Heft 79 Jahr 2012

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

HERAUSGEBER: KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Die Küste, 79 (2012), 1-240

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Heft 79 · Jahr 2012

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Verlag: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe Telefon: 0721 9726-0 Telefax: 0721 9726-4540 E-Mail: info@baw.de, www.baw.de Druck: Bonifatius GmbH Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

ISSN 0452-7739 ISBN 978-3-939230-27-4

Verfasser dieses Heftes:

Bellafiore Debora, ISMAR Institute of Marine Sciences, debora.bellafiore@ismar.cnr.it; Bork Ingrid, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, bork@bsh.de; Ferk Ulrich, Hamburg Port Authority, ulrich.ferk@hpa.hamburg.de; Ferrarin Christian, ISMAR Institute of Marine Sciences, christian.ferrarin@ve.ismar.cnr.it; Ganske Anette, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, anette.ganske@bsh.de; Kremp Christine, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, christine. kremp@bsh.de; Malcherek Andreas, Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, andreas.malcherek@unibw-muenchen.de; Meier Dirk, dr.dirk.meier@tonline.de; Müller-Navarra Sylvin, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, mueller-navarra@bsh.de; Radegast Caroline, Hamburg Port Authority, caroline. radegast@hpa.hamburg.de; Roland Aron, Technische Universität Darmstadt, FG Wasserbau, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, roland@wb.tu-darmstadt.de; Rosenhagen Gudrun, Deutscher Wetterdienst, gudrun.rosenhagen@dwd.de; Rudolph Elisabeth, Bundesanstalt für Wasserbau, elisabeth.rudolph@baw.de; Sehili Aissa, Bundesanstalt für Wasserbau, aissa.sehili@baw.de; Sikric Mathieu Dutour, Institut Ruder Boskovic, mathieu.dutour@irb.hr; Strotmann Thomas, Hamburg Port Authority, thomas. strotmann@hpa.hamburg.de; Treuel Frederik, Technische Universität Hamburg-Harburg, frederik.treuel@tu-harburg.de; Umgiesser Georg, ISMAR Institute of Marine Sciences, georg.umgiesser@ismar.cnr.it; Wehr Denise, Bundesanstalt für Wasserbau, denise. wehr@baw.de; Zanke Ulrich C. E., Technische Universität Darmstadt, FG Wasserbau, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, zanke@wb.tu-darmstadt.de; Zhang Yinglong Joseph, vizhang@vims.edu

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg.

Geschäftsführer: Dr.-Ing. RAINER LEHFELDT, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg Redaktionsleiter "Die Küste": Dipl.-Ing. DETLEF SCHALLER, Bismarckstraße 13,

Vorsitzender des Kuratoriums: MR PETER HORN, Niedersächsisches Ministerium für Umwelt, Energie und Klimaschutz, Referat 22, Archivstraße 2, 30169 Hannover

Inhaltsverzeichnis

Denise Wehr und Andreas Malcherek Numerical Simulation of Fluid Mud Dynamics – The isopycnal Model MudSim	1
Aron Roland, Christian Ferrarin, Debora Bellafiore, Yinglong Joseph Zhang, Mathieu Dutour Sikric, Ulrich Zanke und Georg Umgiesser Über Strömungsmodelle auf unstrukturierten Gitternetzen zur Simulation der Dynamik von Flüssigschlick	53
Sylvin H. Müller-Navarra und Ingrid Bork Entwicklung eines operationellen Tideelbemodells auf der Basis des hydrodynamisch-numerischen Modellverfahrens BSHcmod für die Nord- und Ostsee (OPTEL-A)	83
Anette Ganske und Gudrun Rosenhagen Downscaling von Windfeldern aus Lokalmodellen auf die Tideelbe	125
Christine Kremp, Elisabeth Rudolph und Aissa Sehili OPTEL-C: Entwicklung eines operationellen Tidemodells der Elbe sowie einer Modellkopplung mit dem BSH-Vorhersagemodell der Nordsee	141
Thomas Strotmann, Caroline Radegast und Ulrich Ferk Untersuchungen zur Stauentwicklung in der Tideelbe (OPTEL-D)	169
<i>Dirk Meier</i> Die Schäden der Sturmflut von 1825 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins	193
Konferenzbericht	

Frederik M. Treuel

33rd International Conference on Coastal Engineering in Santander, Spain 237

Die Küste, 79 (2012), 1-240

Numerical Simulation of Fluid Mud Dynamics – The isopycnal Model MudSim

Denise Wehr and Andreas Malcherek

Zusammenfassung

In den letzten Jahrzehnten hat der fortschreitende Ausbau von Seeschifffahrtsstraßen zu einer Zunahme der Verschlickung und Entstehung von Flüssigschlick in Bereichen der ästuarinen Schifffahrtstraßen, Häfen und Hafeneinfahrten geführt. Der Bedarf an fundierten Kenntnissen über die Flüssigschlickdynamik wächst, um neue Unterhaltungsstrategien und Renaturierungsmaßnahmen in Ästuaren zu entwickeln und bestehende zu optimieren. Numerische Modelle dienen als Werkzeug zur Beurteilung dieser Strategien und Maßnahmen. Ziel des MudSim-Projektes (03KIS67) ist daher, die numerische Simulation der Dynamik von Flüssigschlick zu ermöglichen. Flüssigschlick entsteht in Bereichen erhöhter Akkumulation von kohäsiven Sedimenten. Diese bilden Aggregate und führen zum Aufbau einer inneren Struktur, mit der sich das Fließverhalten der hochkonzentrierten Schlicksuspension von Newtonschen zu nicht-Newtonschen Verhalten verändert. Die derzeit etablierten hydrodynamischen Modelle lösen die Flachwassergleichungen unter der Annahme eines Newtonschen Fluids. Es wird daher ein herkömmliches numerisches Verfahren für die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes Gleichungen für die Simulation von nicht-Newtonschen Verhalten erweitert. Die Entwicklungen für die Simulation der Flüssigschlickdynamik bauen auf einem bestehenden isopyknischen numerischen Modell auf. Eine vertikale Auflösung durch Isopyknen - Schichten gleicher Dichte - ist eingesetzt worden, um stark geschichtete Strömungen in Gewässern mit hochkonzentrierten Schlicksuspensionen zu realisieren. Insbesondere die Grenzschicht zwischen Flüssigschlick- und Wasserkörper ist durch einen ausgeprägten Dichtesprung gekennzeichnet. Das rheologische Verhalten von Flüssigschlick wird im numerischen Modell durch eine zeit- und ortsabhängige rheologische Viskosität umgesetzt. Anwendungen auf schematische und realistische Modellgebiete verdeutlichen die Möglichkeiten und Leistungsfähigkeit des weiterentwickelten isopyknischen numerischen Modells für die Simulation der Flüssigschlickdynamik. Weiterhin zeigen die Modellanwendungen, dass die Entwicklung von Flüssigschlick im tidebeeinflussten System mit diesem Modellverfahren simuliert werden kann.

Schlagwörter

Flüssigschlick, 3D numerisches Modell, kohäsive Sedimentsuspension, isopyknisches Modell, Rheologie

Summary

The progressive extension and development of coastal waterways has led to an increase in siltation and the formation of fluid mud in sections of estuarine shipping channels, ports and port approaches over the past

decades. Due to the fact that the need for a better understanding and profound knowledge of fluid mud dynamics has increased, it is necessary to develop new maintenance strategies and renaturation measures in estuaries as well as to optimize existing ones. Numerical simulations contribute to the evaluation of such strategies. For this reason, the aim of the MudSim project (03KIS67) is to permit the numerical simulation of fluid mud dynamics. Fluid mud forms by the buildup of a structure of aggregates in regions in which there is an increasing accumulation of cohesive sediments. Although the water content of the highconcentration suspension can be very high, the flow behavior changes from Newtonian to non-Newtonian. However, most of the current established hydrodynamic numerical models solve the shallow water equations based on a Newtonian assumption. A standard numerical model approach for the Reynoldsaveraged Navier-Stokes equations is therefore extended to cover the simulation of non-Newtonian behavior. These developments are based on an existing numerical model in isopycnal coordinates. A vertical resolution using isopycnal layers - layers of constant density - is pursued, as the flow can be strongly stratified in systems with high-concentration suspensions. In addition, sharp density gradients characterize the transition zone between fluid mud and the water body. The isopycnal discretization permits a verticallyresolved simulation of the velocity and density distribution within the fluid mud body. A time- and spacedependent rheological viscosity is therefore introduced for simulating the rheological behavior of fluid mud. Applications to schematic and realistic model domains demonstrate the capabilities and performance of the extended isopycnal numerical model for simulating fluid mud dynamics such as the simulation of fluid mud under the influence of tidal currents.

Keywords

fluid mud, three-dimensional numerical model, cohesive sediment suspension, rheology, isopycnal model

Contents

1	Introduction	3
2	Properties of High-Concentration Mud Suspensions	4
	2.1 Fluid Flow Behavior	6
	2.2 Rheological Behavior of Fluid Mud	7
3	Fluid Mud Dynamics	8
	3.1 Formation of Fluid Mud	8
	3.1.1 Flocculation	9
	3.2 Horizontal Transport Processes of Fluid Mud	9
	3.2.1 Shear Flow	9
	3.2.2 Gravity Flow	9
	3.3 Vertical Transport Processes of Fluid Mud	
	3.3.1 Settling	
	3.3.2 Entrainment	
	3.3.3 Fluidization of Mud Deposits by Waves	
	3.3.4 Consolidation	
	3.4 Fluid Mud Dynamics under Tidal Flow	

4 Basic Concept and Properties of the Model			
	4.1 Vertical Resolution by Isopycnals	19	
	4.2 Rheological Approach for Mud Suspensions	20	
	4.3 The Three-dimensional Isopycnal Numerical Model	25	
	4.3.1 Governing Equations of the Three-Dimensional Isopycnal Model	25	
	4.4 Properties of the Numerical Method	28	
5	Applications	29	
	5.1 Fluid Mud Movement on an Inclined Plane	29	
	5.2 Application on the Ems Estuary – River Section Rhede to Herbrum	33	
	5.2.1 Concluding Remarks	40	
	5.3 Fluid Mud Formation in Troughs of Large Dunes in the Weser Estuary	41	
6	Conclusions	44	
	6.1 Achievements	44	
	6.2 Recommendations	46	
7	Acknowledgement	48	
8	References	48	

1 Introduction

Fluid mud (high-concentration mud suspension) is a suspension consisting of mineral particles, organic substances, water, and in some cases, small amounts of gas. The fraction of clay particles is accountable for the specific flow behavior of fluid mud because of the cohesive properties of the clay particles. Cohesive sediments in water are transported by turbulent currents, whereas in regions of quiescent flow or during periods of low currents, e.g. during slack water in tidal currents, the particles settle and accumulate on the bed. Fluid mud then forms where there is an adequate supply of suspended matter. Fluid mud describes a state in which mud is capable of flowing in spite of very high concentrations of suspended matter in the range of several 10 g/L (see Table 1). The flow behavior of fluid mud depends on the shear state and can be described as viscoelastic with a yield stress. By comparison, water is characterized as an ideal viscous Newtonian fluid. Fluid mud, being a non-Newtonian fluid, is therefore governed by a different rheology than clear water.

Naturally-occurring mud provides nutrients for aquatic organisms, as mud exhibits a relatively high content of organic substances. However, mud becomes an unwanted material when it accumulates, deposits and consolidates. In many estuarine waters and harbors in particular, the mud budget has been greatly affected by infrastructure projects over the past few decades. The increasing siltation of harbor basins, harbor access channels and parts of shipping channels leads to an increase in the level of maintenance requirements and, as a consequence, to higher costs. Another issue is the determination of the nautical depth, whereby the presence of fluid mud in waterways needs to be considered. Hence, an almost stationary fluid mud layer may be navigable in spite of a high concentration of solids if the vessel overcomes its yield stress (WURPTS 2005).

A profound understanding of the process of the formation, development and transport of fluid mud and the description of its rheological behavior is needed in order to enable construction work, maintenance work and activities aimed at reducing siltation to be evaluated, planned and optimized. Today, the required detailed investigations and prognoses of the behavior and reaction of water systems are supported by numerical modeling.

The numerical modeling of estuaries is carried out by means of three-dimensional models which take account of physical processes such as suspended sediment transport, salt transport, density-induced currents, and turbulence. These conventional models are based on the assumption of a Newtonian fluid. However, high-concentration mud suspensions exhibit a distinctly non-Newtonian behavior. Therefore, a module for the simulation and prediction of the dynamics of fluid mud is developed. An existing numerical method has been extended to include an approximation of the internal stresses in a non-Newtonian fluid under consideration of a parameterized approach for the description of the specific rheological behavior of fluid mud. In addition, major subprocesses of fluid mud transport are taken into account by parameterizations in the model.

There is usually a strong density gradient in the transition zone between a fluid mud layer and the body of water above it. This transition zone is known as a lutocline. The two fluid layers exhibit very different flow behaviors and interact by virtue of the shear forces acting in the transition zone. A common approach is therefore to model the fluid mud as a two-dimensional, depth-averaged layer. Processes such as the formation and resuspension of fluid mud lead to changes in the density gradient and to the development of a system with multiple layers. An isopycnal approach, in which the mud suspensions are resolved three-dimensionally by means of layers of constant density, has been chosen in this research work to improve the resolution of such mechanisms. An existing numerical method is extended to model the dynamics of fluid mud. The fundamental properties and flow behavior of fluid mud are described in Sections 2 and 4.2, respectively, while the main processes governing the dynamics of fluid mud are discussed in Section 3. The conceptual principles of the numerical model are described in Section 4, followed by a presentation of the isopycnal numerical method. The application of sectional models of the Ems and Weser estuaries presented in Section 5 illustrates how the method can be applied to more complex estuarine systems. The paper concludes with a discussion of the results and the identification of possible future developments and additional aspects requiring further research.

This paper presents the results of the MudSim-B-project (03KIS76). The elaboration of this paper is based on the thesis of WEHR (2012).

2 Properties of High-Concentration Mud Suspensions

Natural mud suspensions or fluid mud basically consist of water and mineral grains with a mean diameter ranging from 1 μ m to 10 μ m. These also contain small concentrations of organic components, which are subject to high seasonal fluctuations, and gas. These two minor components are not considered in this work.

The solid particles are mostly clay (particle size $\leq 2 \mu m$) and silt (particle size $\leq 63 \mu m$). Additionally, colloids with a particle diameter of about 0.1 μm form a sub-fraction of the clay fraction. The inorganic particles consist of different types of mineral

(clay minerals, quartz, silicates), and their distribution is site-specific. Other comparable suspensions such as industrial water-debris mixtures, cement and bentonite often contain coarser grain sizes than colloidal clay suspensions. Estuarine mud suspensions have a high clay content which significantly influences their rheological behavior.

COUSSOT (1997) indicates three fundamental physical parameters which have an effect on the rheology of mud suspensions: the concentration described by the solid volume concentration, the grain-size distribution and the ion concentration (natural clay suspensions are cation-saturated and have a pH of about 7).

The solid volume concentration is defined by the relationship between the volumes of the two components, water (index w) and solids content (index s): $\phi_s = V_s / (V_s + V_w)$.

The relation between the solid volume concentration ϕ_s and the solid mass concentration c_s is $c_s = \phi_s \rho_s$, and in terms of density, the bulk density is defined by

$$\rho = \rho_{w} + \left(1 - \frac{\rho_{w}}{\rho_{s}}\right)c_{s} = \phi_{s}\rho_{s} + (1 - \phi_{s})\rho_{w}$$
⁽¹⁾

where ρ_s is the particle density and ρ_w , the water density.

In mud suspensions, a distinction can generally be made between the different interactions of the constituents (COUSSOT 1997):

- · water molecule interactions
- colloidal interactions of particles $<10 \,\mu m$ such as van der Waals attraction, doublelayer interaction, Born repulsion
- friction or collision between particles $>10 \ \mu m$

The weight of clay particles is small enough to ensure that even Brownian motion keeps them in suspension. Moreover, clay particles have a negative charge on their surface so that they repel each other. These electrical repulsive forces are neutralized by ambient water ions or by organic polymers. Colliding clay particles stick to each other, forming aggregates or flocs. This is the cohesive property of clay particles. Cohesion is the most important mechanism governing the behavior of mud suspensions. The flocs that have formed can now settle under the action of gravity. They may be disrupted under shear impact and then re-aggregate with decreasing shear if the attractive forces are stronger than the repulsive forces. This process of the break-up and aggregation of flocs is known as flocculation. A more detailed description of these mechanisms is given by MCANALLY and MEHTA (2001) and DANKERS (2006) amongst others.

Fluid mud is formed by aggregates which hinder each other in settling as their concentration increases. Under quiescent conditions the aggregates form a granular structure, also known as a gel. A high density gradient develops between the highly-concentrated mobile or static mud at the bottom and the water body above. This gradient is known as the lutocline. An additional characteristic is that below the lutocline, the flow behavior is non-Newtonian and the fluid mud behaves in a laminar manner. ROSS and MEHTA (1989) indicate that lutoclines form if the concentration exceeds 10 kg/m^3 ($\rho = 1006.2 \text{ kg/m}^3$).

However, it is difficult to define a characteristic concentration or bulk density of fluid mud. The concentration is dependent on several constituents of the aggregates and can be site-specific. Different concentration ranges can be found in the literature. Some of these are shown in Table 1. A more detailed description of estuarine muds is given by WINTERWERP and VAN KESTEREN (2004), COUSSOT (1997) and ROSS (1988).

Soulsby (2000) in Whitehouse et al. [2000]		flocculated suspension, 0.01–3 kg/m ³	fluid mud, 3–100 kg/m ³	consolidating settled bed, 50–100 kg/m ³
Winterwerp [1999]	low-concentration mud suspension, several 0.01 kg/m ³ to a few 0.1 kg/m ³	high-concentration mud suspension, few 0.1 kg/m ³ to few 1 kg/m ³	fluid mud, several 10 kg/m ³ to 100 kg/m ³	
van Rijn [2005] revised from Bruens (2003)	dilute mud suspension, 0–10 kg/m ³		fluid mud, 10–300 kg/m ³	consolidated mud, >300 kg/m ³

Table 1: Overview of mud suspension concentrations.

2.1 Fluid Flow Behavior

A fluid may be characterized according to its behavior under the action of external pressure or shear stress. The first type of behavior distinguishes between compressibility and incompressibility depending on whether a fluid element reacts to the applied pressure or not.

For most intents and purposes, fluids may be considered to be incompressible. Gases, on the other hand, are treated as being compressible. This assumption is used to set up the continuity equation for a fluid element. The influence of shear on a continuous fluid element is more important. The shear stress can be expressed by different rheological constitutive laws. These describe the fluid behavior according to flow curves (shear stress tij versus shear rate $\dot{\gamma}_{ij} = \partial u_i / \partial x_j$), as illustrated in Fig. 1. There are two elementary fluid behaviors, known as the Newtonian and the non-Newtonian fluid behavior respectively. A Newtonian fluid is defined by the linear dependence of the two parameters shear rate and shear stress, with viscosity as the constant of proportionality. Newtonian fluids, e.g. water, are homogeneous and isotropic. The viscosity of materials in simple shear (one-dimensional shear) is defined as $\mu = \tau/\dot{\gamma}$. The viscosity of non-Newtonian fluids is defined as a function of the shear rate $\mu(\dot{\gamma}) = \tau(\dot{\gamma})/\dot{\gamma}$ or shear stress $\mu(\tau) = \tau/\dot{\gamma}(\tau)$ for a specific state of strain (DIN 1342: 2003, CHHABRA and RICHARDSON 1999; CHHABRA and RICHARDSON 2008).

In the following, this viscosity is also referred to as rheological viscosity μ_r , in contrast to the turbulent viscosity μ_t encountered in hydrodynamics. Non-Newtonian fluids have a non-linear flow curve and/or can have a yield stress τy . The reaction of these complex fluids to shear impact may be time-dependent. Not only may they exhibit viscous behavior but, as in the case of solids, may additionally have elastic characteristics. These are referred to as viscoelastic fluids.



Figure 1: Rheological constitutive laws. These describe the behavior of a material under the influence of shear impact. The simplest constitutive law is that of a Newtonian fluid with a constant viscosity. Some materials have to overcome a specific stress, the yield stress τ_{y} before they deform. The yield stress and other parameters of the constitutive laws can be determined by rheological measurements.

2.2 Rheological Behavior of Fluid Mud

Fluid mud contains a considerably large amount of clay. Therefore, the cohesive properties of clay dominate the rheological behavior of mud suspensions.

High-concentration mud suspensions and fluid mud may be characterized as shearthinning, thixotropic, viscoelastic, yield stress fluids. However, these characteristics do not necessarily affect the behavior of fluid mud under all flow conditions and for every mud consistency. An understanding of the rheological behavior of fluid mud is essential for simulating its (laminar) flow and transport.

In mud suspensions in which clay particles predominate, shear-thinning is mainly induced by the break-up of flocs and/or the orientation of particles or aggregates. WORRALL and TULIANI (1964) derived a constitutive approach with a structural parameter to account for the degree of aggregation and the point at which break-up of the flocs occurs. TOORMAN (1997) and WURPTS (2005) analyzed the Worrall-Tuliani model and found that the flow curves of colloidal soils and cohesive suspended sediments match observations very well as long as they contain a large proportion of clay and only a small amount of organic substances. Further details of the constitutive law and parameterization of the model are given in Section 4.2.

High-concentration mud suspensions behave elastically at low deformations (low shear impact) below the yield stress. Rheological measurements require different methods to analyze their behavior. In the case of viscoplastic behavior the fluid deformation is measured under a permanent shear impact with increasing shear stress, whereas for elastic behavior, the deformation is measured under oscillating shear.

Further elaboration of rheological measurements and the specific flow behavior of fluid mud is given by MALCHEREK (2010) and MALCHEREK and CHA (2011). In this work, fluid mud is assumed to be a viscoplastic shear-thinning fluid (yield stress fluid).

3 Fluid Mud Dynamics

The most important fluid mud transport processes and fluid mud dynamics described in the following are based on a review of the available literature. Further details may be found in MCANALLY et al. (2007a), MCANALLY et al. (2007b), MEHTA et al. (1989), WHITEHOUSE et al. (2000), WAN and WANG (1994), WINTERWERP and VAN KESTEREN (2004) and VAN KESSEL (1997).

3.1 Formation of Fluid Mud

Fluid mud formation is related to the amount of cohesive material available in the water body. Cohesive material is transported into the system in different ways, for example by land erosion, elutriation and shore erosion. Fine material is transported downstream in rivers.

Fluid mud occurs in coastal regions in the maximum turbidity zone of estuaries, on shores, mudflats and in harbors. Fluid mud forms layers ranging from a few decimeters to several meters in thickness.

The formation of fluid mud occurs by a combination of the settling and flocculation of suspended cohesive material and the fluidization of mud deposits by waves. Additionally, the erosion of consolidated mud enriches the cohesive suspended load in the water system. The formation and transport processes are illustrated in Fig. 2. The transport processes are further described in Sections 3.2 and 3.3. Once fluid mud is formed, it is mainly transported by advection due to currents or waves, shear flow and gravity-driven currents. Vertical transport occurs due to the entrainment of fluid mud into the overlying water body. This results in resuspension of the fluid mud.

Furthermore, fluid mud settles during decelerating or slack currents with a reduced capacity to carry particles or flocs. This is often a temporary mechanism, as in tidal currents. If decelerated currents continue in the long term, the fluid mud consolidates. This situation is observed in harbor basins and on river banks.



Figure 2: Significant physical processes governing fluid mud dynamics. In this scheme, the cohesive sediment concentration increases from surface to bottom. The left-hand side shows transport processes of mud suspensions. The right-hand side shows processes which contribute to the formation of fluid mud. The physical processes are dependent on rheological behavior.

3.1.1 Flocculation

Flocculation covers the processes of aggregation and the break-up of flocs. Aggregates or flocs consist mainly of cohesive material and smaller amounts of organic material, other sediment particles, nutrients and a large amount of water. Owing to their high water content, the density of flocs may be only slightly higher than the density of water, resulting in very low settling velocities.

The state of dispersion and aggregation of flocs depends on the balance between attractive and repulsive forces. Aggregates form due to cohesive forces, collision and polymeric bonding of the solid particles. Collision favors aggregation and is induced by turbulent flow and the increasing concentration of suspended matter. Brownian motion also leads to collision. Another mechanism for the build-up of aggregates results from particles with higher settling velocities overtaking those with lower settling velocities.

Although turbulent flow leads to aggregation, strong turbulent flow causes a break-up of the aggregates as the repulsive forces overcome the attractive forces.

Turbulence affects the flocculation process while the fluid mud formation process influences turbulence. The generated aggregates settle to the bottom under conditions of hindered settling and the vertical concentration profile increases downwards. This stratification attenuates the turbulence in regions of high concentrations, allowing fluid mud to form.

In tidal currents, the flocculation process and the resulting suspended sediment transport is strongly coupled to the intensity of turbulence, buoyancy destruction and the vertical suspended sediment concentration profile (WINTERWERP 2011).

3.2 Horizontal Transport Processes of Fluid Mud

3.2.1 Shear Flow

The advective flow of fluid mud can be caused by currents and waves. Currents above a fluid mud layer can force the fluid mud to flow owing to interfacial friction (shear flow), while stronger boundary-layer flow leads to entrainment of fluid mud into the water body (by exceeding the fluid resistance). If the oscillating currents of wind-driven waves impact the mobile mud layer, these induce a movement of the fluid mud layer parallel to the direction of wave propagation. This type of transport occurs e.g. in shallow waters in shelf regions.

3.2.2 Gravity Flow

Density-driven currents are referred to as density flow, gravity flow or turbidity flow. In general, density flows are currents caused by gravitational forces which have an effect on any density differences in a fluid. Gravity flow describes the down-slope movement of a suspension due to the impact of gravity. Mobile mud can be transported by gravity flow whereas turbidity currents describe the density currents of suspensions containing solid particles. Such suspensions are not necessarily fluid mud.

In this case, MCANALLY et al. (2007b) distinguishes between three kinds of gravity flow:

- 1. non-turbulent, laminar down-slope fluid mud flow
- 2. turbulent down-slope fluid mud flow in which turbulence is induced by the mud suspension itself
- 3. gravity-flow induced by the flow of the ambient suspension or waves.

The internal shear strength of the fluid mud must be exceeded in order for gravity flow to be initiated and is characterized by the yield stress.

If neither currents nor waves act on a fluid mud layer (Case 1 or 2), the bottom slope must be steep enough to enable the gravitational force to overcome the yield strength. The flow regime changes from laminar to turbulent flow with increasing slope and increasing internal shear. MCANALLY et al. (2007a) concluded that a slope of less than one degree leads to laminar gravity currents in fluid mud.

If the down-slope turbidity current of a fluid mud layer exceeds the critical shear stress for erosion, the mud layer is enriched with additional sediment load from the bottom, which in turn accelerates the velocity of the layer. This is referred to as auto-suspending turbidity flow (SCULLY et al. 2002, WRIGHT et al. 2001). However, dissipative turbidity flow decelerates fluid mud movement due to mixing of the denser suspension with the less-concentrated suspension at the interface. This interfacial mixing leads to a decrease in the concentration of the fluid mud layer. In nature, gravity flow is characterized by the mechanisms of auto-suspending and dissipative turbidity concurrently.

The presence of high ambient turbulent currents (Case 3) leads to an increase in the internal resistance of the fluid mud layer and a deceleration of the gravity current. At the same time, however, turbulent shear forces ensure that the fluid mud remains mobile.

3.3 Vertical Transport Processes of Fluid Mud

The vertical processes governing mud suspensions and stationary mud depend on sediment concentration and impact on the mud. These describe the transition from dilute to highly-concentrated suspensions and then to mud beds. In terms of mobility, these processes transform mud suspensions from the mobile to the stationary condition and vice versa. These mechanisms are illustrated in Fig. 3.

3.3.1 Settling

Settling is a process influenced by the gravititational force acting on the particles or aggregates, the viscous drag of the ambient fluid and the interaction between the aggregates (MEHTA et al. (1989)). Therefore, the settling velocity of particles and aggregates depends on their density, size, shape and the properties of the ambient fluid.

The settling velocity and formation of fluid mud itself depend on the size, density, shape and strength of the flocs. Formulations for the settling velocity which consider these aspects are often based on the approximation that flocs are self-similar entities. The settling velocity of aggregates ranges from about 10⁻⁵ m/s to 10⁻² m/s (MCANALLY et al. 2007a).

In general, the settling velocity increases with increasing concentration. At very high suspended matter concentrations the settling velocity decreases due to inhibiting aggregates (hindered settling). This begins at concentrations of around 5-10 kg/m³ (MEHTA et al. 1989), which also corresponds to the concentration range in which fluid mud is generated. With increasing contact between the aggregates, the settling process is increasingly replaced by consolidation. The concentration at this point is defined as the gelling concentration.

3.3.2 Entrainment

Entrainment describes the transition from a highly-concentrated suspension to a suspension with a lower concentration as a result of turbulent mixing (mobilization of fluid mud).

There are two different entrainment cases (MCANALLY et al. 2007a; KRANEN-BURG 1994):

- 1. Considering a turbulent mixed water layer above a nearly quiescent fluid mud layer, turbulent eddies will cause the fluid mud to mix with the water layer.
- 2. The water layer is assumed to be static, while the fluid mud layer is turbulent. The fluid mud layer moves between a lower rigid bed layer and a water layer. If the mud suspension permits sufficiently high Reynolds numbers, the shear stress along these boundaries will cause turbulence and water will be entrained into the fluid mud layer.

The first case is the most frequently observed case, whereas the second case is a phenomenon commonly observed in estuaries. During slack water, the water layer may move far slower than the inertially-flowing mud suspension layer or even be static. In both entrainment cases, the thickness of the water layer decreases while the thickness of the mud layer increases with simultaneously decreasing concentration. The turbulent mixing involves turbulence damping due to stratification effects. The stratification of a fluid and the turbulence structure of the flow can be characterized by the gradient Richardson number Ri

$$Ri = -\frac{g\partial\rho/\partial z}{\rho(\partial u/\partial z)^2}$$
(2)

where z is the height above the bottom, ρ is the suspension density, and u is the current velocity at depth z. As the density gradient increases, the turbulence is damped and the flow becomes laminar. At a Ri value between 0.1 and 0.3, the turbulence is totally damped by stratification (WHITEHOUSE et al. 2000).

Additionally, the Ri number may be an indicator of interfacial mixing (initiation of entrainment). WHITEHOUSE et al. (2000) report, for example, that entrainment occurs at Ri numbers lower than about 10. In this case, the bulk Richardson number, which is a discretized form of the gradient Ri number, is applied

$$\operatorname{Ri} = -\frac{\left(\rho_{w} - \rho_{mud}\right)}{\rho_{mud}} \frac{\operatorname{gH}_{mud}}{\left(u_{w} - u_{mud}\right)^{2}}$$
(3)

This equation considers a two-layer system comprising a water layer (index w) and a fluid mud layer (index mud). The degree of stratification may be classified as being:

Ri < 1/4 instable stratification

Ri > 1/4 stable stratification

Entrainment approaches for the determination of entrainment rates can be realized according to WHITEHOUSE et al. (2000) and KRANENBURG and WINTERWERP (1997).



Figure 3: Vertical transport processes for cohesive sediments (modified according to MEHTA et al. 1989). The vertical transport processes (yellow panels) depend on rheological conditions and sediment concentration. These transform a dilute suspension of cohesive material in horizontal transport (blue panel) to a high-concentration suspension/mobile fluid mud followed by a transition to stationary fluid mud and a consolidated mud bed (green panel) and vice versa.

3.3.3 Fluidization of Mud Deposits by Waves

Fluidization is the process of transition from a consolidated cohesive bed to fluid mud under the impact of waves. As shown in Fig. 4, it is first necessary to study the distribution of the resultant stresses in suspensions and mud beds. Fluid mud deposits or consolidated mud beds are regarded as solids in which the aggregates are in contact with each other, thereby forming a soil matrix with fluid-filled pores. The total load is sustained by the soil matrix and the pore water, as described by the total normal stress σ . The effective normal stress σ' represents the load sustained by the granular structure, whereby u_p is the pore water pressure. These are related according to $\sigma' = \sigma - u_p$. The pore pressure is the sum of the hydrostatic pressure p_h and the excess pore pressure $\Delta u_p : u_p = \Delta u_p + p_h$. In mobile suspensions or fluid mud there is no permanent contact between the aggregates, and the entire load is sustained by the fluid phase. The effective normal stress is then zero, and $\sigma = p_h$. Both the aggregates and the pore water sustain the load as the contact between the aggregates increases and a granular structure is formed. The effective normal stress then increases.



Figure 4: Schematic representation of the vertical stress profile from a mobile suspension to fluid mud and then to a cohesive bed (modified from ROSS and MEHTA (1990).

Fluidization occurs in freshly-consolidated mud beds whereas material is increasingly eroded as consolidation progresses. Additionally, a low permeability of the mud bed favors fluidization.

Waves cause oscillating pressure gradients in the pore water, progressively weakening the grain structure. As a result, the pore water starts to flow. If the upward velocity is sufficiently high, the aggregate bonds will break up. The excess pore water pressure increases as the effective stress decreases. If the effective stress approaches zero, the mud bed is transformed from the solid state to a fluid with a specific viscosity. This represents the fluidization process. The reaction of the mud bed is both elastic and viscous. The elasticity restores the initial condition of the mud bed after impact whereas the viscous behavior responds in a dissipative manner. This attenuates wave action and the amplitude of the waves propagating over the fluid mud. A description of viscoelastic behavior must additionally be included when modeling this process. Once the mud bed is fluidized, it can easily be entrained or transported due to shear and gravitational forces.

Research aimed at a more precise understanding, description and modeling of wave attenuation over a fluid mud bed including fluidization due to wave action is being carried out by several research groups e.g. MEHTA (1996), JAIN and MEHTA (2009), FODA et al. (1993) and SOLTANPOUR and HAGHSHENAS (2009).

