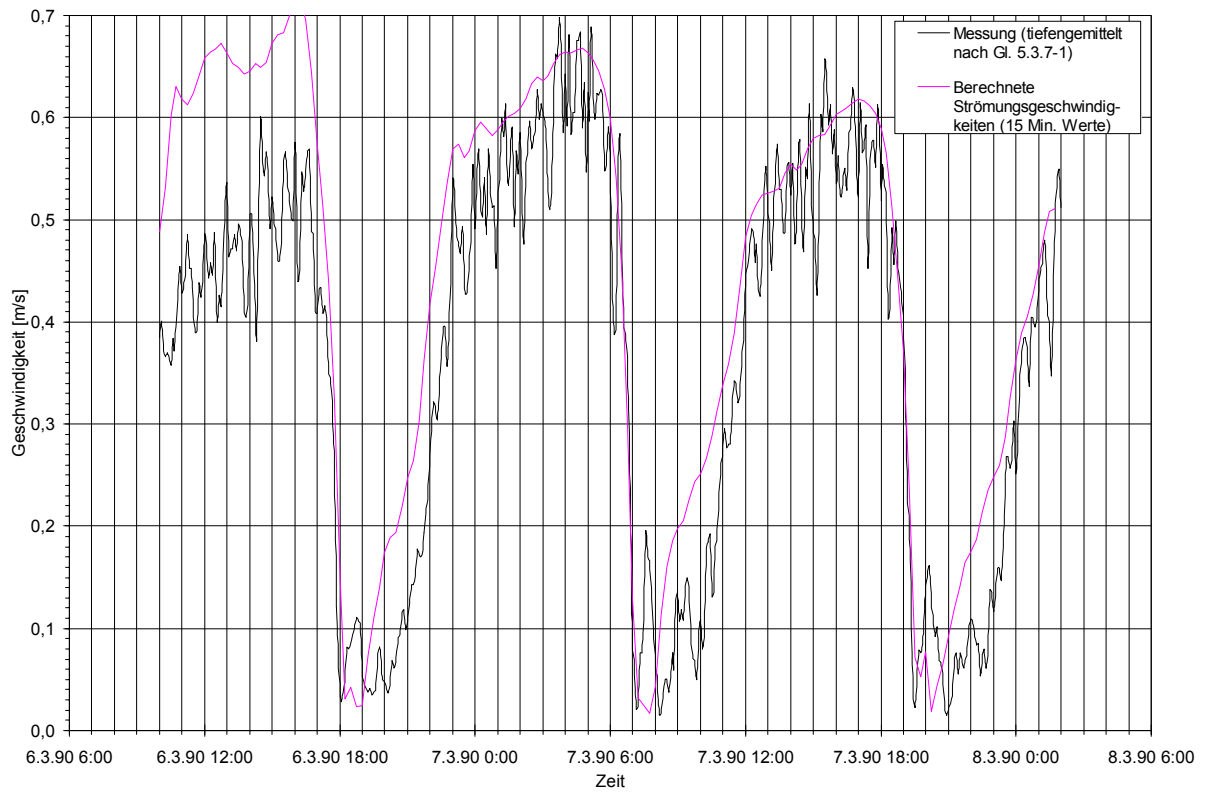


Abb. 3.3-10: Gemessene und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt bei Unterweser-km 5,75 für den Kontrollzeitraum (06.03.1990 10<sup>00</sup> Uhr bis 08.03.1990 2<sup>00</sup> Uhr)

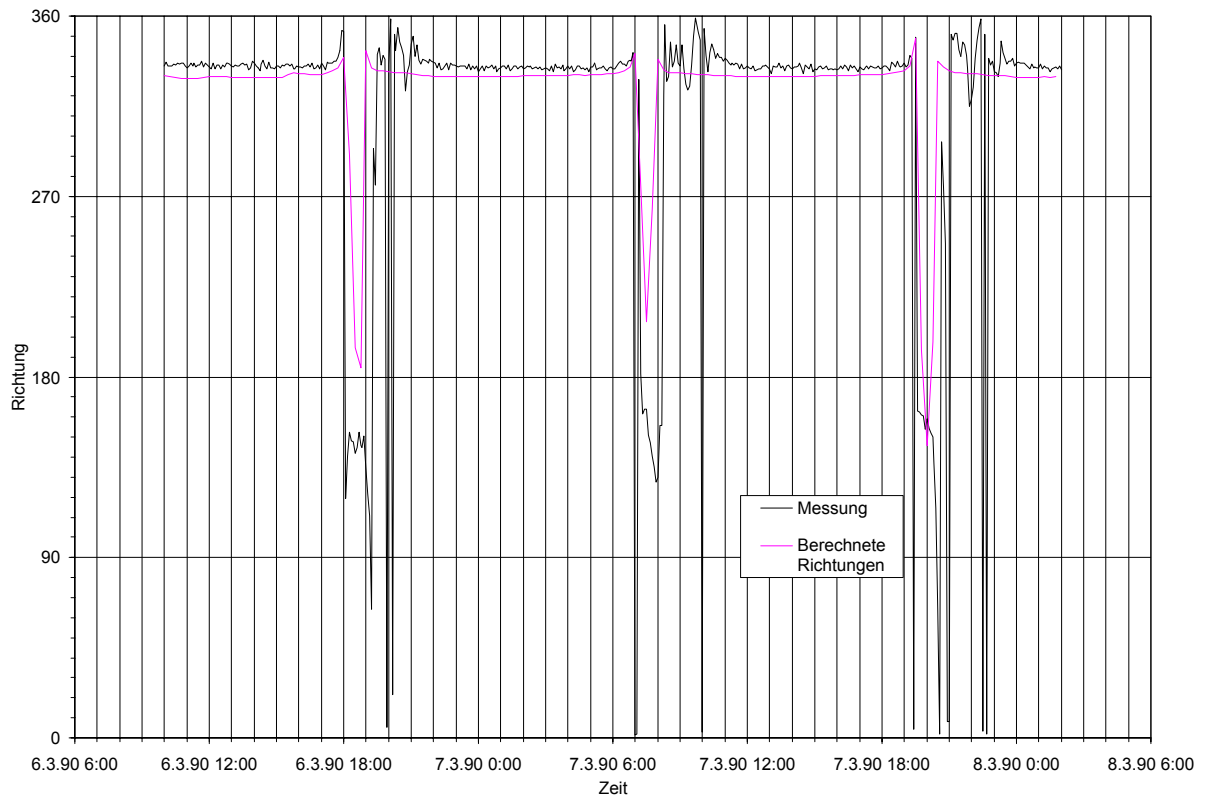


Abb. 3.3-11: Gemessene und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt bei Unterweser-km 5,75 für den Kontrollzeitraum (06.03.1990 10<sup>00</sup> Uhr bis 08.03.1990 2<sup>00</sup> Uhr)

Aufgrund physikalischer Modelluntersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS im Jahr 1989 wurde der Zugang zum Neustädter Hafen über den sog. Hafenkanal abgetrennt. Die

erwarteten Reduktionen der Sedimenteinträge in den Neustädter Hafen waren eingetreten und damit auch Veränderungen in der Sohltopographie im Untersuchungsgebiet.

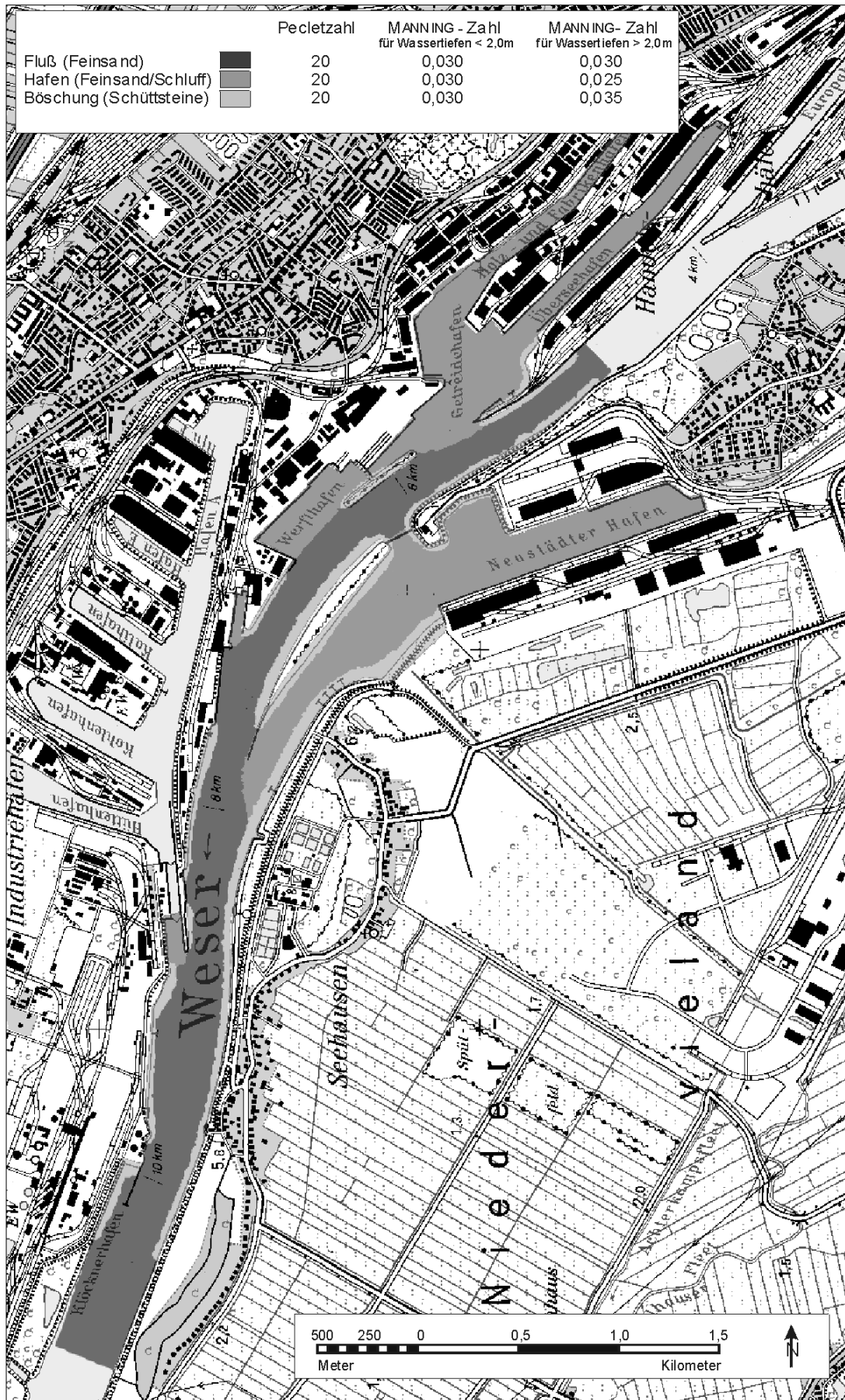


Abb. 3.3-12: Lageplan der verwendeten Modellparameter

Für die weiteren Untersuchungen wurde daher die Sohltopographie aufgrund von Peilplänen des HAFENAMTES BREMEN und des WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES (WSA) BREMEN aus dem Jahr 1997 angepasst.

Eine zusätzliche Verifizierung der Strömungsgeschwindigkeiten im Ausgangszustand erfolgte über den Vergleich der berechneten Strömungszustände mit den im physikalischen Modell ermittelten Strömungszuständen nach 1,0

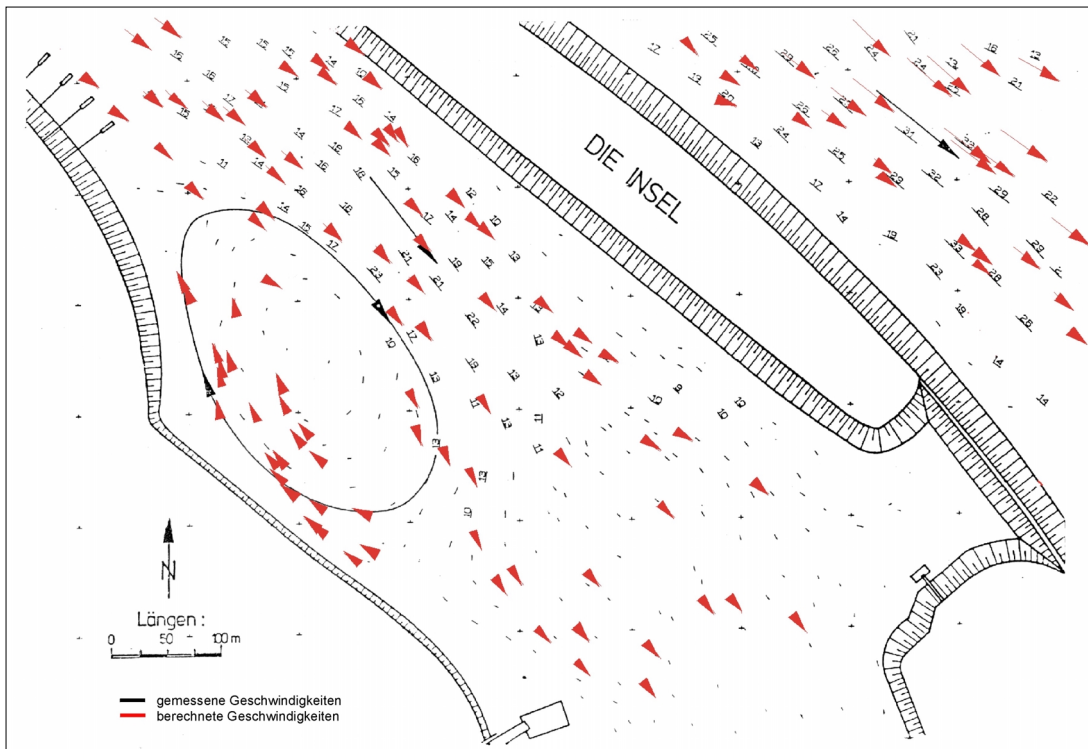


Abb. 3.3-13: Vergleich der Strömungsrichtungen mit einem physikalischen Modell (nach 2,0 h Modellzeit 1989) [FRANZIUS – INSTITUT, 1989]

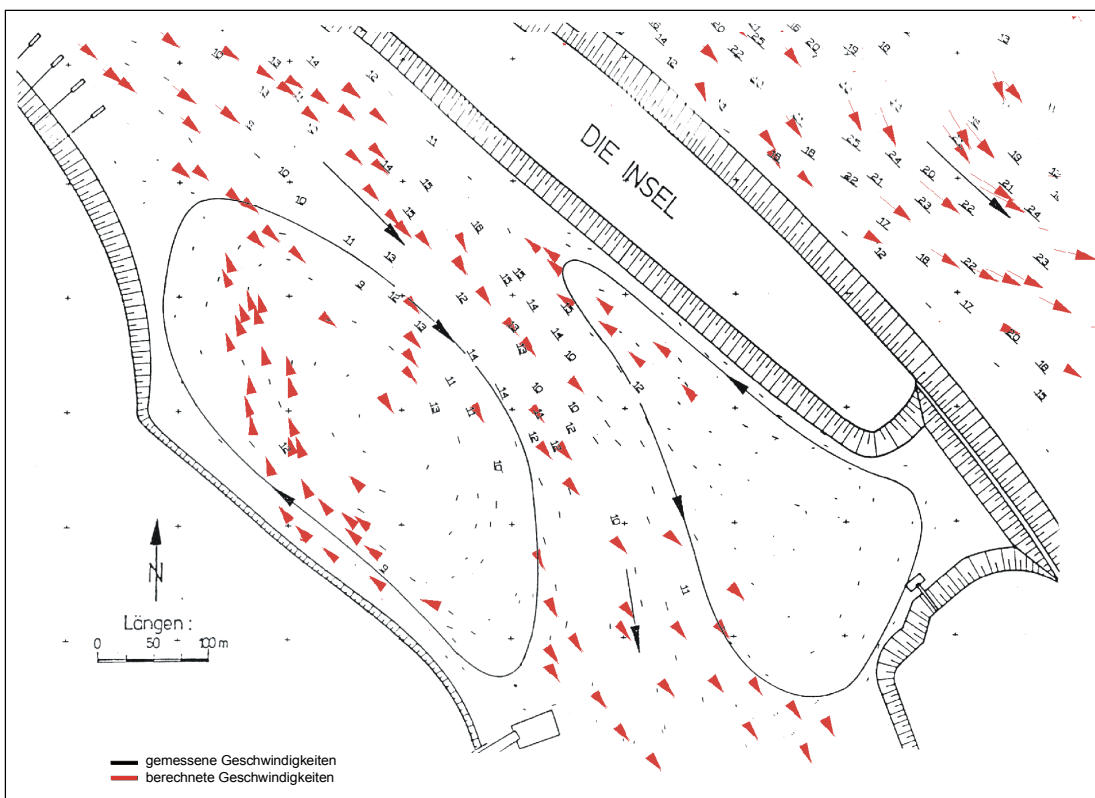


Abb. 3.3-14: Vergleich der Strömungsrichtungen mit einem physikalischen Modell (nach 3,0 h Modellzeit 1989) [FRANZIUS – INSTITUT, 1989]

Std., 2,0 Std., 3,0 Std., 4,1 Std. und 9,3 Std. der Modelltide des physikalischen Modells und den korrespondierenden Zeitschritten des numerischen Modells (beispielhaft in Abb. 3.3-13 und Abb. 3.3-14). Bei im physikalischen Modell leicht abweichenden Bathymetrien sind hier ähnliche Walzenstrukturen in gleichen Tidephasen wiederzuerkennen. Die Überprüfung der Strömungsverhältnisse aus der hydrodynamischen Simulation anhand physikalischer Modellversuche ergab eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

### 3.4 Aufbau, Kalibrierung und Validierung des Sedimenttransportmodells

Nach Schließung des Hafenkanales haben sich die Strömungsverhältnisse grundlegend verändert. Im Wendebcken wurden weniger Walzenströmungen festgestellt, die vor der Schließung des Hafenkanales hohe Auflandungen verursachten. Die mittlere Geschwindigkeit in der Fahrwassermitte (im Zufahrtbereich und im Vorhafen) bei einem Oberwasser von  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  (vergl. Anordnung der Messpunkte in Abb. 3.4-1) liegen im Ausgangszustand bei  $0,1 \text{ m/s}$  (Abb. 3.4-2). Nur während einer kurzen Tidephase steigen die Strömungsgeschwindigkeiten auf ihren größten Wert von ca.  $0,3$  bis  $0,35 \text{ m/s}$ . Unter diesen Voraussetzungen sedimentieren die mit der Flut transportierten größeren Fraktionen (Sand) innerhalb der Zufahrt und des Vorhafens. Der erweiterte Querschnitt des Wendebckens im Neustädter Hafen wird nur noch schwach durchströmt. Die Geschwindigkeiten liegen im allgemeinen unter  $0,1 \text{ m/s}$ , bei denen sich auch die feineren Fraktionen (Schluff) ablagern können. In den Untersuchungen des LABORS FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1996b)

wird dieser Zusammenhang deutlich sichtbar (Abb. 3.4-3). Im Vorhafen des Neustädter Hafens lagert sich in Höhe des westlichen Endes der Insel die größte Menge an Sedimenten ab. Die Sedimentationsmengen im Wendebcken hingegen sind nur minimal. Aufgrund des sehr schwachen Füllstromes sind im Becken II nur sehr geringe Auflandungen zu verzeichnen.