3.3.4 Consolidation

As the suspended matter concentration increases, the aggregates hinder each other in settling. This mechanism leads to the generation of fluid mud. The gelling concentration then reached marks the point at which the aggregates come into contact with each other. The aggregates now form a granular structure with water-filled pores. Consolidation of this soil structure begins if the fluid mud becomes stationary. The weight of the overlying water column is sustained by the granular matrix and the pore water. The hydrostatic load causes the pore water to escape and the soil matrix to densify. This results in a reduction of the volume of the cohesive bed, thereby leading to primary consolidation. Secondary consolidation then begins with full dewatering of the pores. Sorting of the aggregates then leads to a further reduction of the interstitial space. Moreover, the elevation of the lutocline decreases during the consolidation process. Consolidation of cohesive material is a relatively slow process compared with the other transport processes that have been mentioned and takes place on a time scale ranging from hours to years. By contrast, consolidation in sandy beds occurs immediately; the pore water escapes and the grains are rearranged. Owing to the slowness of this process, fresh deposits are easily entrained or eroded again. Accordingly, the degree of consolidation provides information on the erodibility of the cohesive bed (LICK and MCNEIL 2001). The evolution of strength in relation to the effective stress of the cohesive bed has been studied by MERCKELBACH (2000). The yield stress of the consolidated cohesive bed serves as an indicator of the strength or resistance against erosion.

In numerical modeling, consolidation rates may be treated as a settling velocity. A combined formulation for consolidation and hindered settling by way of the density is described by TOORMAN and BERLAMONT (1993), for example. Parameterizations are obtained from settling column experiments.

3.4 Fluid Mud Dynamics under Tidal Flow

The formation and transport of fluid mud in estuaries and coastal regions is forced by tidal conditions. Estuarine fluid mud most commonly develops in the maximum turbidity zone. Depending on the tidal phase, the mud settles during slack water and is mobilized or entrained by highly turbulent ebb and flood currents. Fluid mud is only present during certain hydrological events or during low current tidal phases, as determined by the hydrological situation and the availability of mud in the estuary. This is the case in the Weser estuary, for example, or in wide areas during all tidal phases, as in the Ems estuary. SCHROTTKE et al. (2006) observed that in the Weser, fluid mud may occur in the troughs of dunes in the turbidity zone. In the Ems estuary, fluid mud layers of several meters in thickness appear in the maximum turbidity zone, especially during the ebb tide on account of tidal asymmetry. For example, this was observed during a field survey in July 2009 (see Fig. 5). Fig. 6 shows a lutocline detected during a flood tide in which internal waves are observed.



Figure 5: Multi-layer system of fluid mud detected by means of sediment echo sounding measurements (parametric sub-bottom profiler for shallow water) during an ebb tide. The longitudinal section is located between Terborg and Leer in the river Ems. The blue lines indicate strong density gradients and the horizon in red to yellow indicates the sediment bed. The field survey was carried out in July 2009 by the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW).

Mud suspensions settle and are deposited on the bed during slack water. As flood or ebb currents increase, the mud deposits are then eroded and the fluid mud or mobile mud is entrained into the water body (see Fig. 7). Depending on the intensity of the currents, the fluid mud may become totally mixed with the water body. During phases of moderately turbulent currents, fluid mud is generated owing to flocculation processes and hindered settling of the flocs. This results in the formation of a sharp lutocline. The mud concentration is so high below the lutocline that the flow behavior differs from that in the water column. Vertical fluid mud transport processes during a tide period are dominated by the settling and formation of fluid mud as well as by entrainment, particularly in deep channels.

A typical phenomenon observed in estuaries is the decoupled flow of the water body and fluid mud layer. The fluid mud has a more inertial flow than water. The currents in the water body are almost zero at the beginning of slack water whereas the fluid mud is still in motion. However, once the mud movement stagnates, the shear forces of the main flow have to overcome the resistance of the mud to force the fluid mud to flow.

The estuarine system may be largely influenced hydrodynamically by fluid mud when the fluid mud layers attain a certain thickness and the fluid mud covers wide areas. The strong density stratification results in turbulence damping in the region of the water-fluid mud interface and finally leads to reduced bottom friction.

Fluid mud deposits on river banks or mudflats can move down slope due to gravitational forcing. Gravity flow may transport fluid mud to the deepest parts of an estuary such as the shipping channels as well as over great distances in the longitudinal direction of estuaries. The near-bed transport of cohesive sediments in the form of fluid mud layers is associated with significantly higher transport rates than the transport in suspension in the water body above. Knowledge of the gravity flow of fluid mud can be applied most effectively for maintenance purposes in harbor basins (WURPTS 2005).

In consolidated mud, the cohesive forces and the density of the granular structure increase. This means that high impacts, for example wind-induced or ship-induced waves, are required for re-mobilization. Ship-induced waves are more likely to cause erosion on the river banks. Impacts by waves require wide areas such as tidal flats or shorelines where the waves have enough fetch to develop. The oscillatory currents acting on the mud deposits cause them to become fluidized and softened owing to their viscoelastic behavior.



Figure 6: Fluid mud detected by means of sediment echo-sounding measurements (parametric sub-bottom profiler for shallow water) in the Ems estuary during a flood tide. The time series at a position near Leerort is shown where the measured data begins at approximately -3.0 m below the water surface. The lutocline is initially located at a water depth of about -4.5 m prior to the generation of an internal wave. The field survey was carried out in June 2011 by the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW).



Figure 7: Schematization of the dominant physical processes in a tidally-influenced cross-section.

4 Basic Concept and Properties of the Model

Fluid mud and dilute suspensions differ fundamentally in their specific rheological behavior (see Section 2.1 and in detail in MALCHEREK (2010)). Hydrodynamic numerical simulations consider the flow behavior to depend on the stress terms of the momentum equations.

The momentum conservation of every viscoelastic material can be described by Cauchy's equation of motion given by

$$\frac{\mathrm{du}_{i}}{\mathrm{dt}} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_{i}} + f_{i} \tag{4}$$

The rheological behavior is characterized by the first term on the right-hand side containing the stress tensor σ_{ij} . This term is equal to $-\partial p_i / \partial x_i + \partial \tau_{ji} / \partial x_j$ for incompressible fluids. For Newtonian fluids, the internal stresses are defined by

$$\tau_{ij} = \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$
(5)

Therefore, the Navier-Stokes equations used for hydrodynamic simulations are a special case of the Cauchy equations. The same applies to the Reynolds-averaged Navier-Stokes equations, which are obtained by choosing the shear stress tensor as

$$\tau_{ij} = \left(\mu_t + \mu_{mol}\right) \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right)$$
(6)

where μ_t and μ_{mol} are the turbulent and molecular dynamic viscosity, respectively. A possible realization of the general rheological fluid behavior in a numerical model is by introducing the rheological viscosity μ_r , which can be determined according to different constitutive laws (see Section 2.1). Thus, the form of the shear stress tensor of the Navier-Stokes or the Reynolds-averaged Navier-Stokes equations does not change:

$$\tau_{ij} = \mu_r \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$
(7)

It is therefore possible to also implement conventional 3-D codes applied in river or coastal engineering for the simulation of fluid mud dynamics. Based on a dimensionnal analysis, the important components of the internal stress tensor are identified in WEHR (2012). This analysis demonstrates a suitable approximation of the non-Newtonian stresses for fluid mud. This is adapted at a later stage to the numerical model presented in Section 4.3 and described in detail in WEHR (2012).

Consequently, a rheological approach has to be identified to describe the flow behavior in a mud-water system both qualitatively and quantitatively. According to MEHTA (1991), BERLAMONT et al. (1993), and COUSSOT (1997), the rheological behavior in terms of the rheological viscosity μ_r might be dependent on:

- · suspended matter concentration starting from clear water up to the sediment bed
- · flow shear rates ranging from zero to values for highly turbulent motion
- · size distribution of the suspended matter

- · temperature and salinity of the water body
- biochemical behavior of the suspended material (flocculation, organic polymer formation)

In this work, it is assumed that the rheological approach is sufficiently described by two indicators: the bulk density, which is proportional to the suspended matter concentration, and the flow shear rate, whose formulation indicates a Newtonian or a non-Newtonian fluid. The applied rheological model and corresponding parameterizations are described in MALCHEREK (2010) and in KNOCH and MALCHEREK (2011).

The suspended matter concentration is not only an important parameter for determining the rheology, but is also used for the numerical discretization scheme. A highconcentration benthic layer often has a sharp density gradient at the transition to a layer of lower concentration, known as the lutocline. Therefore, the numerical model should be able to reproduce a highly-stratified flow. Conventional three-dimensional hydrodynamic models require a very fine vertical resolution in order to reproduce sharp density gradients and their movement. This can result in high computational effort because the entire domain is modeled using the same vertical grid spacing. Although other methods of domain decomposition or dynamic grid refinement exist, they are not necessarily more efficient.

A fluid mud body and the overlying water body behave very differently and interact at their interface. Some numerical approaches thus simulate the fluid mud as a single layer coupled with a hydrodynamic model, as for example in WINTERWERP et al. (2002) and CRAPPER and ALI (1997). However, fluid mud is not stable all of the time, especially under the action of tidal currents. The fluid mud dynamics mostly results in a change of the solid concentration, which can hardly be reproduced by a single- layer model with one specific density and rheological state.

In the research project MudSim an isopycnal numerical approach is pursued in which discretization follows the physical parameter bulk density, which directly relates to the suspended matter concentration. A change in stratification is thereby accompanied by a change in the discretization. The vertical discretization associated with isopycnals or layers of constant density is described in the next section (Section 4.1).

A 3-D hydrodynamic isopycnal model of this type has been adapted for the simulation of fluid mud dynamics in this research work. A detailed description of the numerical model and extensions of the model is given in WEHR (2012). The advection-diffusion equation for suspended-load transport is not solved here; the classic hydrodynamic momentum equations in an isopycnal discretization scheme are solved instead. Every density layer represents a homogeneous suspension with a specific rheological behavior. The numerical model covers the entire water column from the free surface to the stationary bed. Mud suspension transport is realized according to changing thicknesses of the density layers. The rheological approach is applied to the entire water column. Therefore, the resulting viscosity in the numerical model is given by the sum of the rheological and turbulent viscosities. An advanced turbulence model with damping due to stratification effects is not implemented in the numerical model, as turbulence modeling is not an objective of this work. Thus, the turbulent viscosity is kept simple here and set to a constant value for each density layer.

In addition to a fundamental determination of the flow behavior, the fluid mud dynamics are described by transport processes (Fig. 2). Gravity flow is solved according to the pressure term of the momentum equation, which considers density differences. Shear flow is caused by vertical, interfacial shear stresses at the isopycnal interface (interfacial momentum transfer). The vertical transport processes induce mass fluxes at the isopycnal interfaces, thus changing the state of stratification. An approach for the vertical mass transfer in an isopycnal system is derived in WEHR (2012). This approach enables density layers to vary in thickness by applying settling fluxes or mixing fluxes. A settling velocity approach with hindered settling is implemented for the formation of fluid mud according to WINTERWERP and VAN KESTEREN (2004). Consolidation is not considered owing to the fact that the applications presented later only cover a few days, which is far below the time scale of mud consolidation. Entrainment is introduced for modeling the mobilization and mixing of fluid mud due to shear impact. Fluidization due to wave impact is not considered here, as coupling with a wave model is not the aim of this work.

Most of these processes are transformation or exchange processes from dilute suspensions to high-concentration layers and from mobile fluid mud layers to stationary layers or vice versa, which can be realized by means of interfacial mass fluxes. The basis for including these transport processes is established by developing and implementing a mathematical approach for diapycnal mass transfer (WEHR 2012). Additional mechanisms can be introduced into the isopycnal numerical model in the same way as in the settling and entrainment approach.

4.1 Vertical Resolution by Isopycnals

The discretization scheme must be capable of reproducing sharp density gradients as well as the formation of three-dimensional concentration profiles. A z-layer-based model requires a very high resolution near the river bed in order to represent sharp density gradients. The bottom depth can vary considerably with an increasing model domain, which leads to a vertical resolution in the range of centimeters or decimeters over large areas. This increases the computational effort significantly. By comparison, σ -layers have the advantage of following the topology of the model domain and thus guarantee a high nearbed resolution. However, similar to z-layered discretization, the high resolution covers the entire model domain and hence also increases the computational effort. A discretization using ρ -layers permits an adaptation of the resolution according to physical phenomena rather than to bathymetric conditions. This kind of discretization is defined by layers of constant density - the isopycnal layers - whose thickness changes according to physical processes. The interfaces of these layers always define a density gradient.

Because the density is related to the concentration of a suspension, changes in the sediment transport regime automatically have an impact on the discretization. An adaptive discretization concept of this kind is applied in this work.

Sharp density gradients can be resolved by a few layers based only on the predefined density differences between the layers. Thus, the smaller the density differences, the thinner are the layers for a specific density gradient (see Fig. 8). The maximum number of isopycnal layers in the model domain and the density classes of the layers are predefined. Isopycnal approaches are often used for oceanographic problems where density-driven currents are dominant.



Figure 8: Schematization of the isopycnal approach. In an isopycnal model the vertical density profile is described by layers of constant density. In this case, each layer represents a suspension with a specific sediment concentration. Their thickness varies according to physical processes.

According to the isopycnal principle, the constraint $\partial \rho_m / \partial t = 0$ has to be satisfied, where ρ_m is the density of the m-th isopycnal layer. It is also necessary to guarantee stable stratification. The bulk density is given by

$$\rho = \rho_{\rm w} + \left(1 - \frac{\rho_{\rm w}}{\rho_{\rm s}}\right) c_{\rm s} \tag{8}$$

whereby the dry density of the sediments is denoted by ρ_s , the water density by ρ_w and the volumetric sediment concentration by c_s .

The isopycnal layers interact due to momentum transfer, mass transfer and interfacial shear stresses. Advective and gravitational transport as well as mixing and settling of cohesive sediment suspensions are realized by changes in the isopycnal layer thicknesses, as each layer represents a suspension with a specific sediment concentration. The vertical transport rates are determined by parameterizations of transport subprocesses, leading to variations in the layer thicknesses.

4.2 Rheological Approach for Mud Suspensions

The velocity distribution of highly-concentrated mud suspensions is inevitably subject to the modeling of rheological behavior. A brief introduction to the rheology of mud suspensions is given in Sections 2.1 and 2.2. The approach adopted for realizing the parameterized rheological model presented in this section is based on the investigations of MALCHEREK (2010) and MALCHEREK and CHA (2011). The rheological model implemented in the numerical model is a parameterized form of the Worrall-Tuliani model outlined by WORRALL and TULIANI (1964)

$$\tau = \tau_{\rm y} + \mu_{\infty} \dot{\gamma} + \Delta \mu \dot{\gamma} c_{\lambda} \tag{9}$$

which is discussed in detail by TOORMAN (1994) and TOORMAN and HUYSENTRUYT (1997) for cohesive suspensions. The viscosity μ_{∞} is the asymptotic value for $\dot{\gamma} \rightarrow \infty$ at the structural state of full break-down of the structure and $\Delta\mu$ is the viscosity at a specific

degree of structure. The first two terms of this model take the form of the Bingham model with a yield stress τ_y and a linear dependence between shear rate and viscosity (viscoplastic behavior). The third term accounts for time-dependent changes in the structure according to the structural parameter c_{λ} . Depending on the shear impact, aggregates can break-up and recover in the mud suspension. Such mechanisms occur gradually and not immediately, however (thixotropic behavior). The structural parameter ranges between one and zero. The rate of change under shear impact is given by

$$\frac{\mathrm{d}\mathbf{c}_{\lambda}}{\mathrm{d}t} = \mathbf{c}_{\mathrm{aggr}} \left(1 - \mathbf{c}_{\lambda}\right) - \mathbf{c}_{\mathrm{break}} \dot{\gamma} \mathbf{c}_{\lambda} \tag{10}$$

The parameters c_{break} and c_{aggr} denote the empirical constants for the break-up and (re-)aggregation of the flocs, respectively. The first term is not dependent on the shear impact whereas the break-down of aggregates (second term) increases with increasing shear rate. One solution of the differential equation may be obtained from the equilibrium state in which break-up and recovery of aggregates are in equilibrium (no change with time $dc_{\lambda}/dt = 0$). A formulation for c_{λ} then results in

$$c_{\lambda} = \frac{c_{aggr}}{c_{break}\dot{\gamma} + c_{aggr}}$$
(11)

This leads to the first order shear stress formulation for the equilibrium structural state

$$\tau = \tau_{y} + \mu_{\infty}\dot{\gamma} + \Delta\mu\dot{\gamma}\frac{1}{\left(c_{\text{break}}/c_{\text{aggr}}\right)\dot{\gamma} + 1}$$
(12)

where the yield stress is independent of the structural parameter (TOORMAN 1997). In the case of rheological measurements, this implies that the shear stress has to be increased slowly enough and continuously to ensure that the aggregate bonds are in equilibrium with the applied shear rate. Consequently, rheological measurements are required to determine the four parameters τ_y , μ_{∞} , $\Delta\mu$ and the ratio c_{break} / c_{aggr} in relation to the solid volume concentration. MALCHEREK and CHA (2011) analyzed the rheological behavior and developed parameterizations for the above-mentioned parameters of the Worrall-Tuliani model.

The parameterized formulation according to Worrall-Tuliani adopted in the numerical model is as follows

$$\tau = 7021 \operatorname{Pa\phi}_{s}^{4.245} + \mu_{0} \exp(14.69\phi_{s})\dot{\gamma} + \frac{0.8358 \operatorname{Pa} s\phi_{s}\dot{\gamma}}{0.02193 s\phi_{s}^{-0.5808}\dot{\gamma} + 1}$$
(13)

Accordingly, the rheological viscosity has the following form

$$\mu_{\rm r} = \frac{7021 {\rm Pa}\phi_{\rm s}^{4.245}}{\dot{\gamma}} + \mu_0 \exp(14.69\phi_{\rm s}) + \frac{0.8358 {\rm Pa} \, {\rm s}\phi_{\rm s}}{0.02193 {\rm s}\phi_{\rm s}^{-0.5808} \dot{\gamma} + 1}$$
(14)

The parameterized rheological model describes the shear-thinning behavior and viscoplastic behavior of a mud suspension qualitatively and quantitatively as a function of the solid volume concentration or the bulk density, respectively. This approach represents a continuous formulation from clear water to a high-concentration suspension. For a particle concentration equal to zero, the rheological viscosity reduces to the viscosity μ_0 of clear water and behaves as a Newtonian fluid (Fig. 11 for $\rho = 1,000 \text{kg}/\text{m}^3$).

In the following, the parameterized quantities used to describe the behavior of mud suspensions are shown as a function of the bulk density, as adopted in the isopycnal numerical model. The yield stress increases exponentially with increasing bulk density of the mud suspension, as shown in Fig. 9. The next diagram shows flow curves for different bulk densities (Fig. 10). In this case, the shear rate (intensity) is chosen to range from 0 to 100 s⁻¹, as recommended by BERLAMONT et al. (1993) for sedimentological investigations. Shear rate intensities occur in the range of $0-10 \text{ s}^{-1}$ within the fluid mud body, whereas in turbulent flow, the shear rate intensity may become much higher. In the former case, a more rapid increase in shear stress in the low shear rate range than in the higher shear rate range is observed. Although the material structure is able to withstand higher stresses initially, this capability decreases with the break-up of the structure due to increasing shear impact. The rheological viscosity is shown in Fig. 11 as a function of the shear rate for different bulk densities. The shear-thinning behavior of fluid mud is represented accordingly by a decrease in rheological viscosity with increasing shear rates. Again, the rheological viscosity decreases rapidly in the low shear rate range with increasing shear. The internal structure breaks up during the shear period in which the viscosity decreases rapidly. With the complete break-up of the aggregates, the viscosity curve progresses asymptotically to a specific viscosity value.



Figure 9: Yield stress as a function of the bulk density according to the parameterized Worrall-Tuliani model ($\tau_y = 7020$ Pa $\phi_c^{4.245}$).

The rheological constitutive laws described in Section 2.1 as well as by Equation (13) consider a medium under simple shear such as in the laminar Couette flow in the x-direction. In this case, the velocity u decreases linearly with depth while the shear stress tensor reduces to the component τ_{xz} and the deformation rate tensor **D** to $\dot{\gamma}_{xz}$, respectively. The rheological viscosity is described by the ratio between the shear stress intensity and the shear rate intensity. The rheological viscosity is then given by

$$\mu_{\rm r} = \frac{\left|\tau_{\rm xz}\right|}{\left|\dot{\gamma}_{\rm xz}\right|} \tag{15}$$

where the shear rate component $\dot{\gamma}_{xz}$ is equal to $\partial u / \partial z$. All three quantities are scalar values. The shear rate depends on the stress state. In three dimensions, however, both are described by a tensor. An isotropic and homogeneous fluid is assumed. The viscosity of an infinitely small volume is therefore the same in all spatial directions and is represented by a scalar value. In other words, the viscosity does not depend on the direction of shear, but on its magnitude or shear intensity. Thus, in three-dimensions the scalar viscosity has to be a function of the magnitudes of the shear stress and shear rate tensor.

In accordance with MALVERN (1969), ROBERTSON (2008), and GRAEBEL (2007) a general tensor formulation of the shear stress for non-Newtonian fluids may be written as

$$\boldsymbol{\tau} = \boldsymbol{\mu}_{\mathrm{r}} \left(\mathbf{I} \mathbf{I}_{\mathrm{D}} \right) \mathbf{D} \tag{16}$$

whereby the shear rate intensity is

$$\mathbf{II}_{\mathrm{D}} = -2\left[\left(\frac{\partial \mathrm{u}}{\partial \mathrm{x}}\right)^{2} + \left(\frac{\partial \mathrm{v}}{\partial \mathrm{y}}\right)^{2} + \left(\frac{\partial \mathrm{w}}{\partial \mathrm{z}}\right)^{2}\right] - \left(\frac{\partial \mathrm{u}}{\partial \mathrm{y}} + \frac{\partial \mathrm{v}}{\partial \mathrm{x}}\right)^{2} - \left(\frac{\partial \mathrm{u}}{\partial \mathrm{z}} + \frac{\partial \mathrm{w}}{\partial \mathrm{x}}\right)^{2} - \left(\frac{\partial \mathrm{v}}{\partial \mathrm{z}} + \frac{\partial \mathrm{w}}{\partial \mathrm{y}}\right)^{2} \quad (17)$$

The flow regime of a river or estuary is dominated by vertical gradients of the horizontal velocity. Thus, a sufficient approximation for \mathbf{II}_{D} is obtained by neglecting the derivatives of the vertical velocity component because the horizontal velocity gradients are much greater than the vertical velocity gradients. In addition, the horizontal derivatives of the horizontal velocity components are very small. Based on these assumptions, the shear intensity expression reduces to

$$\mathbf{II}_{\mathrm{D}} = -\left[\left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial z} \right)^2 \right]$$
(18)

Accordingly, the rheological viscosity of a Worrall-Tuliani fluid in three-dimensional flow results in

$$\mu_{\rm r} = \frac{\tau_{\rm y}}{\sqrt{\left|\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)^2\right|}} + 2\mu_{\infty} + \frac{\Delta\mu c_{\rm aggr}}{c_{\rm break}\sqrt{\left|\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)^2\right|} + c_{\rm aggr}}$$
(19)

A more detailed derivation of this equation is given in WEHR (2012).

This rheological approach is comparable to the approach adopted in the hydrodynamic modeling of the effects of turbulence by the turbulent viscosity. For example, the mixing-length model describes the turbulent viscosity by

$$\mu_{t} = \frac{l_{m}}{\rho} \sqrt{\left|\mathbf{H}_{D}\right|} = \frac{l_{m}}{\rho} \sqrt{\left(\frac{\partial u}_{\partial z}\right)^{2} + \left(\frac{\partial v}_{\partial z}\right)^{2}}$$
(20)

as a function of the shear rate intensity and the mixing length l_m (MALCHEREK 2001; SCHLICHTING and GERSTEN 1997). Similarly, the shear rate intensity is approximated by vertical gradients of horizontal velocity, as these express maximum shearing.



Figure 10: Flow curves for different bulk densities according to the parameterized Worrall-Tuliani model. The shear stress increases with increasing bulk density and shear rate. The initiation of deformation is described by the yield stress, which increases with bulk density.



Figure 11: Rheological viscosity-shear rate relation for different bulk densities according to the parameterized Worrall-Tuliani model. The viscosity decreases with break-up of the internal structure caused by increasing shear rate. The viscosity of clear water remains constant, thereby indicating Newtonian behavior.

Therefore, the effect of increasing turbulence or increasing rheological viscosity is the same as in the Navier-Stokes equations, i.e. damping of the current velocity. With regard to the diffusion of suspended particles, however, the level of mixing is increased by turbulence but reduced by an increase in rheological viscosity.

4.3 The Three-dimensional Isopycnal Numerical Model

The numerical realization of the simulation of fluid mud dynamics is achieved by an isopycnal numerical method. A three-dimensional isopycnal model for the simulation of stably stratified baroclinic circulation was developed by CASULLI (1997). The fundamental property of isopycnal models is a vertical discretization by layers of constant density, i.e. isopycnals. An implementation of this 3-D isopycnal model approach for unstructured grids was provided by Prof. V. Casulli of the University of Trento, Italy.

High density gradients due to suspended sediment accumulations and fluid mud formations near the bottom can be resolved by means of isopycnal layers. In this highdensity region, the isopycnal layers can become very thin, thereby permitting high resolution of the stratification.

The governing equations and the basic principles of the three-dimensional isopycnal model are described in the next section (Section 4.3.1). It is shown how fluid mud dynamics are simulated using such a model and the extensions required for this purpose.

The 3-D model approach and implementation are extended to include the simulation of shear-dependent viscosity following a non-Newtonian approach (Section 4.3.1) and the vertical mass transfer between isopycnal layers WEHR (2012). Finally, the properties of the numerical method are summarized in Section 4.4.

4.3.1 Governing Equations of the Three-Dimensional Isopycnal Model

The isopycnal circulation model is based on a (x, y, ρ)-coordinate system. This system is illustrated in Fig. 12. Each density layer represents a suspension of constant density corresponding to a specific suspended sediment concentration. The bottom isopycnal layer is referred to as m₀ and the surface layer as M.

Based on the general equations of motion

$$\frac{\mathrm{du}}{\mathrm{dt}} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + f_i \tag{21}$$

and the continuity equation, three governing equations result based on two assumptions. Firstly, an incompressible Newtonian fluid is assumed. The density is therefore constant and can be separated from the system of equations. The second assumption is the hydrostatic pressure approximation. Furthermore, the momentum equations are Reynolds-averaged and layer-averaged for each isopycnal layer. The density classes and the maximum number M of isopycnal layers are predefined. The isopycnal layers and their adjacent layers are specified by the following indices:

$m = m_0,, M$	isopycnal layer from bottom to surface
m _b	next active isopycnal layer below the m-th layer
m _t	next active isopycnal layer above the m-th layer



Figure 12: Isopycnal model for three-dimensional flow. The vertical domain is discretized by isopycnal layers (ρ -layer) and the horizontal domain by an unstructured grid. The layered system is stably stratified with ($\rho_1 > \rho_2 > ... > \rho_M > 0$). The isopycnal surfaces are denoted by η_m for the m-th isopycnal layer and the rigid bottom by η_0 . The velocities u_m are layer-averaged.

This results in a system of M two-dimensional shallow water equations for each isopycnal layer, ranging from η_{m_b} to η_m with dimensions (x, y, ρ). The momentum equations, which are already discretized, are given by

$$\frac{\partial u_{m}}{\partial t} + u_{m} \frac{\partial u_{m}}{\partial x} + v_{m} \frac{\partial u_{m}}{\partial y} = -\frac{\partial p_{h,m}}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{m}^{h} \frac{\partial u_{m}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{m}^{h} \frac{\partial u_{m}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{x,m+l/2} - \tau_{x,m-l/2}}{\rho_{m} \left(\eta_{m} - \eta_{m_{b}} \right)}$$

$$\frac{\partial v_{m}}{\partial t} + u_{m} \frac{\partial v_{m}}{\partial x} + v_{m} \frac{\partial v_{m}}{\partial y} = -\frac{\partial p_{h,m}}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{m}^{h} \frac{\partial v_{m}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{m}^{h} \frac{\partial v_{m}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{y,m+l/2} - \tau_{y,m-l/2}}{\rho_{m} \left(\eta_{m} - \eta_{m_{b}} \right)}$$

$$(22)$$

The second and third terms on the left-hand side represent the **advection** terms in horizontal direction for the m-th layer. The velocities u_m and v_m are isopycnal layer-averaged quantities. The surface or subsurface elevation of the m-th isopycnal layer is given by η_m , and η_0 is the bathymetric depth. The first term on the right-hand side represents the pressure term. The hydrostatic pressure p_h is normalized using a reference density ρ_r and consists of the barotropic pressure and the atmospheric pressure p_a (pressure per density) at the free surface

$$p_{h,m} = g\left(\sum_{l=m}^{M} \frac{\rho_l - \rho_{l_t}}{\rho} \eta_l\right) + p_a$$
(23)

The normalized barotropic pressure considers the pressure from the surface M to the current isopycnal layer m. The density above the water surface is defined by $\rho_{M+1} = 0$. The **gravitational transport** is determined by the pressure term. This indicates increasing gravitational forcing with increasing differences in the density between the isopycnal layers.

The second to fourth terms on the right-hand side characterize the **internal shear stresses**. An approximation for the **non-Newtonian flow behavior** of highlyconcentrated mud suspensions is formulated in Section 4 and derived in detail in WEHR (2012). Based on this approximation, the flow behavior is described by the rheological viscosity $\nu_{r,m} = \mu_{r,m} / \rho_m$. This is a function of space x, time t, and density ρ , which corresponds to the suspended sediment concentration and the shear rate intensity $|\mathbf{II}_D|$. The horizontal and vertical viscosity components ν_m^v are functions of the rheological viscosity vr and the turbulent viscosity vt. The detailed interdependence and interaction of the two viscosity components is not yet known and is thus an aspect requiring further investigation in future work. In this study, it is assumed that the horizontal and vertical viscosities can be treated as the sum of both components

$$v_{m}^{h} = v_{r,m} + v_{t,m}^{h} \text{ and } v_{m}^{v} = v_{r,m} + v_{t,m}^{v}$$
 (24)

As the rheological viscosity has no vectorized components, its horizontal and vertical values are equal. The rheological viscosity is determined by the constitutive formulation of Equation (19). The turbulent viscosity is taken to be constant for the m-th layer. It has to be ensured that the horizontal and vertical viscosities are non-negative, otherwise they will have an accelerating effect on the advective terms.

The interfacial shear between two adjacent isopycnals is described by the vertical shear stress term (last term on the right-hand side of Eqn. 22). These isopycnal interfacial shear stresses for the x- and y-components are determined by

$$\frac{\tau_{x,m+l/2}}{\rho_{m}} = v_{m+l/2}^{v} \frac{u_{m_{t}} - u_{m}}{\eta_{m_{t}} - \eta_{m_{b}}}, \qquad \frac{\tau_{x,m-l/2}}{\rho_{m}} = v_{m-l/2}^{v} \frac{u_{m} - u_{m_{b}}}{\eta_{m_{t}} - \eta_{m_{b}}},$$

$$\frac{\tau_{y,m+l/2}}{\rho_{m}} = v_{m+l/2}^{v} \frac{v_{m_{t}} - v_{m}}{\eta_{m_{t}} - \eta_{m_{b}}} \quad \text{and} \quad \frac{\tau_{y,m-l/2}}{\rho_{m}} = v_{m-l/2}^{v} \frac{v_{m} - v_{m_{b}}}{\eta_{m_{t}} - \eta_{m_{b}}}$$
(25)

The surface boundary condition is given by

$$\frac{\tau_{\mathrm{x,M+l/2}}}{\rho_{\mathrm{M}}} = \gamma_{\mathrm{a}} \left(\mathrm{u}_{\mathrm{a}} - \mathrm{u}_{\mathrm{M}} \right) \text{ and } \frac{\tau_{\mathrm{y,M+l/2}}}{\rho_{\mathrm{M}}} = \gamma_{\mathrm{a}} \left(\mathrm{v}_{\mathrm{a}} - \mathrm{v}_{\mathrm{M}} \right)$$
(26)

and the bottom boundary condition is given by

$$\frac{\tau_{x,m_0-l/2}}{\rho_{m_0}} = \gamma_{\rm b} u_{m_0} \text{ and } \frac{\tau_{y,m_0-l/2}}{\rho_{m_0}} = \gamma_{\rm b} v_{m_0}$$
(27)

where the non-negative friction factors are γ_a for wind friction and γ_b for bottom friction, respectively. The wind velocities are specified as u_a and v_a .

The **vertical velocity** component no longer appears in the momentum equations due to the depth-averaging per isopycnal layer. The vertical movement is represented by the variation of the isopycnal surfaces.

The free surface equation in (x, y, ρ)-coordinates completes the governing equations and is given by

$$\frac{\partial \eta_{m}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_{l=1}^{m} (\eta_{l} - \eta_{l-l}) u_{l} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\sum_{l=1}^{m} (\eta_{l} - \eta_{l-l}) v_{l} \right) = 0$$
(28)

The development of the **isopycnal surface elevation** (surface or sub-surface) is described by the change of the elevation with time and the sum of the horizontal fluxes below the surface η_m . The thickness of the isopycnal layers can vary in time and space. A layer may disappear and reappear if drying and wetting occur.

Vertical transport processes such as settling and mixing change the degree of stratification in a suspension. In an isopycnal model approach, this requires mass transfer between the isopycnal layers. Vertical fluxes are thus applied to the isopycnal interfaces, which are determined according to the parameterizations of transport rates. The layer thicknesses change according to the mass fluxes. The free surface equation then becomes

$$\frac{\partial \eta_{m}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_{l=1}^{m} \left(\eta_{l} - \eta_{l-1} \right) u_{l} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\sum_{l=1}^{m} \left(\eta_{l} - \eta_{l-1} \right) v_{l} \right) - \Phi_{m}^{in} + \Phi_{m}^{out} = 0$$
(29)

where Φ_m^{in} and Φ_m^{out} are the sum of the inflow and outflow rates through the interfaces of the m-th layer. Fluxes through the rigid bottom and through the surface M are excluded. Moreover, a layer of zero thickness cannot be the origin of a transport flux, but the layer can become active due to transport flux into the layer. The mass transferred from one layer to an adjacent layer is related to the different volumes resulting from the difference in the densities of the two layers. A diapycnal mass transfer approach was therefore developed in WEHR (2012) with regard to volume and mass conservation. The governing equations (22) and (29) lead to the three unknowns u_m, v_m, η_m . Following the approach adopted by CASULLI (1997), a semi-implicit method is applied to the governing equations to obtain a solvable system of equations. The numerical method is demonstrated in detail in WEHR (2012).

4.4 Properties of the Numerical Method

The basic properties of the applied three-dimensional model approach are summarized below:

- calculation on an unstructured grid
- uniform density for each isopycnal layer
- momentum exchange between isopycnal layers
- vertical mass exchange between isopycnal layers
- assurance of stable density stratification
- drying and wetting of isopycnal layers
- vertical discretization using ρ-layers
- a two-dimensional depth-averaged model results if only one isopycnal layer is defined
- shear-dependent viscosity, as calculated by a parameterized rheological approach
- interaction of the isopycnal layers due to interfacial shear

The numerical model approach includes flooding and drying of the isopycnal layers. Layers representing a suspension of a specific concentration such as fluid mud are not necessarily active over the entire model domain.

Vertical transport rates are determined by parameterized formulations for (hindered) settling according to WINTERWERP and VAN KESTEREN (2004) and for entrainment according to WINTERWERP and KRANENBURG (1997), KRANENBURG and WINTERWERP (1997) and WHITEHOUSE et al. (2000).

5 Applications

5.1 Fluid Mud Movement on an Inclined Plane

The three-dimensional isopycnal numerical model was verified on the basis of its ability to reproduce particular processes, phenomena and the behavior of fluids, especially of fluid mud. Several test cases were hence analyzed in WEHR (2012), one of which is presented here. The test case is kept as simple as possible and the model set-up is restricted to the physical process or phenomenon of interest.

simulation number	density of mud layers [kg/m ³]	isopycnal density differences [kg/m ³]	rheological viscosity approach	gravitational effects due to density differences
(1a)	1005/ 1010/ 1030/ 1080	5/ 5/ 20/ 50	const. 10 ⁻⁶ m ² /s	no
(1b)			Worrall-Tuliani app.	no
(1c)			const. 10 ⁻⁶ m ² /s	yes
(1d)			Worrall-Tuliani app.	yes
(2)	1010/ 1030/ 1080/ 1150	10/ 20/ 50/ 70	Worrall-Tuliani app.	yes
(3)	1005/ 1010/ 1020/ 1030	5/ 5/ 10/ 20	Worrall-Tuliani app.	yes
(4)	1000.1/ 1000.2/ 1000.3/ 1000.4	0.1/ 0.1/ 0.1/ 0.1	Worrall-Tuliani app.	yes

Table 2: Simulation overview for the test case "flow on an inclined plane".

In a channel with an inclined bed it is demonstrated in the following that the horizontal transport phenomena and the horizontal discretization scheme are capable of simulating the flow of fluid mud. The straight channel is set up with a slope of 0.1 %. Four mud suspensions of different concentrations are discharged at the left boundary and flow down the slope. As shown in Table 2, the predefined densities of these isopycnal layers vary in four different model set-ups. Gravity flow and the effects of the fluid mud rheology are studied for different scenarios of simulation (1) as well as for simulations (1) to (4) with different density distributions. These processes are observed with a minimization of other effects. Mass transfer between the isopycnal layers is therefore not considered and the turbulent viscosity is kept constant over the entire domain. The four scenarios of simulation (1) differ by either including or excluding the gravitational forces due to density differences and the effect of the rheological behavior of cohesive mud suspensions. The rheological behavior is described by the parameterized Worrall-Tuliani approach given by Equations (14) and (19). If the rheological behavior of fluid mud is neglected, the rheological viscosity is set to 10⁻⁶ m²/s for the entire system.

The gravitational forcing according to density differences is modeled by the following pressure term $-g\partial/\partial x \left(\sum_{l=m}^{M} \eta_l \left(\rho_l - \rho_{l_t} \right) / \rho_r \right)$ for the m-th isopycnal layer of the momentum equation (x-component) - see Equation (23). Neglecting the density differences influencing the flow, this term reduces to $-g\partial/\partial x \left(\partial \eta_M \right)$. In this case, the action of gravity on the water column is as if only one isopycnal layer has been defined.

The density distribution in the high-concentration layers is in the range of 1005 to 1080 kg/m^3 (see Table 2). The water layer has a density of 1000 kg/m^3 . This applies to all scenarios of the simulation set-up (1). The simulation results are shown in Fig. 13.

In the first scenario (1a), neither density differences nor rheological effects are considered. The discharged fluid mud now propagates very slowly and spreads significantly in the vertical direction. The layers flow above each other with increasing velocities. The velocity is therefore much higher near the surface and at the layer fronts. The bottom friction decelerates the movement when the different layers are in contact with the bottom.

Simulation (1b) includes variable rheological viscosity. This does not influence the Newtonian water layer but the structural viscosity of the fluid mud layers. The rheological viscosity changes according to the density and decreases with increasing shear rate intensities, i.e. the shear-thinning behavior of mud suspensions. Without this structural behavior, each isopycnal layer would have a constant viscosity. The viscosity varies, however, within a certain range in an isopycnal layer according to the implemented rheological approach. In particular, this becomes more evident in Fig. 15 with a different color scale. In addition, the viscosity differs between the isopycnal layers up to an order of magnitude depending on their differences in density and active state of shear.

The horizontal propagation of the two layers with lower concentrations (1005 and 1010 kg/m³) in simulation (1b) is comparable to that of simulation (1a) because their rheological viscosity is only slightly higher. The viscosity of the two layers with higher concentrations is much greater and both move with a similar velocity. The vertical stratification becomes more even and stable. Accordingly, the horizontal movement now dominates over the vertical spread of the two fluid mud layers (1030 and 1080 kg/m³).

The third scenario (1c) includes the gravitational forces due to density differences but neglects the rheological viscosity which describes shear-thinning and structural behavior. Compared with variants (1a) and (1b), the results in this case indicate that gravitational flow is responsible for downslope propagation. Each layer moves with its own velocity due to the differences in the density between the isopycnal layers. The layers cover significantly different distances after an hour of downslope movement. In particular, bed friction decelerates the bottom layer.

The fourth scenario (1d) considers both gravity flow and the rheology of mud suspensions. Again, the rheological viscosity increases with the density of the isopycnal layers, but also varies within a layer due to changes in the shear intensity. The high rheological viscosities decelerate the average downslope flow and the layer fronts are closer together. However, the fluid mud layers now appear more as a compact fluid mud body interacting due to the interfacial shear stresses. This shows that both processes are necessary to reproduce a realistic and plausible high-concentration flow on an inclined plane.

The model set-ups of simulations (1d), (2), (3) and (4) differ in terms of the density distributions of the four mud suspensions (see Table 2). The simulation results are given in Fig. 14. The average density of the mud layers decreases from the top panel (simulation (2)) to the bottom panel (simulation (4)) of Fig. 14. Furthermore, the differences in the density of the isopycnal layers also decrease. The definition of the pressure term (Equation (23)) indicates increasing acceleration of the mud layers with increasing density differences. This can be observed in the varying propagation times of the fluid mud body. Accordingly, the fluid mud front advances the farthest in simulation (2) and slows down further in simulations (1), (3) to (4).



Figure 13: Propagation of high-concentration layers – variations of simulation set-up (1) (first column: density; second column: velocity; third column: viscosity in logarithmic scaling).


Figure 14: Simulation results of model runs (2), (1d), (3) and (4) (first column: density; second column: velocity; third column: viscosity in logarithmic scaling).

The structural viscosity counteracts the progressive movement of the fluid mud body by deceleration due to increasing viscosities with simultaneously increasing densities. Model run (4) exhibits similar results to run (1a) due to the fact that the density differences of run (4) are fairly small and are omitted from the pressure term in run (1a). Moreover, the rheological viscosity is set to a constant value of 10^{-6} m²/s in simulation (1a) such that the resulting viscosities differ only slightly from the values of run (4). This results in similar velocity patterns to those described for simulation (1a) above. The numerical model approaches its limits with no or extremely small density differences between the isopycnal layers, as is the case in simulations (1a) and (4). The density layers would normally tend towards mixing. However, mixing is disabled in this test case. This is one reason for these particular velocity patterns.

The parameter variations of the seven model simulations lead to plausible results. The plausibility of the results is evaluated on the basis of:

- the influence of gravity and structural viscosity on the downslope flow by activating or deactivating these processes,
- the effects of gravitational forces by varying the density differences,
- the effects of the structural (rheological) viscosity by varying the density differences.



Figure 15: Rheological viscosity illustrated using a different color scale compared to Figs. 13 and 14 for simulation (1d) with lower suspension densities and simulation (2) with higher suspension densities. The viscosity varies within an isopycnal layer as a function of the shear impact and increases with increasing density according to the implemented rheological approach.

5.2 Application on the Ems Estuary – River Section Rhede to Herbrum

The Ems estuary is located along the border between Germany and the Netherlands. The domain can be seen in the lower right corner of Fig. 16. The estuary extends from the weir at Herbrum at the tidal limit to the outer coastline with a number of offshore islands. The freshwater discharge at Herbrum weir can vary between 20 and 400 m³/s while the most frequent discharge is about 40 m³/s.

The tidal range increases from 2.20 m at Borkum to 3.50 m at Papenburg. The tidal curve has become highly asymmetrical in the river Ems due to channel deepening. This asymmetry is characterized by a steep flood tide gradient and a short flood phase, a long slack water period from flood to ebb and a more gradual ebb tide gradient and longer ebb phase. This leads to a flood-dominated system with strong flood currents and much weaker ebb currents. Suspended sediments are thus transported upstream due to tidal pumping. The suspended particles, mostly muddy sediments, accumulate in the wide maximum turbidity zone and form dynamic fluid mud layers. However, fluid mud layers

not only occur in the maximum turbidity zone, but may also be found further upstream of the maximum turbidity zone.

For further hydrological and morphological information, see WEILBEER (2005), KREBS and WEILBEER (2008), and WINTERWERP (2011). The fact that turbidity has increased significantly in the lower reaches of the Ems estuary over recent decades has led to a serious occurrence of suspended mud and fluid mud. SCHROTTKE (2006) showed that fluid mud layers with thicknesses of around 2 m or more can develop in the maximum turbidity zone, with concentrations of up to 300 kg/m³ or densities of up to 1190 kg/m³. Sediment echo sounding measurements (Fig. 5) show a highly-stratified water body. Two to three layers of different densities were detected, each layer being around one meter in thickness.

In the following, various characteristics of fluid mud dynamics in the Ems estuary are investigated by system studies using a sectional model. The model domain was chosen to focus on a specific area. Besides, the computational code is not parallelized and the required computational effort is reduced in this way. The model boundaries were chosen to coincide with the available boundary value data. The model domain extends from Rhede to the Herbrum weir in order to study the effects of tidal pumping and tidal movement of the lutocline. The location of the model domain is indicated in Fig. 16 along with the bathymetry and grid resolution of the model. The upstream reach of the model subdivides into a river arm leading to the weir at Herbrum and the harbor basin of a sluice. The sediment transport in this section of the model is dominated by mud suspensions. The fine sediments are mainly carried into this region by tidal pumping. Muddy sediments accumulate in the harbor basin.



Figure 16: Bathymetry and grid of the sectional model extending from Rhede to Herbrum. A freshwater discharge is specified at the Herbrum weir while a tidal variation in water level is prescribed at the open boundary at Rhede.

Freshwater discharge is specified at the Herbrum weir from a source containing only clear water. Prescribed water levels are imposed at the open boundary at Rhede. Suspensions of different concentrations are introduced into the model domain at the open boundary. The isopycnal interfaces are triggered in the same way as the water surface. These move with the tidal signal at only half of the tidal range.

Three simulations were carried out with different boundary values (see Table 3). The first simulation (1) was forced by a measured time series for the freshwater discharge (50 to $60 \text{ m}^3/\text{s}$). Simulation (2) differs from simulation (1) on account of a reduced freshwater discharge set at a constant value of $25 \text{ m}^3/\text{s}$. The third simulation (3) was performed with a symmetrical M2-tide instead of measured tidal data. This permitted an evaluation of the effect of the asymmetrical tidal wave compared with a uniform M2 sine wave. The freshwater discharge in this case was the same as in simulation (1). The initial density levels (Table 4) are uniformly assigned throughout the entire model domain. The density values are determined according to the 16 predefined isopycnal layers and range from clear water at the surface to a dilute suspension, a concentrated suspension, fluid mud and finally to freshly consolidated mud at the bed. The movement of the mud suspension layers at the open boundary at Rhede is not based on measured data but rather on tidal motion.

The simulations cover several tidal cycles. The simulation time step is limited by the Courant time step criterion and the explicit solution for vertical mass transfer. From a preliminary study of varying the time step, it was found that a time step of 10 s yields sufficiently accurate results.

In the following, the simulation results are presented for a longitudinal profile following the channel centerline as well as for the selected reference position 1 (see Fig. 16).

simulation number	boundary value: discharge	boundary value: water level	Μ
1	measured data ~50-60 m ³ /s	measured data of gauge Rhede	16
2	25 m³/s	measured data of gauge Rhede	16
3	measured data ~50-60 m ³ /s	M2 tide	16

Table 3: Simulation overview for the model Rhede to Herbrum.

layer number		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
density	[kg/m³]	1150	1130	1120	1110	1100	1090	1080	1070	1060	1050	1040	1030	1020	1010	1005	1000
mud con- centration	[kg/m³]	240.9	208.8	192.7	176.7	160.6	144.6	128.5	112.4	96.4	80.3	64.2	48.2	32.1	16.1	8.0	0.0
isopycnal elevation	[m]	-4.00	-3.64	-3.47	-3.29	-3.11	-2.93	-2.75	-2.58	-2.40	-2.22	-2.04	-1.86	-1.68	-1.51	-1.33	-1.15

Table 4: Initial density distribution over the depth with an initial water level of -1.15 m.

The vertical transport processes considered are entrainment and settling (hindered settling). The horizontal transport is driven by currents and gravitational forcing. Entrainment is determined according to the KRANENBURG and WINTERWERP (1997) approach with the coefficients $C_s = 0.50$ and $C_{\sigma} = 0.42$. The critical shear stress for entrainment is defined by the yield strength of the mud suspensions (first term of Equation (13)). The settling velocity with hindered settling is calculated by a formulation according to WINTERWERP and VAN KESTEREN (2004). The gelling concentration is set at 40 kg/m³.

Consolidation takes place in the time range of weeks and months. This process has no effect during the simulation of a few tidal cycles. Consolidation can therefore be neglected in this case.

The rheological behavior of the mud suspensions is simulated by the parameterized Worrall-Tuliani model presented in Equations (14) and (19). The rheological viscosity approach is applied to every isopycnal layer because it is valid for clear water as well as for fluid mud and soft consolidated mud. A yield stress equal to zero is obtained for clear water and increases exponentially with increasing concentration (see Fig. 9). Accordingly, the rheological viscosity decreases to the molecular viscosity of clear water. An increase in the mud concentration as well as a decrease in the shear impact leads to an increase in the rheological viscosity. This is shown in Fig. 11. The horizontal turbulent viscosity is set to a constant value of 10^{-6} m²/s and the vertical turbulent viscosity to 10^{-2} m²/s. The calibration and sensitivity analysis of the model is presented in WEHR (2012).

The mud suspension transport is represented by the density layers. Their corresponding suspended particle concentrations are listed in Table 4. The isopycnal approach permits the modeling of high stratification during all tidal phases. The density distribution is shown in Fig. 17 on the left-hand side, and the velocity distribution on the right-hand side. These plots represent the longitudinal section along the centerline of the channel. Therefore, the results are only representative for this section. The simulation results reveal fluid mud formations comparable to the measured density gradients shown in Fig. 5. The mud suspension layers are influenced by the tide and move with the tidal current. During the flood tide, the mud suspension layers are transported in the direction of the harbor basin. The influence of the symmetry of the tidal signal and freshwater discharge on tidal pumping becomes apparent when the velocity and density distributions of the three simulations are compared. The symmetrical M2-tide in simulation (3) (first panel) produces an ebb current-dominated system because the freshwater discharge intensifies the ebb current, whereas tidal asymmetry leads to a longer ebb phase with much higher ebb currents compared to flood currents. Moreover, the upstream fluid mud intrusion is noticeably shorter, as evidenced by a comparison with simulations (1) and (2). Predominantly upstream transport due to tidal pumping is prevented by the tidal symmetry (simulation (3)). The mud suspensions advance rapidly and cover a wide area in the flooddominated conditions of simulations (1) and (2). Simulation (1) (second panel) under measured asymmetric tidal conditions with a discharge of about 60 m³/s leads to higher values of the flood currents than ebb currents. Tidal pumping now takes effect and leads to predominant upstream transport. This effect is intensified in simulation (2) (third panel) because the discharge is reduced to $25 \text{ m}^3/\text{s}$. In this case, the flood current becomes twice as high as the ebb current. The tidal pumping effect is more pronounced in simulation (2) because of the predominant flood currents.



Figure 17: Density distribution (left-hand side) and isopycnal layer-averaged velocity (right-hand side) in the longitudinal section along the channel centerline for simulations (1), (2) and (3). The plots show simulation results for a flood situation with variation of the boundary values.

The velocity, density and rheological viscosity distributions illustrate the specific rheological behavior of the mud suspensions. These are presented exemplarily for simulation (1) in Figs. 18 and 19. The rheological behavior of fluid mud and mud suspensions is described in Sections 2.2 and 4.2. The parameterized Worrall-Tuliani approach is applied in the numerical model. This approach considers structural effects, which lead to an increase in the rheological viscosity with increasing suspended particle concentration and decreasing shear impact (shear-thinning behavior). A general impression of the viscosity as a function of density and shear rate is given in Fig. 11. In nature, the cohesive suspended particles accumulate to produce aggregates and these aggregates can form a structure due to the build-up of contacts. The internal structure is responsible for the flow resistance of the mud. This mechanism is parameterized in the numerical model by the constitutive law according to Worrall-Tuliani. High velocity gradients thus lead to the break-up of the particulate structure, which reduces the rheological viscosity of the mud suspension. This can be observed during the flood tide and especially at the beginning of increasing flood currents (see the first and second panels of Fig. 19). The resistance of the fluid mud increases (increase in the rheological viscosity) owing to hindered settling and decreasing shear rates on reaching slack water (see panels three and four of Figs. 18 and 19). The more highly-concentrated layers maintain their movement longer than the overlying clear water layer due to the difference in viscous behavior and density effects. A highlystratified flow is temporarily formed during the ebb tide. Panels five and six illustrate the situation during ebb currents, where the velocity of the high-density layers is much lower than that of the low-concentration layers. Moreover, the rheological viscosity increases with increasing particle concentration.



Figure 18: Isopycnal layer-averaged velocity (left-hand side) and density distribution (right-hand side) in the longitudinal section along the channel centerline for simulation (1). Panel one and two are during the flood tide, panels three and four are around slack water at high tide and panels five and six are during the ebb tide. Entrainment occurs from the near-bottom fluid mud layer, especially during the flood tide. Stratified flow occurs during flood and ebb tides. The inertia and resistance against the change of flow direction is more pronounced in the high-concentration mud suspension layers.



Figure 19: Isopycnal layer-averaged velocity (left-hand side) and rheological viscosity (right-hand side) in the longitudinal section along the channel centerline for simulation (1). Panel one and two are during the flood tide, panels three and four are around slack water at high tide and panels five and six are during the ebb tide. The viscosity decreases during periods of high shear forces (see panels one, two and five) whereas the internal structure can build up during slack water with a renewed increase in the viscosity (panels three and four).

Nevertheless, the system is influenced by the gravitational effects due to the highly- stratified flow. The internal Froude number often becomes less than unity, which indicates that gravitational flow predominates.

The fluid mud transport and development under tidal currents were evaluated qualitatively by comparing the simulation results with observations of the lutocline development according to WANG (2010). This is illustrated in Fig. 20. The observations were carried out over several tidal cycles at a specific location in the turbidity zone of the Ems estuary (Leerort) whereas the simulation results are taken from position 1. Apart from these different locations, the hydrodynamic conditions are not the same in each case. Therefore, only a phenomenological comparison is possible. However, the simulated and observed results both show the typical asymmetrical tide with high flood currents, long slack water at high tide as well as a long ebb phase. The different freshwater discharge conditions in the simulations demonstrate the effect of variable hydrodynamic conditions. The observed lutocline was obtained from ADCP measurements by analyzing the backscatter signal. A high backscatter gradient indicates a high-density gradient in the water column.



Figure 20: Tidal dynamics of the lutocline - comparison between simulation results (upper panel, simulation (1)) and observations based on 300 kHz ADCP measurements (lower panel). The density corresponding to the lutocline is 1030 kg/m³ in the simulations. The lutocline is indicated by a high backscatter gradient in the measurements. The water level is indicated in grey and the depth-averaged velocity in black. It should be noted that the simulated and measured data relate to different locations and different hydrological situations. However, the characteristic development of the lutocline is very similar. (illustration of observations by courtesy of WANG (2010)).

The suspended-matter concentration just below the lutocline is in the range of 30 kg/m^3 (density ~1020 kg/m³) during slack water at high tide, as reported by WANG (2010). The concentration increases downward to the bottom. The simulated density stratification is followed by the subsurface elevation of the density layers. The lutocline is defined as the transition between Newtonian and non-Newtonian behavior, and is accompanied by a sharp density gradient. This corresponds to the layer with a density of 1030 kg/m³ in the simulations, as indicated in red in the graphics.

The fluid mud suspension is entrained into the water column during the flood tide. The observations show low backscatter gradients over the entire water column. This mixing process is indicated in the model results by a rapid increase in the layer thicknesses (subsurfaces) of the mud suspensions. The increasing layer thicknesses result from higher concentration layers being mixed with lower concentration layers due to entrainment and horizontal transport. A highly-stable stratified system is then attained in both cases during slack water. The fluid mud is carried downstream with the ebb currents, which decreases the lutocline elevation. The intensifying ebb velocities progressively lower the lutocline level, as reflected in both the simulations and the observations. At the same time, the sharp transition between the fluid mud and the water body vanishes. The shapes of the simulated and observed lutoclines are very similar and reveal comparable reactions to the tidal flow, even though the mixing process should be intensified in the simulations.

5.2.1 Concluding Remarks

The numerical model is able to simulate tidally-influenced fluid mud dynamics in a more complex topographic domain. The rheological viscosity approach yields plausible results with respect to the velocity and density distribution. A comparison between the simulated and observed development of the lutocline leads to satisfying results. On account of the isopycnal approach, a highly-stratified multi-layered flow is achieved during the ebb tide and at slack water. The density layers interact due to interfacial shear stresses, momentum transfer and mass transfer, which permit the formation, development and movement of the stratified fluid mud flow. The density-driven flow is induced by the differences in the densities of the isopycnal layers, which especially influence the flow at slack water. The shear rate intensities increase during ebb and flood currents because the velocity differences are highest during these periods. However, the shear intensities may be much higher when considering a turbulence closure model, which would lead to higher entrainment rates. Further validation of the parameterized entrainment approach is necessary to clarify this matter.

The interfaces of the density layers are prescribed at the open boundary at Rhede. These move with half of the water-surface amplitude. This steering assumption should be replaced by measured data for the dynamic movement of the lutocline in more advanced and realistic studies. These measurements should investigate the movement of the lutocline as well as the density gradients of the lutocline. Moreover, the measurement of additional density horizons between the lutocline and the cohesive bed is required for data input and model validation.

5.3 Fluid Mud Formation in Troughs of Large Dunes in the Weser Estuary

The Weser estuary extends from the weir at Bremen-Hemelingen to Bremerhaven and then into the North Sea. The model domain of the Weser estuary is shown in Fig. 21. The maximum turbidity zone is located between Bremerhaven and Weser-km 50. The precise position of this zone varies, however, according to hydrological and meteorological conditions (detailed information on the hydrology and geomorphology of the Weser estuary may be found e.g. in BAW (2012)).

Large dunes occur in the upstream part of the maximum turbidity zone with wavelengths of around 50-100 m. Fine sediments settle in the troughs of these dunes during periods of low currents, and fluid mud layers form in these troughs. The fluid mud is resuspended during periods of high tidal currents. This process was observed by SCHROTTKE et al. (2006) and BECKER (2011). In this study, the formation of fluid mud in the troughs of the dunes is simulated using the fluid mud model, and the simulated results are compared with observations.

SCHROTTKE et al. (2006) and BECKER (2011) observed the occurrence of fluid mud layers in the troughs of dunes during three different periods and under different hydrological conditions. They detected density gradients in the water column using a hydroacoustic, parametric sub-bottom profiler. Selected results of these measurements are shown in Fig. 22.



Figure 21: Bathymetry of the sectional model of the Weser estuary extending from Robbensüdsteert to Bremen-Hemelingen. A freshwater discharge is specified at the weir at Bremen-Hemelingen. A tidal water level variation is imposed at the open boundary at Robbensüdsteert.

In addition to the above-mentioned measurements, bulk densities were also determined. These were found to range from 1000.2 to 1000.3 kg/m³ above the lutocline, with maximum values of about 1017 kg/m³ below the lutocline.

The simulation period covers several tidal cycles in May 2002. Values of water level are imposed at the open boundary at Robbensüdsteert while a discharge is prescribed at Hemelingen weir. In a first step, the model is set up as a 2-D system by defining a single isopycnic layer with a density of 1000.1 kg/m³ (without mud layers). The numerical model is extended in a next step to a 3-D system by specifying five density layers with densities corresponding to measured density values ranging from 1000.1 to 1025 kg/m³. The near-bottom mud layers damp the bottom roughness, which thus is decreased. Time series of the water levels for the 2-D and 3-D simulations are given in Fig. 23 and compared with measured water levels. This comparison shows that better results for the water levels are obtained in the 2-D simulation. The velocity time series are given in Fig. 24 for the Nordenham position. A good fit is obtained between the measured and simulated velocities in terms of magnitude and period.

The vertical transport rates for mixing are determined according to the KRANENBURG and WINTERWERP (1997) approach with the coefficients $C_s = 0.80$ and $C_{\sigma} = 0.42$. The critical shear stress for entrainment is set to a constant value of 0.3 Pa. The settling velocity with hindered settling is calculated by a formulation according to WINTERWERP and VAN KESTEREN (2004) with a gelling concentration of 80 kg/m³.

The simulated development of the lutocline is presented in Fig. 25. The results are given for the longitudinal profile along the centerline of the river section, as indicated in Fig. 21. High velocity gradients between the water body and the mud layer induce mixing at the interface during flood and ebb tides (first and fourth panels of Fig. 25). This is also observed in the measured density gradients where the lutoclines become weaker with increasing ebb currents (third panel of Fig. 22).



Figure 22: Observed lutoclines in the troughs of dunes detected by means of a hydroacoustic sub-bottom profiler (courtesy of M. Becker, see also SCHROTTKE et al. (2006) and BECKER (2011). The first panel shows fully built-up lutoclines in the troughs during slack water. The second (1 h after slack water) and third (1.6 h after slack water) panels indicate weaker lutoclines during the ebb phase, which incline with increasing ebb currents. The fluid mud begins to mix with the overlying water column due to increasing ebb currents.

Moreover, both measured data and simulation results show that the lutocline inclines according to the direction of the currents (see the second and third panels of Fig. 22 and Fig. 25).

Although the water body is resolved in a 2-D system, the application demonstrates that phenomena such as the development of fluid mud layers in the troughs of dunes can be simulated. Mixing and settling of the near-bottom fluid layer is obtained by a 3-D resolution. Further improvements may be achieved by applying a more sophisticated turbulence model and by modeling the water body in 3-D.



Figure 23: Time series of water level at Nordenham, Brake and Elsfleth. The simulated water levels result from a 2-D simulation considering a single isopycnic layer (blue) and a 3-D simulation with five density layers (red). The observed data were provided by tide gauges (green).



Figure 24: Time series of velocity at the Nordenham position. The simulated velocities shown here are depth-averaged values; the measured data were collected at a specific depth.



Figure 25: Simulated mud layers in dune fields. The plots depict the density distribution for different phases of the tide in the river section from Weser-km 50 to 52. The longitudinal section in the shipping channel is indicated in Fig. 21. High velocity gradients between the water body and the mud layer induce mixing at the interface during the flood and ebb tide (first and fourth panel). The lutocline inclines according to the direction of the currents.

6 Conclusions

The aim of the MudSim project was to further develop numerical simulations of the flow behavior, transport, formation and resuspension of fluid mud in order to improve our understanding of fluid mud dynamics. This has been realized by a hydrodynamic model in isopycnal coordinates. The extension of an existing numerical model contributes to achieving a better understanding of fluid mud dynamics in coastal areas, estuaries and harbors.

The following section summarizes the achievements of the project and outlines recommendations for future research.

6.1 Achievements

The occurrence of fluid mud is observed in single layer as well as in multi-layer systems. The fluid mud body can vary from a few decimeters to several meters in thickness. These fluid mud layers lead to stable stratified flow in a low-concentration suspension when mixing is insignificant. High density gradients then exist between the water body and the fluid mud body. For this reason, an isopycnal numerical approach proves to be promising. The developments for the simulation of fluid mud dynamics are therefore based on a **three-dimensional hydrodynamic isopycnal model** approach.

The characteristics of the numerical method are as follows:

- isopycnal discretization permits a three-dimensional resolution of the fluid mud body with a low degree of discretization and little computational effort
- the isopycnal approach resolves the density stratification and the velocity profile within the fluid mud body
- layer thicknesses vary with the transition to different states of suspension, thereby permitting a simulation of the formation, resuspension, settling, and advective and gravitational transport of fluid mud
- the numerical implementation is based on a numerical discretization in the vertical direction by ρ -layers, and in the horizontal direction by unstructured grids and in time
- interaction of the isopycnal layers is realized on the basis of momentum transfer, vertical mass transfer and interfacial shear stresses

Vertical transport processes, which lead to the formation and resuspension of fluid mud, are mainly governed by hindered settling and entrainment. This requires the thickness of the density layers to vary with time and in accordance with instantaneous mass transport rates. Vertical mass transfer between isopycnal layers was derived for a three-dimensional system (x,y,ρ) on the basis of volume and mass conservation in WEHR (2012). The functionality of the extended numerical model was evaluated by different system studies presented in WEHR (2012).

A method is described for the integration of **non-Newtonian flow behavior** in a numerical model based on the Reynolds-averaged Navier-Stokes equations. The model simulates the non-Newtonian flow of fluid mud by introducing a rheological viscosity to parameterize the rheology according to shear impact and particle concentration. The rheological model describes the structural break-up and recovery of aggregates in a mud suspension (Section 4.2). The rheological viscosity is no longer a constant such as the molecular viscosity but is now a time-dependent and process-descriptive parameter. It is possible to apply different rheological models in this way. Such rheological parameterizations can also be used for the transport of mud in pipelines or the determination of nautical depth.

The isopycnal numerical model described above was extended by using the rheological viscosity in the same way as the turbulent viscosity in the Reynolds-averaged Navier-Stokes equations. Although the rheological viscosity determines both the Newtonian and non-Newtonian flow behavior of suspensions, the character of the differential momentum equations remains unchanged. Internal friction and interfacial shear stresses are now related to the rheological behavior of the mud suspension and are taken into account in the numerical solution.

The rheology of fluid mud is described as a viscoplastic shear-thinning fluid by applying a parameterized Worrall-Tuliani model (Section 4.2). This model considers a yield stress and the break-up and recovery of the microscopic structure (aggregates of cohesive sediments). These parameters are calculated as a function of the shear impact and solid volume concentration. The entire water column is modeled by adopting this approach, as it not only covers the non-Newtonian behavior of high-concentration suspensions, but also the Newtonian behavior of low-concentration suspensions and clear water. The shear-thinning behavior has been studied phenomenologically and it was possible to reproduce shear-thinning behavior in a study of the Ems river section from Rhede to the weir at Herbrum, in which stratified flow in a tidally-influenced system was investigated (Section 5.2). The influence of rheological behavior on high-concentration flow was analyzed in a study of flow on an inclined plane (Section 5). This effect was compared to the influence of gravitational forcing due to density differences, which has proved to be the dominant process for this test case.

Fluid mud dynamics under the influence of tidal currents has been investigated for two model domains: the Ems estuary (Section 5.2) and the Weser estuary (Section 5.3):

- Fluid mud formation, advective and gravitational transport, and resuspension are periodic processes in tidal systems.
- Highly-stratified flow develops during slack water at high tide and during the ebb tide in the shipping channel.
- The rheological viscosities determined as a function of the shear rate and density yield plausible results and influence the velocities of the stratified flow.
- A qualitative comparison of simulated fluid mud formation and the observed development of the lutocline in the river sections of the Ems and Weser estuaries shows similar results.

These applications demonstrate that the developed numerical model approach permits the simulation of three-dimensional fluid mud dynamics. The developed numerical model is capable of simulating fluid mud dynamics in systems such as harbor basins and river sections where high-concentration flow and fluid mud formations dominate the system. Such simulations can contribute to classical 3-D hydrodynamic and morphodynamic simulations of estuarine systems for evaluating sediment transport analysis and maintenance strategies.

6.2 Recommendations

The presented numerical model applies an appropriate resolution of the fluid mud body using isopycnal layers. Each isopycnal layer represents a single phase fluid/suspension with a specific particle concentration and specific rheological properties. The isopycnal layer may become very thin or even attain zero thickness depending on the transport rate and the development of cohesive mud suspensions.

The three-dimensional isopycnal model is applied to the entire water column from the consolidated bed to the free surface in the presented model applications. Simulations of the dynamics of highly-concentrated mud suspensions show reasonable results. However, the numerical approach limits the flow to stable stratification. This assumption does not always apply in highly-turbulent flows with suspended sediments. In particular, the presence of suspended sediment transport and baroclinic processes may result in an **unstable stratification** in estuaries. Further investigations on the simulation of the low-concentrated water body are necessary to permit the comprehensive modeling of estuarine systems. A possible solution to achieve a more sophisticated model of the water body is described in the following.