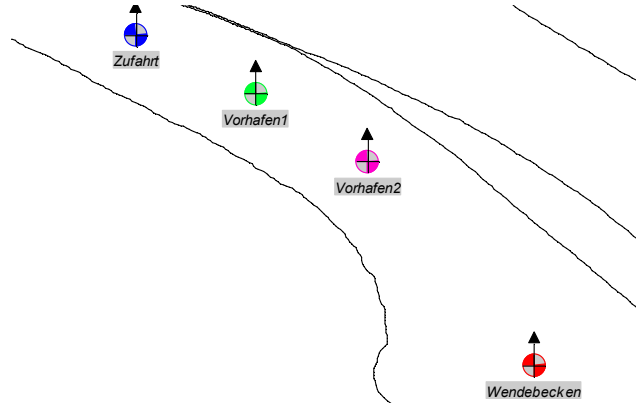


Abb. 3.4-1: Lage der Auswertungspunkte für die Strömungsgeschwindigkeiten im numerischen Modell

Für die Kalibrierung des Sedimenttransportmodells und die anschließende Untersuchung der Sedimentationsverhältnisse wurde zunächst die Abflussganglinie am Pegel Intschede analysiert. Im langjährigen Mittel weist die Abflussreihe des Jahres 1997 einen charakteristischen Verlauf auf und kann daher für die Kalibrierung und weitergehende Untersuchungen als im langjährigen Mittel auftretende Abflussverteilung Eingang in die numerischen Berechnungen finden (Abb. 3.4-4). Der Schwebstoffgehalt der Weser und somit auch die Sedimentationsmengen variieren mit dem Oberwasserabfluss der Weser. Die Abflussreihe am Pegel Intschede wurde daher in vier

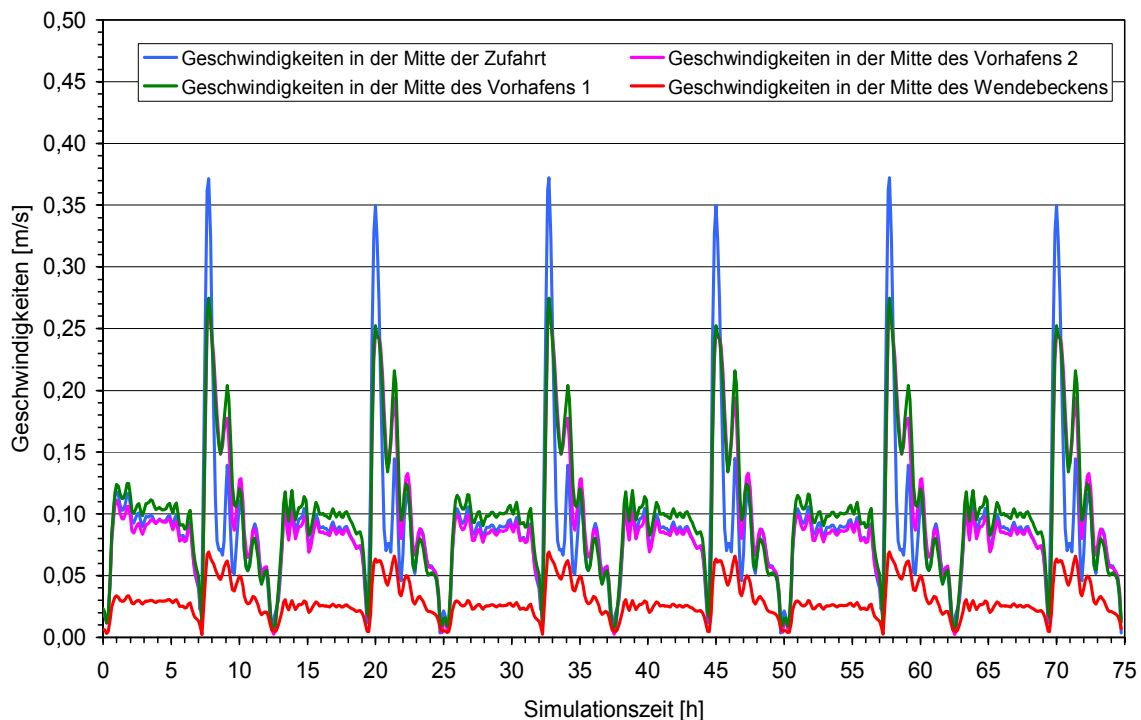


Abb. 3.4-2: Strömungsgeschwindigkeiten in der Fahrwassermitte im Neustädter Hafen



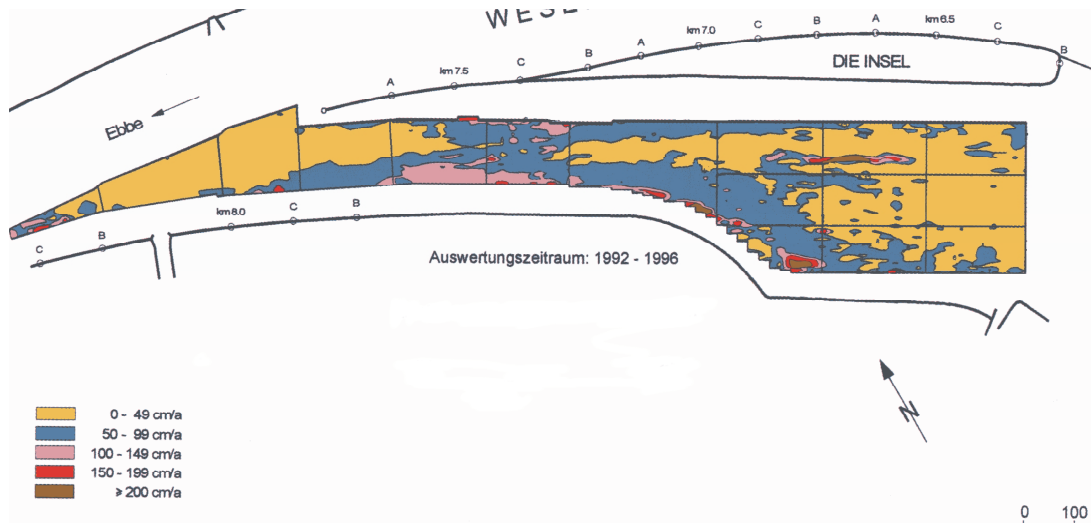


Abb. 3.4-3: Morphologie im Vorhafen und Wendebassin des Neustädter Hafens (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1996b)

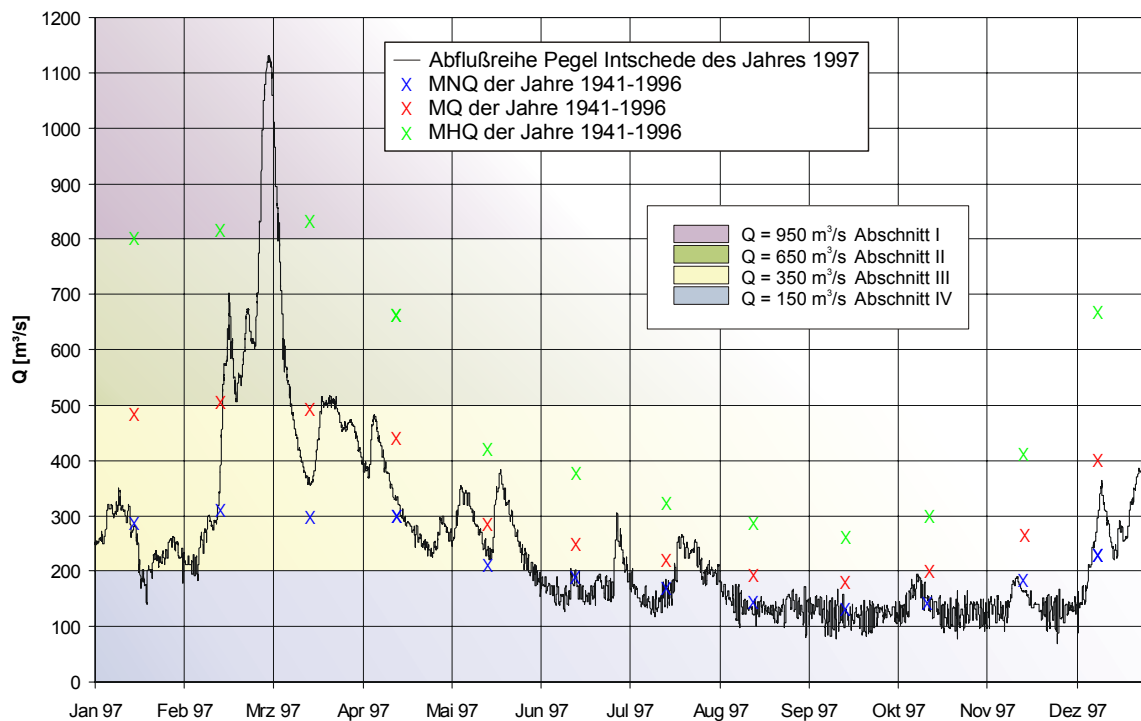


Abb. 3.4-4: Unterteilung der vorliegenden Abflussreihe am Pegel Intschede im Jahr 1997

Abschnitte mit unterschiedlichen Durchflüssen (Abschnitt IV: 0 - 200 m<sup>3</sup>/s, Abschnitt III: 200 - 500 m<sup>3</sup>/s, Abschnitt II: 500 - 800 m<sup>3</sup>/s, Abschnitt I: 800 - 1200 m<sup>3</sup>/s) unterteilt (Abb. 3.4-4). Innerhalb dieser Abschnitte wurden maßgebliche Abflüsse ( $Q_{IV} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{III} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{II} = 650 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_I = 950 \text{ m}^3/\text{s}$ ) definiert. Durch Ansatz der maßgeblichen Abflüsse für die in Tafel 3.4-1 dargestellten Wiederkehrintervalle sollen die vom LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1996b) beschriebenen Sedimentationsraten (als langjähriges Mittel der Jahre 1991-1997) in ihrer Größenordnung für die einzelnen Kornfraktionen nachvollzogen werden.

Der für das Modellgebiet maßgebende Schwebstoffgehalt wurde aus Schwebstoffmessungen am Pegel Intschede (Angaben des GEWÄSSERKUNDLICHEN JAHRBUCHS: Jahre 1990 - 1996) ermittelt. Die ausgewerteten Messungen mit

Monatsangaben und Maximalwerten innerhalb der Monate sind in Abb. 3.4-5 und 3.4-6 dargestellt. In den Monaten mit geringen Oberwasserabflüssen (Mai-November) sind die maximalen Schwebstoffkonzentrationen vergleichbar mit den mittleren Schwebstoffkonzentrationen. Bei höheren Oberwasserabflüssen (> 600 m<sup>3</sup>/s) sind die maximalen Schwebstoffkonzentrationen den Hochwasserereignissen zuzuordnen. Diese Hochwasserereignisse dauern weniger als 1 Monat und lassen die Maximalwerte z.T. erheblich von den Monatsmittelwerten abweichen. Diese Gewichtung der Schwebstoffkonzentrationen in Abhängigkeit von den Abflussereignissen wird bei der Ermittlung des Sedi-  
menteintrages am oberen Modellrand berücksichtigt.



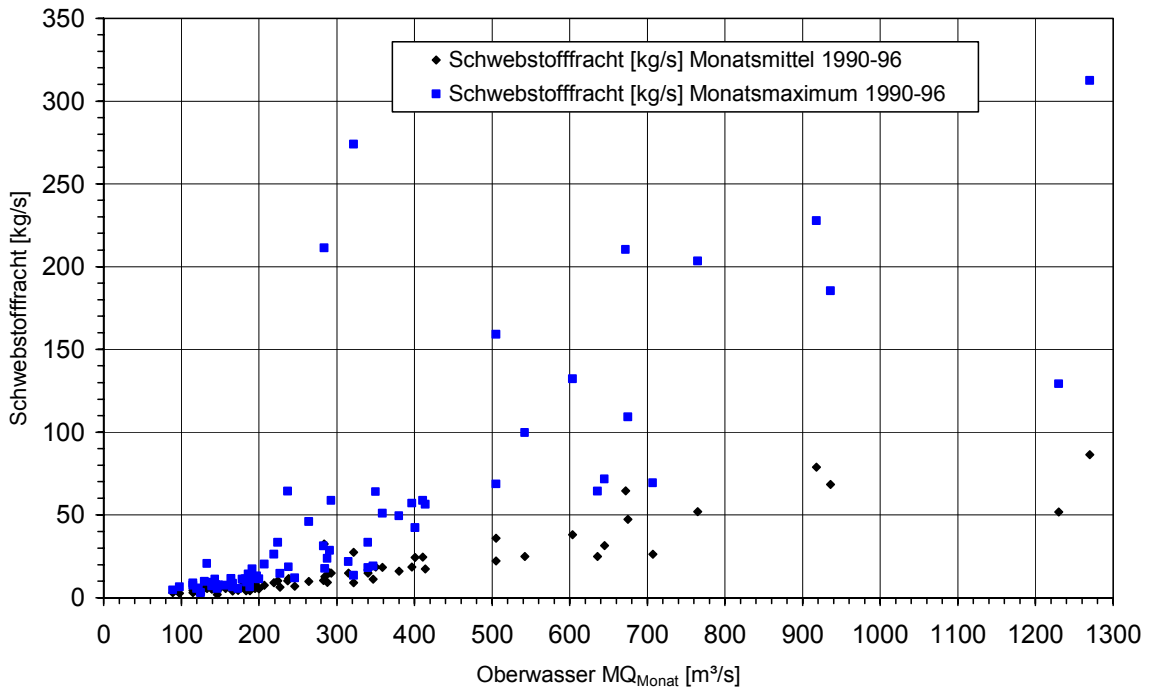


Abb. 3.4-5: Schwebstofffracht am Pegel Intschede in Abhängigkeit vom Oberwasser (GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 1990 - 1996)

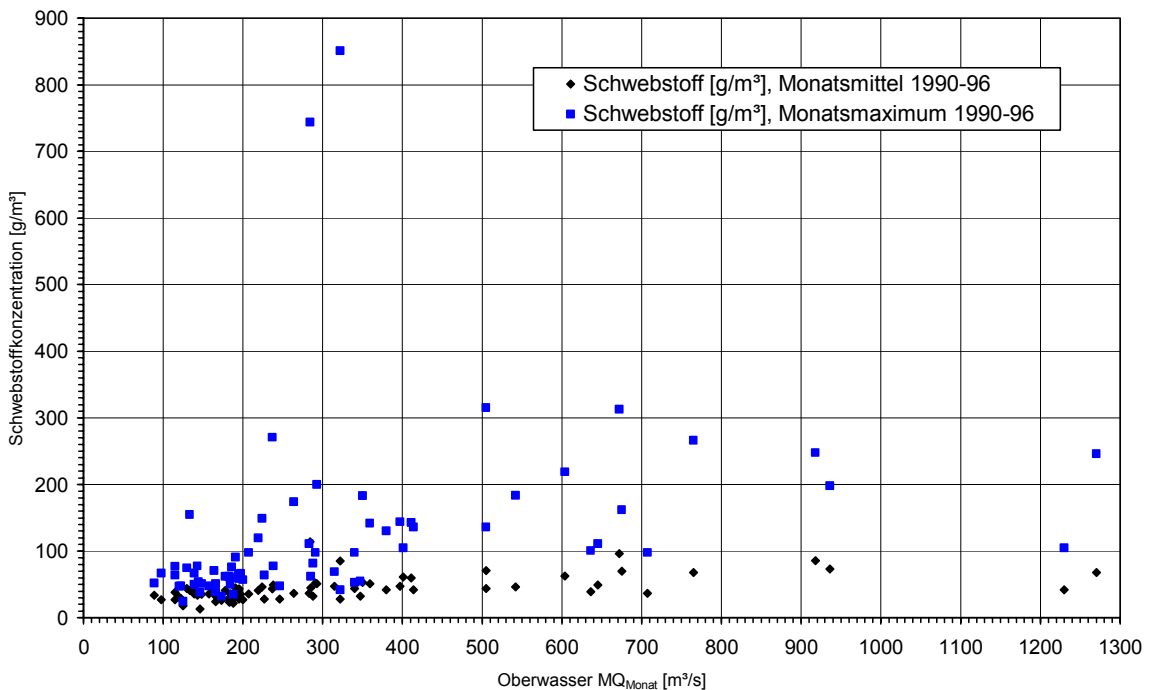


Abb. 3.4-6: Schwebstoffgehalt  $C_s$  am Pegel Intschede in Abhängigkeit vom Oberwasser (GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 1990 - 1996)

Mit Hilfe der in Tafel 3.4-1 ermittelten Zeiträume ist erkennbar, dass bei niedrigen Oberwasserabflüssen eine relativ geringe Schwebstofffracht (ca. 10 kg/s) über einen langen Zeitraum (365 Tiden) transportiert wird. Bei hohen Oberwasserabflüssen wird ein größeres Feststoffangebot (ca. 200 kg/s) über einen kurzen Zeitraum (13 Tiden) mit geringerem Wasseraustausch transportiert (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1992a). Auf Grund des längeren Zeitraumes bei niedrigen Oberwasserabflüssen wird hier jedoch ca. 30% mehr Sediment transportiert

als bei hohen Abflüssen. Somit sind alle gewählten Durchflüsse aus der bereichsweise unterteilten Abflussreihe für die Berechnung der jährlichen Sedimentationsmengen maßgebend.

Die Korngrößen und -verteilungen im Modellgebiet wurden aus Bodendreiecken (NASNER, 1997), Körnungslinien und Siebkornanalysen der Fahrwassersohle (WSA Bremen, 1985) ermittelt (Tafel 7-2). Dabei lässt sich eine deutliche Trennung in Schluff (Schwebstoff) und Sand erkennen. Tonanteile sind in den Hafengebieten nur in geringen

Mengen vorhanden. Damit lassen sich im Bereich der stadtbremischen Häfen die Transportmechanismen Sandtransport (sohlnaher Transport) und Schwebstofftransport (Transport in Suspension) identifizieren.