A solution can be achieved by coupling the isopycnal model with an existing and established three-dimensional hydrodynamic model such as UnTRIM (CASULLI and WALTERS 2000; CASULLI and LANG 2004), Telemac (HERVOUET and BATES 2000; ELECTRICITE DE FRANCE 2000) or Delft3D (LESSER et al. 2004; GERRITSEN et al. 2007). The isopycnal numerical model then functions as a module representing the fluid mud body. The suspended sediment and salt transport simulation is performed by the hydrodynamic model. The isopycnal fluid mud module would then become active in the case of fluid mud formation once the threshold from Newtonian to non-Newtonian flow or a specific mud concentration is exceeded. This module would only be activated in model domains with cohesive sediment accumulations, thereby reducing computational effort for large model domains with different transport regimes such as those in estuaries. This concept will require further developments, research and software engineering for the comprehensive modeling of estuarine systems.

Coupling of the isopycnal fluid mud model with an advanced hydrodynamic model appears to be a promising and practicable solution for modeling fluid mud dynamics in practical applications, e.g. in estuarine environments. This still permits the use of optimal vertical discretization for each particular problem - isopycnals for fluid mud dynamics and z- or σ -layers for low-concentration hydrodynamics, applied independently. In this case, communication between the models will require further investigations on software engineering as well as the description of physical processes. One aspect of the latter is outlined in the following.

This work focuses on the interfacial and internal friction resulting from rheological behavior. However, the internal shear stresses are also influenced by turbulence.

In nature, fluid mud flows become laminar as the turbulence is destroyed due to density stratification. On the other hand, the rheological behavior changes from non-Newtonian to Newtonian as the mud concentration decreases in the water body, with the possible creation of turbulence. Turbulence interacts with the suspended particles due to turbulence damping and buoyancy effects, which in turn influence the settling velocity. Thus, in the high-concentration, stratified areas, the flow behavior is characterized by the rheological viscosity whereas the turbulent viscosity is dominant in low-concentration, mixed areas. Both rheology and turbulence are modeled with a similar conceptual model as described above. They are taken into account through a viscosity and result in a deceleration of the average velocity with increasing viscosities (internal friction). However, their physical effect is contradictory. Whereas the rheological viscosity leads to laminar and stratified flow as its magnitude increases, increasing turbulent viscosity, on the other hand, intensifies turbulent mixing and may cause unstable stratifications. Accordingly, research on the interaction between rheological and turbulent viscosity will be important for progressive fluid mud and suspended sediment transport modeling. The focus should be on the transitional area between fluid mud and dilute suspension as well as on the formation process and the resuspension of fluid mud as both quantities may reach considerable magnitudes during resuspension or entrainment. A general approach using the viscosity should combine rheology and turbulence modeling and take account of the solids concentration, shear conditions and structural mechanisms (e.g. flocculation) for the overall water body.

The improvement of the turbulence model will also affect the entrainment of fluid mud which is basically induced by turbulent interfacial shear stresses. Another aspect worth investigating is the influence of fluid mud formation in large areas and of sizable thickness on the internal friction in estuarine systems. Turbulence will be damped during periods of high stratification and internal friction is built up by the rheological viscosity. The shear-thinning behavior of fluid mud may then lead to relatively small rheological viscosities once the fluid mud moves with the tidal currents. Compared to the magnitudes of the rheological viscosities, the turbulent viscosities can reach much higher magnitudes in a turbulence-dominated system. This aspect and the reduced bottom friction of the water body flowing above the fluid mud body may lead to a larger tidal range in estuaries (see description of tidal dynamics in MALCHEREK (2010).

Further process-based improvements and validation of the fluid mud model will require additional comparisons with laboratory studies and **field measurements**. Observation of the development of fluid mud involves measurements not only of the lutocline movement but also of the density stratification below the lutocline and the velocity distribution inside the fluid mud body. These types of measurement are subject of ongoing research into highly dynamic systems as it is difficult to perform measurements in highconcentration suspensions. These measurements should allow to relate specific observed phenomena to physical processes. In tidal systems, the physical processes are strongly related to the tidal cycle. Therefore, it is necessary to obtain continuous information in tidal systems (e.g. at least one tidal cycle).

The characteristic flow behavior of fluid mud can be reproduced by considering a mud suspension comprising only cohesive sediments and water. However, there are several aspects from which we can learn and gain a better understanding of the flow behavior under different conditions. Some of these aspects are **biology**, **dissolved oxygen** and **mud-sand mixtures** (considering grains larger than 63 μ m).

7 Acknowledgement

The work presented in this paper was carried out within the framework of the project MudSim-B funded by the German Coastal Engineering Research Council (KFKI) under the auspices of the Federal Ministry of Education and Research (BMBF); contract number 03KIS67. This financial support is gratefully acknowledged. The close cooperation between the MudSim-A (Prof. A. Malcherek) and the MudSim-B project also deserves special mention. The meetings and discussions with the accompanying project committee are also acknowledged. The authors gratefully acknowledge Prof. V. Casulli for his help-ful discussions and for providing a hydrodynamic numerical code for further developments to simulate fluid mud dynamics. Moreover, the contribution of the co-workers involved in this project is also acknowledged. We also express our thanks to Dr. Ian Westwood for his meticulous proofreading of the paper.

8 References

- BAW: Validierung des Basismodells "Jade-Weser-Ästuar" für das Verfahren Un-TRIM2007-SediMorph, Version 1: Topographie 2002. Validation document, Bundesanstalt für Wasserbau, 2012.
- BECKER, M.: Suspended Sediment Transport and Fluid Mud Dynamics in Tidal Estuaries, PhD-thesis, Fachbereich Geowissenschaften der Universität Bremen, 2011.
- BERLAMONT, J.; OCKENDEN, M.; TOORMAN, E. and WINTERWERP, J.: The characterization of cohesive sediment properties. Coastal Engineering, Vol. 21, 1-3, 105-128. doi: 10.1016/0378-3839(93)90047-C, 1993.

- CASULLI, V.: Numerical simulation of three-dimensional free surface flow in isopycnal co-ordinates. International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 25, 6, 645-658. doi: 10.1002/(SICI)1097-0363(19970930)25:6<645::AID-FLD579 >3.0.CO;2-L, 1997.
- CASULLI, V. and LANG, G.: Mathematical model UnTRIM, Validation Document 1.0. The Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW), Hamburg, Germany. www.baw.de/downloads/wasserbau/mathematische_verfahren/pdf/vduntrim-2004.pdf, 2004.
- CASULLI, V. and WALTERS, R. A.: An unstructured grid, three-dimensional model based on the shallow water equations. International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 32, 3, 331-348. doi: 10.1002/(SICI)1097-0363(20000215) 32:3<331::AID-FLD941>3.0.CO;2-C, 2000.
- CHHABRA, R. P. and RICHARDSON, J. F.: Non-Newtonian flow in the process industries: Fundamentals and engineering applications, Butterworth-Heinemann, Oxford, 1999.
- CHHABRA, R. P. and RICHARDSON, J. F.: Non-Newtonian flow and applied rheology: Engineering applications. 2nd edition, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2008.
- COUSSOT, P.: Mudflow Rheology and Dynamics. IAHR Monograph Series. A.A. Balkema, Rotterdam, 1997.
- CRAPPER, M. and ALI, K. H. M.: A laboratory study of cohesive sediment transport. In: PARKER, R.; BURT, N. and WATTS, J. (eds.) Cohesive Sediments: 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference INTERCOH '94, 197-211, John Wiley and Sons, Wallingford, UK, 1997.
- DANKERS, P. J. T.: On the hindered settling of suspensions of mud and mud-sand mixtures, PhD-thesis, Delft University of Technology, Gildeprint, The Netherlands, 2006.
- DIN 1342: Viskosität, part 1-3, Nov. 2003.
- ELECTRICITÉ DE FRANCE: Telemac-2D validation document version 5.0. Note technique, Electricité de France, Direction des Etudes et Recherches, Chatou Cedex, France, 2000.
- FODA, M. A.; HUNT, J. R. and CHOU, H.-T.: A nonlinear model for the fluidization of marine mud by waves. Journal of Geophysical Research, Vol. 98, C4, 7039-7047. doi: 10.1029/92JC02797, 1993.
- GERRITSEN, H.; DE GOEDE, E. D.; PLATZEK, F. W.; GENSEBERGER, M; VAN KESTER, J. A. Th. M. and UITTENBOGAARD, R. E.: Validation document Delft3D-FLOW - a software system for 3D flow simulations. Report X0356, M3470, Delft Hydraulics, The Netherlands, 2007.
- GRAEBEL, W. P.: Advanced Fluid Mechanics. Academic Press, Burlington, San Diego, London, 2007.
- HERVOUET, J. M. and BATES, P.: The TELEMAC modelling system. Hydrological Processes, Vol. 14, 13, 2209-2210. doi: 10.1002/1099-1085(200009)14:13<2209::AID-HYP23>3.0.CO;2-6, 2000.
- JAIN, M. and MEHTA, A. J.: Role of basic rheological models in determination of wave attenuation over muddy seabeds. Continental Shelf Research, Vol. 29, 3, 642-651. doi: 10.1016/j.csr.2008.09.008, 2009.

- KNOCH, D. and MALCHEREK, A.: A numerical model for simulation of fluid mud with different rheological behaviors. Ocean Dynamics, Vol. 61, 2-3, 245-256. doi: 10.1007/s10236-010-0327-x, 2011.
- KRANENBURG, C.: An entrainment model for fluid mud. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering Report 93-10, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, The Netherlands, 1994.
- KRANENBURG, C. and WINTERWERP, J. C.: Erosion of fluid mud layers. I: Entrainment model. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, 6, 504-511. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:6(504), 1997.
- KREBS, M. and WEILBEER, H.: Ems-Dollart Estuary. Die Küste, 74, 252-262, 2008.
- LESSER, G. R.; ROELVINK, J. A.; VAN KESTER, J. A. T. M. and STELLING, G. S.: Development and validation of a three-dimensional morphological model. Coastal Engineering, Vol. 51, 8-9, 883-915. doi: 10.1016/j.coastaleng.2004.07.014, 2004.
- LICK, W. and MCNEIL, J.: Effects of sediment bulk properties on erosion rates. The Science of the Total Environment, Vol. 266, 1-3, 41-48. doi: 10.1016/S0048-9697(00)00747-6, 2001.
- MALCHEREK, A.: Numerische Methoden der Strömungsmechanik. Technische Dokumentation, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) - Außenstelle Küste, Hamburg, Germany, 2001.
- MALCHEREK, A.: Gezeiten und Wellen Die Hydromechanik der Küstengewässer. Praxis. Vieweg + Teubner, Wiesbaden, Germany, 2010.
- MALCHEREK, A. and CHA, H.: Zur Rheologie von Flüssigschlicken: Experimentelle Untersuchungen und theoretische Ansätze - Projektbericht. Mitteilungen H. 111, University of the German Armed Forces, Institute of Hydro Science, Munich, Germany, 2011.
- MALVERN, L. E.: Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium. Prentice-Hall Series in Engineering of the Physical Sciences. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, USA, 1969.
- MCANALLY, W. H. and MEHTA, A. J.: Collisional aggregation of fine estuarial sediment. In: McAnally, W.H. and Mehta, A.J. (eds.) Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes, Proceedings in Marine Science. Elsevier Science, 19-39. doi: 10.1016/S1568-2692(00)80110-2, 2001.
- MCANALLY, W. H.; FRIEDRICHS, C.; HAMILTON, D.; HAYTER, E.; SHRESTHA, P.; RODRIGUEZ, H.; SHEREMET, A. and TEETER, A.: Management of fluid mud in estuaries, bays, and lakes. I: Present state of understanding on character and behavior. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 133, 1, 9-22. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:1(9), 2007.
- MCANALLY, W. H.; TEETER, A.; SCHOELLHAMER, D.; FRIEDRICHS, C.; HAMILTON, D.; HAYTER, E.; SHRESTHA, P.; RODRIGUEZ, H.; SHEREMET, A. and KIRBY, R.: Management of fluid mud in estuaries, bays, and lakes. II: Measurement, modeling, and management. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 133, 1, 23-38. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:1(23), 2007.
- MEHTA, A. J.: Understanding fluid mud in a dynamic environment. Geo-Marine Letters, Vol. 11, 3-4, 113-118. doi: 10.1007/BF02430995, 1991.
- MEHTA, A. J.: Interaction between fluid mud and water waves. In: SINGH, P.V. and HAGER, W.H. (eds.) Environmental Hydraulics, Water Science and Technology.

Kluwer Academic Publishers, Kluwer, Dordrecht, The Netherlands, chapter 5, 153-187, 1996.

- MEHTA, A. J.; HAYTER, E. J.; PARKER, W. R.; KRONE, R. B. and TEETER, A. M.: Cohesive sediment transport. I: Process description. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, 8, 1076-1093. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1989)115:8(1076), 1989.
- MERCKELBACH, L. M.: Consolidation and Strength Evolution of Soft Mud Layers, PhDthesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 2000.
- ROBERTSON, A. M.: Review of relevant continuum mechanics. In: GALDI, G.P.; ROBERTSON, A.M.; RANNACHER, R. and TUREK, S. (eds.) Hemodynamical Flows: Modeling, Analysis and Simulation, Vol. 37 of Oberwolfach Seminars. Birkhäuser Basel, 1-62. doi: 10.1007/978-3-7643-7806-6_1, 2008.
- ROSS, M. A.: Vertical Structure of Estuarine Fine Sediments Suspensions, PhD-thesis, University of Florida, Gainesville, USA, 1988.
- ROSS, M. A. and MEHTA, A. J.: On the mechanics of lutoclines and fluid mud. Journal of Coastal Research: Special Issue on Physics of High Concentration Suspensions in Estuaries, Vol. 5, 51-62, 1989.
- ROSS, M. A. and MEHTA, A. J.: Fluidization of soft estuarine mud by waves. In: BENNET, R.H.; BRYANT, W.R. and HULBERT, M.H. (eds.) Microstructure of Fine-grained Sediments: From Mud to Shale, Frontiers in Sedimentary Geology. Springer, New York, USA, chapter 19, 185-191, 1990.
- SCHLICHTING, H. and GERSTEN, K.: Grenzschicht-Theorie. Springer, Berlin, Heidelberg, New York, 9th edition. doi: 10.1007/3-540-32985-4, 1997.
- SCHROTTKE, K.: Dynamik fluider Schlicke im Weser und Ems Ästuar Untersuchungen und Analysen zum Prozessverständnis. In: Erfahrungsaustausch zur Untersuchung und Einschätzung von Transportprozessen in Ästuaren und Wattgebieten und zum Sedimentmanagement in Tidegewässern. BAW/BfG-Kolloquium Nov. 2006, 2006.
- SCHROTTKE, K.; BECKER, M.; BARTHOLOMÄ, A.; FLEMMING, B. W. and HEBBELN, D.: Fluid mud dynamics in the Weser estuary turbidity zone tracked by high-resolution side-scan sonar and parametric sub-bottom profiler. Geo-Marine Letters, Vol. 26, 3, 185-198. doi: 10.1007/s00367-006-0027-1, 2006.
- SCULLY, M. E.; FRIEDRICHS, C. T. and WRIGHT, L. D.: Application of an analytical model of critically stratified gravity-driven sediment transport and deposition to observations from the Eel river continental shelf, Northern California. Continental Shelf Research, Vol. 22, 14, 1951-1974. doi: 10.1016/S0278-4343(02)00047-X, 2002.
- SOLTANPOUR, M. and HAGHSHENAS, S. A.: Fluidization and representative wave transformation on muddy beds. Continental Shelf Research, Vol. 29, 3, 666-675. doi: 10.1016/j.csr.2008.09.016, 2009.
- TOORMAN, E. A.: An analytical solution for the velocity and shear rate distribution of non-ideal Bingham fluids in concentric cylinder viscometers. Rheologica Acta, Vol. 33, 3, 193-202. doi: 10.1007/BF00437304, 1994.
- TOORMAN, E. A.: Modelling the thixotropic behaviour of dense cohesive sediment suspensions. Rheologica Acta, Vol. 36, 1, 56-65. doi: 10.1007/BF00366724, 1997.
- TOORMAN, E. A. and BERLAMONT, J. E.: Mathematical modelling of cohesive sediment settling and consolidation. Coastal and Estuarine Studies, Vol. 42, 167-184, 1993.
- TOORMAN, E. A. and HUYSENTRUYT, H.: Towards a new constitutive equation for effective stress in self-weight consolidation. In: BURT, N.; PARKER, R. and WATTS, J.

(eds.) Cohesive Sediments, Proceedings of the 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference, INTERCOH '94. John Wiley, Chichester, UK, 21-132, 1997.

- VAN KESSEL, T.: Generation and Transport of Subaqueous Fluid Mud Layers, PhDthesis, Dept. of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1997.
- VAN RIJN, L. C.: Principles of Sedimentation and Erosion Engineering in Rivers, Estuaries and Coastal Seas, Aqua Publications, The Netherlands, 2005.
- WAN, Z. and WANG, Z.: Hyperconcentrated Flow. IAHR Monograph Series. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1994.
- WANG, L.: Tide Driven Dynamics of Subaqueous Fluid Mud Layers in Turbidity Maximum Zones of German Estuaries, Dissertation, Fachbereich Geowissenschaften, University of Bremen, Germany, 2010.
- WEHR, D.: An isopycnal numerical model for the simulation of fluid mud dynamics, PhD-thesis, Mitteilungen 115, University of the German Armed Forces, Institute of Hydro Science, Munich, Germany, 2012.
- WEILBEER, H.: Numerical simulation and analyses of the sediment transport processes in the Ems-Dollard estuary with a three-dimensional model. In: KUSUDA, T.; YAMANISHI, H.; SPEARMAN, J. and GAILANI, J.Z. (eds.) Sediment and Eco-Hydraulics: INTERCOH 2005, number 9 in Proceedings in Marine Science. 447-462, Elsevier, 2005.
- WHITEHOUSE, R.; SOULSBY, R.; ROBERTS, W. and MITCHENER, H.: Dynamics of Estuarine Muds. Thomas Telford Ltd., London, UK, 2000.
- WINTERWERP, J. C.: On the Dynamics of High-Concentrated Mud Suspensions, PhDthesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1999.
- WINTERWERP, J. C.: Fine sediment transport by tidal asymmetry in the high-concentrated Ems river: indications for a regime shift in response to channel deepening. Ocean Dynamics, Vol. 61, 2-3, 203-215. doi: 10.1007/s10236-010-0332-0, 2011.
- WINTERWERP, J. C. and KRANENBURG, C.: Erosion of fluid mud layers. II: Experiments and model validation. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, 6, 512-519. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:6(512), 1997.
- WINTERWERP, J. C. and VAN KESTEREN, W. G. M.: Introduction to the Physics of Cohesive Sediment in the Marine Environment. Vol. 56, Developments in Sedimentology, Elsevier, 2004.
- WINTERWERP, J. C.; WANG, Z. B.; VAN KESTER, J. A. T. M. and VERWEIJ, J. F.: Far-field impact of water injection dredging in the Crouch River. Proceedings of the ICE -Water and Maritime Engineering, Vol. 154, 4, 285-296. doi: 10.1680/wame.2002.154.4.285, 2002.
- WORRALL, W. E. and TULIANI, S.: Viscosity changes during the ageing of clay-water suspensions. Trans British Ceramic Society, Vol. 63, 167-185, 1964.
- WRIGHT, L. D.; FRIEDRICHS, C. T.; KIM, S. C. and SCULLY, M. E.: Effects of ambient currents and waves on gravity-driven sediment transport on continental shelves. Marine Geology, Vol. 175, 1-4, 25-45. doi: 10.1016/S0025-3227(01)00140-2, 2001.
- WURPTS, R.: Hyperconcentrated flow. HANSA International Maritime Journal, Vol. 142, 9, 75-88, 2005.

Über Strömungsmodelle auf unstrukturierten Gitternetzen zur Simulation der Dynamik von Flüssigschlick

Aron Roland, Christian Ferrarin, Debora Bellafiore, Yinglong Joseph Zhang, Mathieu Dutour Sikric, Ulrich Zanke und Georg Umgiesser

Zusammenfassung

Aufgrund der schnellen Entwicklung der Schiffsgrößen der internationalen Seeschifffahrt und dem ständig steigenden Bedarf an größeren Wassertiefen im Anfahrtsweg der Seehäfen, ist der max. mögliche Tiefgang an der deutschen Nordseeküste ein wesentlicher Standortfaktor geworden, der nur durch Tiefenanpassungen und nachfolgende Unterhaltung der Zufahrtswege dauerhaft erhalten werden kann. Von den etwa 45 Mio. m³ Baggergut, die in Deutschland in den letzten Jahren jährlich durch Naßbaggerungen bewegt wurden, fielen etwa 90 % im Bereich der Nordseeküste und der zughörigen Tideflüsse an. Insbesondere im Süß-Salzwasser-Mischbereich, der Brackwasserzone, entsteht ein spezielles organisches Sediment, nämlich der Schlick. (WURPTS 2010). Dieser bildet im Wasserkörper Flocken, welche eine sehr geringe und zudem mit der lokalen Sedimentkonzentration und den lokalen Strömungsbedingungen variierende Sinkgeschwindigkeit aufweisen (z. B. VAN DER LEE 2000). Hierdurch setzen sich der suspendierte Flüssigschlick insbesondere in strömungsberuhigten Zonen oder beim Wechsel der Fließrichtung, den sogenannten Kenterzeiten, ab. Die Sedimentkonzentration an der Sohle kann dabei so hoch werden, dass man von Flüssigschlick (Fluid Mud) spricht, der deutlich andere Fließeigenschaften aufweist, als das darüber befindliche Wasser mit suspendiertem Schlick (WURPTS 2010). Aus diesen Grund wurde im Rahmen des Vorhabens 03KIS065 das FLMUD Softwaremodul entwickelt und in zwei weit verbreitete Strömungsmodelle (SELFE, ZHANG et al. 2008) und SHYFEM (UMGIESSER et al. 2004) implementiert. Das neu entwickelte Softwaremodul wurde an verschiedenen synthetischen Testfällen qualitativ getestet. Schlickproben, die aus der Ems entnommen wurden, sind im Rheometer untersucht worden und Anpassungsfunktionen für die Schubspannung in Abhängigkeit von Scherrate und Dichte wurden angepasst, um diese im Strömungsmodell zu nutzen. Während der Projektbearbeitung wurde deutlich, dass ohne eine effiziente Parallelisierung der Strömungsmodelle, keine effiziente Simulation der Flüssigschlickdynamik in Naturräumen möglich ist. Folglich wurde in Anlehnung an die Parallelisierung im SELFE Modell eine allg. Softwarebibliothek entwickelt (PDLIB), die zur Parallelisierung von numerischen Modellen, die auf unstrukturierten Gittenetzen rechnen, genutzt werden kann. Die Implementierung in SHYFEM ist fortlaufend. Beide Modelle, SELFE und SHYFEM, wurden mit dem Seegangsmodell WWMII (Wind-Wellenmodell II, ROLAND 2008) gekoppelt, so dass die Wellen Strömungs-Interaktionen berücksichtigt werden können, was in Küstenräumen eine wichtige Belastungsgröße für die Sedimentdynamik sein kann. Die Implementierung von WWMII und FLMUD in SELFE ist vollständig parallelisiert und kann auf Großrechenanlagen effizient eingesetzt werden.

Schlagwörter

Flüssigschlick, 3D numerische Modelle, unstrukturierte Gitternetze, Rheologie

Summary

Due to the rapid development of ship sizes in the last decades and the increasing floating depths, sufficient water depths have become an important location factor, which can be obtained permanently only by deep adjustments and subsequent maintenance of the access shipways. All in all about 45 million cubic meters of dredged material are moved in Germany in annually by dredging from which about 90 % are dredged at the North Sea coast and the associated tidal rivers (WURPTS 2010). In particular, in freshwater saltwater mixing zone, the brackish water zone creates continuously special sediment with a considerable amount of organic matter, namely the fluid mud. Fluid mud forms flocks in the water body, which have a very small settling velocity that depends on the local sediment concentration as well as the local flow conditions (eg VAN DER LEE 2000). This results in this constellation in sedimentation in flow-reduced zones, or when the flow is changing the direction. The concentration of sediment at the bottom can reach such high that it is called fluid mud and has significantly different flow properties, as the above it water with suspended sediment (WURPTS 2010). During the project 03KIS065, the FLMUD module has been developed and integrated into two widely used flow models, which are SELFE (VIMS, Yinglong Joseph Zhang) and SHYFEM (ISMAR-CNR, Georg Umgiesser). The newly developed software module was tested qualitatively in various synthetic test cases. Rheological mud probes from different measurements sites from the Ems were examined and fitting functions for the shear stress have been derived in dependence of shear rate and mud density. During the project processing, it became clear that without an efficient parallelization, no efficient simulation of fluid mud dynamics is possible in natural areas. Consequently, based on the parallelization model SELFE a general software library was developed (PDLIB) that can be used for parallelization of numerical models that work on unstructured meshes. The implementation in SHYFEM of this module is ongoing. Both models, and SHYFEM and SELFE are coupled with the wave model WWMII (wind-wave model II, ROLAND 2008), so that that the wavecurrent interactions can be taken into account, which can be important for the sediment dynamics. The implementation of WWMII and FLMUD in SELFE is fully parallelized and can be used on large computer systems efficiently.

Keywords

fluid mud, three-dimensional numerical model, cohesive sediment suspension, rheology

Inhalt

	Einleitung	55
	Wissenschaftlicher und technischer Stand	56
	Das FLMUD Modul	.57
3.1	Grundgleichungen	.57
3.2	Flockenbildung und Zerfall	.60
3.3	Sinkgeschwindigkeit	.61
3.4	Rheologie	62
	3.1 3.2 3.3 3.4	Einleitung Wissenschaftlicher und technischer Stand Das FLMUD Modul

	3.5	Seegangseinfluss	68
4		Anwendung der Modelle	70
	4.1	Stabile Schichtung und vollständige Durchmischung	71
	4.2	Gravitationsbedingtes fließen von Flüssigschlick	74
	4.3	Erste Anwendungen an der Ems	77
5		Schlussfolgerung	78
6		Schriftenverzeichnis	79

1 Einleitung

Um die Unterhaltungskosten an den Tideflüssen zu minimieren, wäre es von großem Vorteil, wenn die Dynamik von Flüssigschlicken berechenbar wäre. Die hydrodynamische Situation in den teildurchmischten Ästuaren der deutschen Nordseeküste wird geprägt durch die komplexen Interaktionen der gezeiteninduzierten Strömungen mit Dichte- und Schichtungseffekten, die räumlich und zeitlich sehr unterschiedlichen Skalen ablaufen. Der dominanteste Einfluss auf die Wasserbewegung ist die gezeiteninduzierte Bewegung des Wasserkörpers, die aus den zyklischen Wasserstandsschwankungen am seeseitigen Rand des Astuars resultiert. Ein anderer wesentlicher Einfluss ergibt sich aus der Einmischung des Oberwasserzuflusses in das salzige Wasser, das aus der offenen See eindringt. In einem gezeitenfreien Ästuar stellt sich eine konstante Schichtung des Süß- und des Salzwassers ein, da sich das salzhaltige Meerwasser aufgrund der Schwerkraft unter das zuströmende Oberwasser drängt. Die Anwesenheit der gezeiteninduzierten Strömungen bewirkt jedoch eine verstärkte Durchmischung der Wassersäule, welche während der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten die durch die Schwerkraft stabilisierte Schichtung überwindet. Eine ausgesprochene Schichtung stellt sich im deswegen als teildurchmischt bezeichneten Ästuar demnach nur um die Kenterpunkte herum ein, wenn die dann geringen Strömungsgeschwindigkeiten keine Durchmischung bewirken können. Da der Bereich mit hinreichend starker Strömung analog zur Ausbreitung der Tidewelle ständig durch das Ästuar wandert, führt der beschriebene lokale Schichtungsprozeß auf einer deutlich größeren räumlichen Skala zur sogenannten vertikalen baroklinen Zirkulation. Hierbei setzt die Kenterung zur Flut sohlnah zuerst ein, während die Ebbestromkenterung an der Oberfläche beginnt (WURPTS 2010).

Ziel des beantragten Vorhabens war, durch die Erweiterung eines morphodynamischnumerischen Modells, eine verbesserte Berücksichtigung des Einflusses hochkonzentrierter Suspensionen kohäsiven Materials auf die lokale Strömungsdynamik zu erzielen. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde, in Kooperation mit ISMAR-CNR in Venedig, das Strömungsmodell SHYFEM (UMGIESSER 1995, 1997, 2004) erweitert, um die Dynamik von Flüssigschlick abbilden zu können. Dies wurde erreicht, indem einerseits ein rheologisches Modell implementiert wurde, welches die nicht-Newtonschen Eigenschaften von Flüssigschlick mit Hilfe unterschiedlicher Viskositätsmodelle darstellt und das Strukturverhalten und somit die thixotropen Eigenschaften des Flüssigschlicks hohen Dichte mit dem Strömungsmodell und der Einfluss der starken Konzentrationsgradienten auf den turbulenten Austausch wird im Turbulenzmodell berücksichtigt. Die implementierten Erweiterungen wurden in einer Reihe von synthetischen Testfällen zunehmender Komplexität untersucht. Zusätzlich wird in SHYFEM und SELFE, durch Kopplung mit dem Seegangsmodell WWMII (ROLAND et al. 2009, 2012), die Wellen-Strömungsinteraktionen abgebildet, was für die Sedimentdynamik wichtig sein kann.

2 Wissenschaftlicher und technischer Stand

Mit der Verfügbarkeit von schnelleren und effizienteren Hochleistungsrechnern ist die numerische Modellierung der Morphodynamik ein wesentlicher Bestandteil des Küsteningenieurwesens geworden. Verschiedene Software-Plattformen stehen den Ingenieuren und Wissenschaftlern zur Verfügung. Eine Übersicht ist beispielsweise in Modellierung morphodynamischer Prozesse an sandigen Brandungsküsten (VAN RIESEN und MUCH 2009) gegeben. Die dort genannten numerischen Modelle sind teilweise kommerziell und teilweise nicht als freier Quellcode verfügbar, arbeiten auf strukturierten oder unstrukturierten Gitternetzen und/oder bilden den Sedimenttransport eher heuristisch als prozessorientiert ab. Die meisten vorhandenen Modelle sind oft nicht frei und in Quelle erhältlich und rechnen auf strukturierten Gitternetzen, was eine Anwendung in Ästuaren erschwert. Sehr wenige Modelle davon vermögen die (unterschiedlich vereinfachte) Dynamik von Flüssigschlick abzubilden. Flüssigschlick kann mit Schwebstoffkonzentrationen von über 200 g/l in sog. HCMS (High Concentrated Mud Suspensions, WINTERWERP 2002) auftreten und dabei ein zeitabhängiges viskos-plastisches Verformungsverhalten aufweisen. Dies macht es notwendig, die auftretenden Dichtegradienten numerisch abbilden zu können, das visko-plastische Verhalten von Flüssigschlick durch eine weitere Zustandsgleichung zu beschreiben und den Einfluss der Turbulenzdämpfung zu berücksichtigen. Das Konzept der "kontinuierlichen Modellierung" von hochkonzentrierten Suspensionen sowie Flüssigschlick wurde hier in frei verfügbare integrierte numerische Modellumgebungen im Rahmen der FLMUD Bibliothek implementiert. Die gewählten Modelle (SHYFEM u. SELFE) stellen den aktuellen Forschungsstand dar und decken einen großen Anwenderkreis von dreidimensionalen numerischen Strömungsmodellen auf unstrukturierten Gitternetzen ab. So wird SHYFEM für eine Vielzahl von Lagunen auf der Welt eingesetzt aber auch operationell für das Mittelmeer (FERRARIN et al. 2012) und die Adria (ROLAND et al. 2009) betrieben. SELFE wird ebenfalls weltweit von verschiedenen Institutionen für die Modellierung von Ästuaren, Küstengebieten und Binnengewässern eingesetzt. Das SELFE Model ist von den numerischen Verfahren dem SHYFEM Model ähnlich hat jedoch den Vorteil, dass schon eine parallele Version vorhanden ist. SHYFEM wird derzeit in Zusammenarbeit mit dem Entwickler ebenfalls parallelisiert.

Beide Modelle verfügen über eine Vielzahl von Erweiterungen wie z. B. das Seegangsmodell WWM-II (ROLAND 2008), Erweiterungen zur Simulation der Wasserqualität, des Sedimenttransportes sowie Niederschlags-Abflussmodelle. Sowohl SHYFEM als auch SELFE können als integrierte Modellumgebungen für hydraulische und ökologische Untersuchungen im Binnen- und Küsteningenieurwesen bezeichnet werden. Beide Modelle können leicht aus den Datenbasen der Wetterzentren (ECWMF, DWD) angetrieben werden und simulieren den Transport von Salinität und Temperatur in 3d auf Grundlage eines drei-dimensional Strömungsfeldes aus der Lösung der Reynolds gemittelten Navier-Stokes Gleichungen (RANS). Das Turbulenzmodell ist in beiden Plattformen GOTM (General Ocean Turbulence Model; UMLAUF und BURCHARD 2003). Der numerische Vorteil der Modelle SHYFEM und SELFE, im Gegensatz zum ursprünglich ins Auge gefassten SMOR3D (MEWIS 2004), liegt in wesentlich effizienteren und robusteren numerischen Verfahren, da die Stabilität nicht vom CFL Kriterium abhängt. Es können daher bei gleichbleibend hoher räumlicher Diskretisierung weitaus größere Integrationszeitschritte gewählt werden. Weiterhin stehen in SELFE und SHYFEM mit GOTM eine hochentwickelte und in Quelle vorhandene Turbulenzbibliothek zur Verfügung, die einen großen Nutzerkreis hat und somit validiert und verifiziert ist. SELFE ist zudem vollständig parallelisiert mit allen o. a. Modulen.

3 Das FLMUD Modul

Das FLMUD Modul (Flüssigschlick Modul) wurde in Fortran programmiert in Anlehnung an die bekannte und oft verwendete Bibliothek GOTM (Generalized Ocean Turbulence Model, BURKHARD et al. 2002). Diese Bibliothek kann in beliebige Strömungsmodelle implementiert werden. Die Grenzen der Implementierbarkeit liegen dabei in den numerischen Methoden, die in den Strömungsmodellen verwendet werden. Diese müssen entsprechend robust und stabil sein, damit die starken Gradienten, die in der Lösung auftreten, ohne Oszillationen und Instabilitäten abgebildet werden können.