Abschnitt	Zeitraum	Dauer Std:Min:Sek
III (350 m³/s)	1.1.97 0:00	374:30:00
	16.1.97 14:30	
IV (150 m³/s)	16.1.97 14:30	63:00:00
	19.1.97 5:30	
III (350 m³/s)	19.1.97 5:30	622:30:00
	14.2.97 4:00	
II (650 m³/s)	14.2.97 4:00	309:15:00
	27.2.97 1:15	
I (950 m³/s)	27.2.97 1:15	163:45:00
	5.3.97 21:00	
II (650 m³/s)	5.3.97 21:00	103:00:00
	10.3.97 4:00	
III (350 m³/s)	10.3.97 4:00	247:15:00
	20.3.97 11:15	
II (650 m³/s)	20.3.97 11:15	126:45:00
	25.3.97 18:00	
III (350 m³/s)	25.3.97 18:00	1635:45:00
	1.6.97 21:45	
IV (150 m³/s)	1.6.97 21:45	680:15:00
	30.6.97 6:00	
III (350 m³/s)	30.6.97 6:00	110:00:00
	4.7.97 20:00	
IV (150 m³/s)	4.7.97 20:00	413:00:00
	22.07.97 01:00	
III (350 m³/s)	22.07.97 01:00	234:00:00
	31.07.97 19:00	
IV (150 m³/s)	31.07.97 19:00	3199:00:00
	12.12.97 2:00	
III (350 m³/s)	12.12.97 2:00	478:00:00
	1.1.98 0:00	

Tafel 3.4-1: Ermittlung der Zeiträume für die Sedimentationsmengenberechnung

Ort	A0 [m²]	Ton / Feinschluff		Mittel / Grobschluff		Sand	
		[%]	[gew.%]	[%]	[gew.%]	[%]	[gew.%]
Fahrwasser km 4,75-5,25	60909		0	10	0,2	90	1,9
Fahrwasser km 5,25-5,75	95150		0	66	2,2	34	1,1
Fahrwasser km 5,75-6,25	125134		0	35	1,5	65	2,8
Fahrwasser km 6,25-6,75	123620		0	47	2	53	2,3
Fahrwasser km 6,75-7,25	131795		0	52	2,4	48	2,2
Fahrwasser km 7,25-7,75	119085		0	62	2,6	38	1,6
Fahrwasser km 7,75-8,25	121260		0	46	2	54	2,3
Fahrwasser km 8,25-8,75	290919		0	4	0,4	96	9,8
Fahrwasser km 8,75-9,25	558097		0	3	0,6	97	19
Werfthafen	127112	23	1	61	2,7	16	0,7
NH Becken II	405896	12	1,7	54	7,7	34	4,8
NH Wendebecken	312388	21	2,3	54	5,9	25	2,7
NH Vorhafen	243673	14	1,2	51	4,4	35	3
Osterort I+II	139122	7	0,3	45	2,2	48	2,3
Überseehafen etc.	k.A.						

Tafel 3.4-2: Prozentuale Verteilung von Sedimentklassen in den verschiedenen Modellbereichen

Die Verteilung der Sedimente im Untersuchungsgebiet kann aus Abbildung 3.4-7 nur abgeschätzt werden, da die Probenentnahme vor Schließung des Hafenanals durchgeführt wurde.

Aus der Körnungslinie der Baggergutdeponie Seehausen für den Neustädter Hafen und unter Berücksichtigung der Probenentnahme des LABORS FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1990c, 1992a) lassen sich für das Modellgebiet zwei maßgebende Korngrößen (Feinsand und Schluff) für die Kalibrierung des Sedimenttransportmodells und die Analyse der Sedimentationsprozesse ableiten:

Fraktion 1: Feinsand mit einem mittleren Korndurchmesser von  $d_{\text{Sand}} = 0,1 \text{ mm}$  und

Fraktion 2: Grobschluff mit einem mittleren Korndurchmesser von  $d_{\text{Schluff}} = 0,018 \text{ mm}$ .

Für die Fraktion 1 ergab sich in den untersuchten Bodenproben ein Mengenanteil von im Mittel 56 %. Die in Tafel 3.4-3 dargestellten Einträge dienten als erste Abschätzung, da für den Bereich der Modellränder im Fahrwasser der Weser aufgrund fehlender Messungen keine genauen Angaben zur Sandfracht vorlagen.

$d_{50}$ [mm]	Sedimenteintrag $c_s$ [kg/m³] (abhängig vom Oberwasserzufluss)			
	150 m³/s	350 m³/s	650 m³/s	950 m³/s
0,100	0,008	0,011	0,016	0,020

Tafel 3.4-3: Sedimenteintrag für die Fraktion 1 am oberen Modellrand in Abhängigkeit vom Oberwasserzufluss

Diese erste Abschätzung wurde im Rahmen der Kalibrierung mit anderen transportrelevanten Modellparametern (Sinkgeschwindigkeit) abgeglichen, um die im langjährigen Mittel vom LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1996b) nachgewiesenen Sedimentationsraten nachzuvollziehen.

Der Sedimenteintrag für die Fraktion 2 wurde aus Schwebstoffmessungen am Pegel Intschede (GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH: Jahre 1990 – 1996, Abb. 3.4-5 und 3.4-6) ermittelt. Außerdem stand eine Analyse des LABORS FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1990c) aus dem Bereich von Weser-km 0 bis Weser-km 12 zur Verfügung. Dieser kann jedoch keine bestimmte Tidephase und keine Höhe der Probenentnahme zugeordnet werden. Auch sind den Schwebstoffkonzentrationen aus dem GEWÄSSERKUNDLICHEN JAHRBUCH und aus dem Bericht des LABORS FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN keine Kornverteilungen zugeordnet, so dass für die Fraktion 2 (0,018 mm, Mittelschluff) ein

Anteil von 50% an der Gesamtschwebstoffkonzentration angenommen wurde. Tafel 3.4-4 enthält die am oberen Modellrand angesetzten Sedimenteinträge für die Fraktion 2 bei den zu untersuchenden charakteristischen Abflüssen.

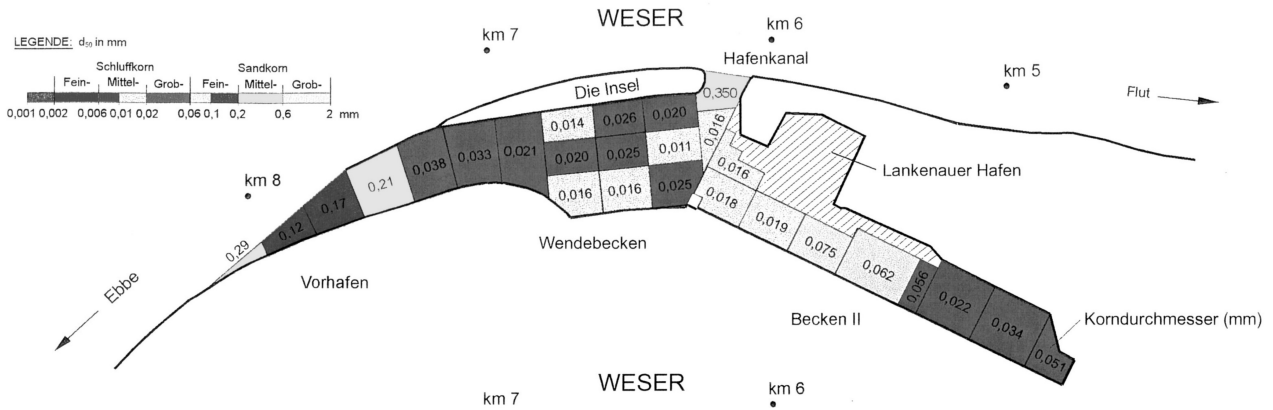


Abb. 3.4-7: Mittl. Korndurchmesser im Vorhafen und Wendebecken des Neustädter Hafens in Bremen, Probenentnahme vom 28.06.1990 (vor Schließung des Hafenkanals) (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1996b)

d <sub>50</sub> [mm]	Sedimenteintrag c <sub>s</sub> [kg/m <sup>3</sup> ] (50% des Gesamtschwebstoffanteils)			
	150 m <sup>3</sup> /s	350 m <sup>3</sup> /s	650 m <sup>3</sup> /s	950 m <sup>3</sup> /s
0,018	0,01	0,02	0,04	0,06

Tafel 3.4-4: Sedimenteintrag für die Fraktion 2 am oberen Modellrand in Abhängigkeit vom Oberwasserzufluss

Die Sinkgeschwindigkeiten (Tafel 3.4-5) wurden in Abhängigkeit von der Korngröße mit Hilfe der Stokes-Gleichung (Gl. 3.4-1) und einem empirischen Ansatz des U.S. Inter-Agency Committee on Water Resources (Gl. 3.4-2) für ungleichförmige Partikel berechnet (VAN RIJN, 1993).

Für  $1 < d \leq 100\mu\text{m}$ :

$$w_s = \frac{(\rho_s - 1)gd^2}{18\nu} \quad (3.4-1)$$

Für  $100 < d < 1000\mu\text{m}$ :

$$w_s = \frac{10\nu}{d} \left[ \left( 1 + \frac{0,01(\rho_s - 1)gd^3}{\nu^2} \right)^{0,5} - 1 \right] \quad (3.4-2)$$

mit:

- w<sub>s</sub> Sinkgeschwindigkeit [m/s]
- d Korndurchmesser [mm]
- ρ<sub>s</sub> Spezifische Dichte [kg/m<sup>3</sup>]

d <sub>50</sub> [mm]	w <sub>s</sub> [m/s]
0,100	0,0070
0,018	0,00015

Tafel 3.4-5: Angesetzte Sinkgeschwindigkeiten für die zu untersuchenden Sedimentfraktionen

Aus den Untersuchungen des LABORS FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1990c, 1992a) konnten für den

Werfthafen (überwiegend Schluff, Abb. 3.4-8) sowie den Hafen Osterort I+II (überwiegend Sand, Abb. 3.4-9) Aussagen zur jährlichen Sedimentationsmenge ermittelt werden (Tafel 3.4-6 und 3.4-7). Diese Werte dienen als Grundlage für die Kalibrierung des Sedimenttransportmodells.

**Kalibrierung für den sohnlahen Transport (Fraktion 1):**

Da der oberstromige Sedimenteintrag nach Menge und Zusammensetzung nicht messtechnisch erfasst, sondern durch die zuvor beschriebenen Abschätzungen rechnerisch bestimmt wurde, war eine Kalibrierung des Sedimenttransportmodells nur bedingt möglich. Die Kalibrierung beschränkte sich daher darauf, die im langjährigen Mittel (1971-1989) bestimmten Sedimentationsraten in einem ausgewählten Referenzbereich (Abb. 3.4-10) größenordnungsmäßig nachzuvollziehen (Tafel 3.4-6).

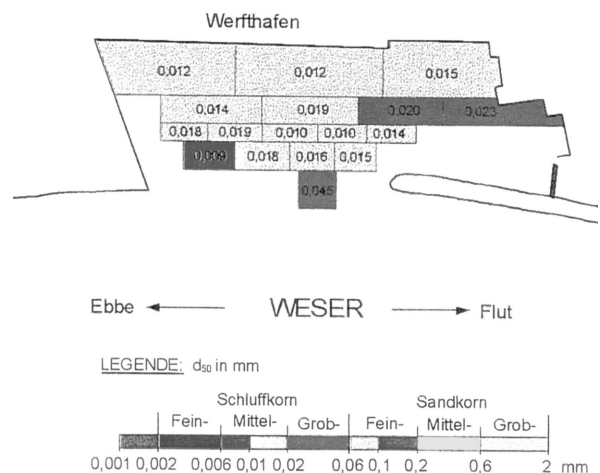


Abb. 3.4-8: Mittl. Korndurchmesser im Werfthafen, Probenentnahme vom 07.07.1993 (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1996b)

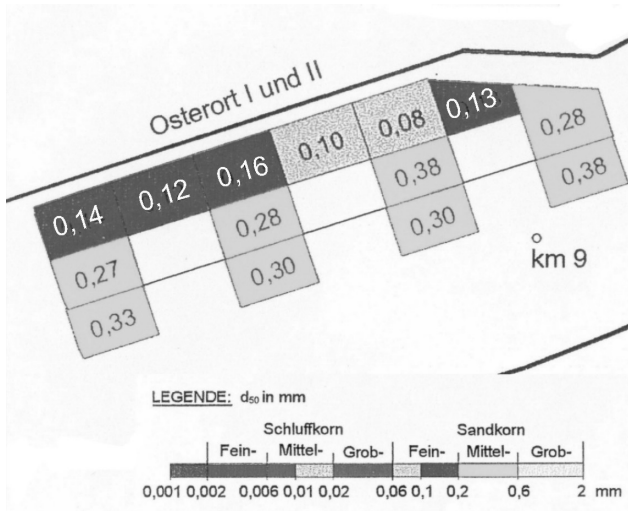


Abb. 3.4-9: Mittl. Korndurchmesser im Hafen Osterort I+II), Probenentnahme vom 25.10.1989 (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1996b)

der Gesamtsedimentationsmenge beträgt ca. 48 % (vgl. auch Tafel 3.4-2), so dass von den 0,34 m/a nur ca. 0,17 m/a Sand sedimentieren. Die Simulation des Sandtransportes zeigt somit ein gutes Ergebnis.

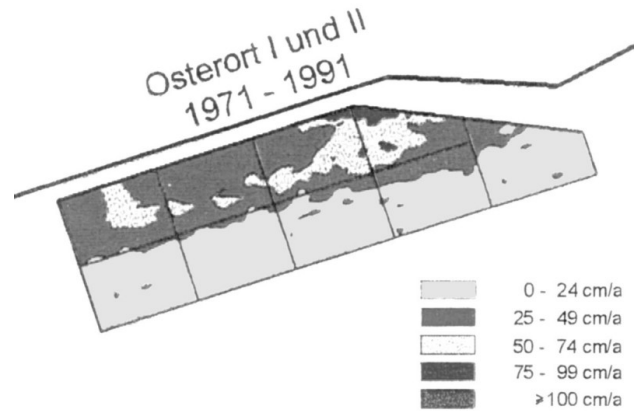


Abb. 3.4-11: Sedimentationsraten im Hafen Osterort I+II (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1996b)

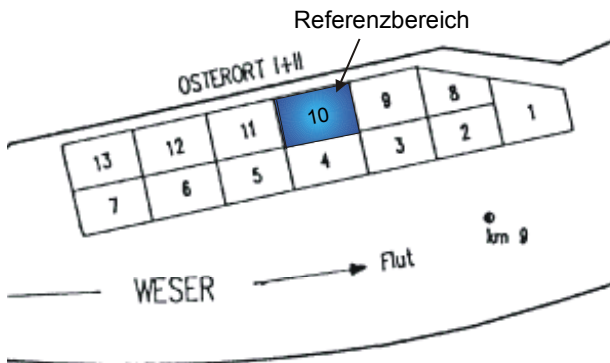


Abb. 3.4-10: Referenzbereich für die Kalibrierung des sohnahen Transportes (Fraktion 1) (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1992a)

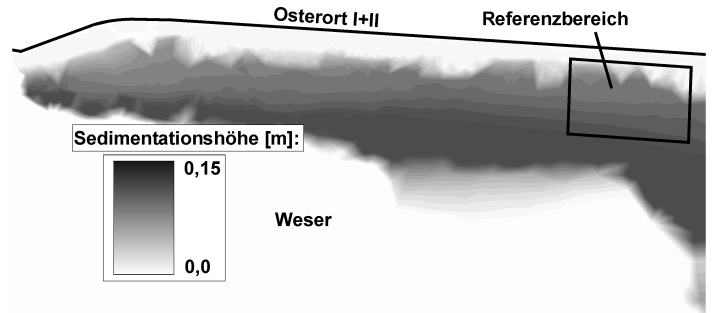


Abb. 3.4-12: Berechnete Sedimentationshöhen für das Untersuchungsjahr 1997 im Hafen Osterort I+II (Sand, 50% Anteil an der Gesamthöhe)

	Dauer [von / bis - Monate]	Osterort 10		
		Sohltiefen [m]	Differenzen [m]	Differenzen [m/a]
Zeitraum 1	01.1971 / 04.1973 27	-10,30	0,30	0,13
		-10,00		
Zeitraum 2	05.1973 / 11.1974 18	-10,60	0,40	0,27
		-10,20		
Zeitraum 3	12.1974 / 10.1977 34	-11,30	3,20	1,13
		-8,10		
Zeitraum 4	12.1977 / 10.1979 22	-10,20	0,80	0,44
		-9,40		
Zeitraum 5	12.1981 / 06.1983 18	-10,20	0,50	0,33
		-9,70		
Zeitraum 6	10.1983 / 12.1984 14	-10,40	0,40	0,34
		-10,00		
Zeitraum 7	05.1985 / 06.1986 13	-10,75	0,55	0,51
		-10,20		

Tafel 3.4-6: Sohlentwicklung im Hafen Osterort I+II (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1990c)

Im 3. Zeitraum fand der 9 m Ausbau der Weser statt, so dass dieser Zeitraum unberücksichtigt bleiben musste. Im langjährigen Mittel sedimentieren im Referenzbereich 10 im Osterorter Hafen I+II 0,34 m pro Jahr. Dieser Wert beinhaltet sowohl Sand, als auch Schluff. Aus den numerischen Berechnungen ergeben sich für die Fraktion 1 (Sand,  $d=0,1$  mm) 0,124 m pro Jahr. Der Sandanteil an

Zusätzlich wurde im Referenzbereich die berechnete Verteilung der Sedimente nach einem Jahr mit den ausgewerteten Peilplänen verglichen (Abb. 3.4-11 und 3.4-12).

**Kalibrierung für Transport in Suspension (Fraktion 2):**

Eine Zuordnung des Schwebstoffgehaltes zu bestimmten Tidephasen und Kornverteilungen liegt nicht vor. Somit beschränkt sich die Kalibrierung für den Transport in Suspension auf einen Vergleich mit den vom LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN ermittelten Sedimentationsraten in einem ausgewählten Referenzbereich (Abb. 3.4-13, Bereich 2). Der Referenzbereich 2 beinhaltet einen mittleren Korndurchmesser  $d_{50} = 0,018$  mm (Abb. 3.4-8), der bereits als maßgebende Korngröße stellvertretend für den Schwebstofftransport identifiziert wurde.

Aus den Untersuchungen des LABORS FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (1992a) konnte aufgrund der zeitlichen Unregelmäßigkeit der Peilungen in Verbindung mit

Baggermaßnahmen nur eingeschränkt eine mittlere Sedimentationsrate ermittelt werden (Tafel 3.4-7).