3.1 Grundgleichungen

Die zugrunde gelegte physikalischen Formulierung basiert auf den Arbeiten von LE HIR (2000), TOORMANN (1997, 2002a und 2002b), WINTERWERP (2002) und HSU et al. (2007, 2009). Die Strömung wird dabei durch die Reynolds gemittelten Navier-Stokes Gleichungen beschrieben, wobei die Gültigkeit der Boussinesq Annahme sowie eine hydrostatische Druckverteilung zu Grunde gelegt wird. Dies wird als "kontinuierliches Modellkonzept" beschrieben, da keine Mehrphasenströmung behandelt wird. Die Annahme ist für suspendierte Sedimente mit kleinem Korndurchmesser gut zutreffend (s. FERRY und BALACHANDAR, 2001), wobei bei der Bildung von hochkonzentrierten Flüssigschlickschichten jenseits der Fließgrenze ein vollständig anderes hydraulisches Regime in der Flüssigschlickschicht selbst nicht turbulent wird und sich anfängt zu vermischen. Im Rahmen dieser Arbeit wird gezeigt, dass diese Prozesse durchaus, im Rahmen dies kontinuierlichen Modellkonzeptes, in Kombination mit den angeführten Ansätzen für die Parametrisierung der Turbulenz und mit entsprechenden numerischen Methoden dargestellt werden.

Die hydrodynamischen Grundgleichungen lauten für den Erhalt des Impulses

$$\frac{d\mathbf{u}}{d\mathbf{t}} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial z} \right) + g \nabla \eta = \mathbf{F}$$
(1)

und die Kontinuität

$$\nabla \cdot \mathbf{u} + \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial z} = 0, \qquad (2)$$

wobei d die totale Ableitung ist, u = (u, v) der horizontale Geschwindigkeitsvektor, η die Auslenkung der freien Oberfläche, g ist die Erdbeschleunigung und w ist die vertikale Geschwindigkeit. Die rechte Seite der Impulsgleichung folgendermaßen definiert ist:

$$\mathbf{F} = \nabla \cdot (\mu \nabla \mathbf{u}) - f \mathbf{k} \times \mathbf{u} - \frac{1}{\rho_0} \nabla p_A + \alpha g \nabla \phi + \mathbf{R}_s, \qquad (3)$$

wobei k der Einheitsvektor in z-Richtung ist, f ist die Coriolis Zahl, α ist der sog. "*effective earth-elasticity factor"*, φ ist das Tide Potential, v und μ sind die vertikale und horizontale turbulente Austauschkoeffizienten die das Ergebnis des zu Grunde gelegten Turbulenzmodells sind, ρ_0 ist die Referenzdichte von Wasser und ρ_A ist der atmosphärische Druck ist. Die aktuelle Dichte $\rho = \rho$ (x,T,S) wird in Abhängigkeit von Temperatur und Salinität gemäß der UNESCO Formel (z. B. GILL 1982), ermittelt. Die Randbedingung an der Oberfläche ist definiert durch

$$\nu \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial z} = \tau_s, \ z = \eta \tag{4}$$

und an der Sohle ist die Randbedingung vorgegeben zu

$$\nu \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial z} = \tau_b, \ z = -h \tag{5}$$

Die Schubspannung an der Oberfläche kann bspw. nach POND und PICKARD (1998) approximiert werden oder wird vom Seegangsmodell aus dem Spektrum berechnet (s. z. B. JANSSEN 2001). Die Schubspannung an der Sohle kann in den unterschiedlichen Modellen nach den gebräuchlichen Ansätzen berechnet werden. Bei den bisherigen Berechnungen wurde eine konstante äquivalente Sandrauhigkeit vorgegeben.

Die turbulente Viskosität wurde mit Hilfe des GLS (Generic Length Scale) - Ansatzes nach UMLAUF und BURKHARD (2003) approximiert, der im Rahmen der GOTM Bibliothek zur Verfügung steht. Der Vorteil von GOTM ist, dass die gebräuchlichsten der verfügbaren Turbulenzmodelle vereint und fortschrittlich modular programmiert ist, sowie FLMUD auch. Dabei lauten die Erhaltungsgleichungen, die Produktion, Dissipation und Transport von turbulenter kinetischer Energie (TKE) und der GLS Variablen ψ beschreiben:

$$\frac{dk}{dt} = \frac{\partial}{\partial} \left(v_k^{\psi} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + v M_t + \mu N_t^2 - \varepsilon$$
(6)

$$\frac{d\psi}{dt} = \frac{\partial}{\partial} \left(v_{\psi} \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\psi}{k} \left(c_{\psi 1} M_{\iota}^2 + c_{\psi 3} \mu N_{\iota}^2 - c_{\psi 2} \varepsilon \right)$$
(7)

mit der generischen Längenskala

$$l = \left(c_{\mu}^{0}\right)^{3} \frac{k^{\frac{3}{2}}}{\varepsilon}$$

wobei

$$\psi = \left(c_{\mu}^{0}\right)^{p} k^{m} l^{n}; \ c_{\mu}^{0} = \sqrt{0.3} \tag{8}$$

Vertikale turbulente Viskosität und Diffusivität sind gegeben zu

$$\begin{aligned} \nu &= \sqrt{2} s_m K^{0.5} l \\ \mu &= \sqrt{2} s_h K^{0.5} l \end{aligned} \tag{9}$$

Hier sind, v_k^{ψ} und v_{ψ} vertikale turbulente Diffusivitätsparameter mit

wobei die Stabilitätsfunktionen s_m und s_h beispielsweise nach KANTHA und CLAYSON (1994) und die turbulenten Schmidtzahlen gemäß gewählter Parametrisierung definiert sind (s. UMLAUF und BURCHARD 2003), wobei eine Vielzahl anderer Formulierungen vorhanden sind. Eines der besonderen Merkmale am "generischen Modell" ist, dass es mit entsprechender Parametrisierung die wesentlichen Turbulenzmodelle (wie z. B. $k - \varepsilon$, $k - \omega$ oder Mellor-Yamada 2.5) beinhaltet. Dieser Ansatz ist Quasi-Standard seit der Entwicklung und Verbreitung von GOTM. Bei der aktuellen Implementierung wird jedoch der horizontale Transport der beiden Skalare vernachlässigt, was bei den meisten, dem Verfasser bekannten numerischen Modellen, der Fall ist. Der Transport von turbulenter kinetischer Energie und Dissipation in der horizontalen Ebene kann jedoch bei bestimmten Fragestellungen des Sedimenttransportes wichtig sein und sollte in der Zukunft berücksichtigt werden. Die turbulente Viskosität wird mit der infolge der Präsenz von Flüssigschlick tatsächlichen Viskosität überlagert uns es ergibt sich

$$\nu_{app} = \nu + \nu_f \tag{11}$$

Dieser Ansatz wurde von LE HIR (2000) vorgeschlagen und in verschiedenen Arbeiten weiter verfolgt z. B. (TOORMAN 2002b, WURPTS 2006 und BRENDA 2007) und ist ein wesentlicher Baustein des kontinuierlichen Modellkonzepts. Der Transport von Temperatur und Salinität ergibt sich zu

$$\frac{dS}{dt} = \nabla \left(D_h \nabla S \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_v \frac{\partial S}{\partial z} \right), \tag{12}$$

und

$$\frac{dT}{dt} = \nabla \left(D_h \nabla T \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_v \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \frac{\dot{Q}}{\rho C_p}$$
(13)

wobei S die Salinität, T die Temperatur, die Absorptionsrate der Sonneneinstrahlung und C_P der spez. Hitzefluss im Wasser ist. Betrachtet man gelöste Stoffe im Wasser so gelten grundsätzlich die Zusammenhänge, wie für passive Skalare (Temperatur und Salinität), jedoch hat das Sediment eine effektive Sinkgeschwindigkeit die von dem Korn selbst, der Strömung und der Konzentration in der Umgebung des Korns abhängt. Insofern ergibt sich die Transportgleichung für suspendiertes Sediment im Wasser zu

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \mathbf{u}\nabla c + \frac{\partial \left(w_{eff}c\right)}{\partial z} = \nabla \left(D_{h}\nabla c\right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_{v}\frac{\partial c}{\partial z}\right)$$
(14)

mit c der Konzentration des suspendierten Sediments, D_h und D_v sind die horizontale und vertikale Diffusivität gegeben durch

$$D_{h} = \frac{\mu}{\sigma_{s}}$$

$$D_{v} = \frac{\nu}{\sigma_{s}}$$
(15)

 σ_s ist die turbulente Schmidt-Zahl, die im Allgemeinen zu 0.7 angenommen wird. Die effektive vertikale Geschwindigkeit für den Transport lautet

$$w_{eff} = w - w_s \tag{16}$$

wobei w_s die Sinkgeschwindigkeit des suspendierten Materials ist. Die Randbedingungen an der Sohle und der Oberfläche sind gegeben durch

$$D_{v} \frac{\partial c}{\partial z} \bigg|_{Sohle} = w_{s} c - E \tag{17}$$

und

$$D_{v} \frac{\partial c}{\partial z}\Big|_{Oberfläche} = -W_{s}c.$$
⁽¹⁸⁾

3.2 Flockenbildung und Zerfall

Flüssigschlick ist, in dem hier zu Grunde gelegten Gedankenmodell nach bspw. WINTERWERP (2002), eine Ansammlung von Flocken die ein stabiles Netzwerk ausbilden, wenn sich diese absetzten können. Das Netzwerk kann zerfallen wenn die angreifenden Kräfte größer sind als die inneren Kräfte, die das Netzwerk zusammenhalten. Bei diesen Prozessen kommt es zu Aggregation von Flocken bzw. zerfallen diese in Abhängigkeit des Strömungsgeschehens. Wenn sich Flocken ausbilden oder zerfallen ändert sich der wirksame Durchmesser aber auch die Dichte. Zwischen der Konzentration c, der volumetrischen Flockenkonzentration ϕ und der Anzahl der Flocken pro Volumeneinheit N besteht folgender Zusammenhang (z. B. SON und HSU, 2008):

$$\phi = \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_f - \rho_w}\right) \frac{c}{\rho_s} = \frac{c}{\rho_s} \left[\frac{D}{D_p}\right]^{3 - nf} = f_s N D^3$$
(19)

Hier ist ρ_S die Rohdichte des Materials, ρ_W ist die Dichte der Flüssigkeit, D ist der aktuelle Flockendurchmesser, D_P der Durchmesser der Primärpartikels, f_s ist ein Formfaktor (im Allgemeinen, $f_S = 0.6$) und n_f ist die fraktale Dimension die im Allg. zu 2 angenommen werden kann. Leicht erkennt man das für den Fall, dass für $D = D_P$ die Flockenkonzentration der Sedimentkonzentration entspricht. Die fraktale Dimension kann man nach KHELIFA und HILL (2006) folgendermaßen approximieren:

$$n_f = \alpha \left(\frac{D}{D_p}\right)^{\beta} mit \ \beta = \frac{\log(F_c/3)}{\log(D_{F_c}/D)},$$
(20)

wobei die charakteristische Fraktale Dimension festgelegt wurde zu $F_C = 3$. und der charakteristische Flockendurchmesser $D_{fc} = 2.0 \ \mu m$. Die Dichteänderung infolge der Präsenz von Schlick ist nach KRANENBURG (1994) gegeben zu

$$\rho_f - \rho_w = \left(\rho_s - \rho_w\right) \left[\frac{D}{D_p}\right]^{n_f - 3},\tag{21}$$

hier ist ρ_f die Dichte des Schlicks, ρ_w ist die Dichte vom Wasser und ρ_S ist die Rohdichte des Sediments. Die letztendlich maßgebende Dichte ist gegeben durch

$$\rho = \rho_w + \left(1 - \left(\frac{\rho_w}{\rho_s}\right)\right)c \tag{22}$$

In der aktuellen Version von FLMUD wurde das Flokkulationsmodell von SON und HSU (2008) implementiert welches Aggregation und Zerfall der Flocken nach folgender Gleichung abbildet. Die linke Seite der Gleichung beschreibt die totale Ableitung, die entsprechend mit dem in den jeweiligen numerischen Verfahren abgebildet wird.

$$\frac{dD}{dt} = \frac{\dot{\gamma} D_p^{\ \beta}}{\beta \ln \frac{D}{D_p} + 1} \left[\frac{c}{3\rho_s} k'_A D_p^{\ n_f - 3} D^{-n_f + 4 + \beta} - \frac{k'_B}{3} \left(\frac{\nu \cdot \dot{\gamma}}{F_y} \right)^{0.5} D_p^{-1} D^{-\beta + 2} \left(D - D_p \right) \right]$$
(23)

Die freien Parameter $c = 1.21 \text{ kg/m}^3$, $k'_A = 0.98$, $k'_B = 3.3 \times 10^{-5}$ sind nach Son und Hsu vorgegeben. Der wesentliche Nachteil der Gleichung ist, dass unterhalb der Fließgrenze, wenn die Scherrate gegen Null geht, der Flockendurchmesser gegen unendlich strebt, was dann in FLMUD mit dem Gleichgewichtsdurchmesser D_e limitiert wird (hier wurde der max. Flockendurchmesser 300µm festgelegt). Eine Implementierung des Flokkulationsmodells nach VERNIER et al. (2011) ist in für die Zukunft vorgeschen. Abschließend müsste hier noch für längerfristige Betrachtungen der Schlickdynamik der Konsolidierungsprozess im Rahmen eines kontinuierlichen Ansatzes implementiert werden, damit der Schlick entwässern kann, so dass im vollständig konsolidierten Schlick der aktuelle Flockendurchmesser gegen den Primärdurchmesser konvergiert.

3.3 Sinkgeschwindigkeit

Das Konzentrationsprofil von suspendierten Sedimenten und so auch von suspendiertem Flüssigschlick hängt im wesentlichem von der Verteilung der turbulenten Viskosität und der Sinkgeschwindigkeit ab. Wobei die Sinkgeschwindigkeit von flokkulierten Material von der wirksamen Flockendurchmesser D und der effektiven Flockenkonzentration abhängt (s. Gl. 27) die seinerseits vom zu Grunde gelegten Flokkulationsmodell abhängen. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass bei Erreichen der sog. "Gelling" Konzentration die Sinkgeschwindigkeit gegen Null geht und das sedimentierte Material anfängt zu konsolidieren. Die "Gelling" Konzentration ergibt sich aus fraktaler Dimension und dem Verhältnis zwischen effektivem und Primärdurchmesser zu

$$c_{gel} = \rho_s \left(\frac{d}{D}\right)^{3-nf} \tag{24}$$

und

$$\phi_p = \frac{c_{gel}}{\rho_s} \tag{25}$$

Im FLMUD-Modul wurde für die Sinkgeschwindigkeit der vielfach benutzte Ansatz von ZANKE (1977) (Gl. 23) für natürliches Sediment verwendet, wie auch in LE HIR (2000), wobei der Einfluss der Konzentration auf die Sinkgeschwindigkeit nach WINTERWERP (2002) berücksichtigt wird, was letztendlich nachfolgende Formulierung der Sinkgeschwindigkeit ohne Konzentrationseinfluss ergibt.

$$w_{s,0} = 11 \frac{\upsilon}{D} \sqrt{1 + 0.01 D_*^3} - 1 \tag{26}$$

Bei Berücksichtigung des verzögerten Absinkens infolge erhöhter Konzentration ergibt die Sinkgeschwindigkeit sich letztendlich zu

$$w_s = w_{s,0} \cdot \Theta \tag{27}$$

mit

$$\Theta = \frac{\left((1 - \phi) \cdot \left(1 - \phi_p \right) \right)}{\left(1 + 2.5 \cdot \phi \right)},\tag{28}$$

dem Reduktionsfaktor nach WINTERWERP (2002).

3.4 Rheologie

Der lokale und zeitabhängige Zustand von Flüssigschlick muss durch eine zusätzliche Zustandsgleichung berücksichtigt werden, welche im besten Fall die komplexen Abhängigkeiten vom biologischen Belebungszustand sowie der Belastungsvergangenheit und dem daraus resultierenden zeitabhängigen viskos-plastischen Verformungsverhalten beschreibt. Ist diese bekannt, kann aus der lokalen Scherrate und der mit Hilfe der Zustandsgleichung berechneten lokalen Viskosität das Fließverhalten des Flüssigschlicks prognostiziert werden. Der vorgenannte Zusammenhang wird unter stationären Verhältnissen als Stoffgesetz bezeichnet. Infolge der Abhängigkeit von der Belastungsvergangenheit (Thixotropie) und der Tatsache, dass die Flüssigschlick-Schicht bei ausreichender Belastung jederzeit in Suspension gehen kann, erweitert sich dieses zur oben genannten Zustandsgleichung. Die Zustandsgleichung von Flüssigschlick kann mit unterschiedlich aufwendigen Materialmodellen gebildet werden. Die einfachste Form bildet das sog. Bingham-Modell (s. Abb. 1) mit konstanter kinematischer Viskosität und einer Fließgrenze. Es verfügt mit den oben beschriebenen Anforderungen über zwei durch Messdaten zu kalibrierende Parameter und kann keine Thixotropie berücksichtigen. Das Bingham-Modell muss, da für unendlich kleine Scherraten eine gegen unendlich gehende Viskosität berechnet würde, durch eine zusätzliche Begrenzungsfunktion erweitert werden.



Abbildung 1: Bingham'sches Fließmodel (http://en.wikipedia.org/wiki/Bingham_plastic).

TOORMAN (1997) hat zudem eine Erweiterung dieses Ansatzes zur Berücksichtigung von Thixotropie vorgestellt, welche als zusätzlichen Parameter die vorstehend beschriebene sog. "strukturelle Integrität" erfordert. Diese ist von der lokalen Situation sowie der Art der vorhergehenden Belastung (zeitl. Abfolge von Scherungs- und Relaxationsphasen, sog. "Belastungsvergangenheit") abhängig. Die zeitvariablen Scherkurven des Flüssigschlicks können hierbei mit Hilfe der Zustandsgleichung aus der sog. Gleichgewichtsfließkurve des Materials berechnet werden. Dieser Ansatz wurde von OBERRECHT (2009) aufgegriffen und es wurden Proben aus dem Ems ausgewertet, um die entsprechend EFC (Equilibrium Flow Curve) Parameter anzupassen. Zusätzlich standen die Messungen von NASNER und PIEPER (2009) zur Validierung der Anpassungsfunktionen zur Verfügung. Im Rahmen des Vorhabens wurde eigens eine Routine in Matlab programmiert mit dem Ziel der Implementierung in FLMUD, so dass der Nutzer lediglich die gemessen Fließkurven als Randbedingung vorgeben braucht, woraus dann die entsprechenden EFC Parameter für die Anpassungsfunktion nach TOORMAN (1997) ermittelt werden. In dieser Arbeit wurde die von OBERRECHT (2009) ermittelte Parametrisierung geringfügig modifiziert, so dass v_f für Klarwasser verschwindet und anderseits die Gleichung effizienter zu berechnen ist.

Die effektive kinematische Viskosität infolge Schlick wurde in dieser Arbeit, wie auch schon in BRENDA (2007), nachdem Modell von TOORMAN (1997), unter Zugrundelegung einer weiteren Transportgleichung zur Berücksichtigung der Hysterese-Effekte und einer empirischen Abhängigkeit von der vorhandenen Dichte, abgebildet. Die Schubspannung in einer gescherten Schlickschicht kann, nach TOORMANN (1997), nach folgender Gleichung abgebildet werden:

$$\tau_{(\dot{\gamma})} = \tau_0 \cdot \lambda_{(\dot{\gamma})} + \left(\mu_{\infty} + c \cdot \lambda_{(\dot{\gamma})} + \frac{\beta \cdot \tau_0}{1 + \beta \cdot \dot{\gamma}}\right) \cdot \dot{\gamma}$$
(29)

Hier ist τ_0 die Fließgrenze, μ_{∞} ist die dynamische Viskosität bei max. Scherrate, μ_0 ist die dynamische Viskosität, λ ist der Strukturparameter nach TOORMAN (1997), β beschreibt das Verhältnis zwischen Aufbau und Zerfall der Struktur und c ist die Differenzviskosität

$$c = \mu_0 - \mu_\infty \tag{30}$$

Die dynamische Viskosität μ_f ergibt sich nach Differenzierung der Schubspannung nach der Scherrate

$$\frac{\partial \tau_{(\dot{\gamma})}}{\partial \dot{\gamma}} = \mu_f = \tau_0 \cdot \lambda'_{(\dot{\gamma})} + \left(c \cdot \lambda'_{(\dot{\gamma})} - \frac{\beta^2 \cdot \tau_0}{\left(1 + \beta \cdot \dot{\gamma}\right)^2} \right) \cdot \dot{\gamma} + \mu_\infty + c\lambda_{(\dot{\gamma})} + \frac{\beta \cdot \tau_0}{\left(1 + \beta \cdot \dot{\gamma}\right)}. \tag{31}$$

Ein linearer Zusammenhang zwischen Scherrate und Schubspannung kann nur bei newtonschen Flüssigkeiten Zugrunde gelegt werden. Die Viskosität ist im allg. Fall definiert als der Gradient des Fließverlaufes (s. Gl. 31). Die kinematische Viskosität ist wie üblich definiert ist zu

$$v_f = \frac{\mu_f}{\rho} \tag{32}$$

Die Erhaltungsgleichung des Strukturparameters ist nach TOORMAN (1997)

$$\frac{d\lambda}{dt} = -(a+b\dot{\gamma})(\lambda-\lambda_e)$$
(33)

Hier bestimmen *a* und *b* den Aufbau bzw. Zerfall der Struktur und λ_e ist der Strukturparameter im Gleichgewichtszustand.

$$\lambda_e = \frac{a\lambda_0}{a+b\dot{\gamma}} = \frac{\lambda_0}{1+\beta\dot{\gamma}}$$
(34)

Die Ableitung des Strukturparameters nach der Scherrate ist nicht bekannt und kann vernachlässigt werden, da bei der numerischen Lösung des Gleichungssystems davon ausgegangen wird, dass die Strömungsgeschwindigkeiten während eines Integrationszeitschrittes konstant sind. Die o. a. Parameter wurden von OBERRECHT (2009) für einen Auszug der durchgeführten rheologischen Untersuchungen angepasst und sind nach Optimierung folgendermaßen im FLMUD Modul abgebildet.

$$\mu_{0} = 0.012 \cdot (e^{0.5\rho_{R}} - 1)$$

$$\mu_{\infty} = 1.16\rho_{R}^{2} + 0.1\rho_{R}$$

$$\beta = 72\rho_{R}^{2} + 6\rho_{R}$$

$$\tau_{0} = 5000\rho_{R}^{3} - 340\rho_{R}^{2} + 10\rho_{R}$$
(35)

mit

$$\rho_R = \frac{\rho}{1000} - 1 \tag{36}$$

Weiterhin wurden auch andere mathematische Funktionen verwendet und an die vorhandenen Datensätze von OBERRECHT (2009) und WURPTS (2005) angepasst und mit den Messungen von NASSNER und PIEPER (2005) verglichen, um festzustellen ob Funktionen der Form nach WORRALL und TULLIANI (1964) oder ein einfacher "*tanh*" Ansatz bessere Anpassungen ergeben als die vorgeschlagene Anpassung nach OBERRECHT (2009).

$$\begin{aligned} \tau_{(\dot{\gamma},\rho)} &= f_{0(\dot{\gamma},\rho)} = \alpha_0 + \beta_0 \dot{\gamma} + \gamma_0 \tanh(c_0 \gamma) \\ \tau_{(\dot{\gamma},\rho)} &= f_{1(\dot{\gamma},\rho)} = \alpha_1 + \beta_1 \dot{\gamma} + \gamma_1 \frac{1}{1 + c_1 \dot{\gamma}} \end{aligned}$$
(37)

Wir nehmen nun an, dass die Koeffizienten α_i , β_i und γ_i mit Hilfe eines Potenzansatzes approximiert werden können.

$$\alpha_{i} = \alpha_{i}'(\rho - 1)^{e_{i}}; \beta_{i} = \beta_{i}'(\rho - 1)^{e_{i}}; \gamma_{i} = \gamma_{i}'(\rho - 1)^{e_{i}}$$
(38)

Es sind also fünf freie Parameter zu bestimmen. Gehen wir nun aus von einer gewissen Anzahl von Messungen $(s_i)_{i=1}^M$ mit korrespondierenden Scherraten $(g_i)_{i=1}^M$ wie oft vorhanden, dann definieren wir für eine beliebige Fließfunktion f_i .

$$W(f,s,g) = \sqrt{\sum_{j=1}^{M} w_j \left(f\left(g_j\right) - s_j\right)^2}$$
(39)

W(f,g,s) gilt es nun zu minimieren, wobei die gesuchten Wichtungen w_i strikt positiv sein sollen. W(f,s,g) wird minimiert, indem die nichtlinearen Koeffizienten C_i und e_i festgelegt werden und nachfolgend die L2-Norm für die übrigen Koeffizienten optimiert wird, um dann abschließend über die nichtlinearen Koeffizienten zu iterieren. Letztendlich findet man auf Grundlage des Datensatzes von WURPTS (2005) und OBERRECHT (2009) folgenden funktionalen Zusammenhang zwischen Schubspannung, Dichte und Scherrate.

$$f_{0(\dot{\gamma},\rho)} = (\rho - 1)^{2.2273} \left\{ 255.8870 + 640.9764 \tanh(0.2391\dot{\gamma} + 8.025\dot{\gamma}) \right\}$$

$$f_{1(\dot{\gamma},\rho)} = (\rho - 1)^{2.2273} \left\{ 1145.2816 + 906.5783 \frac{1}{1 + 0.2344\dot{\gamma}} + 5.0116\dot{\gamma} \right\}$$
(40)

Wir prüfen die Güte der Anpassung der Funktion, vorgeschlagen von OBERRECHT (2009), MALCHAREK (2010), sowie die der Funktionen f_0 und f_1 , indem wir die Regressionswolken gegenüberstellen. Hier sind farblich dargestellt die Dichte der Messpunkte pro Datenpunkt, m ist die Steigung der linear Regressionsfunktion, c die Korrelation und s die Streuung. Es ist deutlich zu sehen, dass bezogen auf die zugrunde gelegten Datensätze, die hier angepassten Funktionen die besten Ergebnisse zeigen, was aber durchaus trivial ist, da die Anpassung von Oberrecht die Daten von Wurpts nicht beinhaltet und die Daten von MALCHAREK (2010) ebenfalls auf einen anderen Datensatz angepasst worden sind, der im Mittel geringere Schubspannungen bei gleichen Scherraten aufzeigt. Vergleicht man nun die vorgestellten Anpassungsfunktionen mit dem Datensatz von NASSNER und PIEPER (2009), so wird deutlich, dass sowohl Art der Entnahme, Bedienung und Fabrikat des Rheometers, Belastungshistorie als auch Zusammensetzung des Schlickes, u. a. zu einer starken Streuung der Messergebnisse führen. Grundsätzlich wäre eine Normierung der Art der Entnahme sowie des Verfahrens der Beprobung, notwendig. Ansonsten ist die Streuung zu groß für eine repräsentative und quantitativ

sensible Anpassungsfunktion (s. Abb. 2) und man kann nur von einer qualitativen Anpassung sprechen.



Abbildung 2: Regressionswolken für die gewählten Anpassungsfunktionen von a.) Gl. 32, b.) f_0 , c.) f_1 und d.) MALCHAREK (2010)





Abbildung 3: Gemessene Fließkurven unterteilt in Dichteklassen der Breite $0.01 \rm kg/m^3$ und die entsprechenden Anpassungsfunktionen.


Abbildung 3: Gemessene Fließkurven unterteilt in Dichteklassen der Breite 0.01kg/m³ und die entsprechenden Anpassungsfunktionen.

3.5 Seegangseinfluss

Der Seegangsanteil R_s in der Impulsgleichung wird an dieser Stelle vereinfacht nach LONGUET-HIGGINS and STEWART (1962, 1964) abgebildet mit

$$\mathbf{R}_{s} = (R_{sx}, R_{sy})$$

$$R_{sx} = -\frac{1}{\rho_0 H} \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} - \frac{1}{\rho_0 H} \frac{\partial S_{xy}}{\partial y}$$

$$R_{sy} = -\frac{1}{\rho_0 H} \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} - \frac{1}{\rho_0 H} \frac{\partial S_{xy}}{\partial x}$$
(41)

 S_{xx} , S_{xy} , S_{yy} sind die diagonalen Komponenten des sog. "radiation stress" Tensors, der für ein allg. Seegangspektrum nach BATTJES (1974) wie folgt definiert ist:

$$S_{xy} = \int_{0}^{2\pi} \int_{0}^{\infty} N_{(\sigma,\theta)} \sigma \frac{c_{g(\sigma)}}{c_{p(\sigma)}} \sin(\theta) \cos(\theta) d\theta d\sigma$$
(42)

$$S_{xx} = \int_{0}^{2\pi} \int_{0}^{\infty} N_{(\sigma,\theta)} \cdot \sigma \cdot \left[\frac{c_{g(\sigma)}}{c_{p(\sigma)}} (\cos^{2}(\theta) + 1) - \frac{1}{2} \right] d\theta d\sigma$$
(43)

$$S_{yy} = \int_{0}^{2\pi} \int_{0}^{\infty} N_{(\sigma,\theta)} \cdot \sigma \cdot \left[\frac{c_{g(\sigma)}}{c_{p(\sigma)}} (\sin^2(\theta) + 1) - \frac{1}{2} \right] d\theta d\sigma$$
(44)

 $H = h + \eta$ ist die Wassertiefe, θ und σ sind die Richtung und die Frequenz einer jeden Partialwelle im Spektrum, c_g and c_p sind die Gruppen- und Phasengeschwindigkeit jeder Spektralkomponente. Im flachen Wasser, wenn die Wellen eine sog. Wellengrenzschicht ausbilden, kann der Einfluss des Seegangs zu deutlich größeren effektiven Schubspannungen führen. Die Wellengrenzschicht wurde hier nach GRANT und MADSEN (1979) und weiterhin nach MATHISEN und MADSEN (1996) und ZHANG et al. (2004) abgebildet. Diese Formulierung ersetzt die übliche Rauhigkeitsformulierung durch die effektive Rauhigkeitshöhe z_{0b} . Der quadratische Rauhigkeitsansatz ist gegeben zu

$$\boldsymbol{\tau}_{b} = \rho_{0}C_{D} | \mathbf{u} | \mathbf{u}$$

$$C_{D} = \left[\kappa / \log(z_{b} / z_{0}) \right]^{2}$$
(45)

hier sind $\kappa = 0,4$ die Karman Konstante, z_b ist die Diskretisierungslänge in der ersten Bodenzelle, z_0 ist die Rauhigkeitshöhe die auf Grundlage der Sand- bzw. Formrauhigkeit aus dem zu Grunde gelegten Rauhigkeitsmodell abgeleitet werden kann.

Die Sohlschubspannung ist definiert zu

$$\tau_{w} = 0.5\rho_{0}f_{w}U_{w}^{2} \tag{46}$$

wobe
i U_w die Orbitageschwindigkeit an der Sohle ist, die sich aus dem Seegangsspektrum wie folgt berechnet

$$U_{w}^{2} = \int \frac{N_{(\sigma,\theta)}\sigma^{3}}{\sinh^{2}kH} d\sigma d\theta$$
(47)

Der kombinierte Einfluss von Strömung und Seegang auf die Grenzschicht und die effektive Sohlschubspannung wird mit dem Faktor f_w beschrieben (ZHANG et al. 2004)

$$\gamma = \frac{|\mathbf{\tau}_{b}|}{\tau_{w}}$$

$$C_{\gamma} = (1 + 2\gamma |\cos\theta_{w}| + \gamma^{2})^{1/2}$$

$$f_{w} = C_{\gamma} \exp\left[5,61 \left(\frac{C_{\gamma}U_{w}}{30z_{0}\omega}\right)^{-0.109} - 7,30\right]$$
(48)

Die o. a. Gleichungen werden iterativ gelöst. Die effektive Rauhigkeitshöhe errechnet sich dann zu

$$z_{0b} = \delta_{wc} \left(\frac{\delta_{wc}}{z_0}\right)^{-\sqrt{|\tau_b|/(C_{\gamma}\tau_w)}}$$
(49)

wobei die Mächtigkeit der Wellengrenzschicht folgendermaßen definiert ist:

$$\delta_{wc} = \frac{\sqrt{\frac{C_{\gamma}\tau_{w}}{\rho_{0}}}}{\omega} \exp\left[2,96\left(\frac{C_{\gamma}U_{w}}{30z_{0}\omega}\right)^{-0.071} - 1,45\right].$$
(50)

Die effektive Rauhigkeitshöhe z_{0b} wird dann zur Berechnung der Schubspannung nach dem quadratischen Ansatz zu Grunde gelegt. Dieser Ansatz wurde in SELFE-WWM-FLMUD implementiert und ist in SHYFEM bis auf den Teil der Wellengrenzschicht ebenfalls implementiert. Der Einfluss der Strömung auf den Seegang und weitere Details können aus den entsprechenden Veröffentlichungen (ROLAND et al. 2009, ROLAND et al. 2012) entnommen werden. Bei der Berücksichtigung des Seegangseinflusses auf den Flüssigschlick wird das viskoelastische Verhalten von Flüssigschlick verändert. Die oszillierende Belastung des Seegangs wirkt sich verflüssigend auf Flüssigschlick aus und gleichzeitig wird der Seegang gedämpft durch den Energieeintrag in den Flüssigschlick. Diese Zusammenhänge sind in dem vorliegenden Beitrag jedoch explizite berücksichtigt, was wichtige Fragestellungen für die Zukunft sind. Diese Zusammenhänge können aber nunmehr auf Basis des gekoppelten Modellsystems weiter untersucht werden.

4 Anwendung der Modelle

Die erweiterten hydrodynamischen Modelle wurden in verschiedenen Testfällen angewendet und das FLMUD Module wurde im wesentlichem quantitativ validiert. Mit beiden Modellen wurden bzgl. der implementierten numerischen Verfahren, ihrer Stabilität und Effizienzausgezeichnete Erfahrungen gemacht. Im nachfolgenden sind einige Ergebnisse der konzipierten Testfälle dargestellt und diskutiert.