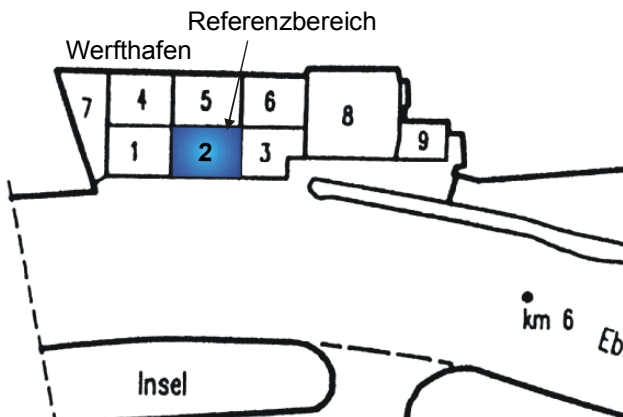


Abb. 3.4-13: Referenzbereich für die Kalibrierung des Transportes in Suspension (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1992a)

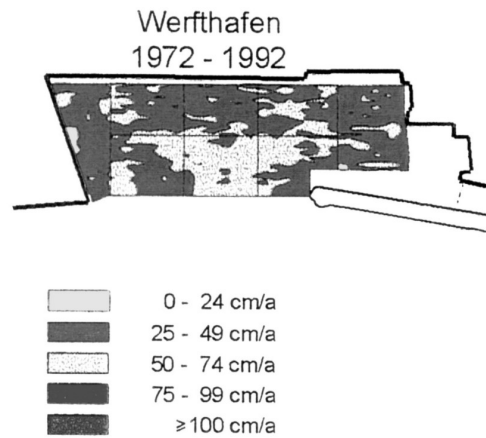


Abb. 3.4-15: Jahres sedimentationsmengen im Werfthafen (Labor für Wasserbau der Hochschule Bremen, 1996b) des Werfthafens befinden sich die Bereiche mit den größten Sedimentationsraten.

	Dauer [von / bis - Monate]	Werfthafen 2		
		Sohltiefen [m]	Differenzen [m]	Differenzen [m/a]
Zeitraum 1	12.1972 / 04.1973	-5,80	0,60	0,42
	17	-5,20		
Zeitraum 2	02.1977 / 01.1981	-6,20	1,70	0,43
	47	-4,50		
Zeitraum 3	11.1985 / 03.1988	-7,20	1,00	0,75
	16	-6,20		

Tafel 3.4-7: Sohlentwicklung im Bereich Werfthafen im Referenzbereich 2 (LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN, 1992b)

Für die Kalibrierung wurde die für den Referenzbereich 2 durch das LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN berechnete mittlere Sedimentationsrate für die Jahre 1972 bis 1990 von 0,68 m/a als Referenzwert angesetzt. Aus der Tafel 3.4-7 ergibt sich eine mittlere Sedimentationsrate von 0,54 m/a. Der Anteil der Schwebstoffe an der Kornverteilung im Werfthafen beträgt ca. 84 % (vgl. Tafel 3.4-2). Die Sedimentationsrate von 0,68 m/a vermindert sich somit anteilig auf 0,57 m/a. Aus den numerischen Berechnungen ergab sich für die Fraktion 2 (Schluff = 0,018 mm) im Referenzbereich 2 eine Sedimentationsrate von 0,86 m/a.

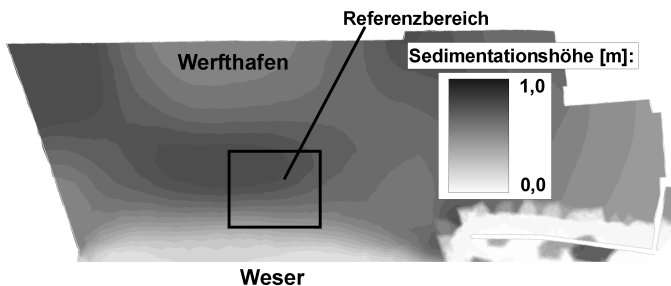


Abb. 3.4-14: Berechnete Sedimentationshöhen für das Untersuchungsjahr 1997 im Werfthafen (Schluff, 85% Anteil an der Gesamthöhe)

Der Vergleich der berechneten Sedimentverteilung nach einem Jahr (Abb. Abb. 3.4-14) mit der von NASNER (1997) ermittelten Sedimentverteilung im langjährigen Mittel (Abb. 3.4-15) zeigt Bereiche mit großer Übereinstimmung. In der Mitte des Einfahrtbereiches sowie in den Ecken

Die vorhandenen Abweichungen bei der Kalibrierung des sohnahen Transportes (Fraktion 1) und des Transportes in Suspension (Fraktion 2) sind auf die getroffenen Annahmen im numerischen Modell zurückzuführen:

- keine Berücksichtigung von zwischenzeitlichen Baggararbeiten und ihren lokalen Auswirkungen auf die Ausbildung von lokalen Strömungszuständen,
- keine Berücksichtigung von Sedimentumlagerungen durch Schiffsbewegungen,
- Auswahl und Abgrenzung charakteristischer Abflussbereiche (Abflussbereich I bis IV) und Festlegung der für diese Abflussbereiche charakteristischen Durchflüsse,
- Auswahl von entsprechenden Naturtiden als repräsentative h-Randbedingung am unteren Modellrand für die als charakteristisch angenommenen Oberwasserzuflüsse,
- Auswahl von maßgebenden Korngrößen als repräsentative Korngrößen für Kornfraktionen,
- Annahme, dass die Sohle aus einer Korngröße besteht (dies kann zu Erosionen in Bereichen mit befestigter Sohle oder größeren Kornfraktionen führen) und
- Ableitung des von oberstrom zugeführten Sedimenteintrages auf der Grundlage von nicht fraktionsspezifischen Messungen zur Schwebstoffkonzentration.

Unter Berücksichtigung der o.g. Gründe und unter Beachtung der Tatsache, dass für die weitergehenden Untersuchungen eine qualitative Aussage über die Effizienz einer Handlungsalternative zu erarbeiten ist, sind die innerhalb der Kalibrierung erreichten Genauigkeiten als ausreichend anzusehen. Für zukünftige Untersuchungen sind Naturmessungen notwendig, die folgende Bereiche abdecken:

- Spezifizierung von Strömungszuständen (Lage, Ausdehnung und Auftreten von Walzen zu verschiedenen Tidezyklen bei unterschiedlichen Oberwasserführungen) durch Schwimmermessungen, da z.B. im Bereich des

Werft Hafens nicht auf die Ergebnisse aus einem physikalischen Modell zurückgegriffen werden kann,

- Festlegung des oberstromigen Sedimenteintrages (fraktionsabhängig) für unterschiedliche Oberwasserführungen der Weser und
- Bestimmung der Kornzusammensetzung sedimentierten Materials an ausgewählten Referenzpunkten die durch die Untersuchungen von NASNER (1997) nicht abgedeckt wurden.

Auch bei Realisierung dieser Maßnahmen müssen die infolge Tideeffekt auftretenden Sedimentationen auch zukünftig durch entsprechende Baggermaßnahmen ausgeglichen werden müssen.

### 3.5 Simulation von Strömungszuständen für den Ausgangszustand und Handlungsalternativen

Die weiteren Untersuchungen und Darstellungen wurden auf den Einfahrtsbereich des Neustädter Hafens und zugehörige Teile der Weser beschränkt.

#### 3.5.1 Ausgangszustand

Die sich im Ausgangszustand einstellenden Strömungsverhältnisse sind für die verschiedenen Oberwasserabflüsse und ausgewählte Zeitschritte in Abb. 3.5.1-1 bis Abb. 3.5.1-4 (beispielhaft für Ebbestrom nach 4h Simulationszeit und Flutstrom nach 9,5h Simulationszeit) dargestellt. Tidekurven für die h-Randbedingung an der unteren Modellgrenze wurden als korrespondierende Naturtiden ausgewählt. Die Aufteilung der Abflüsse erfolgte anhand der bereits dargestellten Abflussreihe.

Für einen Oberwasserabfluss von  $Q_{IV} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  stellt sich zunächst ein gleichförmiger Strömungszustand für den Ebbestrom ein, der während der gesamten Ebbestromphase nur wenig variiert. Für Oberwasserabflüsse von  $350 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $950 \text{ m}^3/\text{s}$  ergeben sich in der Ebbestromphase vergleichbare Strömungszustände. Im Bereich des Neustädter Hafens ergeben sich hierbei infolge Tideeffekt nahezu gleiche Strömungsgeschwindigkeiten. Resultierend aus den höheren Oberwasserabflüssen steigen die Strömungsgeschwindigkeiten in der Weser von  $0,3 - 0,4 \text{ m/s}$  ( $Q_{IV} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ ) auf ca.  $0,4 - 0,5 \text{ m/s}$  ( $Q_I = 950 \text{ m}^3/\text{s}$ ) an.

Während des Flutstroms wird die Strömung durch die an die „Insel“ angrenzende Spundwand teilweise in den Neustädter Hafen umgeleitet, wodurch im Einfahrtsbereich eine langgestreckte Walzenströmung (Abb. 3.5.1-1 und Abb. 3.5.1-2) induziert wird. Bei steigendem Tidewasserstand und damit einhergehender Abnahme der Flutstromintensität verkleinert sich diese Walze. Bei ansteigendem Tidehochwasser verlagert sich die in ihrer Form relativ stabile Walze in den hinteren Bereich der Hafenzufahrt. Gleichzeitig nimmt die Rotationsgeschwindigkeit der Wal-

ze ab. Bei Flutstromkenterung ist die Walzenströmung nicht mehr sichtbar.

An ihre Stelle tritt in der Ebbestromphase die bereits beschriebene gleichmäßige Durchströmung des Auslaufquerschnittes in Richtung Weser.

Bei einem Oberwasserabfluss von  $Q_{III} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$  ergeben sich identische Strömungszustände, die sich lediglich durch eine Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten in Weser und Hafenzufahrt auszeichnen. Durch die infolge der höheren Strömungsgeschwindigkeiten hervorgerufene Zunahme des Impulseintrages wird die sich einstellende Walzenströmung stärker angefacht, verschiebt sich weiter in die hinteren Bereiche der Hafenzufahrt und bleibt im weiteren Verlauf länger bestehen.

Für Oberwasserabflüsse von  $Q_{II} = 650 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_I = 950 \text{ m}^3/\text{s}$  verändert sich das Strömungsbild aufgrund der kürzeren Flutstromdauer merklich. Infolge der verringerten Flutstromgeschwindigkeiten wird die Walzenströmung im Vergleich zu den o.g. Oberwasserabflüssen ( $Q_{IV} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{III} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ ) erst zu einem späteren Zeitpunkt aufgebaut (vergl. Abb. 3.5.1-1, 3.5.1-2 und 3.5.1-3), erreicht nicht die oben beschriebene Ausdehnung (Abb. 3.5.1-3) und verbleibt nahezu stabil im Einfahrtsbereich des Neustädter Hafens. Im Falle eines Oberwasserabflusses von  $Q_I = 950 \text{ m}^3/\text{s}$  verschiebt sich der Entstehungsort der sich ausbildenden Walze noch weiter in Richtung Hauptstrom (vergl. Abb. 3.5.1-3 und Abb. 3.5.1-4). Bei ansteigenden Tidewasserständen wird der Neustädter Hafen in diesem Fall durch den Oberwasserzufluss gefüllt, was sich in einer deutlichen Umströmung der vor der Insel angeordneten Spundwand äußert (Abb. 3.5.1-4). Die oberwasserseitige Befüllung des Hafenbeckens lässt im Ablösebereich hinter der Spundwand eine lokale Walze entstehen, die jedoch aufgrund ihrer geringen Ausdehnung und infolge ihres zeitlich befristeten Auftretens keinen Einfluss auf die Sedimentationsprozesse in diesem Bereich hat. Der sich einstellende Flutstrom verhindert außerdem die Verschiebung der im Einfahrtsbereich aufgebauten Walze in Richtung Hafenzufahrt (Abb. 3.5.1-4).

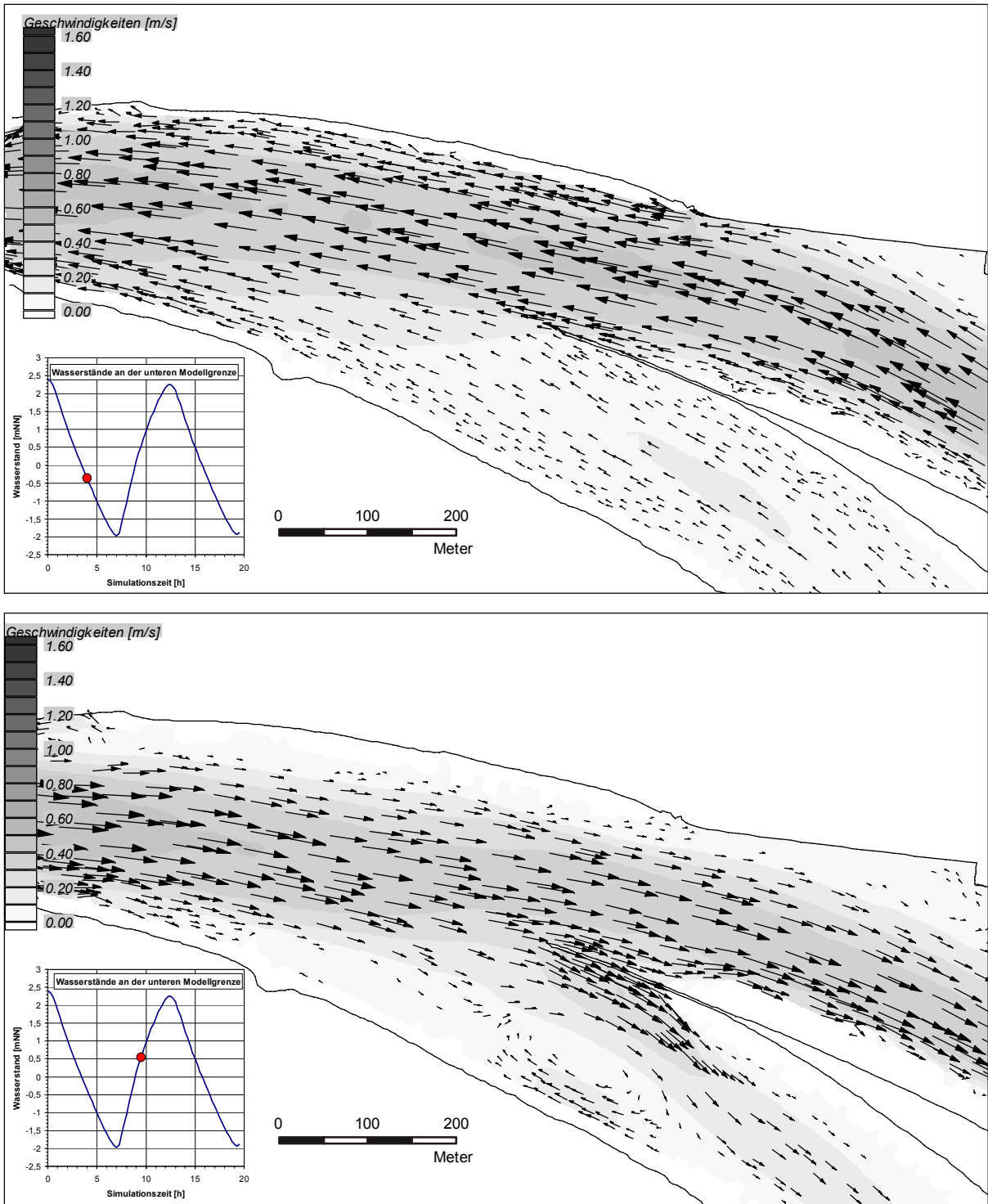


Abb. 3.5.1-1: Strömungsgeschwindigkeiten im Ausgangszustand bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  bei verschiedenen Tidephasen (oben: Ebbestrom nach 4h Simulationszeit / unten: Flutstrom nach 9,5h Simulationszeit)



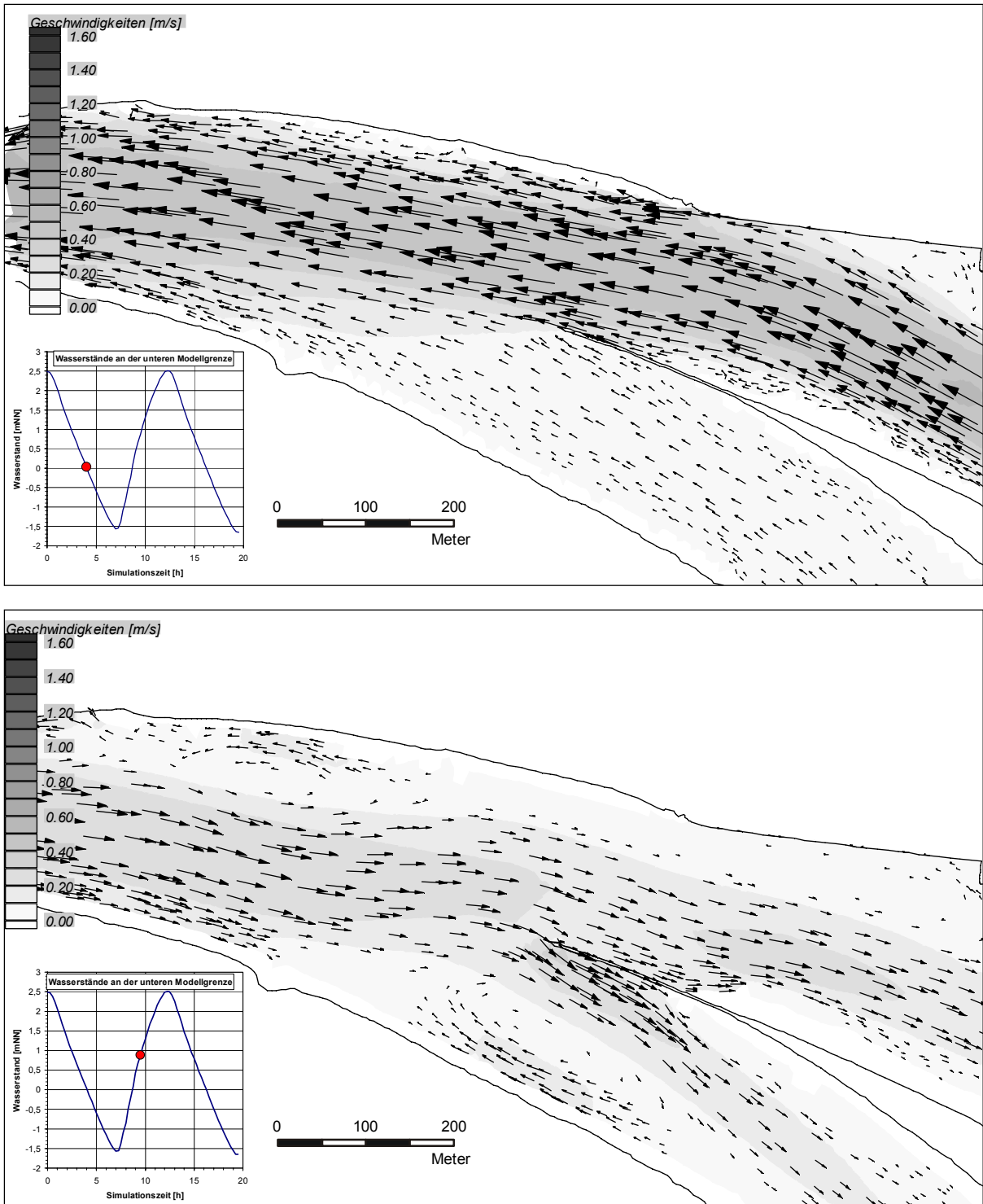


Abb. 3.5.1-2: Strömungsgeschwindigkeiten im Ausgangszustand bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$  bei verschiedenen Tidephasen (oben: Ebbestrom nach 4h Simulationszeit / unten: Flutstrom nach 9,5h Simulationszeit)

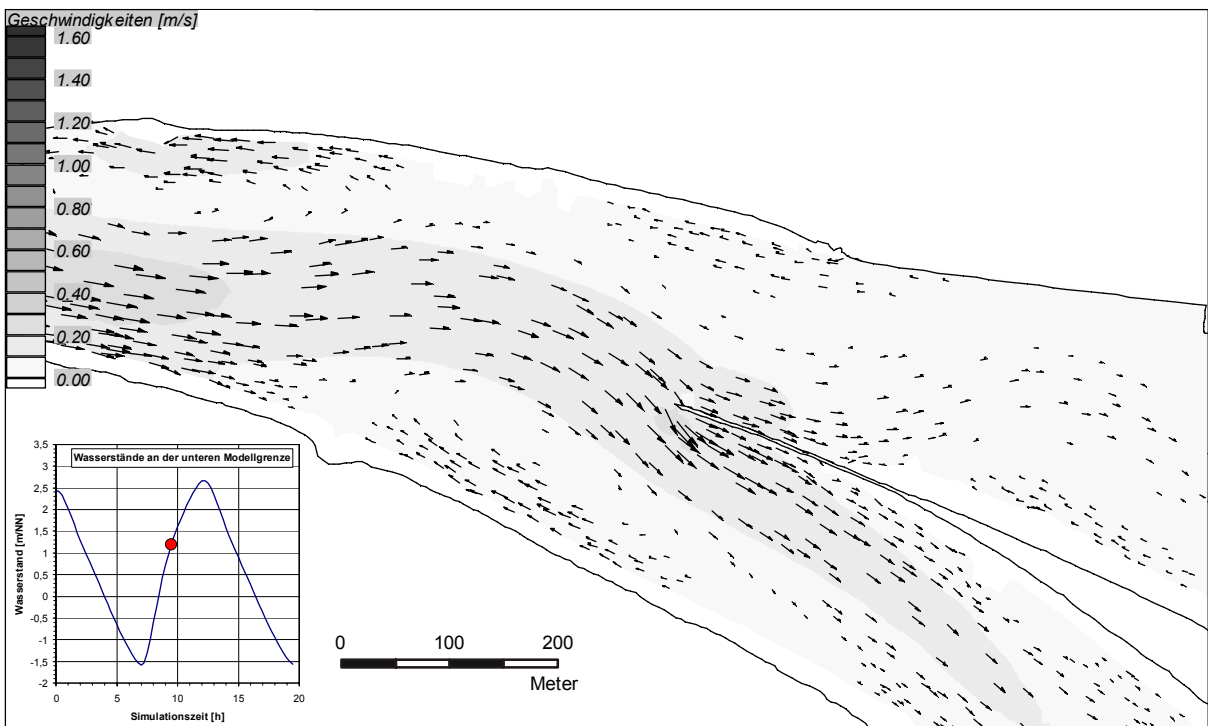
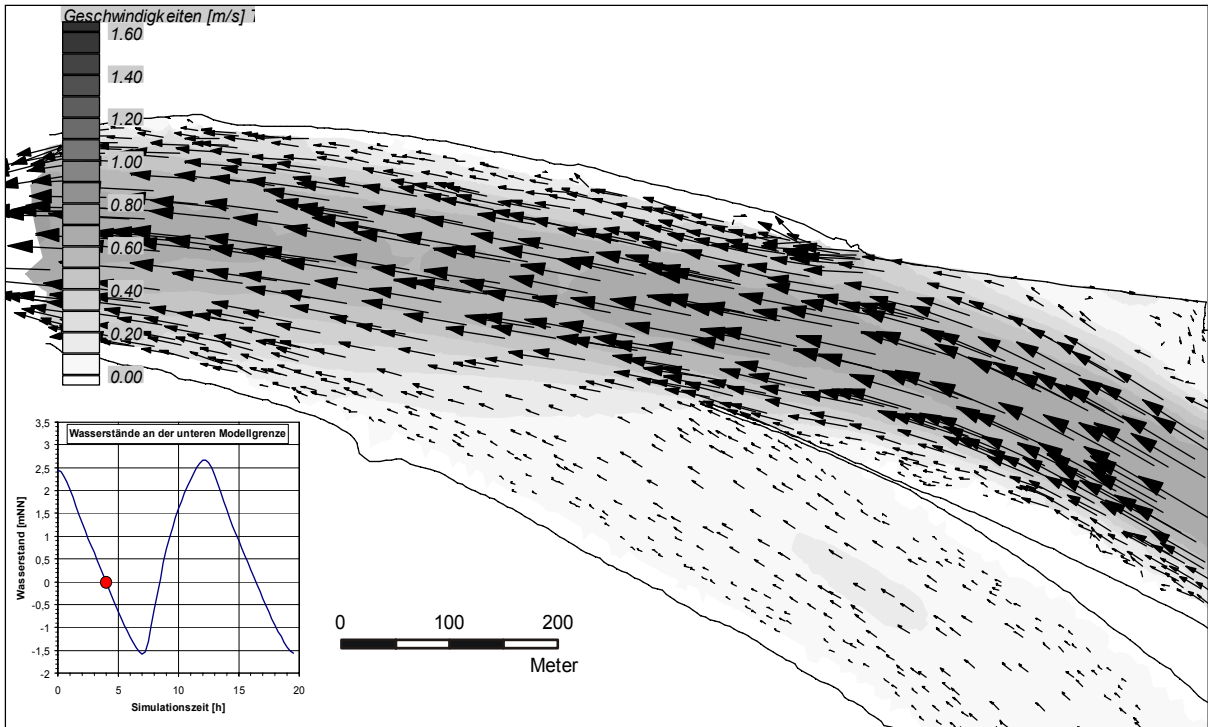


Abb. 3.5.1-3: Strömungsgeschwindigkeiten im Ausgangszustand bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 650 \text{ m}^3/\text{s}$  bei verschiedenen Tidephasen (oben: Ebbestrom nach 4h Simulationszeit / unten: Flutstrom nach 9,5h Simulationszeit)

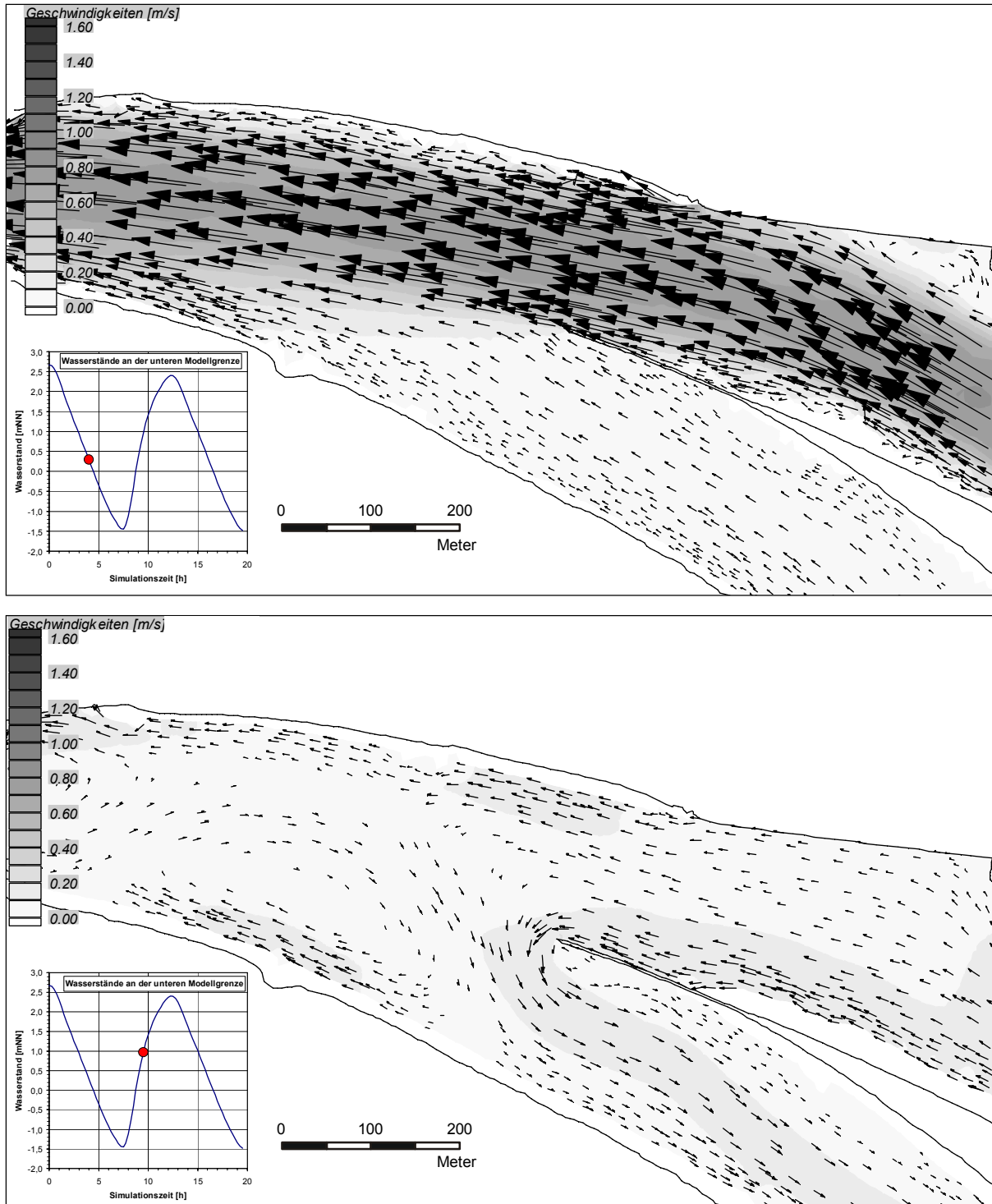


Abb. 3.5.1-4: Strömungsgeschwindigkeiten im Ausgangszustand bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 950 \text{ m}^3/\text{s}$  bei verschiedenen Tidephasen (oben: Ebbestrom nach 4h Simulationszeit / unten: Flutstrom nach 9,5h Simulationszeit)

### 3.5.2 Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“

Die Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“ beinhaltet nur Maßnahmen, die sich innerhalb der Zufahrt zum Neustädter Hafen befinden. Durch die Anlage einer um 100 m nach Westen versetzten Buhne auf der Seehausener Sei-

te, sowie durch das Abdichten des Anlegers der Schlammverladeanlage der Kläranlage Seehausen und eines Schlepperliegeplatzes soll die Walzenströmung im Einfahrtsbereich des Neustädter Hafens minimiert werden (Abb. 3.5.2-1). Die Buhne sowie die Anleger sind 40 m lang und reichen bis zur -5 mNN (Abb. 3.5.2-2).

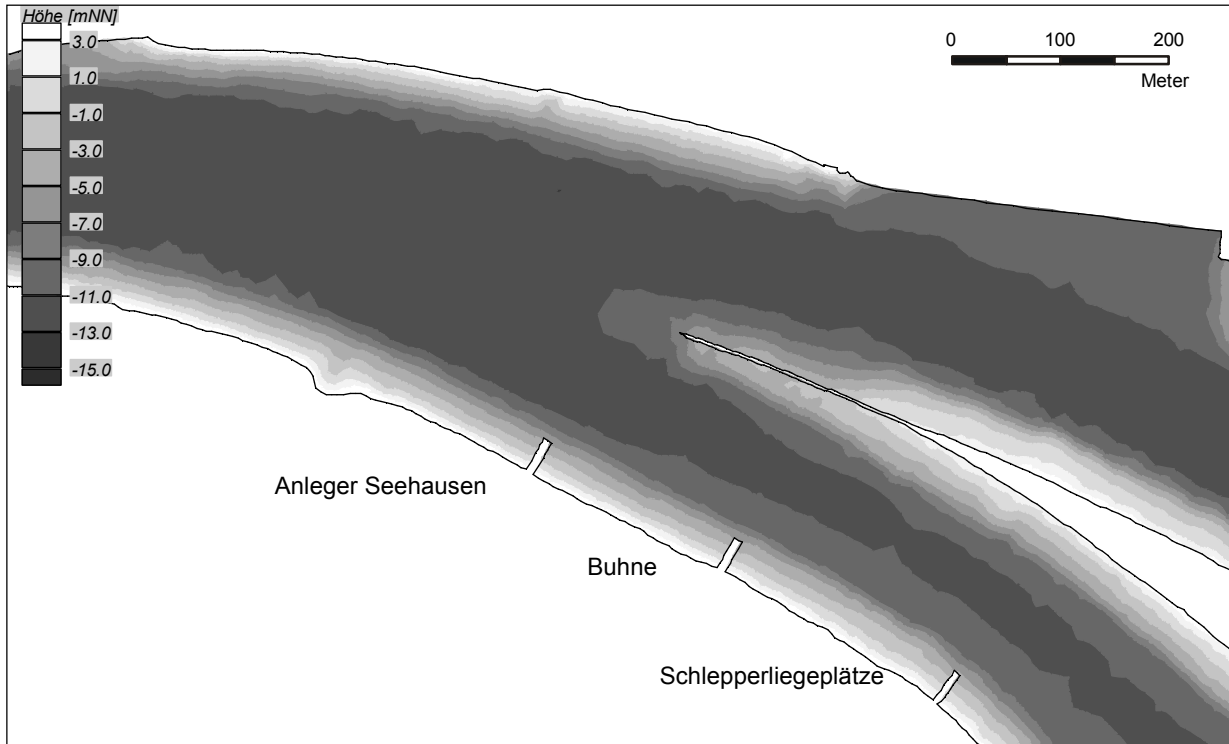


Abb. 3.5.2-1: Gewässertopographie für die Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“

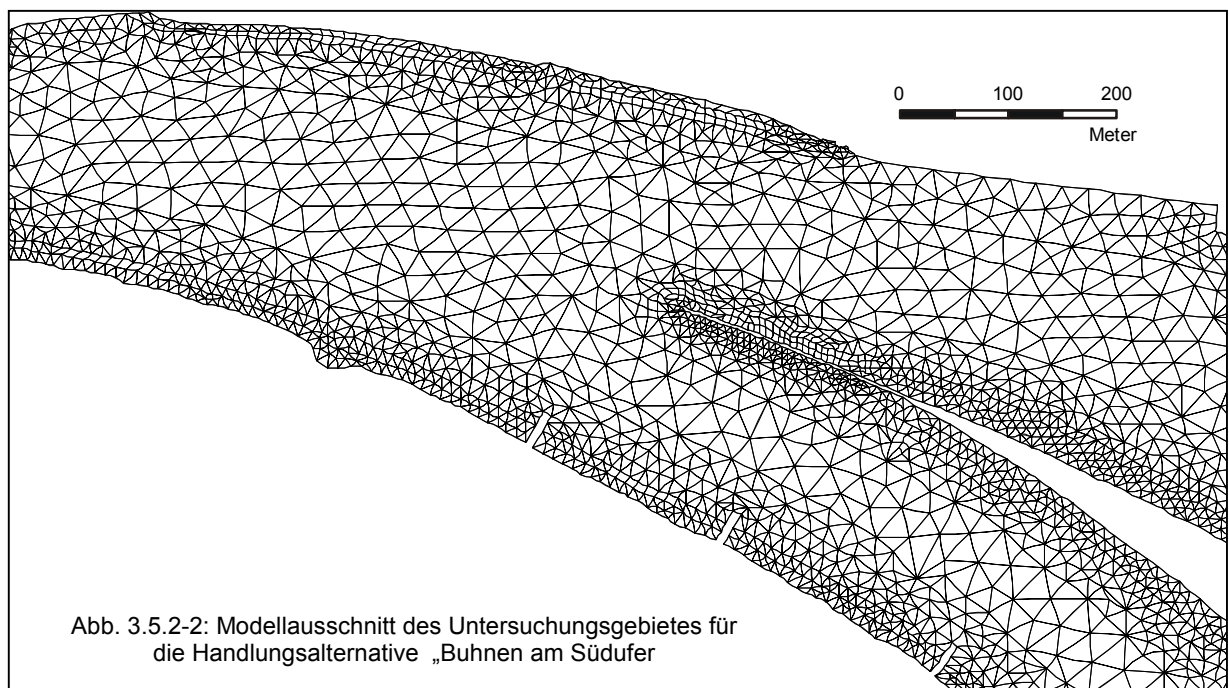


Abb. 3.5.2-2: Modellausschnitt des Untersuchungsgebietes für die Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“

In der Ebbestromphase ist die Strömung in der Hafenzufahrt des Neustädter Hafens stärker auf die Fahrinnenmitte konzentriert, da die seitlich angeordneten Buhnen den abflusswirksamen Querschnitt entsprechend einschränken. Dies führt in Fahrinnenmitte zu einer Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten von ca. 0,1 m/s im Ausgangszustand auf ca. 0,2 m/s im hier untersuchten Zustand. Zwischen den am Seehausener Ufer angeordneten Buhnen kommt es zu einer Beruhigung, was langfristig zu einer Aufhöhung dieser Bereiche führen würde.

Die Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten in Fahrinnenmitte kann einen gewissen Räumeffekt bei Ebbestrom auslösen, da hier die auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten ausreichen, insbesondere Feinstsedimente, von der Sohle abzulösen und dem Hauptstrom der Weser wieder zuzuführen. Durch eine Weiterführung der Buhnen könnte dieser Effekt u.U. verstärkt werden.

Zu Beginn der Flutstromphase stellt sich die auch im Ausgangszustand sichtbare Primärwalze in der Hafeneinfahrt ein. Durch die Buhnen wird die Walze zwischen dem Anleger der Kläranlage Seehausen und der Buhne am Seehausener Ufer fixiert. Die Rückströmungsgeschwindigkeiten am Seehausener Ufer fallen von ca. 0,25 m/s im Ausgangszustand auf ca. 0,1 m/s ab. Nach 10 h (Simulationszeit) ist die Walze nicht mehr sichtbar (Abb. 3.5.2-4). Zwischen den Buhnen am Seehausener Ufer entsteht eine Stillwasserzone, in der verstärkt Sedimentationen auftreten würden.