4.1 Stabile Schichtung und vollständige Durchmischung

Das wesentliche Merkmal von FLMUD im Rahmen des kontinuierlichen Ansatzes ist, dass die Flüssigschlickphase im selben Berechnungsgitter abgebildet, was von stabiler Schichtung bis zur vollständigen Durchmischung die verschiedenen hydraulischen Regime darstellen kann. In Abb. 4 und 5 sind von links nach rechts, das Geschwindigkeitsprofil, die Suspensionskonzentration, turbulente kinetische Viskosität, turbulente kinetische Energie und die zugehörige Dissipation und von oben nach unten für charakteristische Zeitpunkte (vertikal) der Lösung illustriert.

Die numerischen Experimente wurden in einem Versuchsgerinne durchgeführt, das 60 km lang ist, 10 m tief und 800 m breit. Es werden im ersten Experiment (Abb. 4) zunächst 5 g/l Flüssigschlick in die Rinne injiziert (über die ganze Länge), wobei die Strömung in beiden Fällen sich im Gleichgewicht befindet. Der Flockendurchmesser beträgt hier 6 µm und die Sinkgeschwindigkeit ergibt sich aus Gl. 27.

Die vertikale Diskretisierung beträgt 0.5 m bis zu einer Wassertiefe von 7.5 m im Weiteren sind zwei Schichten mit einer Mächtigkeit 0.25 m vorgegeben, bis zur Sohle beträgt dann Schichtdicke 0.1 m. Die Mächtigkeit der Schlickschicht am Anfang der Simulation betrug 2 m und die Ergebnisse wurden 1 km vor dem Auslauf in der Mitte der Rinne abgegriffen. Wie in Abb. 4 ersichtlich ist entsteht eine Lutokline mit entsprechender Schichtung.

Maßgebend ist hier, dass die Suspensionsschicht (rel. geringe Konzentration daher noch nicht als Flüssigschlick zu bezeichnen) in Bewegung gerät und ebenfalls unterhalb der Lutokline ein turbulentes Regime entwickelt, welches dann letztendlich zur vollständigen Vermischung über die Wassertiefe führt. Ähnliche Ergebnisse wurden von WINTERWERP (2002) gezeigt. Modelle, die kein turbulentes Regime in der Flüssigschlickschicht beschreiben können, sind nicht in der Lage dies zu simulieren. Im weiterem wurde dasselbe Experiment durchgeführt jedoch mit einer Injektion von 500 g/l (Abb. 5. a-h). Hier ist ein Turbulenzkollaps in der Flüssigschlickschicht zu erwarten, was auch in den Ergebnissen deutlich wird. Zunächst entwickelt sich eine stark ausgeprägte lutokline Schichtung, wobei im Weiteren in der Schlickschicht viskoses Fließen einsetzt und die Turbulenz komplett gedämpft wird. Im weiteren Verlauf der Simulation entwickelt sich dann über der Schlickschicht ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil. Es ist deutlich, dass mit den entsprechenden numerischen Verfahren die grundsätzlich unterschiedlichen Fließregime im selben Kontinuum abgebildet werden können. Ein Modell, welches diesen Übergang zwischen viskosen Fließen und isotroper Turbulenz numerisch nicht abbilden kann, versagt hier. Die rheologische Viskosität erreicht hier, gemäß der hier dargestellten Parametrisierung, Werte bis zu 500 m²/s und ist nahezu konstant unterhalb der Lutokline.



Abbildung 4: Zeitliche Abfolge (vertikal) der Ergebnisse bei einer Injektion von 5 g/l im Versuchsgerinne. Die Spalten von links nach rechts, Geschwindigkeitsprofil, Suspensionskonzentration, turbulente Viskosität, Produktion von turbulenter kinetischer Energie und die zugehörige Dissipation von turbulenter kinetischer Energie.



Abbildung 5: Zeitliche Sequenz (vertikal) der Ergebnisse bei einer Injektion von 500 g/l im Versuchsgerinne. Die Spalten von links nach rechts zeigen, das Geschwindigkeitsprofil, die Suspensionskonzentrationsverteilung, die turbulente Viskosität, die Produktion von turbulenter kinetischer Energie und die zugehörige Dissipation über die Wassertiefe.

4.2 Gravitationsbedingtes Fließen von Flüssigschlick

Um die Fähigkeit des Modells zu testen, gravitationsbedingten Transport von hochkonzentrierten Suspensionen abzubilden, wurde ein einfaches Gebietsmodell aufgebaut (s. Abb. 6), das eine Flussmündung darstellt. Der Fluss führt hohe Sedimentkonzentrationen mit sich und mündet in ein Becken. Der Zufluss beträgt 1m³/s und die Suspensionskonzentration ist am Rand konstant über die Wassertiefe verteilt mit 1 g/l. Die Momentaufnahmen des Ausbreitungsvorganges gehören zu Rechenläufen ohne (A) und (B) mit der FLMUD Bibliothek. Die vertikale Diskretisierung ist mit grauen Linien dargestellt. Die Ergebnisse zeigen deutlich den Einfluss der zusätzlichen Terme in der Impulsgleichung, die Fähigkeit des numerischen Modells hohe Konzentrationsgradienten abzubilden und die numerische Stabilität des Verfahrens. Es wird deutlich, dass das Advektionsverfahren höherer Ordnung, selbst bei einfacher vertikaler Diskretisierung, das gravitationsbedingte Fließen scharf abbilden kann (s. Abb. 7). Die Ergebnisse in der Draufsicht sind in Abb. 8 dargestellt.



Abbildung 6: Draufsicht auf das Testgebiet.



Abbildung 7: Querschnitt und zeitliche Entwicklung von Flüssigschlick ohne (links) und mit (rechts) Flüssigschlickmodul.



Abbildung 8: Draufsicht und zeitliche Entwicklung von Flüssigschlick ohne (links) und mit (rechts) Flüssigschlickmodul.

4.3 Erste Anwendungen an der Ems

Die ersten Anwendungen an der Ems haben wir mit dem SELFE-FLMUD Modell unternommen, da dieses vollständig parallelisiert ist. Mit der Domänendekompositionsmethode wird es möglich, das gesamte Gebiet der Ems in relativ kurzer Zeit zu simulieren. Hierbei wird das Gebiet in Teilgebiete zerlegt, wobei die Anzahl der Nachbarknoten der Teilgebiete, zwecks reduzierter Netzwerkkommunikation, minimiert wird. Das Rechennetz entspricht dem in Abb. 9 und hat 112.342 Knoten, die Rechenzeit auf 256 Rechenkernen bei 7 Tiden beträgt ca. 5 Stunden. Das Modell hat 31 Schichten im S-Koordinatensystem (s. ZHANG et al. 2008). Der Rechenzeitschritt beträgt 20s, wobei die kleinste Kantenlänge am Sperrwerk weniger als 5 m beträgt. Bei einem expliziten Verfahren, wäre die Rechenzeitschritt um ein Vielfaches kleiner.



Abbildung 9: Rechennetz und Tiefenverteilung für die Ems.

Es wurde vereinfacht eine M2-Tide am Rand eingesteuert. Die unten dargestellten Ergebnisse zeigen die Entwicklung der Schlickschicht sowie die partielle Durchmischung im zeitlichen Verlauf der Tide. In Abb. 9 sieht man die zeitliche Entwicklung der Schlickschicht an der Sohle auf Grundlage der oben beschriebenen Randbedingungen. Die Skala gibt die Dichte an. Als Anfangsbedingung wurde 1 g/l konstant über die Wassersäule vorgegeben im ganzen Gebiet vorgegeben. Infolge des Absinkens entwickelt sich eine entsprechende Schichtung (s. Abb. 8), wobei es während des Flutstroms, wie zu erwarten, zu einer stärkeren Durchmischung kommt als beim Ebbstrom kommt. Die Konzentrationen erreichen nach wenigen Tiden Werte über 45 g/l.



Abbildung 10: Erste Ergebnisse an der Ems mit SELFE. Entwicklung der Schlickschicht im Hafen Emden. Anfangszustand war eine Konzentration von 1 g/l vollständig durchmischt über die gesamte Wassersäule.

5 Schlussfolgerung

Zwei häufig verwendete Strömungsmodelle auf unstrukturierten Gitternetzen wurden erweitert, im Rahmen der Annahmen, die Boussinesq bzgl. der Dichte und der Scheinviskosität formuliert hat, um das Verhalten von Flüssigschlick sowie den Einfluss von hochkonzentrierten Suspensionen auf die Strömung numerisch zu beschreiben. Als Ergebnis entstand das FLMUD (Fluid Mud) Modul, was nunmehr in jedes beliebige Strömungsmodell implementiert werden kann. Hier wurden zwei weit verbreitete Modelle benutzt, um das neu entwickelte Modul qualitative zu validieren. Die Ergebnisse sind vielversprechend und liefern die numerische Basis für weitere Untersuchungen auf diesem Gebiet. Die Ergebnisse demonstrieren, dass durch die gewählte numerische Implementierung entsprechende Schichtungseffekte stabil und stetig abgebildet werden können. Beide Modellplattformen verfügen neben dem Strömungsmodell auch über gekoppelte Modelle für den Seegang, den Sedimenttransport und die Wasserqualität, was eine integrale Modellumgebung darstellt, mit dem unterschiedlichste Fragestellungen, nunmehr auch unter Berücksichtung der Flüssigschlickdynamik, untersucht werden können. Im Weiteren sind quantitative Evaluierungen notwendig. Der kontinuierliche Ansatz ist unserer Meinung nach z. B. isopyknischen Ansätzen vorzuziehen, da letzte den Zustand der vollständigen Durchmischung nicht abbilden können.

6 Schriftenverzeichnis

- BATTJES, J. A.: Computation of set-up, longshore currents, run-up, and overtopping due to wind-generated waves, Rep. 74-2, Comm. On Hydraul., Dep. of Civ. Eng., Delft Univ. of Technol., Delft, Netherlands, 1974.
- BRENDA, M: Erstellung und Anwendung eines numerischen Simulationsmodells zur Berechnung der Dynamik einer hochkonzentrierten Suspension kohäsiven Feinsediments. Diplomarbeit TU Darmstadt, 2007.
- DEBORA BELLAFIORE, C.; FERRARIN, A.; ROLAND, M.; RAVAIOLI, A.; RUSSO, G.; BORTOLUZZI, G. and UMGIESSER G.: The Po river plume modeling: state of art and new modeling tools for hydrodynamic studies in deltas. PECS – Physics of Estuaries and Coastal Seas Conference, New York, 13-16th August 2012.
- FERRARIN, C.; UMGIESSER, G.; CUCCO, A.; HSU, T.-W.; ROLAND, A. and AMOS, C. L.: Development and validation of a finite element morphological model for shallow water basins. In: Coast. Eng. 55 (9), 716-731, 2008.
- FERRARIN, C.; BAJO, M.; ROLAND, A.; UMGIESSER, G.; CUCCO, A.; DAVOLIO, S.; BUZZI, A.; MALGUZZID, P. and DROFAD, O.: Tide-surge-wave modelling and forecasting in the Mediterranean Sea with focus on the Italian coast, Ocean Modelling, Vol. 61, 38-48, 2012.
- FERRY, J. and BALACHANDAR, S.: A fast Eulerian method for disperse two-phase flow, Int. J. Multiphase Flow, 27, 1199-1226, doi: 10.1016/S0301-9322(00)00069-0, 2001.
- GILL, A.: Atmosphere-Ocean Dynamics. Academic Press, New York, 1982.
- HARTEN, A.: High resolution schemes for hyperbolic conservation laws. In: J. Comput. Phys. 49 (2), 357-393, doi: 10.1006/jcph.1997.5713, 1983.
- HSU, T.-J.; TRAYKOVSKI, P. A. and KINEKE, G. C.: On modeling boundary layer and gravity-driven fluid mud transport. In: J. Geophys. Res., 112, C04011, doi: 10.1029/2006JC003719, 2007.
- HSU, T.-J.; OZDEMIR, C. E. and TRAYKOVSKI P. A.: High resolution numerical modeling of wave-supported gravity-driven fluid mud transport. In: J. Geophysical Res., 114, C05014, doi: 10.1029/2008JC005006, 2009.
- KANTHA, L. H. and CLAYSON, C. A.: An improved mixed layer model for geophysical applications. In: J. Geophys. Res. 99 (25), 235-266, 1994.
- KHELIFA, A. and HILL P. S.: Models for effective density and settling velocity of flocs. In: J. Hydraul Res 44(3), 390-401, 2006.
- KRANENBURG, C.: The fractal structure of cohesive sediment aggregates. In: Estuarine Coastal Shelf Sci., 39, 451-460, 1994.
- LAZURE, P. and DUMAS, F.: An external-internal mode coupling for a 3d hydrodynamical model for applications at regional scale (MARS). In: Adv. Water Resources 31, 233, 250, 2008.
- LAZURE P.; GARNIER, V.; DUMAS, F.; HERRY C. and CHIFFLET, M.: Development of a hydrodynamic model of the Bay of Biscay. In: Validation of hydrology. Continental Shelf Research, 29(8), 985-997. doi: 10.1016/j.csr.2008.12.017, 2009.
- LE HIR, P.; BASSOULET, P. and JESTIN, H.: Application of the continuous modeling concept to simulate high-concentration suspended sediment in a macro-tidal estuary, in Coastal and Estuarine Fine Sediment Processes. In: MCANALLY, W. H. and

METHA, A. J. (eds.): Proc. Mar. Sci., vol. 3, 229-248, Elsevier Sci., Amsterdam, 2001.

- LONGUET-HIGGINS, M. S., and STEWART, R. W.: Radiation stress and mass transport in gravity waves, with application to 'surf beats', J. Fluid Mech., 13(04), 481–504, doi:10.1017/S0022112062000877, 1962.
- MALCHEREK, A.: Zur Beschreibung der rheologischen Eigenschaften von Flüssigschlicken. Die Küste, 77, 135-178, 2010.
- MEWIS, P: Morphodynamisch-numerische Modellierung von Flußkurven. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2004.
- NASNER, H. und PIEPER, R.: 03KIS051, FluMu Eigenschaften und Verhalten von Fluid-Mud in Brackwasserhäfen. Endbericht, KFKI, 2009.
- OBERRECHT, D.: Rheologische Analyse von Flüssigschlicksuspension aus unterschiedlichen. Lokationen entlang der Ems. Bachelorarbeit, TU Hannover, 2009.
- POND, S. and PICKARD, G. L.: Introductory Dynamical Oceanography, Butterworth-Heinmann, 1998.
- ROLAND, A. CUCCO, A.; FERRARIN, C.; HSU, T.-W.; LIAU, J.-M.; OU, S.-H.; UMGIESSER, G. and ZANKE, U.: On the development and verification of a 2-D coupled wavecurrent model on unstructured eshes. In: J. Mar. Syst., 78, doi: 10.1016/j.jmarsys.2009.01.026, 2009.
- ROLAND, A.; ZHANG, Y. J.; WANG H. Y.; MENG, Y.; TENG, Y. C.; MADERICH, V.; BROVCHENKO, I.; DUTOUR-SIKIRIC, M. and ZANKE, U.: A fully coupled 3D wavecurrent interaction model on unstructured grids. Journal of Geophysical Research: Oceans, 117, doi: 10.1029/2012JC007952, 2012.
- SHU, C.-W. and OSHER, S.: Efficient implementation of essentially non-oscillatory shockcapturing schemes, II. Journal of Computational Physics, Vol. 83, 32-78, 1989.
- SHEWCHUK, J. R.: Triangle: Engineering a 2D Quality Mesh Generator and Delaunay Triangulator. In: LIN, M. C. and MANOCHA, D. (eds.): Applied Computational Geometry: Towards Geometric Engineering, 1148 of Lecture Notes in Computer Science, 203-222, Springer-Verlag, Berlin, 1996.
- TOORMAN, E. A.: Modelling the thixotropic behaviour of dense cohesive sediment suspensions. Rheologica Acta 36, 56-65, 1997.
- TOORMAN, E. A.; BRUENS, A. W.; KRANENBURG, C. and WINTERWERP, J. C.: Interaction of suspended cohesive sediment and turbulence. In: WINTERWERP, J. C. and KRANENBURG, C. (eds.): Proceedings in Marine Science, 5, Fine Sediment Dynamics in the Marine Environment, 7-23, Elsevier Science, Amsterdam. 2002a.
- TOORMAN, E. A.: Modelling of turbulent flow with suspended cohesive sediment, In: JOHAN, C.; WINTERWERP, J. C. and KRANENBURG, C. (eds): Proceedings in Marine Science, Elsevier, 5, 155-169, doi:10.1016/S1568-2692(02)80014-6, 2002b.
- UMGIESSER, G. and BERGAMASCO, A.: Outline of a primitive equations finite element model. Rapporto e Studi, Istituto Veneto of Scienze, Lettere ed Arti XII, 291-320, 1995.
- UMGIESSER, G.: Modelling the Venice Lagoon. Int. J. Salt Lake Res. 6, 175-199, 1997.
- UMGIESSER, G.; MELAKU CANU, D.; CUCCO, A. and SOLIDORO, C.: A finite element model for the Venice Lagoon, 2004.
- UMLAUF, L. and BURCHARD, H.: A generic length-scale equation for geophysical turbulence models. J. Mar. Res. 6, 235-265, 2003.

- VAN RIESEN, D. und MUCH, D.: Modellierung morphodynamischer Prozesse an sandigen Brandungsküsten, Die Küste, 76, 2009.
- VERNIER, R.; LAFITE, R.; BRUN-COTTAN, J. C and LE HIR, P.: Behaviour of a floc population during a tidal cycle: laboratory experiments and numerical modelling. Continental Shelf Research, 31(10), 64-83, Publisher's official version: doi: 10.1016/j.csr.2010.02.005, 2011.
- WINTERWERP, J. C.: On the flocculation and settling velocity of estuarine mud. Continental Shelf Research, 22, 1339-1360, 2002.
- WORRALL, W. E. and TULIANI, S.: Viscosity changes during the ageing of clay-water suspensions. Trans Br Ceram Soc, 63:167±185, 1964.
- WURPTS, R.: Hyperconcentrated flow. Hansa International Maritime Journal, 2005.
- WURPTS, A.: Numerische Simulation von Dichteeffekten am Beispiel der Umlagerung von Baggergut im Ästuarbereich: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt; 140, Selbstverlag, Dissertation, 129 S., 2006.
- WURPTS, A.: In-situ Messungen und Numerische Simulation des Verhaltens von Flüssigschlick 7.FZK-Kolloquium, FZK Hannover, TU Hannover, 2010.
- YANENKO, N. N.: The method of fractional steps. Springer-Verlag, 1971.
- ZANKE, U. C. E.: Berechnung der Sinkgeschwindigkeit von Sedimenten. Mitt. Franzius-Inst. U Hannover, 46, 1977.
- ZHANG, Y.-L. and BAPTISTA, A. M.: SELFE: A semi-implicit Eulerian-Lagrangian finiteelement model for cross-scale ocean circulation. Ocean Modelling, 21(3-4), 71-96, 2008.
- ZHANG, H., MADSEN, O. S., SANNASIRAJ, S. A. and SOON CHAN, E.: Hydrodynamic model with wave-current interaction in coastal regions, Estuarine Coastal Shelf Sci., 61(2), 317–324, doi:10.1016/j.ecss.2004.06.002, 2004.

Die Küste, 79 (2012), 1-240

Entwicklung eines operationellen Tideelbemodells auf der Basis des hydrodynamisch-numerischen Modellverfahrens BSHcmod für die Nord- und Ostsee (OPTEL-A)

Sylvin H. Müller-Navarra und Ingrid Bork

Zusammenfassung

Seeschiffe, die von der Nordsee zum mehr als 100 km stromauf der Elbe liegenden Hamburger Hafen fahren, benötigen wegen des Einflusses der Gezeiten kontinuierlich aktualisierte hydrologische und ozeanographische Vorhersagen. Das grundsätzliche Anliegen des Forschungsprojekts OPTEL (Entwicklung eines operationellen Tideelbemodells) ist es, hydrologische und ozeanographische Vorhersagen zu Wasserstand, Wassertiefe, Strömung, Salzgehalt, Temperatur und Eisgang für jeden von der Gezeit beeinflussten Ort der Elbe bereitzustellen. Durch den Gebrauch von numerischen Modellen wird sichergestellt, dass Wasserstand und Strömung dynamisch gekoppelt sind und dadurch Hochwasserzeiten und Zeiten des Stromkenterns sowie Strömungsprofile in physikalisch konsistenter Weise modelliert werden. Das Modellkonzept schließt anwendungsbezogene, nachträgliche Modellkorrekturen ein (Modellausgabestatistik, MOS). Das in das am Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) vorhandene großskalige Modellsystem eingebettete Elbemodell wird zusammen mit ausgewählten Ergebnissen aus den ersten drei Jahren des Dauerbetriebs vorgestellt.

Schlagwörter

Unterelbe, hydrodynamisch-numerisches Modell

Summary

Due to local tidal conditions, vessels coming in from the North Sea and bound for the port of Hamburg – more than 100 km upstream – require continually updated hydrological and oceanographic forecasts. The principal objective of the research project OPTEL (Operational Elbe Tidal Estuary Model) is to provide hydrological and oceanographic forecasts about water levels, depths, currents, salinity, temperature and ice conditions for any tidally influenced place on the river Elbe. By using a numerical model, it is ensured that water levels and currents are coupled dynamically, which allows peak water levels, slack water times, and – in 3D modelling – flow profile to be modeled in a physically consistent way. The model concept includes subsequent corrections of the direct model output (model output statistics, MOS). Here, the tidal estuary model of the river Elbe is specified, that is embedded in a system of large scale models already implemented at Bundesamt für Seeschiffahrt und Hydrographie (BSH). Additionally, selected model output of three years of permanent operation is presented.

Keywords

Elbe estuary, hydrodynamic numerical model

Inhalt

D	as V	/erbundprojekt OPTEL	
1		Einleitung	
2		Zur Unterelbe	
3		Beschreibung des Ausgangsmodells BSHcmod	
4		Elbemodell	96
	4.1	Bathymetrie	96
	4.2	Wehr	
	4.3	Modellstruktur	
	4.4	Modellgleichungen	
5		Dauerbetrieb	
	5.1	Anfangszustand	104
	5.2	Vorhersagen	
6		Zusammenfassung, Bewertung und Empfehlung	115
	6.1	Modellbetrieb	115
	6.2	Modellausgabestatistik (MOS)	116
	6.3	Potentielle Einsatzmöglichkeiten des Unterelbemodells	117
		6.3.1 Schifffahrt	117
		6.3.2 Katastrophenschutz	117
		6.3.3 Wasserwirtschaft	118
		6.3.4 Industrie, Kraftwerke	119
		6.3.5 Umweltschutz	119
		6.3.6 Unterhaltungsbaggerung	119
7		Danksagung	
8		Schriftenverzeichnis	

Das Verbundprojekt OPTEL

Hydrodynamisch-numerische Modelle haben sich in vielen Anwendungsbereichen auf geophysikalischer Skala bewährt. Auch für den gezeitenbeeinflussten Teil der Elbe – Tideelbe oder Unterelbe genannt – wurden am Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) und bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bei Beginn des Projekts "Entwicklung eines Operationellen Tideelbemodells" (OPTEL 2008–2011) bereits Modellverfahren (DUWE 1988; BAW 2004) eingesetzt. In OPTEL-A wurde die Unterelbe beidseitig gekoppelt in das am BSH für die tägliche Vorhersage genutzte Zirkulationsmodell der Nord- und Ostsee, BSHcmod (KLEINE 1994; DICK et al. 2001), eingebunden, um auch für die Elbe Vorhersagen des Wasserstandes, der Strömung, der Wassertemperatur, des Salzgehaltes und der Eisbedeckung bereitzustellen.

Bei der Konzeption dieses Vorhabens wurde klar, dass es sich bei der Integration eines Unterelbemodells nicht nur um ein technisches Problem handelt, sondern dass spezielle Probleme zu lösen waren, die letztlich zu 4 Teilprojekten mit eigenen Forschungsund Entwicklungsanteilen führten (s. u.). In OPTEL-B wurden beim Deutschen Wetterdienst (DWD) Arbeiten zum Downscaling von Windfeldern aus den Vorhersageverfahren COSMO-EU und -DE geleistet (GANSKE und ROSENHAGEN 2010). Es ging dort vornehmlich um die Frage, ob die Wettervorhersagemodelle die für die Elbe relevanten Feinstrukturen des Windes abbilden können. In OPTEL-C wurde das Verfahren Un-TRIM (CASULLI und WALTERS 2000), welches an der BAW vornehmlich für Gutachten zu Fahrrinnenanpassungen der Elbe verwendet wird, in einen Vorhersagemodus gebracht und einseitig an das Nord- und Ostseemodell des BSH gekoppelt (KREMP et al. 2012). So war sichergestellt, dass die bei den Gutachten erzielten Erkenntnisse dem Teilprojekt A zugute kamen, anderseits ergaben sich Erkenntnisse zum Konzept einseitiger Kopplung. In OPTEL-D wurden bei der Hamburg Port Authority (HPA) Studien zur Stauentwicklung in der Elbe durchgeführt und Datensätze – Wasserstand, Strömung und Salzgehalt – für 6 Verifikationszeiträume zusammengestellt (STROTMANN et al. 2011). Die Studien im Teilprojekt D befassten sich überwiegend mit dem Wasserstand, im Besonderen mit der Veränderung der Gezeitenwelle in der Elbe bei großem Windstau in der inneren Deutschen Bucht.

Teilprojekte A bis D des Verbundprojektes OPTEL und Ausführende:

OPTEL-A (BSH)

BMBF-Förderkennzeichen F03KIS069, Projekt- und Verbundleiter: Dr. Sylvin Müller-Navarra. Entwicklung eines operationellen Tide-Elbemodells auf der Basis des hydrodynamisch-numerischen Modellverfahrens BSHcmod für die Nord- und Ostsee. 01.04.2008–31.03.2011, Ingrid Bork.

OPTEL-B (DWD)

BMBF-Förderkennzeichen F03KIS070, Projektleiterin: Dipl.-Met. Gudrun Rosenhagen. Downscaling von Windfeldern aus Lokalmodellen auf die Tide-Elbe. 01.04.2008– 31.10.2009, Dr. Anette Ganske.

OPTEL-C (BAW)

BMBF-Förderkennzeichen F03KIS071, Projektleiter: Dr.-Ing. Harro Heyer, Dr. Elisabeth Rudolph. Entwicklung eines operationellen Tidemodells der Elbe sowie einer Modellkopplung mit dem BSH-Vorhersagemodell der Nordsee. 01.04.2008–31.03.2011, Dr. Christine Kremp.

OPTEL-D (HPA)

BMBF-Förderkennzeichen F03KIS072, Projektleiter: Dipl.-Ing. Thomas Strotmann. Studien zur Stauentwicklung in der Tide-Elbe 01.04.2008–30.09.2010, Caroline Radegast, Ulrich Ferk.

1 Einleitung

Seit mehr als 30 Jahren betreibt das BSH operationelle Vorhersagemodelle für Wasserstand und Strömung (SOETJE und BROCKMANN 1983). Das am BSH entwickelte Zirkulationsmodell BSHcmod (KLEINE 1994) umfasst Thermodynamik, Eisbildung und -drift und hat besonders bei der numerischen Realisation von vertikaler Schichtung und Dichteadvektion soweit Fortschritte gemacht (KLEINE 1993, 1994, 2004; DICK et al. 2001, 2010), dass eine Erweiterung auf die Unterelbe sinnvoll und realisierbar ist. Die Informationen zu BSHcmod sind an unterschiedlichen Orten veröffentlicht. Mittlerweile gibt es Weiter- und Parallelentwicklungen des Modells (KLEINE 2004, 2010; FUNKQUIST und KLEINE, 2007; BERG und POULSON 2012). In Kap. 3 wird das hier verwendete Ausgangsmodell beschrieben. Kap. 4 diskutiert Besonderheiten des Elbemodells und Kap. 5 Ergebnisse aus dem Dauerbetrieb.

Das Ziel von OPTEL-A und ganz allgemein von einem Unterelbemodell ist, ein Verfahren bereitzustellen, mit dem raumzeitlich im Rahmen der Diskretisierung lückenlose Informationen eines umfassenden Satzes physikalischer Größen erzeugt werden können. Seit 2011 wird ein Teil der Modellergebnisse im Internet dargestellt (http://www.bsh.de/de/Meeresdaten/Projekte/OPTEL/index.jsp).

Probleme bereitete bei Projektende noch die Reproduktion der Niedrigwasserhöhen, die im Mittel deutlich zu hoch sind, während die Hochwasserhöhen auch bei Sturmfluten gut vorhergesagt werden. An der Verbesserung der Impulsbilanz wird deshalb am BSH weiter gearbeitet.

Parallel wurden für die Vorhersage von Wasserstandsscheitelwerten an repräsentativen Orten der Unterelbe einfachere, statistische Verfahren (Modellausgabestatistik, MOS) entwickelt (MÜLLER-NAVARRA und KNÜPFFER 2010). Auch eine sehr gute Darstellung der Ganglinien ist mittlerweile möglich (MÜLLER-NAVARRA 2013). Eingangsdaten für solche Verfahren sind neben Messdaten Ergebnisse aus numerischen Modellen, die im Allgemeinen mit systematischen Fehlern behaftet sind. In Abwägung beider Verfahren werden die Anwendungsmöglichkeiten des nachfolgend vorgestellten Modells in Kap. 6 diskutiert.

2 Zur Unterelbe

Jede Modellentwicklung basiert auf allgemeingültigen physikalischen Gleichungen und besonderen numerischen Verfahren. Die verfahrensspezifische Umsetzung für ein bestimmtes Modellgebiet – hier für die Elbe – wird von Vorstellungen darüber geprägt, was in einer bestimmten Region als "physikalisch sinnvoll" erwartet wird. Diese Erwartungshaltung soll zunächst durch einige Eckdaten konkretisiert werden.

Die Elbe ist mit einer Länge von 1094 km einer der großen Ströme Europas. Die Unterelbe fließt in weiten Teilen von Ost nach West oder von Südost nach Nordwest. Die Stromkilometrierung beginnt an der deutsch-tschechischen Grenze und endet mit dem Kilometer 769,4 in der Deutschen Bucht. Das hier untersuchte Modellgebiet beginnt in der Elbe bei Bleckede (Stromkilometer 550) und reicht im gekoppelten Modellmodus über die Deutsche Bucht hinaus bis in den Nordostatlantik. D. h., um die Unterelbe (Abb. 1) hydrodynamisch-numerisch sachgerecht abzubilden, müssen Einflüsse weit aus dem offenen Ozean, wie z. B. Fernwellen, berücksichtigt werden.



Abbildung 1: Die Elbe von Bleckede bis zur Mündung.

Bei Bleckede ist das stark schwankende Oberwasser aus dem Einzugsgebiet entscheidend. Das hydrologische Einzugsgebiet der gesamten Elbe umfasst etwa 148.000 km². Bei Neu Darchau (Stromkilometer 536,4) beträgt der mittlere Abfluss 709 m³/s (MQ 1926-2007), lange war etwa 3620 m³/s der Maximalwert, der im März 1940 auftrat (DT. GEWÄSSER-KDL. JAHRB. 2011). Dieser Wert wurde mit etwa 4000 m³/s beim Elbehochwassers im Juni 2013 überschritten (BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE, DWD 2013). Bei großem Oberwasser wird die Salzgehaltsverteilung im Mündungsgebiet bis weit in die Deutsche Bucht hinein verändert und ebenso die Konzentrationen anderer Beimengungen (NIES et al. 2003). Besonderes Augenmerk ist auf die Lage der Brackwasserzone im Strom zu richten (LUCHT 1953). Sehr wichtig ist dabei, wie lange extrem hohe oder niedrige Abflüsse dauern. Im Januar 2011 stieg z. B. der Abfluss innerhalb von 12 Tagen von 1500 m³/s auf 3602 m³/s und fiel in etwa 30 Tagen wieder auf 1500 m³/s ab (STAATLICHES AMT FÜR LANDWIRTSCHAFT UND UMWELT WESTMECKLENBURG 2011).

Das Tiefenprofil entlang des Talweges (Abb. 2) zeigt eine Dreiteilung der Elbe im Modellgebiet. Vom Mündungsgebiet bis zum Hamburger Hafen ist die Elbe durch mehrere Fahrrinnenanpassungen seit den 1820er Jahren deutlich vertieft und zu einem leistungsfähigen Schifffahrtsweg ausgebaut worden (HÜBBE 1854; HENSEN 1955; ROHDE 1971; OELLERICH et al. 2006). Dabei ist dort der Tidenhub in den letzten einhundert Jahren z. B. in Hamburg von 2,04 m (REICHS-MARINEAMT 1912) auf 3,67 m (Abb. 3) angestiegen. Auch die Hochwasserscheitel schreiten in der Elbe schneller voran als früher und benötigen nun (2010) z. B. von Cuxhaven nach Hamburg etwa 3,5 h (Abb. 4). Bei Sturmfluten kann sich diese Zeit weiter verkürzen (Abb. 5).



Abbildung 2: Tiefenprofil entlang des Talwegs der Elbe, Anzahl der Gitterpunkte entlang des Talwegs.



Abbildung 3: Mittlere Hoch- und Niedrigwasser (MHW, MNW) für 2013 an einigen Orten entlang der Elbe.

Zwischen dem Hafen und der Staustufe Geesthacht (Stromkilometer 585,9) sind die Gezeiten (Strömung und Wasserstände) deutlich durch das Oberwasser beeinflusst (RUDOLPH 2005). In den Flussabschnitt oberhalb der Staustufe, die für ein Stauziel von 4 mNN ausgelegt ist und auf 1,3 mNN herabgelassen werden kann, dringen die Gezeiten nur noch bei Sturmfluten vor, und/oder wenn die Segmente zur Entlastung gesenkt werden (WSD-OST 1996). Die Sturmflutscheitel zeichnen sich dann z. B. in Hohnstorf deutlich in den Wasserstandsganglinien ab (Abb. 13 u. 31).



Abbildung 4: Eintrittszeiten der Hoch- und Niedrigwasser entlang der Elbe relativ zu Cuxhaven (BSH 2010).



Abbildung 5: Wasserstandsganglinien während einer Sturmflut (01./02.03.2008, Zeitangaben in MEZ).

Die Temperatur des Elbwassers unterliegt einem deutlichen Jahresgang von meist mehr als 20°C, dem am festen Ort ein Gezeitengang überlagert ist. Dazu kommen noch unregelmäßige Schwankungen, die den Wechsel der Wetterlagen und besonders die dabei sich ändernden wechselnden Strahlungsverhältnisse widerspiegeln. Letztere führen in Zonen geringer Wassertiefe und in Tidetümpeln zu erheblich größeren Tagesgängen als im Hauptstrom. In den ausgedehnten Flachwasserzonen der Elbe wirkt sich auch die Rückstrahlung vom Boden deutlich aus. Abb. 6 zeigt den Jahresgang der Wassertemperatur bei Cumlosen (Flusskilometer 470). Die Messstation Cumlosen liefert auch die Temperaturrandwerte für die Elbe bei Bleckede. Im salzarmen Bereich der Elbe kann es in harten Wintern zu starken Vereisungen kommen (Abb. 17 a, b).



Abbildung 6: Jahresgang 2012 der Wassertemperatur an der Messstation Cumlosen (Landesamt für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz Brandenburg {LUGV}) zur Verwendung als Modellrandwerte.

3 Beschreibung des Ausgangsmodels BSHcmod

Das operationelle Vorhersagemodell des BSH ist ein Modellsystem aus einem zweidimensionalen barotropen Modell des Nordostatlantiks, einem dreidimensionalen baroklinen Modell der Nord- und Ostsee (im Folgenden gekennzeichnet durch "no") und einem ebenfalls dreidimensionalen Modell für die Deutsche Bucht und die westliche Ostsee ("ku"). Die beiden letzten bilden ein Modellsystem, beidseitig und simultan gekoppelter Modellkompartimente (BSHcmod). Im Projekt OPTEL-A wurde dieses System um ein zusätzliches, beidseitig und simultan an das ku-Modell gekoppeltes Modell der Elbe ("el") ergänzt (Abb. 10). Dadurch entstand ein erweitertes Modellsystem BSHcmod-el.

Im erweiterten System ist das ku-Modell gleichzeitig inneres Modellkompartiment gegenüber dem no-Modell und äußeres Modellkompartiment gegenüber dem el-Modell. In Tab. 1 sind Kenngrößen der Modellkompartimente zusammengestellt. Auf die gleiche Art könnten zusätzlich Modellkompartimente für die Weser und Ems eingebunden werden.

Dem in OPTEL-A entwickelten Modellsystem liegt die operationelle Version vom Modell BSHcmod (Stand November 2010) zugrunde. Die dort verwendeten Gleichungen und Verfahren sind an mehreren Orten dargestellt (KLEINE 1993; KLEINE 1994; DICK et al. 2001; KLEINE 2004; FUNKQUIST und KLEINE 2007; DICK et al. 2010). In BORK und MÜLLER-NAVARRA (2011) wurden die Modellgleichungen in den seit 2007 benutzten verallgemeinerten Koordinaten (PICHLER 1984; KLEINE 2004) zusammengestellt und die verwendeten numerischen Verfahren skizziert.

Tabelle 1: Einige gebietsspezifische Charakteristika der Modellgebiete und des numerischen Verfahrens (λ, φ geographische Koordinaten, $\vec{v}_h = (u, v)$ horizontale Strömungsgeschwindigkeit, Δh Schichtdicke, θ potentielle Temperatur, S Salzgehalt, \vec{v}_{Eis} Driftgeschwindigkeit des Eises, Δh_{Eis} Dicke der Eisbedeckung, c_{Eis} Kompaktheit des Eises, Δh_{Schnee} Schneedicke über dem Eis, $\vec{W}_{10m} = (W_{\lambda}, W_{\varphi})$ Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe, p_L Luftdruck, T_L Lufttemperatur, q_L Luftfeuchte, C_L Bewölkung).

Modellgebiet	Unterelbe	Deutsche Bucht	Nordsee, Ostsee	Nordostatlantik					
Horizontale Koordinaten	φ, λ								
Gitterabstand	~90 m	~900 m	~5 000 m	~10 000 m					
Vertikale Koordinaten		allgemein							
Anzahl Schichten	7	25	36	1					
Anzahl Volumelemente	397 157	1 117 390	643 922	26 424					
Kopplung an äußeres Gebiet	beidseitig	beidseitig	einseitig	offener Rand					
Prognostische Variablen	\vec{v}_h , Δh , $ heta$,	$ec{v}_{_h}$, Δh , $ heta$, S, $v_{_{Eis}}$, $\Delta h_{_{Eis}}$, $c_{_{Eis}}$,							
Anfangswerte	Kaltstart 2010	92	Kaltstart 2008						
Gezeitendarstellung	direkte und Mit	keine							
Gitternetz	Arakawa-C								
Zeitintegration	explizit								
- Ausnahme (implicit)	vertika	-							
Oberwasser	stündlich für deutsche Flüsse, täglich für andere								
Meteorologische Eingabegrößen	$ec{W}$ 10 m, ,	$ec{W}$ 10 m, p_L							
Schubspannungskoeffizient	10 ⁻³ (0,63+0,066 $\vec{W}_{10 \text{ m}}$)								
Schubspannungskoeffizient unter	eis	-							
dem Eis									
Programmiersprache	FORTRAN 90								
Betriebssystem	UNIX								

Am BSH laufen intensive Testrechnungen zur numerischen Neugestaltung der Einschichtung von Wasser unterschiedlicher Dichte, zur Simulation des turbulenten vertikalen Austauschs durch ein Turbulenzmodell und zu einer weitgehenden Modifikation der Eismodellierung.

Abweichend vom operationellen Modell BSHcmod wurde im hier vorgestellten Modellsystem bereits eine Version des neuen Eismodells integriert (KLEINE 2010). Die Übernahme der Einschichtungsbehandlung und des Turbulenzmodells steht noch aus.

Nicht überarbeitet wurde bisher die analytische und numerische Darstellung der Impulsbilanz in BSHcmod. Die bisherige Realisierung verfälscht die implizite Drehimpulsbilanz, was in Ästuaren von stärkerer Bedeutung ist als in den ursprünglichen Untersuchungsgebieten. Insbesondere ist die Vernachlässigung des Impulstransports durch die in verallgemeinerten Koordinaten auftretende Pseudovertikalgeschwindigkeit (KLEINE 2004) in der Elbe problematischer als z. B. in der Ostsee. Inkonsistent ist auch die Behandlung der metrischen Terme in den Bewegungsgleichungen (MARSHALL et al. 1997). Die allgemein übliche Vernachlässigung der horizontalen Komponente der Erdrotation wird in ihrer Wirkung auf lange Wellen in NEEDLER und LEBLOND (1973) untersucht.

In anderer Hinsicht ist BSHcmod weniger eingeschränkt. Abweichend von entsprechenden Modellen (z. B. UNTRIM, BAW 2004) wird in BSHcmod in Bezug auf die mittlere horizontale Geschwindigkeit auf die Boussinesq-Approximation verzichtet, um die Erhaltung der Zirkulation entlang der Kontur eines Flächenelements zu gewährleisten. Eine weitere Besonderheit von BSHcmod ist die Berücksichtigung des Potentials der direkten Gezeiten ϕ_G (MÜLLER-NAVARRA 2002) zusätzlich zum Einfluss der Mitschwingungsgezeiten, die als Randbedingung am offenen Rand der Nordsee realisiert werden.

Konkret werden in BSHcmod die Bewegungsgleichungen in der folgenden Form benutzt (ρ Dichte, ϕ Schwerepotential, f Coriolisparameter, (F_h, F_v) turbulenter Austausch):

$$\frac{\partial u}{\partial t}|_{s} = -\frac{1}{R\cos\varphi} \left[\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \lambda} + \frac{\partial \phi_{G}}{\partial \lambda} \right]_{s} - \frac{1}{R\cos\varphi} \frac{\partial s}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \lambda}|_{s} \frac{\partial \phi}{\partial s} - \vec{v}_{h} \cdot \nabla_{s} u + fv + F_{hu}|_{s} + F_{vu}|_{s}$$
(1)

$$\frac{\partial v}{\partial t}|_{s} = -\frac{1}{R} \left[\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \varphi} + \frac{\partial \phi_{G}}{\partial \varphi} \right]_{s} - \frac{1}{R} \frac{\partial s}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial \varphi}|_{s} \frac{\partial \phi}{\partial s} - \vec{v}_{h} \cdot \nabla_{s} v - fu + F_{hv}|_{s} + F_{vv}|_{s}$$

$$0 = -\left[\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial \phi}{\partial s} \right]$$
(2)

Der hydrostatische Druck p wird durch Integration der dritten Bewegungsgleichung mit $p_{Oberfläche} = p_{Luft}$ bestimmt.

Die Pseudovertikalgeschwindigkeit $\frac{ds}{dt} \frac{\partial z}{\partial s}$ wird mit

$$\frac{ds}{dt}\frac{\partial z}{\partial s}(s_{Boden}) = 0 \tag{3}$$

als

$$\frac{ds}{dt}\frac{\partial z}{\partial s}(s) = \frac{ds}{dt}\frac{\partial z}{\partial s}(s_{Boden}) - \int_{s_{Boden}}^{s} \left[\nabla_{s} \cdot \left(\vec{v}_{h}\frac{\partial z}{\partial s}\right) + \frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial z}{\partial s}\right)\right] ds \tag{4}$$

berechnet.

Die Schubspannung $(\tau_{\underline{u}}, \tau_{v})$ an der Wasseroberfläche wird als quadratische Funktion der Windgeschwindigkeit \vec{W} in 10 m Höhe formuliert.

$$\tau_u = \frac{\rho_{Luft}}{\rho} C_D W_\lambda \sqrt{W_\lambda^2 + W_\varphi^2} \quad \text{und} \quad \tau_v = \frac{\rho_{Luft}}{\rho} C_D W_\varphi \sqrt{W_\lambda^2 + W_\varphi^2} \tag{5}$$

Der Windschubspannungskoeffizient C_D ist als Maß für die Rauhigkeit der Wasseroberfläche ebenfalls als Funktion des Windes in 10 m Höhe $(W_{\lambda}, W_{\omega})$ parametrisiert. In BSHcmod ist er nach Smith und BANKE (1975)gegeben als $C_D = 10^{-3} (0.63 + 0.06 |\vec{W}_{10m}|)$. Bei Testrechnungen wurde C_D für Windgeschwindigkeiten >25 m/s begrenzt auf C_D (25 m/s) (MÜLLER-NAVARRA et al. 2006). Bei den bisher in 2011 aufgetretenen Sturmfluten war der Effekt jedoch unbedeutend, da die Windgeschwindigkeit nur kurzfristig Werte >25 m/s erreichte. Zusätzlich zu allen bekannten Einschränkungen der Gültigkeit des verwendeten und anderer empirischer Ansätze für C_D gelten alle bekannten Ansätze streng nur für die offene See.

Ein weiteres Problem ergibt sich, wenn die Wasserflächen von Flüssen im meteorologischen Modell nicht erkannt und als Land mit entsprechender Bodenrauhigkeit interpretiert werden. Dieses Problem wurde in OPTEL-B (GANSKE und ROSENHAGEN 2010) ansatzweise gelöst, indem die Modellwinde auf einem feineren Raster entsprechend der tatsächlichen Land- Wasserverteilung und in Abhängigkeit von der Windrichtung korrigiert wurden. Nur im Einzelfall wird durch die Korrekturen eine deutliche Annäherung der Windgeschwindigkeit an den beobachteten Wert erreicht (Abb. 7).



Abbildung 7: Betrag der Windgeschwindigkeit am 18.01.2007 in Cuxhaven COSMO-EU (blau), Messung (rot), COSMO-EU mit WAsP-Faktoren (schwarz).

Der Einfluss der WAsP-Korrekturen auf den Wasserstand erwies sich selbst bei Sturmfluten als gering (KREMP et al. 2013).

Korrekturfaktoren wurden in OPTEL-B auch für das höher aufgelöste COSMO-DE abgeleitet. Da am BSH die COSMO-DE-Ergebnisse bisher nicht in die operationelle Modellierung eingehen, kann hier keine Aussage zum Verbesserungspotential gemacht werden. Mit einer horizontalen Auflösung von etwa 2 km verspricht schon die Verwendung von Ergebnissen aus COSMO-DE ohne Modifikation eine Verbesserung.

Am Boden ist die Schubspannung als Funktion der horizontalen Strömung in der Mitte der Bodenschicht formuliert:

$$\tau_u = r u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \text{und} \quad \tau_v = r v \sqrt{u^2 + v^2} \tag{6}$$

Vom physikalischen Verständnis her ist der dimensionslose Bodenreibungskoeffizient r eine Funktion der lokalen Bodenrauhigkeit und der halben Dicke der Bodenschicht. In BSHcmod ist er für jedes Modellkompartiment des Systems eine globale Konstante. Da in allen Modellkompartimenten unabhängig von der vertikalen Auflösung eine dünne Bodenschicht definiert ist, variiert r wenig.

 r_{no} = 0,0026 für das Modell der Nord- und Ostsee und r_{ku} = 0,0023 für das Modell der Deutschen Bucht und der westlichen Ostsee sind als klassische Kalibrierungsgrößen durch Testrechnungen für die dominante Partialtide M₂ festgelegt worden.

Für die Elbe scheint ein globaler Wert für *r* problematisch. Die horizontale Verteilung effektiver Sohlrauhigkeit zeigt eine deutliche Variabilität von >0,1 m in der Fahrrinne bis zu >0,0001 m auf den Watten und im Uferbereich (BAW 2006). In Anlehnung an erste Modellrechnungen in OPTEL-C wurde in OPTEL-A $r_{el} = 0,0017$ gewählt.

Relevant für das hier vorgestellte Elbemodell ist die Formulierung der Randbedingungen an einem inneren Rand zwischen zwei Modellkompartimenten unterschiedlicher räumlicher Diskretisierung. Eine solche künstliche Aufteilung des Modellgebiets soll möglichst keine Störung induzieren. Das ist bestenfalls bei einer beidseitigen Kopplung zwischen den Kompartimenten eines Modellsystems möglich (CAILLEAU et al. 2008).

In BSHcmod wird keine analytische Formulierung der Übergangsbedingungen versucht. Die Kopplungstechnik wurde direkt mit Bezug auf die Differenzengleichungen entwickelt.

Für die potentielle Temperatur und den Salzgehalt geschieht die Kopplung einfach durch gewichtete Mittelung bzw. Interpolation. Schwieriger ist die Darstellung der Wellenausbreitung. Im Einzelnen (KLEINE 1994) werden Volumenströme am Rand des feinen Gitters aus dem groben Gitter als Randwerte für die Kontinuitätsgleichung übergeben und der Wasserstand im feinen Modell berechnet. Die Rückkopplung erfolgt dagegen über den Druckterm in der Bewegungsgleichung für die Normalgeschwindigkeit auf dem inneren Rand.

Bei ebenem Boden ist durch diesen Kopplungsmechanismus ein glatter Übergang in Impuls und Wasserstand gegeben. Um eine ungenügende Passlichkeit der Bathymetrie im groben und feinen Gitter auszugleichen, kann die Festigkeit der dynamischen Ankopplung reguliert werden. Für die im Projekt verwendete Version beruhen zwar die Bathymetrien der Modellkompartimente no und ku auf den gleichen Daten, ein nahtloser Übergang ist trotzdem nicht gegeben. Daher ist die Rückkopplung an das no-Modell etwas vermindert (Faktor 0,8). Ein Faktor 0 entspräche einer einseitigen Kopplung an das no-Modell.

Für die Elbe wurde die Bathymetrie im Überlappungsgebiet gleich der Bathymetrie des ku-Modells gewählt.

In den Darstellungen von Ergebnissen aus dem Elbemodell ist auch ein Randstreifen aus dem ku-Modell abgebildet. Während der Übergang bei der potentiellen Temperatur (Abb. 18, 19) und Salzgehalt (Abb. 22, 23) glatt ist, zeigt der Wasserstand (Abb. 29, 30) wegen der schwächeren Rückkopplung zeitweilig kleine Diskontinuitäten.

Die Kopplung an externe Ästuarmodelle wird dadurch realisiert, dass das ku-Modell regelmäßig Randwerte für solche Gitterzellen herausschreibt, in denen Randpunkte des externen Modells liegen. Die Indices dieser Gitterzellen werden einmalig aus den Randkoordinaten des externen Modells ermittelt. Dabei ist die einzige Beschränkung für die Randkoordinaten, dass sie im Modellgebiet liegen. Exemplarisch wurde die Randkopplung für das Elbemodell der BAW (OPTEL-C) verwirklicht. Da dieses Modell auf einem unstrukturierten Gitter arbeitet, wurden seine Randzellen so gewählt, dass ihre Lage und Größe mit der von Zellen aus dem BSH-ku-Modell übereinstimmt. Das erleichtert auf Seiten des externen Modells die Interpolation (konkret entfällt sie in der horizontalen Ebene), ist aber nicht zwingend notwendig.

In der Vertikalen arbeitet BSHcmod mit einer verallgemeinerten Koordinate s. An Endnutzer werden gewöhnlich auf feste z-Werte interpolierte Modelldaten weitergegeben. Um unnötige Ungenauigkeit durch doppelte Interpolation zu vermeiden, werden als Randwerte Variablen bezüglich s zusammen mit der jeweiligen Schichtdicke an das BAW-Modell übergeben. Die Interpolation auf die vertikale Struktur des externen Modells erfolgt auf Seiten des externen Modells. Grundsätzlich können alle prognostischen und diagnostischen Variablen aus BSHcmod übergeben werden. Die Auswahl liegt beim externen Modell. Für OPTEL-C wurden der Wasserstand, die Schichtdicken und der Salzgehalt alle 5 Minuten ausgegeben. Im Vorhersagebetrieb fragt das BAW-Modell zur Zeit alle 3 Stunden, ob neue Randwerte bereitstehen.



Sz5_wdh (Sturmflut) LZ1

Abbildung 8: Betrag der Bodenströmung an der Langzeitstation LZ1 auf Position 53° 52,4103' N, 9° 10,5055 E (rot: Messung, dunkelblau: ku-Modell, hellblau: nächst höhere Modellschicht) vor und während der Allerheiligen-Sturmflut 2006.



Sz6 (Sturmflut) LZ2

Abbildung 9: Salzgehalt an der Langzeitstation LZ2 auf Position 53° 52,1362' N, 9° 1,2770' E (rot: Messung, dunkelblau: ku-Modell, hellblau: nächst höhere Modellschicht).

Es ist klar, dass auf diese Weise nur eine einseitige Kopplung an das ku-Modell erfolgt. Eine Übergabe von Information aus dem externen, andersartigen Modell an das ku-Modell würde neue konzeptionelle Überlegungen erfordern. Das beschriebene Verfahren zur Randwertübergabe arbeitet auch im Hindcast-Modus. So wurden für die von OPTEL-D zusammengestellten Verifikationszeiträume (inklusive mehrwöchiger Vorlaufzeiten) Randwerte für OPTEL-C berechnet.

Für diese Szenarien wurden die Modellgrößen Temperatur, Salzgehalt, Strömungen und Wasserstand (ku) mit Langzeitmessungen im Mündungsbereich der Elbe verglichen (Positionsangaben etc. bei STROTMANN et al. 2011). Abb. 8 und 9 zeigen, dass dort schon die Ergebnisse von BSHcmod-ku qualitativ so gut sind, dass es sinnvoll erscheint, das vorhandenen Modellsystem um eine hochaufgelöste Elbe zu erweitern.

4 Elbemodell

Da das Elbemodell ein neues Modellkompartiment im Modellsystem BSHcmod ist, gilt die Beschreibung aus Kap. 3 im Wesentlichen auch für das Elbemodell. Auf die modifizierten Randbedingungen an der Oberfläche (WAsP) und am Boden wurde bereits hingewiesen. Erstere wurden nach Testrechnungen nicht in den Dauerbetrieb übernommen. Auch die Randbedingung zum ku-Modell ist dort beschrieben. An dieser Stelle wird auf die für die Elbe spezifischen Elemente eingegangen.

4.1 Bathymetrie



Abbildung 10: Bathymetrie [m] der Elbe (Stand: 2006).

In der Elbe verändert sich die Bathymetrie durch Sedimentumlagerungen und Prielverlagerungen so schnell, dass die Modellbathymetrie in kürzeren Zeiträumen (etwa alle 5 Jahre) mit Messungen abgeglichen werden muss. Selbst während des Projektzeitraums 2008–2011 wurde die Bathymetrie von 2003 durch eine neuere aus dem Jahr 2006 ersetzt. Vorhandene bathymetrische Daten werden von der BAW in einem digitalen Geländemodell (DGM) mit einer Rasterweite von 12,5 m x 12,5 m zusammengefasst. Auf Grundlage eines solchen DGM wurden durch die BAW den Gitterkoordinaten des el-Modells Tiefenwerte zugeordnet. Konkret wurden der Netzwerkgenerator Janet der Firma smile consult GmbH genutzt, um die im Umfeld des gegebenen Orts liegenden DGM-Werte auf diesen zu mitteln (SMILE CONSULT 2008).

Im Ausgangsmodell wird angenommen, dass die Bathymetrie $H = H(\lambda, \varphi)$ für einen Wasserstand $\zeta(\lambda, \varphi, t) = 0$ zugleich die Wassertiefe ist, und dass Gebiete mit $H \ge 0$ mNN in Abhängigkeit von Gezeiten und Windstau überflutet werden. Gleichzeitig wird angenommen, dass an den Gitterpunkten, wo Zuflüsse in das Modellgebiet stattfinden, $H \ge 0$ mNN gilt (KLEINE 1994). Beide Annahmen gelten für die Elbe streng nur im Mündungsbereich (vergl. z. B. Abb. 11). Daher wurden entsprechende Formulierungen im Modell verallgemeinert, und wo nötig, zwischen der mit wechselndem Vorzeichen behafteten Bathymetrie H und der als Summe der Schichtdicken immer positiven Wassertiefe unterschieden.

Insbesondere wurden die Referenzschichtdicken in Bezug zu einem mittleren Wasserstand (näherungsweise Mittelwasser) statt relativ zu $\zeta(\lambda, \varphi, t) = 0$ mNN festgelegt. Dadurch wird nicht nur eine sinnvolle Anfangsverteilung der Schichtdicken erreicht, sondern auch gewährleistet, dass Parametrisierungen als Funktion der Referenzschichtdicken sinnvoll bleiben.

	1455	1456	1457	1458	1459	1460	1461	1462	1463	1464	1465	1466	1467	1468	1469	1470	1471	1472	1473
848	-5.63	-6.86	*****	*****	*****	*****	*****	*****	******	*****	*****	******	******	******	*****	*****	*****	******	*****
849	-6.47	-6.54	-6.92	*****	*****	*****	*****	*****	******	*****	*****	******	******	******	*****	*****	*****	******	*****
850	-8.08	-6.66	-8.77	*****	*****	*****	*****	*****	*****	****	*****	******	******	*****	*****	*****	*****	*****	*****
851	-8.29	-6.55	-7.02	-6.45	-8.15	-7.35	-7.36	-7.62	-7.86	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	******	*****
852	-5.54	-6.14	-6.41	-6.44	-6.25	-7.42	*****	-7.15	*****	****	******	******	*****	******	*****	*****	*****	******	*****
853	-4.39	-4.04	-4.65	-4.49	-4.56	-6.11	-7.67	*****	*****	****	-8.72	*****	*****	******	*****	*****	*****	******	*****
854	-5.37	-5.21	-5.82	*****	*****	-5.29	-6.53	*****	*****	****	-8.12	*****	*****	******	*****	*****	*****	******	*****
855	-4.97	-5.32	-6.48	-6.90	-6.30	-6.37	-5.71	-7.87	*****	-8.85	-7.78	-7.82	*****	******	*****	*****	-8.36	******	*****
856	1.30	-5.57	-6.06	-5.79	-6.42	-6.98	-6.92	-8.45	-7.15	****	-8.25	-8.00	-8.36	-8.93	-9.08	-8.06	-8.94	-8.28	-7.99
857	3.07	2.30	3.22	1.25	-7.15	-7.42	-7.64	-7.71	-7.96	****	-8.28	-8.26	-8.42	-8.39	-8.63	-7.79	-7.46	-7.38	-9.61
858	3.20	3.29	3.29	3.45	3.65	3.74	-4.58	-6.33	-7.08	****	*****	-8.44	-8.22	-8.20	-8.26	-8.11	-7.35	-7.51	-7.77
859	-4.81	-4.04	2.24	2.07	2.97	3.26	3.11	2.87	-1.26	-2.81	*****	-7.79	-7.78	-7.80	-8.12	-7.65	-6.60	-7.08	-7.28
860	-4.99	-4.94	-4.86	-4.88	-5.14	1.20	-3.21	-1.11	-2.34	*****	*****	-7.40	-5.65	-4.65	-7.24	-7.30	-7.14	-6.42	-7.16
861	-4.65	-4.64	-5.01	-4.76	-4.69	-4.89	-4.53	-5.68	******	****	-7.24	-7.25	-2.61	15	38	-1.39	-3.75	-6.81	-7.32
862	-5.24	-4.47	-4.27	-4.83	-4.85	-4.84	-5.13	-7.13	*****	-6.30	-6.63	-6.55	-5.49	-6.02	-4.86	-3.08	55	.03	.04
863	-5.20	-5.32	-5.30	-4.40	-4.77	-4.88	-4.80	-5.42	*****	-6.23	-6.24	-6.18	-4.60	-4.62	-5.17	-4.40	-5.85	-6.07	-4.38
864	.34	-3.85	-5.40	-5.32	-5.21	-5.25	-5.04	-5.27	*****	-6.24	-6.43	-5.46	-4.42	-3.84	-4.93	-3.68	-3.77	-4.21	-5.02
865	1.06	. 65	-3.10	-4.45	-5.55	-5.78	-5.58	-5.43	*****	-6.27	-6.40	-4.78	-4.06	-4.69	-3.73	-3.69	-3.77	-3.99	-5.21
866	2.51	1.21	.30	-2.65	-3.55	-4.30	-4.98	-5.82	*****	****	-7.17	-8.78	-5.66	-5.51	-4.96	-5.11	-5.61	-3.99	-1.62
867	5.11	2.70	1.58	1.72	1.53	.95	-3.10	-3.01	-1.99	-4.30	-3.54	-3.45	-2.66	-2.12	.47	.70	1.43	1.45	1.11
868	2.98	4.88	3.18	2.01	1.98	2.28	1.38	.59	1.75	-1.30	.42	.82	1.22	1.27	1.29	1.29	1.27	1.22	1.15
869	-2.39	2.34	3.52	3.97	3.35	3.31	3.16	2.97	2.00	-1.30	1.03	1.09	1.50	1.54	1.40	1.21	.27	76	.03
870	-4.74	-1.29	-1.71	2.08	4.26	4.04	1.36	1.29	1.46	-7.50	-1.22	33	.72	11	97	-1.14	-2.11	-2.78	-2.28
871	******	*****	-2.32	-1.75	-2.75	-3.49	-3.37	-3.18	-3.56	****	-5.22	-4.76	-3.76	-3.60	-3.96	-3.27	-3.87	-4.45	-4.68
872	******	*****	*****	-4.60	-2.85	-1.99	-3.27	-3.39	-3.48	****	-3.20	-3.13	-3.45	-4.27	-4.76	-4.56	-4.44	-4.75	-4.37
873	******	*****	*****	*****	*****	-5.87	-5.67	-4.75	-3.83	****	-4.42	-4.33	-4.16	-4.15	-4.18	-3.95	-3.71	-4.04	-3.98
874	******	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	******	****	-5.90	-3.90	-4.38	-4.62	-3.85	-3.94	-3.94	-3.92	-4.07
875	******	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	******	****	*****	*****	*****	*****	*****	-5.92	-3.96	-3.77	-3.88
876	******	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****

Abbildung 11: Modellbathymetrie im Staustufenbereich, oben und links die zugehörigen Indices (West-Ost, Nord-Süd). Bei (1464, 868–869) befindet sich das Wehr. Tiefen [m] bezogen auf z=0 mNN, positiv nach unten. * Landpunkte.

4.2 Wehr

Die Ausdehnung des Modellgebiets über Geesthacht hinaus bis Bleckede erforderte eine numerische Realisierung des Wehrs in Geesthacht (Abb. 12). Dort wird das Wasser gestaut und fällt oder schießt über 4 einstellbare Wehrsektoren in den unterhalb des Wehrs gelegenen Flussabschnitt. Die Modellgleichungen sind durch Annahmen so eingeschränkt, dass sie weder Fallen noch Schießen simulieren können. Auch die durch diese Prozesse unterhalb des Wehrs erzeugte turbulente Bewegung ist von anderer Art als die im Modell parametrisierte.



Abbildung 12: Wehr Geesthacht, Übersichtskarte (WSD Ost 1996).

Tabelle 2: Indices, Tiefen und Bezeichnung der Modellpunkte im Wehrbereich (s. nachfolgende Abb. 13 und 14). Die rote Linie kennzeichnet die Lage des Wehres im Modell.

Indices (s.	Abb. 11)	Tiefe [r	nNN]	Bezeic	hnung	
1463,867	1464,867	1,99	4,30	u867_L	o867_B	
1463,868	1464,868	-1,75	1,30	u868_N	0868_N	
1463,869	1464,869	-2,00	1,30	u869_S	0869_S	
1463,870	1464,869	-1,46	7,50	u870_S	0870_L	

Durch einen von KLEINE (BSH) vorgeschlagenen Ansatz werden Fallen oder Schießen vermieden, indem der durch die Fallhöhe erzeugte Druckgradient in der Gleichung für die horizontale Strömung in einem Zwischenschritt in seiner Wirkung auf die horizontale Geschwindigkeit kompensiert wird. Die modifizierte Strömung ist jeweils zwischen einer Gitterzelle oberhalb und der in Strömungsrichtung unterhalb liegenden Gitterzelle definiert. Das Wehr in Geesthacht besteht in diesem Sinne aus zwei Teilen (Wehrsegmenten) von jeweils 90 m Breite. Bei zukünftiger höherer Auflösung lassen sich auch im Modell die 4 Sektoren einzeln darstellen.



Abbildung 13: Wasserstandsganglinien während der Sturmflut vom 01.01.2006, Oberwasser 300 m³/s.



Abbildung 14: Wasserstand während der Sturmflut vom 01.01.2006 bei künstlichem, kurzfristig stark erhöhtem Oberwasser (bis 3600 m³/s).

Die Abb. 13 und 14 zeigen Wasserstandsverläufe unterhalb des Wehres (Gitterzelle u868_N), oberhalb des Wehres (Gitterzelle o868_N) und im Bereich der Überlaufschwelle (4,3 mNN, Gitterzelle o867_B) (siehe Abb. 11, Tab. 2). Zum Vergleich sind die Wasserstandsverläufe in Cuxhaven und Hohnstorf dargestellt. In Abb. 13 sind beide Modellwehre während des betrachteten Zeitraums geschlossen. Trotzdem konnte sich während der simulierten Sturmflut (Allerheiligenflut 2006) das Wasser flussaufwärts ausbreiten. Die Überlaufschwelle wird dagegen nur kurz überspült. Die Gitterzelle u867_L, ein unter mittleren Verhältnissen trockenes Gebiet, wird für längere Zeit überflutet.

Bei der Sturmflut vom 6. Dezember 2013 breitete sich das Hochwasser ebenfalls über das Wehr flussaufwärts aus (Kap. 5.2, Abb. 31).

Um das Öffnen und Schließen des Wehrs zu testen, wurde über einen Tag, zusammenfallend mit der Sturmflut 2006, oberhalb des Wehres ein künstlich erhöhtes Oberwasser mit maximal 3600 m³/s vorgegeben. Nach dem Öffnen der Sektoren (bei einem Oberwasser über oder gleich 1200 m³/s) erhöht der zusätzliche Transport den Wasserstand unterhalb der Wehre und erniedrigt ihn oberhalb (Abb. 14). Gleichzeitig wird der Landpunkt (u867_L) überflutet. All das geschieht im Modell augenblicklich, während die entsprechende Anpassung beim Hochfahren der Wehrsektoren mit einer leichten Verzögerung geschieht.

Bei geöffnetem Wehr fließt bei weiterer Zunahme (vergleiche Wasserstandsverlauf in Hohnstorf) dann für längere Zeit auch Wasser über die Überlaufschwelle. Bei abnehmendem Oberwasser entfällt zuerst der Transport über die Überlaufschwelle, dann schließt das Wehr (Oberwasser < 1200 m³/s) und schließlich fällt der Landpunkt trocken.

Der Oberwasserzufluss wurde so gewählt, dass der Scheitel der Oberwasserwelle etwa zeitgleich mit dem Sturmflutscheitel das Wehr erreicht. Tatsächlich trifft er etwas früher als die Oberwasserwelle ein (vergl. Hohnstorf) und verlängert so die Hochwasserphase.

Durch das sehr hohe Oberwasser sind, wie auch bei realistischem hohen Oberwasser, die stromab gerichteten Strömungsgeschwindigkeiten (Abb. 15) gegenüber denen bei mittlerem bis geringem Oberwasser (Abb. 16) deutlich größer. In den Abb. 15 und 16 sind die Vertikalgeschwindigkeiten zu Hervorhebung mit einem Faktor 50 multipliziert. Die gezeigten Längsschnitte verlaufen entlang des Talwegs von Bleckede bis zum seeseitigen Modellrand (vergleiche Abb. 2). In Hamburg verläuft der hier definierte Talweg durch den Köhlbrand und die Süderelbe. Bei Flutstrom (o. Abb.) treten gezeitenbedingte Richtungswechsel der Strömungen bei sehr hohem Oberwasser stromauf von Hamburg praktisch nicht mehr auf.

Wasserstandsverläufe und Strömungen erscheinen realistisch und der Wehrmechanismus arbeitet in allen Situationen erwartungsgemäß. Das hohe Oberwasser im Januar 2011 hat gezeigt, dass die Einstellung der Sektoren nach momentanen Erfordernissen statt nach starren Regeln erfolgt. Vom Dezernat Regionales Management der Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt, Außenstelle Ost und dem Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Lauenburg wurde eine operationelle Bereitstellung der aktuellen Stellungen der vier Sektoren der Staustufe Geesthacht eingerichtet. Diese Information wird zukünftig am BSH auf Informationen für die zwei Modellwerte umgerechnet und in den Vorhersageablauf integriert.