Im Bereich der Schlepperliegeplätze sind die Stillwasserzonen am Rand der Fahrrinne aufgelöst. Die Strömungsgeschwindigkeiten über dem Querschnitt der Hafeneinfahrt liegen in der gleichen Größenordnung wie im Buhnenbereich (ca. 0,20 m/s in Fahrinnenmitte).

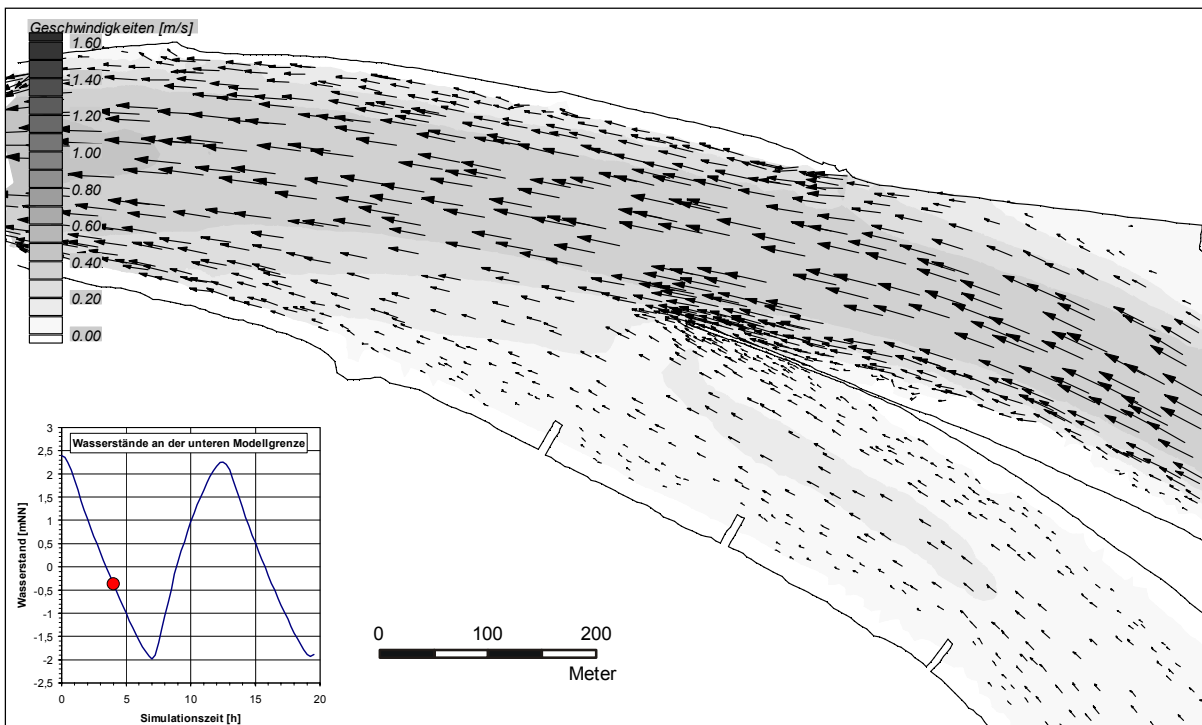


Abb. 3.5.2-3: Strömungsgeschwindigkeiten in Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“ bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ebbestrom nach 4 Std. Simulationszeit)

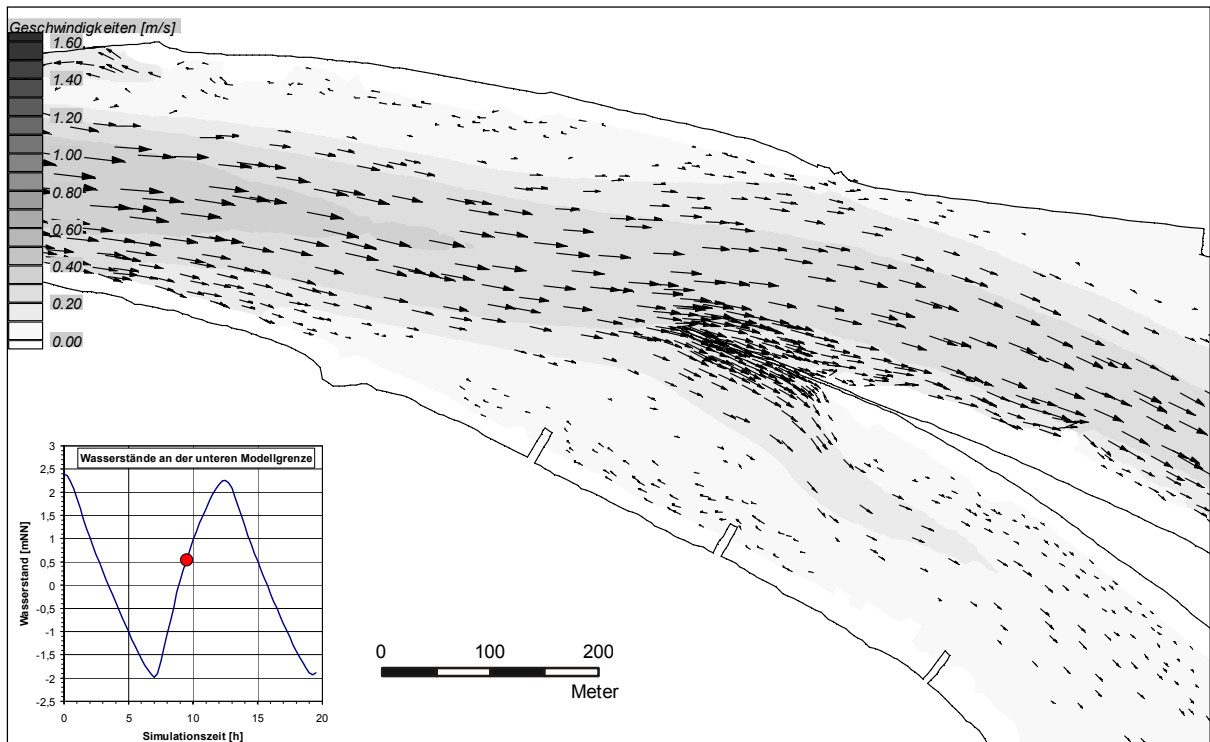


Abb. 3.5.2-4: Strömungsgeschwindigkeiten in Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“ bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  (Flutstrom nach 9,5 Std. Simulationszeit)

### 3.5.3 Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“

Zur Störung der in allen bisher untersuchten Handlungsalternativen und im Ausgangszustand auftretenden langgestreckten Primärwalze in der Hafenzufahrt wurde für die

Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ die Zufahrt zum Neustädter Hafen mit Hilfe einer Spundwand am Seehausener Ufer und einer verlängerten Spundwand an der Insel eingeengt (Abb. 3.5.3-2). Die Spundwand am Seehausener Ufer hat eine Länge von 95 m und verläuft rechtwinklig zur Böschung.

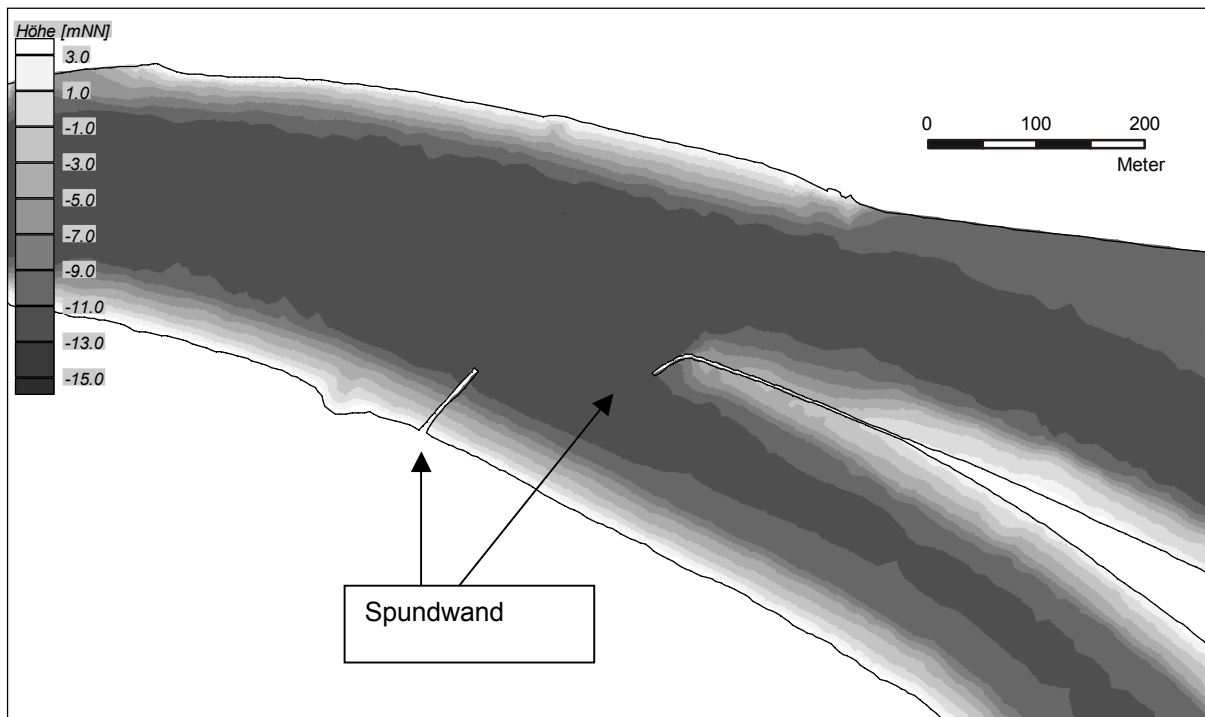


Abb. 3.5.3-1: Gewässertopographie für die Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“

Die Verlängerung der Spundwand an der Insel knickt in einem Winkel von ca.  $80^\circ$  von der schon vorhandenen Spundwand ab und ist 42 m lang. Eine Beeinflussung der

Schifffahrt im Hauptstrom der Weser wäre ausgeschlossen (Abb. 3.5.3-1). Die Einfahrt zum Neustädter Hafen wird jedoch durch diese Maßnahme eingeengt.



Die Ebbeströmung aus dem Neustädter Hafen wird zwischen der Spundwand am Seehausener Ufer und der Spundwand an der Insel eingeeengt (Abb. 3.5.3-3). Dabei entwickelt sich eine kleine Walzenströmung vor der Spundwand am Rand des Weserfahrwassers. Die notwendige Leerung des Neustädter Hafens während der Ebbestromphase wird nicht wesentlich durch die vorgesehene Einengung der Hafenzufahrt behindert.

Nach der Strömungsumkehrung bilden sich zunächst Walzen am Seehausener Ufer beiderseits der Spundwand und an der Insel entlang der Spundwand aus. Mit zunehmender Flutdauer wird die Walze vor der Spundwand am Seehausener Ufer am Rand der Weser aufgelöst (Abb.

3.5.3-4). Das Ziel, die Ausbildung der langgestreckten Primärwalze zu vermeiden und diese frühestmöglich aufzulösen, wurde somit erreicht.

Die Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ bietet somit die Möglichkeit, die im Ausgangszustand sichtbaren Walzenströmungen zu verkleinern und damit die im Ausgangszustand großen Sedimentationsflächen zu verkleinern, was wiederum eine Minimierung der langfristigen Sedimentation wahrscheinlich erscheinen ließe.

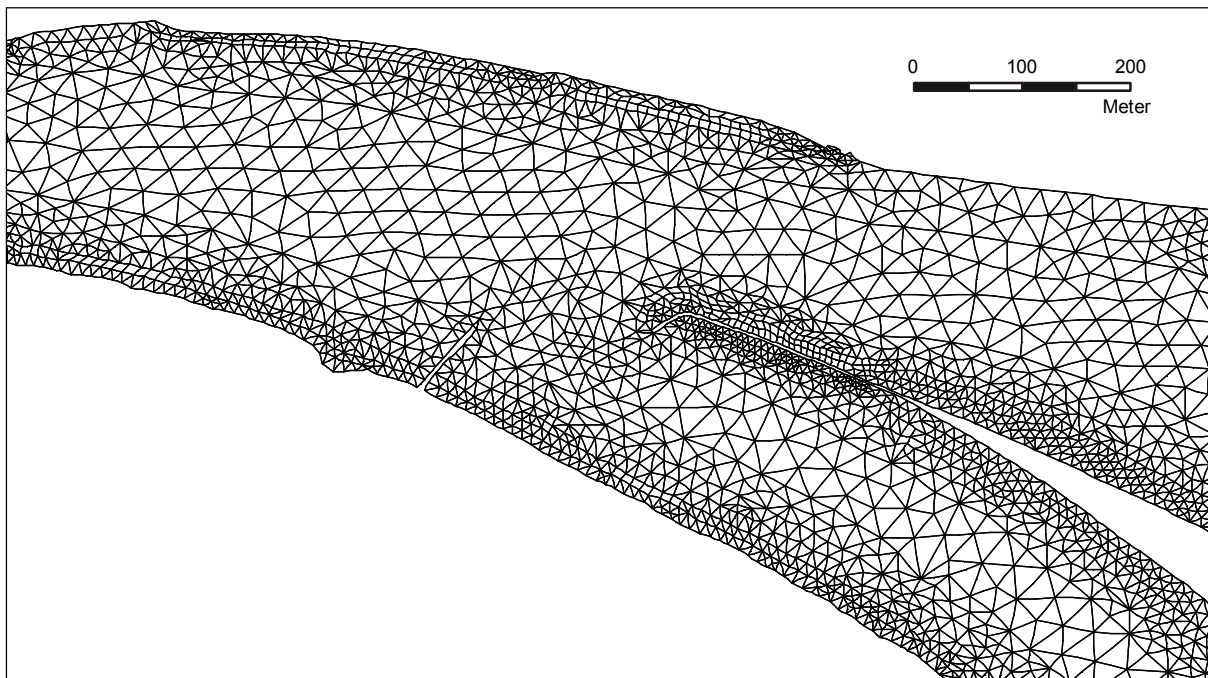


Abb. 3.5.3-2: Modellausschnitt des Untersuchungsgebietes für die Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“



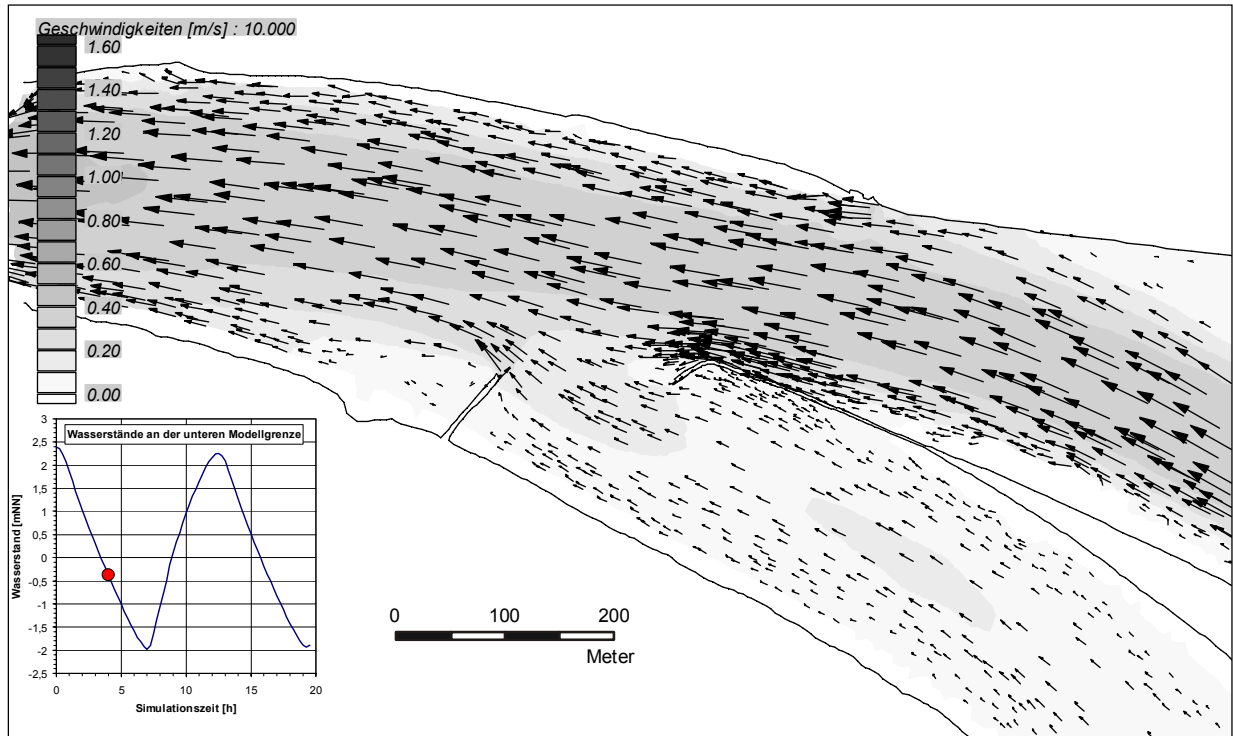


Abb. 3.5.3-3: Strömungsgeschwindigkeiten in Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ebbestrom nach 4 Std. Simulationszeit)

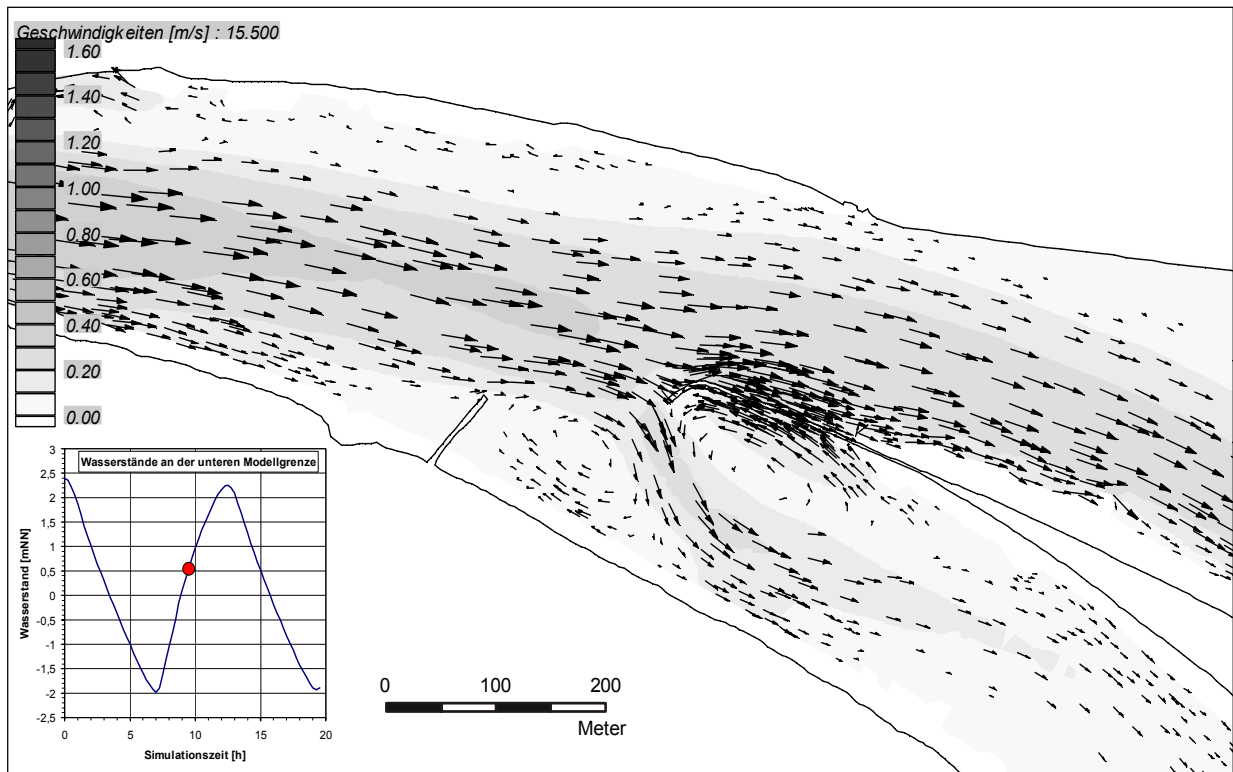


Abb. 3.5.3-4: Strömungsgeschwindigkeiten in Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  (Flutstrom nach 9,5 Std. Simulationszeit)

### 3.6 Simulation des Sedimenttransportes für Ausgangszustand und Handlungsalternativen

#### 3.6.1 Ausgangszustand

Für die charakteristischen Kornfraktionen wurden mit Hilfe der maßgebenden Abflüsse die Sedimentationsraten für die im jeweiligen Fall anzusetzende Modelltide berechnet. Für die weiteren Untersuchungen und zur Beurteilung der Wirksamkeit der Maßnahmen wurde das Gebiet des Neustädter Hafens in drei Bereiche unterteilt (Abb. 3.6.1-1).

Aus den jetzt im gesamten Untersuchungsgebiet (Berei-

keine signifikante Änderung der Sedimentationsmengen bzw. der Verteilung der Sedimente zu erwarten war.

Zu erkennen ist die Abnahme der Sandsedimentationsmengen in der Hafenzufahrt nach einer Tide bei steigenden Durchflussmengen und somit bei steigenden Randkonzentrationen. Die kürzere und weniger intensive Flutstromphase bei höheren Abflüssen hat somit einen stärkeren Einfluss auf die Sedimentationsmengen als die erhöhten Sandkonzentrationen infolge des erhöhten Oberwassers (Tafel 3.6.1-1). Die Sedimentationsmengen nach einem Untersuchungsjahr sind in Tafel 3.6.1-1 dargestellt.

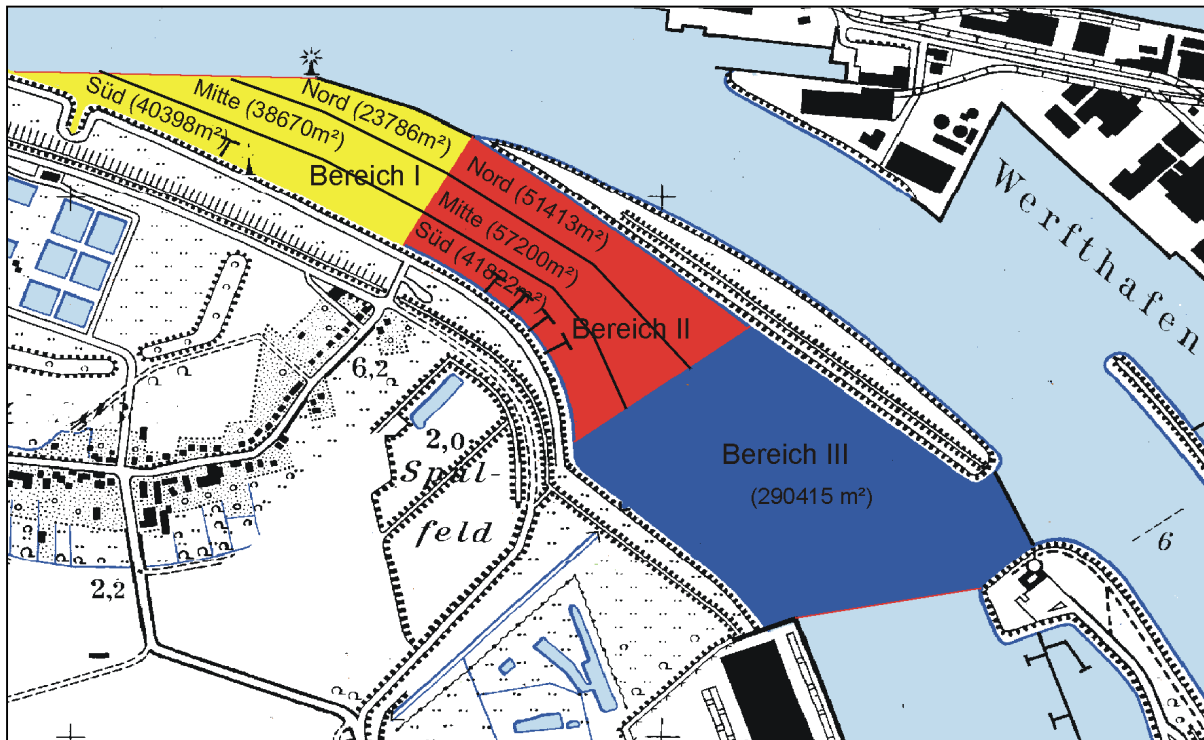


Abb. 3.6.1-1: Bereichseinteilung im Untersuchungsgebiet für die Sedimentationsanalyse

che 1 bis 3) bekannten Höhenänderungen können für die einzelnen Bereiche aus 6 Tiden ermittelte mittlere Volumenänderungen (innerhalb einer Tide) bestimmt werden. Für den Ausgangszustand wurden diese Volumenänderungen zu 100% angenommen. Im Bereich III sind keine baulichen Veränderungen vorgenommen worden, so dass

Die größten Mengen befinden sich im Bereich I in der Mitte der Zufahrt zum Neustädter Hafen und an den Böschungen. Im Bereich III befindet sich nur sehr wenig Sand.

Die Fraktion 2 (Schluff) sedimentiert verstärkt im Hafenkana. Die Sedimentationsmengen nach einer Tide für die Fraktion 2 nehmen mit steigendem Oberwasserabfluss zu (Tafel 3.6.1-2). Maßgebenden Einfluss auf diesen Anstieg hat die zunehmende Schwebstoffkonzentration und somit auch die zunehmende Schwebstofffracht. Das erhöhte Wasservolumen vergrößert aufgrund der erhöhten Wasserstände ebenfalls das Sedimentationsvolumen. Die größten Sedimentationsmengen befinden sich im Bereich der Fahrrinne in der Zufahrt zum Neustädter Hafen. Im Bereich III (Wendebecken) findet sich das größte sedimentierte Volumen der Fraktion 2. Die Sedimentationshöhe der Fraktion 2 im Bereich III ist jedoch gering.

Eine Hochrechnung über die Sedimentationsraten im Untersuchungsjahr ist in der Tafel 3.6.1-2 dargestellt.

Bereich		Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]	
		Sand	Schluff	Sand	Schluff
I	Nord	0,12765	0,50478	3036	12007
	Mitte	0,14013	0,66019	5419	25529
	Süd	0,04402	0,57967	1778	23417
II	Nord	0,01478	0,55146	760	28352
	Mitte	0,02822	0,62560	1614	35784
	Süd	0,00969	0,54820	405	22927
III		0,00553	0,36127	1606	104918
Summe:				14618	252935

Tafel 3.6.1-1: Berechnete Sedimentationshöhen und -mengen im Untersuchungsgebiet nach Ablauf des Untersuchungsjahres im Ausgangszustand

Abschnitt IV, Q = 150 m³/s

Bereich		Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]	
		Sand	Schluff	Sand	Schluff
I	Nord	0,00026	0,00034	6,3	8,0
	Mitte	0,00029	0,00051	11,2	19,7
	Süd	0,00009	0,00064	3,4	25,7
II	Nord	0,00003	0,00052	1,4	26,5
	Mitte	0,00005	0,00049	3,1	28,3
	Süd	0,00002	0,00058	0,7	24,4
III		0,00001	0,00031	1,8	90,7
Summe:				27,9	223,3

Abschnitt III, Q = 650 m³/s

Bereich		Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]	
		Sand	Schluff	Sand	Schluff
I	Nord	0,00003	0,00203	0,6	48,2
	Mitte	0,00004	0,00229	1,4	88,4
	Süd	0,00002	0,00131	0,6	52,8
II	Nord	0,00001	0,00157	0,7	80,7
	Mitte	0,00002	0,00218	1,2	124,8
	Süd	0,00001	0,00123	0,4	51,3
III		0,00001	0,00117	3,8	340,5
Summe:				8,7	786,7

Abschnitt III, Q = 350 m³/s

Bereich		Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]	
		Sand	Schluff	Sand	Schluff
I	Nord	0,00012	0,00121	2,7	28,8
	Mitte	0,00012	0,00116	4,8	44,7
	Süd	0,00005	0,00095	1,8	38,3
II	Nord	0,00002	0,00092	0,8	47,4
	Mitte	0,00003	0,00107	1,5	61,1
	Süd	0,00001	0,00091	0,5	38,1
III		0,00001	0,00061	2,5	177,9
Summe:				14,7	436,1

Abschnitt III, Q = 950 m³/s

Bereich		Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]	
		Sand	Schluff	Sand	Schluff
I	Nord	0,00006	0,00313	1,4	74,6
	Mitte	0,00008	0,00328	3,1	126,8
	Süd	0,00003	0,00170	1,3	68,7
II	Nord	0,00002	0,00244	0,9	125,5
	Mitte	0,00003	0,00336	1,7	192,3
	Süd	0,00001	0,00175	0,6	73,3
III		0,00002	0,00161	5,1	467,4
Summe:				14,2	1128,6

Tafel 3.6.1-2: Berechnete Sedimentationshöhen und -mengen im Untersuchungsgebiet nach Ablauf einer Tidephase für die verschiedenen Oberwasserabflüsse im Ausgangszustand

### 3.6.2 Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Tafel 3.6.2-1 bzw. 3.6.2-2 zusammengefasst. Änderungen der Sedimentationsraten die zu einer Verminderung der Sedimentation führen sind in den Tafeln negativ dargestellt. Für die Fraktion 1 (Sand mit  $d=0,1\text{mm}$ ) zeigte sich nahezu keine Veränderung der Sedimentationsraten. Im Rahmen der getroffenen Annahmen und Vereinfachungen ist daher davon auszugehen, dass diese Handlungsalternative keine Veränderungen nach sich ziehen wird, sofern die ufernahen Bereiche zwischen den einzelnen Buhnen auch langfristig abflusswirksam bleiben. Ein Sandeintrag in den Vorhafenbereich findet aufgrund der vorhandenen Strömungsgeschwindigkeiten nicht oder nur in geringem Maße statt. Die kritische Geschwindigkeit der Fraktion 1 (Sand mit  $d=0,1\text{mm}$ ), überschläglich ermittelt aus der „Hjulström“-Kurve (ZANKE, 1982), liegt bei ca. 0,16 m/s. Die mittlere Geschwindigkeit in der Fahrinnenmitte im Bereich der Zufahrt zum Neustädter Hafen bzw. im Bereich des Vorhafens (vergl. Anordnung der Messpunkte in Abb. 3.4-1) liegt bei 0,1 m/s (Abb. 3.4-2) und damit deutlich unterhalb der kritischen Geschwindigkeit. Nur während kurzer Tidephasen übersteigt die Strömungsgeschwindigkeit den kritischen Wert (Abb. 3.4-2). Ein Sandeintrag durch den Vorhafenbereich in das Wendebecken des Neustädter Hafens ist daher nahezu ausgeschlossen, was durch die im Zuge der Unterhaltungsmaßnahmen gemachten Beobachtungen bestätigt wird (Tafel 3.6.2-2). Die Hauptsedimentationsbereiche befinden sich, wie bereits im Ausgangszustand be-

schrieben, in der Mitte und an den Seiten des Bereiches I (Einfahrt). Diese Handlungsalternative konnte daher im Falle der Fraktion 1 zu keiner „messbaren“ Minimierung der Sedimentationen beitragen (Tafel 3.6.2-2), da a priori nur minimale Mengen dieser Fraktion in den Bereich des Vorhafens bzw. in das dahinterliegende Wendebecken gelangen können. Für die Fraktion 2 (Schluff) ergibt sich am nördlichen Rand des Bereiches I eine Verminderung der Sedimentationsraten von ca. 8 % bei niedrigen Abflüssen ( $Q_{\text{Intschede}} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Am südlichen Rand des Bereiches I findet aufgrund der eingebauten Buhnen eine erhöhte Sedimentation statt (Tafel 3.6.2-1). Diese verstärkte Ablagerung findet hauptsächlich vor der ersten Buhne (Anleger Schlammverladeanlage Seehausen) statt. Die Erhöhung der Sedimentationsmenge im Bereich der Buhnen nimmt bei steigendem Oberwasserabfluss weiter zu. Eine Abnahme der Sedimentationsmengen im Bereich II findet ebenfalls hauptsächlich am nördlichen Fahrwasserrand des Vorhafens statt und verstärkt sich bei hohen Oberwasserabflüssen. Auch hier zeigt sich eine Zunahme der Sedimentationsmengen am Seehausener Ufer im Bereich der Buhne (geschlossener Anleger der Schlepperliegeplätze. Auch lässt sich keine signifikante Verbesserung der Sedimentationsverhältnisse im Fahrwasser (Teilbereich „Mitte“) erkennen. Das sedimentierte Volumen der Fraktion 2 (Schluff) erhöht sich bei steigenden Oberwasserabflüssen von 219 m³/Tide auf 1131 m³/Tide .

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00026	0,00031	6,3	7,4	-0,01	-0,2	-0,68	-8,4
	Mitte	0,00029	0,00050	11,3	19,2	0,13	1,2	-0,50	-2,5
	Süd	0,00009	0,00068	3,5	27,5	0,08	2,4	1,88	7,3
II	Nord	0,00003	0,00050	1,4	25,8	-0,01	-0,6	-0,64	-2,4
	Mitte	0,00005	0,00048	3,1	27,4	-0,02	-0,6	-0,88	-3,1
	Süd	0,00002	0,00057	0,7	24,0	-0,01	-2,1	-0,38	-1,6
III	0,00001	0,00030	1,8	87,6	0,00	0,0	-3,07	-3,4	
Summe:			28,1	219,0	0,16	0,6	-4,27	-1,9	

## Abschnitt III, Q = 350 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00012	0,00080	2,8	19,0	0,04	1,3	-9,80	-34,1
	Mitte	0,00013	0,00113	4,9	43,7	0,09	1,9	-1,01	-2,3
	Süd	0,00005	0,00107	1,9	43,4	0,05	3,0	5,13	13,4
II	Nord	0,00002	0,00087	0,8	44,5	0,01	1,1	-2,86	-6,0
	Mitte	0,00003	0,00103	1,6	58,7	0,01	0,6	-2,35	-3,8
	Süd	0,00001	0,00090	0,5	37,7	-0,01	-1,4	-0,41	-1,1
III	0,00001	0,00057	2,5	165,3	0,00	0,0	-12,58	-7,1	
Summe:			14,9	412,2	0,19	1,3	-23,88	-5,5	

## Abschnitt III, Q = 650 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00003	0,00187	0,6	44,4	-0,02	-2,5	-3,75	-7,8
	Mitte	0,00004	0,00225	1,4	86,8	0,01	0,9	-1,60	-1,8
	Süd	0,00002	0,00152	0,7	61,3	0,01	2,1	8,55	16,2
II	Nord	0,00001	0,00143	0,7	73,3	0,00	0,0	-7,45	-9,2
	Mitte	0,00002	0,00215	1,2	123,2	0,00	0,0	-1,55	-1,2
	Süd	0,00001	0,00129	0,4	54,1	0,00	0,0	2,87	5,6
III	0,00001	0,00111	3,8	323,3	0,00	0,0	-17,21	-5,1	
Summe:			8,7	766,5	0,01	0,1	-20,15	-2,6	

## Abschnitt III, Q = 950 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00005	0,00318	1,3	75,6	-0,05	-3,8	1,02	1,4
	Mitte	0,00008	0,00321	3,2	124,0	0,04	1,2	-2,82	-2,2
	Süd	0,00003	0,00218	1,4	87,9	0,04	3,0	19,23	28,0
II	Nord	0,00002	0,00225	0,9	115,9	0,00	0,0	-9,60	-7,6
	Mitte	0,00003	0,00334	1,7	190,9	0,00	0,0	-1,36	-0,7
	Süd	0,00001	0,00190	0,6	79,6	0,00	0,0	6,28	8,6
III	0,00002	0,00158	5,1	457,5	0,00	0,0	-9,97	-2,1	
Summe:			14,2	1131,4	0,03	0,2	2,78	0,2	

Tafel 3.6.2-1: Effizienz der Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“ für die Fraktion 1 (Sand mit d=0,1mm) und die Fraktion 2 (Schluff mit d=0,018mm)

Bereich	Höhe [m/a]		Volumen [m³/a]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/a]	[%]	[m³/a]	[%]	
I	Nord	0,12789	0,46535	3042	11069	5,73	0,2	-938,04	-7,8
	Mitte	0,14201	0,64528	5492	24953	72,93	1,3	-576,57	-2,3
	Süd	0,04515	0,64874	1824	26208	45,69	2,6	2790,57	11,9
II	Nord	0,01478	0,52196	760	26836	0,26	0,0	-1516,50	-5,3
	Mitte	0,02812	0,60662	1608	34699	-5,61	-0,3	-1085,51	-3,0
	Süd	0,00950	0,54702	397	22877	-7,99	-2,0	-49,33	-0,2
III	0,00553	0,34177	1605	99255	-0,87	-0,1	-5663,09	-5,4	
Summe:			14729	245896	110,15	0,8	-7038,47	-2,8	

Tafel 3.6.2-2: Effizienz der Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“ für die Fraktion 1 (Sand mit d=0,1mm) und die Fraktion 2 (Schluff mit d=0,018mm) nach Ablauf eines Untersuchungsjahres

### 3.6.3 Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“

Zur Verminderung des Sandeintrages in die Einfahrt des Neustädter Hafens während der Flutstromphase und zur Vermeidung der im Ausgangszustand auftretenden langgestreckten Primärwalze wurde die Hafeneinfahrt eingeengt.

Das Ziel der Verminderung des Sandeintrages in den Bereich I (Zufahrt zum Neustädter Hafen) ist für kleinere Oberwasserabflüsse erreicht worden (Tafel 3.6.3-2). Der Sedimenteintrag ist im nördlichen Teilbereich um über 35 % aufgrund der abknickenden Spundwand vermindert worden. Im mittleren, sowie im südlichen Teilbereich, ist der Sand vor der Spundwand sedimentiert. In diesen für

Abschnitt IV, Q = 150 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00016	0,00045	3,8	10,7	-2,42	-38,6	2,69	33,4
	Mitte	0,00033	0,00038	12,9	14,5	1,68	15,0	-5,18	-26,3
	Süd	0,00010	0,00068	4,0	27,4	0,57	16,5	1,73	6,8
II	Nord	0,00002	0,00051	1,0	26,0	-0,35	-25,3	-0,52	-2,0
	Mitte	0,00004	0,00047	2,5	27,0	-0,59	-19,0	-1,25	-4,4
	Süd	0,00001	0,00057	0,6	23,8	-0,08	-12,5	-0,60	-2,5
III		0,00001	0,00030	1,8	86,9	-0,05	-2,6	-3,80	-4,2
Summe:									
				26,7	216,3	-1,25	-4,5	-6,93	-3,1

Abschnitt III, Q = 350 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00007	0,00101	1,7	24,0	-1,02	-37,4	-4,74	-16,5
	Mitte	0,00015	0,00082	5,8	31,7	1,03	21,5	-12,98	-29,0
	Süd	0,00005	0,00099	2,0	40,0	0,21	11,5	1,72	4,5
II	Nord	0,00001	0,00089	0,7	46,0	-0,09	-11,8	-1,42	-3,0
	Mitte	0,00002	0,00102	1,4	58,2	-0,16	-10,5	-2,88	-4,7
	Süd	0,00001	0,00086	0,5	35,8	-0,03	-5,7	-2,31	-6,1
III		0,00001	0,00058	2,5	167,7	0,00	0,0	-10,14	-5,7
Summe:									
				14,6	403,4	-0,07	-0,5	-32,74	-7,5

Abschnitt III, Q = 650 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00003	0,00210	0,7	49,9	0,03	5,0	1,72	3,6
	Mitte	0,00004	0,00175	1,6	67,5	0,26	18,9	-20,88	-23,6
	Süd	0,00002	0,00126	0,6	50,7	0,01	1,1	-2,03	-3,8
II	Nord	0,00001	0,00159	0,7	81,7	0,00	0,0	0,94	1,2
	Mitte	0,00002	0,00209	1,2	119,5	0,00	0,0	-5,27	-4,2
	Süd	0,00001	0,00113	0,4	47,4	0,00	0,0	-3,85	-7,5
III		0,00001	0,00111	3,8	322,7	0,00	0,0	-17,76	-5,2
Summe:									
				9,0	739,5	0,30	3,4	-47,12	-6,0

Abschnitt III, Q = 950 m³/s

Bereich	Höhe [m/Tide]		Volumen [m³/Tide]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/Tide]	[%]	[m³/Tide]	[%]	
I	Nord	0,00006	0,00309	1,5	73,4	0,14	10,2	-1,18	-1,6
	Mitte	0,00011	0,00272	4,3	105,2	1,15	36,8	-21,62	-17,0
	Süd	0,00003	0,00179	1,4	72,3	0,07	5,1	3,56	5,2
II	Nord	0,00002	0,00241	0,9	124,0	0,00	0,0	-1,50	-1,2
	Mitte	0,00003	0,00327	1,7	187,2	0,01	0,6	-5,08	-2,6
	Süd	0,00001	0,00167	0,6	69,9	0,00	0,0	-3,43	-4,7
III		0,00002	0,00155	5,1	450,4	0,00	0,0	-17,04	-3,6
Summe:									
				15,5	1082,3	1,37	9,7	-46,28	-4,1

Tafel 3.6.3-1: Effizienz der Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ für die Fraktion 1 (Sand mit d=0,1mm) und die Fraktion 2 (Schluff mit d=0,018mm)

den Sandtransport maßgebenden Abschnitten findet eine Umlagerung des Sandes vor der realisierten Spundwand statt. Aufgrund dieser Umlagerung findet sich bis zu 19 % weniger Sediment in Bereich II. Bei größeren Oberwasserabflüssen findet keine Änderung der Sedimentationsra-

Eine effektive Verminderung der Sedimentationsmengen kann nur im Einfahrtbereich durch einen weitergehenden Eingriff in die Öffnungsweite und Form erreicht werden. Gestützt durch Umlagerungen aus der Fahrinnenmitte in die Seitenbereiche könnte die Solltiefe in der Fahrrinne

Bereich	Höhe [m/a]		Volumen [m³/a]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 1 (Sand d: 0,1 mm) [%]		Änderung der Sedimentationsraten für Material 2 (Schluff d: 0,018 mm) [%]		
	Sand	Schluff	Sand	Schluff	[m³/a]	[%]	[m³/a]	[%]	
I	Nord	0,08263	0,59158	1965	14071	-1070,99	-35,3	2064,52	17,2
	Mitte	0,16401	0,48227	6342	18649	923,56	17,0	-6880,07	-26,9
	Süd	0,05046	0,60621	2039	24490	260,41	14,6	1072,47	4,6
II	Nord	0,01188	0,54123	611	27826	-149,20	-19,6	-525,70	-1,9
	Mitte	0,02349	0,59633	1344	34110	-270,10	-16,7	-1674,16	-4,7
	Süd	0,00874	0,52252	366	21853	-39,81	-9,8	-1073,82	-4,7
III		0,00551	0,34449	1600	100045	-6,10	-0,4	-4873,45	-4,6
Summe:				14266	241045	-352,24	-2,4	-11890,22	-4,7

Tafel 3.6.3-2: Effizienz der Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ für die Fraktion 1 (Sand mit d=0,1mm) und die Fraktion 2 (Schluff mit d=0,018mm) nach Ablauf eines Untersuchungsjahres

ten im Bereich II mehr statt. Im Bereich I führt die Änderung der Sedimentationsrate zu einer Erhöhung der Sedimentationsmengen im Bereich vor der abknickenden Spundwand. Im Untersuchungsjahr lässt sich die Gesamt sandmenge nur geringfügig verringern. Es erfolgt jedoch eine Umlagerung aus der Fahrrinne vor die neu eingebaute Spundwand.

Die größten Sedimentationsmengen in der Fraktion 2 (Schluff) sind für alle Oberwasserabflüsse vor den neu eingebauten Spundwänden und im Stromschatten der Spundwände zu finden. Dadurch ergibt sich gegenüber dem Ausgangszustand eine stark verminderte Sedimentation in der Fahrrinne (Bereich I, Mitte). Bei steigenden Oberwasserabflüssen nimmt die Sedimentationsrate gegenüber dem Ausgangszustand im nördlichen Bereich I ab (Tafel 3.6.3-1). In den Bereichen II und III wird die Menge des sedimentierten Materials (Schluff) durch diese Handlungsalternative vermindert. Eine erhöhte Verschlickung des Wendebekens im Neustädter Hafen durch die eingeengte Hafeneinfahrt ist nicht zu erkennen.

### 3.6.4 Bewertung der Ergebnisse

In den Ergebnissen der numerischen Berechnung der Sedimentationsmengen zeigt sich deutlich der Tideeffekt (die Austauschwassermenge im Hafenbecken ist unabhängig von der Grundrissform und der Tiefe). Der Wasseraustausch im Untersuchungsgebiet hat den größten Einfluss auf die Sedimentmengen im Neustädter Hafen. Die Handlungsalternativen bewirken vorrangig lokale Umlagerungen des Sedimentes aus der Strommitte in die Randbereiche. Die Effizienz der Handlungsalternative „Buhnen am Südufer“ bei der Verminderung der Gesamtsedimentationsmenge im Gebiet des Neustädter Hafens ist nur gering (2,8 % oder ca. 7.000 m³/a).

über einen längeren Zeitraum als bisher erhalten bleiben. Ein Beispiel für eine Änderung der Hafeneinfahrt ist in der Handlungsalternative „Eingeengte Hafeneinfahrt“ dargestellt. Diese Handlungsalternative bewirkt durch die verminderte Öffnungsbreite der Einfahrt zum Neustädter Hafen eine Verminderung der eingetragenen Sedimente (4,7 % oder ca. 12.000 m³/a) und zusätzlich eine Umlagerung der Sedimente aus der Fahrrinne in die Seitenbereiche des Vorhafens.

Den Simulationen des Sedimenteintrages liegen keine physikalischen Versuche zur Bestimmung der Sedimenteigenschaften zugrunde. Ein Großteil der die Sedimenteigenschaften beschreibenden Parameter ist aus der Literatur bestimmt worden. Die Tendenz der Aussage wird dadurch nicht beeinträchtigt, jedoch bei der Angabe der Mengen können sich lokal Änderungen (für alle untersuchten Fälle im gleichen Maße) ergeben.

## 4 Zusammenfassung

Das HAFENAMT BREMEN beauftragte das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN DER UNIVERSITÄT HANNOVER mit der Durchführung numerischer Modellversuche zur Untersuchung von Möglichkeiten zur Reduzierung des Schlickfalls im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen-Stadt.

In einem ersten Schritt wurde ein hydrodynamisches Modell zwischen Unterweser km 10,75 (Klößnerhafen) bis Unterweser km 4,5 (Wendebekken Europahafen) aufgebaut. Hydraulische Grundlage für den Betrieb des Modells waren Pegelaufzeichnungen aus dem Wesergebiet, Strömungsmessungen in der Hafengruppe Bremen Stadt und Ergebnisse aus einem physikalischen Modell des FRANZIUS-



INSTITUTS von 1989. Aufbauend auf dem hydrodynamischen Modell war ein Sedimenttransportmodell zu integrieren. Die Grundlagen für dieses Modell bilden hauptsächlich die vom LABOR FÜR WASSERBAU der HOCHSCHULE BREMEN ermittelten Sedimenteigenschaften und -verteilungen, woraus sich zwei maßgebende Korngrößen (Feinsand  $d = 0,1$  mm/Schluff  $d = 0,018$  mm) für die Analyse der Sedimentationsprozesse ableiten ließen. Diese stehen im numerischen Modell stellvertretend für Sandtransport (sohlnaher Transport) und Schwebstofftransport (Transport in Suspension).

Ziel der Untersuchungen war es, bauliche Lösungen zu entwickeln, die eine Reduzierung der Sedimentation im Neustädter Hafen bewirken können. Als räumliche Bereiche, in denen unter konstruktiven, hafnenbetrieblichen und navigatorischen Gesichtspunkten bauliche Veränderungen möglich waren, kamen die Hafeneinfahrt und der Vorhafen in Frage. Die numerischen Modellversuche haben gezeigt:

- Die Hafeneinfahrt ist optimiert für den Ebbestrom angelegt. Es treten während der Ebbestromphase keine Walzen in der Hafeneinfahrt und im Vorhafen auf.
  - Während des Flutstroms wird die Strömung durch die an die „Insel“ angrenzende Spundwand teilweise in den Neustädter Hafen umgeleitet, wodurch im Einfahrtbereich eine langgestreckte Walzenströmung induziert wird. Bei steigendem Tidewasserstand und damit einhergehender Abnahme der Flutstromintensität verkleinert sich diese Walze. Diese Walze lässt sich nur durch eine Verengung der Hafeneinfahrt oder mehrere Buhnen am Südufer des Neustädter Hafens in ihrer Größe vermindern.
  - Bei ansteigenden Tidewasserständen und mittleren Oberwasserabflüssen verlagert sich die in ihrer Form relativ stabile Walze in den hinteren Bereich der Hafenzufahrt. Gleichzeitig nimmt die Rotationsgeschwindigkeit der Walze ab. Bei Flutstromkenterung ist die Walzenströmung nicht mehr sichtbar. An ihre Stelle tritt in der Ebbestromphase eine gleichmäßige Durchströmung des Auslaufquerschnittes in Richtung Weser.
  - Bei höheren Oberwasserabflüssen ändert sich das Strömungsbild aufgrund der kürzeren Flutstromdauer merklich. Infolge der verringerten Flutstromgeschwindigkeiten wird die Walzenströmung im Vergleich zu den o.g. mittleren Oberwasserabflüssen erst zu einem späteren Zeitpunkt aufgebaut, erreicht nicht die volle Ausdehnung und verbleibt nahezu stabil im Einfahrtbereich des Neustädter Hafens. Bei sehr hohen Oberwasserabflüssen wird der Neustädter Hafen vom Oberwasser her gefüllt, was sich in einer deutlichen Umströmung der vor der Insel angeordneten Spundwand äußert.
- Die effektivste Methode war eine Kombination aus 3 Buhnen am Seehausener Ufer, wodurch die Strömung stärker auf die Fahrinnenmitte konzentriert wird.
  - Eine Reduzierung des Sandtransportes in den Vorhafenbereich ließ sich nur durch Einengung der Hafeneinfahrt erreichen, was eine Minimierung der Kontaktfläche mit der Außenströmung möglich machte, wodurch die Sedimentationen infolge Strömungseffekt reduziert werden konnten.

Für die beschriebenen Handlungsalternativen wurden zusätzlich zu den strömungsmechanischen Untersuchungen mit dem Modell RMA2 Untersuchungen zur Sedimentation mit dem Modell SED2D durchgeführt:

- Die Sandsedimentationsmengen ( $d_{\text{Sand}} = 0,1$  mm) nehmen mit zunehmendem Oberwasser und kürzerer Flutstromdauer ab. Die verkürzte und verminderte intensive Flutstromphase hat bei höheren Oberwasserabflüssen einen stärkeren Einfluss als die erhöhte Sandkonzentration infolge des erhöhten Oberwassers.
- Die Sedimentationsmengen für Schluff ( $d_{\text{Schluff}} = 0,018$  mm) nehmen mit steigendem Oberwasserabfluss zu. Maßgebenden Einfluss auf diesen Anstieg hat die zunehmende Schwebstoffkonzentration.
- Bei Anordnung der Buhnen zeigt sich beim Sandtransport nahezu keine Veränderung der Sedimentationsrate. Das sedimentierte Volumen der Schlufffraktion wird durch den Einbau der Buhnen um rd. 3 % vermindert. Ferner ist eine Reduzierung der Schluffanteile in den nördlichen Bereichen und eine verstärkte Sedimentation vor den Buhnen erkennbar. Die Handlungsalternative bewirkt vorrangig Umlagerungen der Sedimente innerhalb des Untersuchungsgebietes.
- Bei Einengung der Hafenzufahrt konnten die sedimentierten Sandmengen in der Hafeneinfahrt um bis zu 35 % vermindert werden. Im Bereich I (Zufahrt zum Neustädter Hafen) ist der Sand vor der Spundwand sedimentiert. Aufgrund dieser Umlagerung finden sich bis zu 19 % weniger Sandsedimente im Neustädter Hafen. Die größten Sedimentationsmengen der Fraktion 2 finden sich vor den Spundwänden und in deren Stromschatten. Dadurch ergibt sich gegenüber dem Ausgangszustand eine stark verminderte Sedimentation (ca. 26 %) in der Fahrinne des Vorhafenbereiches.
- Verstärkte Sedimentation im Wendebassin des Neustädter Hafens konnte bei keiner Handlungsalternative festgestellt werden.

Eine Verminderung der Sedimentationsmengen im Einfahrtbereich des Neustädter Hafens kann durch die beschriebenen Maßnahmen erreicht werden. Im Rahmen der untersuchten Varianten konnte nachgewiesen werden, dass

mit Hilfe weitergehender Maßnahmen die Sedimentationsmengen noch über das oben beschriebene Maß hinaus reduziert werden könnten. Dies würde jedoch die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs einschränken. Die Untersuchungen haben zudem eine deutliche Abhängigkeit der auftretenden Sedimentationsmengen vom Tideeffekt ergeben. Daher ist eine weitergehende Reduzierung nur durch eine Verminderung des Tidevolumens zu erreichen.

## 5 SCHRIFTTUM

- Ackers, P., White, W.R.: Sediment Transport: New Approach and Analysis. Journal of the Hydraulic Division, ASCE, No. HY11, 1973.
- Ariathurai, R., MacArthur, R.C., Krone, R.B.: Mathematical Model of Estuarial Sediment Transport. Technical Report D-77-12, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1977.
- Boss International, Inc., Brigham Young University: Surface Modelling System: User's Manual. Madison, WI, USA, 1997.
- Boss International, Inc., Brigham Young University: Surface Modelling System: Tutorial. Madison, WI, USA, 1997.
- Krone, R.B.: Flume Studies of the Transport of Sediment in Estuarial Shoaling Processes, Final Report. Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California, Berkeley, 1962.
- Lobmeyr, M., Kappenberg, J. und Grabemann I.: Modelling of sediment dynamics in the harbour area of Bremen. In: Wrobel, L.C. und C.A. Brebbia (Ed.): Water Pollution II - Modeling, Measuring and Prediction, Computational Mechanics Publications, Southampton, England, 1993.
- Nasner H.: Sedimentation in Tidehäfen. Die Küste, Heft 53, S. 127-168, 1992.
- Nasner H.: Sedimentation in Tidehäfen, Phase 2. Die Küste, Heft 59, S. 64-113, 1997.
- Roig, L.C., Donnell, B.P., Thomas, W.A., McAnally, W.H., Adamec, S.A.jr: A Users Manual for SED2D-WES, A Generalized Computer Program for Two Dimensional, Vertically Averaged Sediment Transport. US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station - Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Miss., 1998.
- Schwarze, H., Müller, K.D.: Some Studies to Reduce Sedimentation in a Port on a Tidal River. Water Science Technology, Vol.20, No 6/7, 1988.
- Schwarze, H., Zimmermann, C., Streich, G.: Reduction of Sedimentation in Harbour Entrances on Tidal Rivers by Modification of the Entrance Geometry and Installation of Stream Guiding Structures. Proceedings of COPEDEC IV, Rio de Janeiro, 1995.
- US Army Corps of Engineers: Users Guide to GFGEN-Version 4.27. US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station - Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Miss., 1998.
- US Army Corps of Engineers: Users Guide to RMA2 WES Version 4.3. US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station - Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Miss., 1997.
- Van Rijn, L. C.: Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, Amsterdam, Niederlande, 1993.
- Zanke, U.: Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer Verlag, Berlin, 1982.