Abbildung 15: Strömungen bei ablaufendem Wasser unter dem Einfluss extrem erhöhten Oberwassers ($3500 \text{ m}^3/\text{s}$) und einer Sturmflut (Allerheiligenflut 01.11.2006), Wehrsektoren geöffnet (farblich Betrag der Geschwindigkeit [m/s], Pfeile für Geschwindigkeiten > 1 m/s).



Abbildung 16: Strömungen bei ablaufendem Wasser vor der Sturmflut (Allerheiligenflut 01.11.2006), Wehrsektoren geschlossen (farblich Betrag der Geschwindigkeit [m/s], Pfeile für Geschwindigkeiten > 1 m/s).

4.3 Modellstruktur

Die zeitliche Diskretisierung in BSHcmod ist größtenteils eine explizite. Nach bekannten Stabilitätsbedingungen darf ein Wasserteilchen oder eine Information während eines Zeitschnittes höchstens in die benachbarte Gitterzelle transportiert werden, d. h. der Zeitschritt ist durch den Gitterabstand und charakteristische Geschwindigkeiten beschränkt. Dabei werden Dynamik und Transport von Wärme und Salz von unterschiedlichen charakteristischen Geschwindigkeiten bestimmt und können daher mit unterschiedlichen Zeitschritten gerechnet werden. In BSHcmod war bei Projektbeginn der Zeitschritt für den Transport von Wärme und Salz durch die Programmstruktur für alle Modelle gleich und durch den Gitterabstand im feinsten Modell festgelegt. Diese unnötige Limitierung wurde durch eine Umstrukturierung des Programms aufgehoben (BORK und MÜLLER-NAVARRA 2011).

4.4 Modellgleichungen

Wesentliche Elemente des Wasserstandsverlaufs entlang der Elbe wurden ohne weitere Annahmen mit den gewählten Ansätzen simuliert, insbesondere die zunehmende Asymmetrie von Flut- und Ebbeast in Richtung Oberelbe (GÖNNERT et al. 2004). Auch die Höhe und Eintrittszeit von Sturmfluten in Hamburg und Geesthacht wurden sowohl bei hohem Oberwasser als auch bei niedrigem Oberwasser gut vorhergesagt. Im Detail ergeben sich aber signifikante Abweichungen von der Beobachtung.

Im Prinzip ist die Entwicklung einer Schwerewelle in Tideflüssen gut verstanden. Analytische Betrachtungen finden sich z. B. bei PRANDLE (2009) und SAVENIJE et al. (2008). Die Asymmetrie der Gezeitenkurve beschreiben schon bekannte einfache Gleichungen (LAMB 1932). Ist ς nicht mehr gegenüber der Tiefe zu vernachlässigen, gewinnen die nichtlinearen Terme in der kinematischen Randbedingung an Bedeutung und die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Schwerewellen wird näherungsweise durch $\sqrt{g(H+\varsigma)}$ statt durch \sqrt{gH} beschrieben, d. h. unterschiedlich für Flut- und Ebbstrom. Dieser Effekt wird verstärkt, wenn zusätzlich die Tiefe und/oder die Breite abnimmt und dadurch ς anwächst.

Die Modellgleichungen sind in dieser Hinsicht nicht eingeschränkt, und die zeitliche Änderung des Wasserstandes zeigt flussaufwärts eine zunehmende Asymmetrie und wachsende Amplitude. Trotzdem sind die simulierten Wasserstandskurven nicht befriedigend. Probleme wie zu hohe Niedrigwasser, die sich schon im operationellen Modell der Deutschen Bucht andeuten, verstärken sich in der Elbe. Die starke Abweichung im Wasserstand gegen Ende der Ebbzeit ist ein systematischer Fehler, der nicht durch einfache Kalibrierung beseitigt werden kann. Während der Flutast im Allgemeinen gut simuliert wird, ist der Abfall zum NW anders als in der Natur nahezu linear.

Als Erklärung für die Probleme bieten sich für die Elbe unangemessene Approximationen in den Bewegungsgleichungen, unzureichende numerische Verfahren, nicht adäquate Auflösung in der Darstellung der Bathymetrie und schlecht gewählte Parameter an.

Betrachtet man gemessene Wasserstandsganglinien entlang der Elbe (Abb. 5), erscheint es nicht nötig, die hydrostatische Annahme fallen zu lassen. Als problematisch wird jedoch die Vernachlässigung der vertikalen Impulsadvektion und der horizontalen Komponente der Erdrotation $\tilde{f} = \cos \varphi$ angesehen. Die folgenden Gleichungen sind eine Umformung der Gleichungen aus Kap. 3 unter Berücksichtigung dieser Terme.

$$\frac{\partial u}{\partial t}\Big|_{s} + \underbrace{\left(\tilde{f} + \frac{\partial u}{\partial s}\right)}_{s} \frac{ds}{dt} - \left[f + \left(\frac{1}{R\cos\varphi}\frac{\partial v}{\partial\lambda} - \frac{1}{R}\frac{\partial u}{\partial\varphi}\right)\right]_{s}v$$

$$= -\frac{1}{R\cos\varphi}\left[\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial\lambda} + \frac{\partial\phi_{G}}{\partial\lambda} + \frac{1}{2}\frac{\partial(u^{2} + v^{2})}{\partial\lambda}\right]_{s} - \frac{1}{R\cos\varphi}\frac{\partial s}{\partial z}\frac{\partial z}{\partial\lambda}\Big|_{s}\frac{\partial\phi}{\partial s} + F_{hu}\Big|_{s} + F_{vu}\Big|_{s}$$
(7)

$$\frac{\partial v}{\partial t}|_{s} + \left[f + \left(\frac{1}{R\cos\varphi}\frac{\partial v}{\partial\lambda} - \frac{1}{R}\frac{\partial u}{\partial\varphi}\right)\right]_{s}u - \left(-\frac{\partial v}{\partial s}\right)\frac{ds}{dt} = -\frac{1}{R}\left[\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial\varphi} + \frac{\partial\phi_{G}}{\partial\varphi} + \frac{1}{2}\frac{\partial(u^{2} + v^{2})}{\partial\varphi}\right]_{s} - \frac{1}{R}\frac{\partial s}{\partial z}\frac{\partial z}{\partial\varphi}|_{s}\frac{\partial\phi}{\partial s} + F_{hv}|_{s} + F_{vv}|_{s}$$

$$\tag{8}$$

$$\underbrace{\left(-\frac{\partial v}{\partial s}\right)v}_{\rho} - \underbrace{\left(\frac{1}{\partial s/\partial z}\tilde{f} + \frac{\partial u}{\partial s}\right)u}_{\rho} = -\left[\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial s} - \frac{\partial \phi}{\partial s} + \frac{1}{2}\frac{\partial(u^2 + v^2)}{\partial s}\right]$$
(9)

Eine Hinzunahme der unterstrichenen Terme könnte eventuell das Problem mit den systematisch zu hohen Niedrigwassern lösen, indem der auffällige fast lineare Abfall im Ebbast modifiziert wird (s. Abb. 32, 33). Während der Projektlaufzeit konnten jedoch numerische Versuche hierzu nicht ausgeführt werden.

Das BSHcmod enthält wenig "freie Modellparameter": den Bodenreibungskoeffizienten und in der verwendeten Version die maximale Mischungsweglänge im Ansatz für den turbulenten vertikalen Impulsaustausch. Ferner kann die Art der *s*-Koordinate gesteuert werden.

Kalibrierungsmöglichkeiten über "freie Modellparameter" sind daher in BSHcmod eingeschränkt. Insbesondere da der Bodenreibungskoeffizient eine globale Konstante für jedes Modellkompartiment ist. In OPTEL-C (KREMP et al. 2012) sind umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss der Bodenreibung gemacht worden. Auf dieser Grundlage wurde mit BSHcmod ein Sensitivitätstest gemacht.

Das Fazit ist, dass sich über eine Modifikation des globalen Bodenreibungskoeffizienten oder des Koeffizienten für den vertikalen Impulsaustausches Hochwasserhöhen, Niedrigwasserhöhen und Tidenhub nicht gleichzeitig und überall optimieren lassen. Eine räumlich und zeitlich variable Wahl des Bodenreibungskoeffizienten als Funktion der lokalen, momentanen Dicke der Bodenschicht oder der aktuellen Wassertiefe und natürlich der lokalen Bodenrauhigkeit bietet mehr Kalibrierungsmöglichkeiten (KREMP et al. 2013) und verbessert die Übereinstimmung zwischen Modellergebnissen und Beobachtung. Sie birgt allerdings auch die Gefahr, Unzulänglichkeiten in der Modellierung zu kompensieren. Turbulenzmodelle für den vertikalen Impulsaustausch, integriert in das BAW-Modell, in das HBM (BERG et al. 2012), eine Parallelentwicklung zu BSHcmod, und in eine weiterentwickelte BSHcmod-Version verbessern die Reproduktion, können das Problem aber nicht grundsätzlich lösen. Bei bestimmten Windrichtungen treten auch in diesen Varianten größere Abweichungen zu gemessenen Wasserständen zur Niedrigwasserzeit auf (BORK und MÜLLER-NAVARRA 2011).
Bei der operationellen Nutzung numerischer Modelle für Zwecke der Wasserstandsvorhersage wird das Problem dadurch umgangen, dass nur der Stau als Differenz zu einer gesondert gerechneten Modellgezeit in der Vorhersage berücksichtigt wird. Die für die offene Nordsee getroffene Annahme, dass auf diese Weise eine in beiden Rechnungen gleichartige Abweichung von der Natur eliminiert wird, stimmt für die Elbe wegen der Abhängigkeit der Ausbreitungsgeschwindigkeit der einlaufenden Welle vom Wasserstand nur bedingt.

5 Dauerbetrieb

5.1 Anfangszustand

Der Dauerbetrieb wurde im November 2010 von einem konstruierten Anfangszustand für die prognostischen Variablen gestartet:

$$\Delta h(t_A) = \Delta h_{ref} \tag{10}$$

$$\vec{v}_h(t_A) = 0 \, m/s \tag{11}$$

$$\theta(t_A) = \overline{\theta}_{Rand \ ku}(t_A) \tag{12}$$

$$S(t_{A}) = \left(\lambda_{Rand \, ku} - \lambda_{el}\right) \frac{\overline{S}_{Rand \, ku}(t_{A})}{\lambda_{Rand \, ku} - \lambda_{StPauli}}, \ S(t_{A}) = 0 \ \text{für } \lambda_{el} > \lambda_{StPauli}$$
(13)

$$Eisparameter(t_{\mathcal{A}}) = eisfrei$$
(14)

Aus diesen Werten wurde bei einseitiger simultaner Kopplung an BSHcmod (ku) der eigentliche Anfangszustand berechnet. Es ist derjenige Zustand, der sich nach einem Tag der Anpassung einstellt. Die "einseitige Kopplung" bedeutet hier, dass in der beidseitigen Kopplung die Rückkopplung ignoriert wurde. Dieses Vorgehen ist für längere Vorhersagen ungeeignet (CAILLEAU et al. 2008). Es diente lediglich der Glättung des Übergangs zwischen ku- und el-Modell. Entsprechend wurde für t_A eine Zeit mit auflaufendem Wasser gewählt. Danach wurde die Vorhersage wie beschrieben in beidseitiger simultaner Kopplung begonnen. Nach einigen Wochen hatte sich auch eine sinnvolle Salzgehaltsverteilung eingestellt. Spätere Vorhersagen zur Zeit t_0 gestartet. Dabei ist t_0 der Beginn einer konkreten Vorhersage, jeweils 00:00 Uhr UTC.

5.2 Vorhersagen

In die Zeit seit Beginn des Dauerbetriebs fielen markante Ereignisse, wie Eisgang, extremes Oberwasser, Sturmflut bei hohem Oberwasser, erhöhtes Hochwasser bei niedrigem Oberwasser und erniedrigtes Niedrigwasser (BORK und MÜLLER-NAVARRA 2011).

Die Eisbedeckung und deren Dauer während der Eiswinter 2011/12 und 2012/13 konnten erfolgreich vorhergesagt werden (bis auf weiteres einsehbar hier:

www.bsh.de/de/Meeresdaten/Projekte/OPTEL/index.jsp). Im Bereich Brunsbüttel bis Harburg wurden z. B. Ende Januar 2013 fünf bis acht Tage mit Eis von 5–15 cm Dicke gemeldet. An diesen Tagen sagte auch das Modell Eis mit entsprechender Dicke voraus. Insbesondere wird im Eisbericht des BSH vom 28.01.2013 (BSH Eisbericht Nr. 9, BSH Beschreibung des Eiswinters 2012/13) von Brunsbüttel bis Hamburg sehr lockeres bis lockeres dünnes Eis und Neueis gemeldet. Abb. 17 a-d zeigt exemplarisch die vorhergesagten Eisparameter (Eiskompaktheit, Eisdicke und Eisdrift) zusammen mit der Oberflächenströmung für den 28.01.2013.



Abbildung 17: Eiskompaktheit, Eisdicke und Eisdrift, sowie Wassertemperatur und Strömung in der Oberflächenschicht des Modells am 28.01.2013. Abb. 17a (oben links): Eiskompaktheit. Abb. 17b (oben rechts): Eisdicke. Abb. 17c (unten links): Eisdrift. Abb. 17d (unten rechts): Strömung.

Seit dem 28.05.2011 wird die morgendliche Wassertemperatur stromauf von Bleckede automatisch vom LUGV Brandenburg an das Elbemodell als Randwert übergeben. Schon ab Ende Februar 2011 wurden die entsprechenden Werte bei Cumlosen (LUGV) und/oder bei Schnackenburg (betrieben vom Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz {NLWKN}) manuell aus dem Internet übernommen.

Die folgenden Abbildungen zeigen beispielhaft Verteilungen der Oberflächentemperatur für Sommer und Herbst. Die herbstliche Oberflächentemperatur (Abb. 19) zeigt deutlich das schnellere Abkühlen auf den Wattflächen. Abb. 18 veranschaulicht die dort stärkere Erwärmung im Sommer.



Abbildung 18: Oberflächentemperatur im Sommer (12.06.2011, 12:00 UTC).



Abbildung 19: Oberflächentemperatur im Herbst (11.11.2011, 12:00 UTC).

Niederschlag und Eisbildung bleiben in der Salzgehaltsbilanz des Modells unberücksichtigt, ebenso die sehr kleinen Salzgehaltschwankungen bei Bleckede. Der Salzgehalt wird im Modell und auch in der Natur ganz überwiegend durch die seeseitige Randbedingung und bei Bleckede durch die Menge des Oberwassers bestimmt. Dadurch sind die seeseitige Grenze der Süßwasserfahne der Elbe sowie die Lage der Brackwasserzone festgelegt. Beide wandern unter dem Einfluss der Gezeiten. Abb. 20 und 21 zeigen die Lage der Salzgehaltsfront bei mittleren Oberwasserverhältnissen und ruhiger Wetterlage zur Hochwasser- bzw. Niedrigwasserzeit in Cuxhaven.



Abbildung 20: Talwegschnitt des Salzgehalts [g/kg] im Mündungsbereich der Elbe, etwa 1 Stunde nach Morgen-HW in Cuxhaven am 23.06.2011. Vertikalkoordinate etwa 800fach überhöht.



Abbildung 21: Talwegschnitt des Salzgehalts [g/kg] im Mündungsbereich der Elbe, etwa z. Zt. des Mittag-NW in Cuxhaven am 23.06.2011. Überhöhung wie in Abb. 20.

Abb. 22 zeigt eine horizontale Verteilung des Oberflächensalzgehalts bei niedrigem Oberwasser mit einer schmalen Salzfahne im Brackwasserbereich am südlichen Elbufer, Abb. 23 die Auswirkung hohen Oberwassers auf den Oberflächensalzgehalt.

Abb. 24 und Abb. 25 zeigen den zeitlichen Verlauf von Betrag und Richtung der Strömungsgeschwindigkeit in Bodennähe im Vergleich mit Punktmessungen an der Langzeitmessstation LZ2a. Die Strömung wird bis auf eine abweichende Asymmetrie in der Geschwindigkeit bei auflaufendem Wasser gut simuliert. Die Änderung der Strömung unter extremen Bedingungen wurde in Kap. 4.2 gezeigt. Hier wird die Strömung für mittlere Verhältnisse betrachtet. Die unterschiedliche Güte in der Reproduktion der Ebbund Flutphase scheinen symptomatisch für BSHcmod zu sein (vergl. Diskussion in Kap. 4).

In LZ1T ist die Übereinstimmung ähnlich gut wie in der gezeigten Station LZ2a. Beim Vergleich des Modellergebnisses mit Daten der Station LZ1a ergab sich ein etwas größerer Phasenfehler. Für LZ03 gibt es keine Daten, bei Station LZ4a passt eher die Strömung in der über der Bodenschicht gelegenen Modellschicht zur Messung.

Abb. 26 und 27 zeigen Beispiele der Oberflächenströmung bei auflaufendem bzw. ablaufendem Wasser, korrespondierend zu den Abb. 22 und 23. Abb. 28 zeigt die primär windbedingte Oberflächenströmung zur Kenterzeit bei Cuxhaven während der Sturmflut vom 6. Dezember 2013.



Abbildung 22: Oberflächensalzgehalt [g/kg] bei niedrigem Oberwasser (16.11.2012, 00:00 UTC, 452 m³/s).



Abbildung 23: Oberflächensalzgehalt [g/kg] bei hohem Oberwasser (20.06.2013, 10:00 UTC, 2870 m³/s).



Abbildung 24: Zeitlicher Verlauf des Betrages der Strömungsgeschwindigkeit in Bodennähe (rot: Messung, dunkelblau: Modell, hellblau: nächst höhere Modellschicht) am 23.06.2011 für LZ2a.



Abbildung 25: Zeitlicher Verlauf der Richtung der Strömung in Bodennähe (rot: Messung, dunkelblau: Modell, hellblau: nächst höhere Modellschicht) am 23.06.2011 für LZ2a (53°52,1236 N 9°1,27270 E).



Abbildung 26: Oberflächenströmung [m/s] bei auflaufendem Wasser (16.11.2012, 00:00 UTC, 452 m³/s).



Abbildung 27: Oberflächenströmung [m/s] bei ablaufendem Wasser (20.06.2013, 10:00 UTC, 2870 m³/s).



Abbildung 28: Oberflächenströmung [m/s] bei Sturmflut (06.12.2013, 00:00 UTC).



Abbildung 29: Horizontale Verteilung des Wasserstands am 20.06.2013, 00:00 UTC (hohes Oberwasser).



Abbildung 30: Horizontale Verteilung des Wasserstands am 16.11.2012, 00:00 UTC (niedriges Oberwasser).



Abbildung 31: Wasserstandsverlauf am Pegel Hohnstorf vom 05.12.2013 bis 07.12.2013.

Aus dem Unterelbemodell abgespeicherte Strömungen wurden punktuell ausgewertet und praxisnah in Form von Gezeitenstromtabellen in die amtlichen Karten für die Sportschifffahrt "Die Elbe bis Hamburg" eingearbeitet (ANONYMUS 2011).

Wie in Kap. 4 erläutert, wird im BSH noch intensiv an der Optimierung der Wasserstandsganglinien gearbeitet. Strukturen der horizontalen Verteilung des Wasserstands (Abb. 29 und 30) werden jedoch sinnvoll simuliert.

Auch oberhalb der Staustufe Geesthacht wird der Wasserstand reproduziert; als Beispiel zeigt Abb. 31 die Wasserstandsganglinien für Hohnstorf während der Sturmflut vom 05.12.2013 bis 07.12.2013.

Zur Korrektur der Wasserstandganglinien im Tidebereich wurde parallel zum Projekt OPTEL das Verfahren Modellausgabestatistik MOS (MÜLLER-NAVARRA und KNÜPFFER 2010) in die Wasserstandsvorhersage des BSH integriert (s. auch Kap. 6.2). Die folgenden Abbildungen (32, 33) zeigen exemplarisch Wasserstandsvorhersagen des Modells und von MOS zum gleichen Vorhersagezeitpunkt im Vergleich zu beobachteten Pegelständen.

MOS sagt die Niedrigwasser am Pegel St. Pauli im Gegensatz zur in OPTEL benutzten Variante von BSHcmod deutlich besser voraus, während das Modell durch die Berücksichtigung vorhergesagten Oberwassers den Anstieg in Geesthacht besser vorhersagt. Beim nächsten Update der MOS-Verfahren Ende 2013 werden Pegel stromauf einbezogen und damit veränderte Abflussverhältnisse parametrisiert.



Abbildung 32: Wasserstandsverlauf in St. Pauli am 07.06.2013 und 08.06.2013.



Abbildung 33: Wasserstandsverlauf in Geesthacht am 07.06.2013 und 08.06.2013.

6 Zusammenfassung, Bewertung und Empfehlung

6.1 Modellbetrieb

Das operationelle Modellsystem für Nord- und Ostsee BSHcmod wurde erfolgreich um ein in das Modell der Deutschen Bucht eingebettetes Modellkompartiment der Elbe erweitert (MÜLLER-NAVARRA und BORK 2010; BORK und MÜLLER-NAVARRA 2011). Berücksichtigt werden alle Größen, die auch von BSHcmod vorhergesagt werden. Das sind Strömung, Temperatur, Salzgehalt, Wasserstand und Eisparameter.

Der Dauerbetrieb läuft seit November 2010. Allerdings wurden bis März 2011 noch wesentliche Änderungen vorgenommen. Durch Änderungen im Programmablauf und Programmierung wurde die Rechenzeit für eine Vorhersage deutlich reduziert. Nach Verfahrensänderungen kann auch die Eismodellierung im Dauerbetrieb realisiert werden. Sie verlängert die Vorhersagerechendauer je nach Eisbedeckung aber bis auf das Vierfache.

Am flussseitigen Rand werden die vom LUGV Brandenburg laufend täglich bereitgestellten Wassertemperaturen vorgegeben.

Seeseitig hat sich für alle Größen der Kopplungsalgorithmus aus dem operationellen Betrieb bewährt, nachdem in korrekter Weise berücksichtigt wurde, dass das Modellkompartiment der Deutschen Bucht jetzt sowohl äußeres Kompartiment für die Elbe als auch inneres gegenüber der Nordsee ist. Der Kopplungsmechanismus verwirklicht wie schon zwischen Nordsee und deutscher Bucht eine beidseitige Kopplung. Dadurch werden Artefakte wie Re-Zirkulationen oder Reflexionen am inneren Rand, die bei einseitigen Kopplungsverfahren auftreten und Zirkulation und Salzgehaltsverteilung im gesamten Mündungsgebiet verfälschen, vermieden. Im Hinblick auf die nautischen Anwendungen des Modellsystems ist eine beidseitige Kopplung unverzichtbar.

Qualitativ geben horizontale und vertikale Temperatur-, Salzgehalts- und Strömungsverteilungen ein detailliertes Bild, das bekannten physikalischen Vorstellungen entspricht. Der quantitative Vergleich mit Langzeitmessungen des WSA Cuxhaven hat erst begonnen.

Die in OPTEL-B entwickelten Korrekturen der Windgeschwindigkeit wurden in die Interpolationsroutinen für die Meteorologie integriert, aber nur beispielhaft eingesetzt. Durch diese Korrekturen werden kleinräumige Unterschiede in der Bodenrauhigkeit des meteorologischen Modells berücksichtigt, nicht jedoch der Einfluss von baroklinen Effekten, die zu einer Konzentration des Windes parallel zum Fluss führen können. Es wird empfohlen, die Information aus COSMO-DE im operationellen Betrieb zu nutzen und gegebenenfalls dort die ebenfalls die in OPTEL-B entwickelten Korrekturen für COSMO-DE zu verwenden.

Neu werden im Modell jetzt Wehre zugelassen. Das real aus vier Sektoren bestehende Wehr in Geesthacht wird im Modell durch zwei Einzelwehre approximiert. Der Algorithmus wurde an einem künstlichen, kurzzeitig extrem hohen Oberwasser im Zusammenspiel mit einer Sturmflut getestet und arbeitet korrekt. Die vom Modell benötigte Information über die Stellungen der Sektoren wird vom WSA Lauenburg operationell zur Verfügung gestellt, muss aber noch eingefügt werden. Im Modell wird bis zur Realisierung angenommen, dass sich beide Wehre bei einem vorgegebenen Oberwasserdurchfluss vollständig öffnen bzw. schließen.

Zur Verifikation der Wasserstandsvorhersagen stehen ausreichend Pegelmessungen zur Verfügung. Leider sind gerade diese Vorhersagen besonders im Niedrigwasser noch unbefriedigend (s. Kap. 4.4). Die Modellexperimente während der Projektlaufzeit haben gezeigt, dass dieses Problem grundsätzlicher Art ist und über eine Umformulierung der Impulsgleichung nachgedacht werden muss. Eine kurzfristige Lösung durch Kalibrierung oder dergleichen ist nicht möglich.

Das in OPTEL-A entwickelte Vorhersagemodell läuft auf einem BSH-Server mit einer horizontalen Auflösung von 90 m bei 7 vertikalen Schichten mit einem Zeitschritt von 1,5 s (bzw. 30 s für den baroklinen Teil). An eisfreien Tagen benötigt das Modellsystem (no+ku+el) auf einem Rechner des BSH zur Zeit (2013) 2,5 h für einen Tag Vorhersage. Da die Eissimulation erheblich länger dauert, werden bei gleichbleibenden Ressourcen vorerst nur Vorhersagezeiten von 24 h empfohlen. Nicht alle Optimierungsmöglichkeiten zeitnah zu erschließen. Entsprechende Aktivitäten erfolgen am BSH im Rahmen des EU-Projektes MyOcean (DICK 2010). Dann wird auch die prinzipiell unproblematische Berücksichtigung mehrerer Ästuare realisierbar. Im Hinblick auf die möglichen Anwendungen ist ein Vorhersagezeitraum von 48 h anzustreben.

Auf der Internetseite des Projektes (RAPPARD 2008) werden am Morgen eines jeden Tages Vorhersagen von Wasserstand, Strömung, Salzgehalt, Temperatur und Eisparameter– beispielhaft jeweils für den nachfolgenden Mitternachtstermin – dargestellt. Bis auf weiteres finden sich die Darstellungen auf:

http://www.bsh.de/de/Meeresdaten/Projekte/OPTEL/index.jsp

6.2 Modellausgabestatistik (MOS)

Wegen bei numerischen Modellsimulationen auftretenden systematischen Fehlern können Modellergebnisse nicht immer direkt verwendet werden. Je nach Anwendung und Vorhersagezeitraum ergeben sich mathematisch-statistische Verbesserungsmöglichkeiten der direkten Modellausgabe (DMO). Eine solche Vorgehensweise wird in der Wettervorhersage schon längere Zeit erfolgreich verwendet und heißt im Englischen "Model Output Statistics" oder kurz MOS. Für Zwecke der Wasserstandsvorhersage an ausgewählten Orten der Nordseeküste ist das Verfahren bereits erfolgreich adaptiert worden (MÜLLER-NAVARRA und KNÜPFFER 2010); als deutscher Begriff wurde Modellausgabestatistik eingeführt.

Zeitgleich mit dem Projekt OPTEL hat das BSH zusammen mit dem Auftragnehmer METEO SERVICE weather research (MSWR) u. a. für die Elbepegel Cuxhaven, Brunsbüttel, Brokdorf, Glückstadt, Schulau, St. Pauli, Zollenspieker und Geesthacht (Unterpegel) ein MOS-Verfahren implementiert, welches 6-Tage-Vorhersagen des Wasserstandes als Ganglinie und seines Fehlererwartungswertes alle 15 Minuten ermöglicht. Ein Parameter des Verfahrens ist der Windstau in Cuxhaven. Als eine der Quellen dafür dient die Stauvorhersage des 2D-Wasserstandsmodellsystems des BSH (BSHsmod), das 4mal täglich auf der Basis von COSMO-EU rechnet. Es gibt nun also eine Kurvenvorhersage zusätzlich zur Scheitelwertvorhersage, was einen deutlichen Fortschritt gegenüber den bisherigen Möglichkeiten darstellt.

Nach ausreichender Laufzeit vom Unterelbemodell – erfahrungsgemäß reichen zunächst 2 Jahre – kann es zusätzlich zum 2D-Modell einen weiteren DMO liefern. Da kurzfristig – wegen der langen Rechenzeiten bzw. unzureichenden Rechnerkapazitäten – das Modellsystem für Nordsee, Ostsee, Küste und Unterelbe nur ausnahmsweise 6-TageVorhersagen wird liefern können, werden 2D-Nordseemodelle auf lange Zeit unverzichtbar bleiben. Bisher wurde MOS nur für den Wasserstand angewendet, denkbar ist aber auch die Nachbearbeitung anderer Parameter z. B. des Salzgehalts an relevanten Orten.

6.3 Potentielle Einsatzmöglichkeiten des Unterelbemodells

Mögliche Anwendungen des vorgestellten Modellsystems für z. B. Schifffahrt, Katastrophenschutz, Wasserwirtschaft, Industrie, Umweltschutz und Fahrrinnenunterhaltung erfordern jeweils recht unterschiedliche Vorgehensweisen. Hier sollen nun einige Vorschläge gemacht werden, mit welchen Verfahren die Modellergebnisse für die Praxis nutzbar gemacht werden können. Es liegt aber letztlich in der Hand der Nutzer, die Modellergebnisse bestmöglich zu verwerten.

6.3.1 Schifffahrt

Heute werden bereits von Agenten der Reedereien mehrere Tage voraus Hochwasserhöhen beim BSH abgefragt und die Fahrten tiefgehender Seeschiffe entsprechend geplant. Im Revier selbst müssen entlang der Fahrrinne und im Hafen die variablen Wassertiefen berücksichtigt werden. An- und Abfahrtszeiten sowie die Fahrtgeschwindigkeiten werden durch das so genannte Tidefenster eingeengt.

Ein operationelles Unterelbemodell wird auch eine Rolle bei den Schiffsmanövern im Hafen spielen. Die Kenterzeiten und Strömungsgeschwindigkeiten sind in der Elbe raumzeitlich sehr variabel, weshalb auch hier ein spezielles Verfahren zur laufenden Korrektur der reinen Modellausgabe empfehlenswert erscheint.

Da in die Elbe einlaufende Schiffe auf dem Weg von der Nordsee nach Hamburg dem Salzgehalt entsprechend tiefer eintauchen, muss dieser bei der Bestimmung der Tidefenster ebenfalls berücksichtigt werden. Die mit dem Modell erzielte Genauigkeit der Salzgehaltsberechnung entlang der Fahrrinne stromab von Brunsbüttel sollte hierfür genügen. Insgesamt empfehlen die Autoren, das Tidefensterproblem nun mit den beteiligten Einrichtungen und Betroffenen in der Schifffahrt anzugehen. Die nötigen Elemente liegen mit OPTEL nun vor.

6.3.2 Katastrophenschutz

Sturmfluten:

Bislang werden bei Sturmflutwarnungen die zu erwartenden Scheitelwasserstände angegeben (MÜLLER-NAVARRA 2009). Gefordert ist aber zunehmend eine Angabe, wann und an welchen Orten bestimmte Grenzwerte erreicht werden. Diese Angaben lassen sich nun sehr gut generieren. Einerseits kann die MOS-Kurvenvorhersage für Cuxhaven, Brunsbüttel, Brokdorf, Glückstadt, Schulau, St. Pauli, Zollenspieker und Geesthacht (Unterpegel) verwendet werden, andererseits kann mit dem 3D-Unterelbemodell eine dynamische Interpolation vorgenommen werden, um im 90-m-Raster flächendeckend den Ablauf der Sturmflut darzustellen. Für jeden Abschnitt der Küstenschutzanlagen kann dann angegeben werden, wann die Grenzwerte erreicht werden. Eine solche Interpolation ist auch bei meteorologisch wenig beeinflussten Wasserständen möglich. Der nur bei schweren Sturmfluten wahrnehmbare Einfluss der Nordsee auf die Wasserstände oberhalb der Staustufe Geesthacht wird vom Modell erfasst. Z. B. wurden die drei am 6.12.2013 am Pegel Hohnstorf festgestellten Sturmflutscheitel vom Modell quantitativ und zeitlich gut vorhergesagt.

Elbehochwasser:

Der Bereich der Elbe von der tschechischen Grenze bis Zollenspieker wird vom Wasserstandsvorhersageverfahren WAVOS überdeckt (RADEMACHER 2004). Auch dieses Verfahren benötigt als untere Randbedingung einen vorhergesagten Wasserstand, der nun aus OPTEL und aus der MOS-Kurvenvorhersage für Zollenspieker generiert werden kann.

Während der Projektlaufzeit ist am 5. Februar 2011 ein interessanter Fall aufgetreten, bei dem durch eine kleinere Sturmflut mit 2,2 m ü. MHW am Pegel Zollenspieker auch oberhalb der Staustufe Geesthacht eine Wasserstandserhöhung festzustellen war. Die Segmente der Staustufe Geesthacht waren wegen deutlich erhöhten Oberwassers (> 2000 m³/s) heruntergefahren, und die Sturmflutwelle konnte darüber hinweggehen. Dieser Prozess wurde im Unterelbemodell korrekt abgebildet, was zeigt, dass dieses Modell geeignet ist, für WAVOS eine gute untere Randbedingung zu generieren. Es steht aber noch aus, die Stellungen der Staustufenelemente in das Verfahren operationell einzubinden. Entsprechende Daten werden bereits ins BSH übertragen. Der Fall aus dem Februar 2011 zeigt weiterhin, dass die Kombination Sturmflut und Hochwasserwelle sehr wohl möglich ist und im OPTEL-Modell dynamisch richtig wiedergegeben wird. Da eine derartige Hochwasserwelle die Wasserstände im Tidebereich oberhalb Hamburgs sehr stark beeinflusst, ist hier ein deutlicher Mehrwert für die Wasserstandsvorhersage festzustellen. Empfehlenswert ist, den Überlappungsbereich WAVOS/OPTEL sehr genau zu überprüfen und eine gegenseitige Modellkopplung herbeizuführen. Das Elbehochwasser 2013 (BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE 2013) hat zudem gezeigt, dass das für das OPTEL-Modell erforderliche Oberwasser als Vorhersage benötigt wird. Auch für die beiden mit dem MOS-Verfahren vorhergesagten Orte Zollenspieker und Geesthacht-Unterpegel sind bei extremen Abflüssen aktuelle Wasserstandsdaten von Pegeln stromauf wichtig und werden seit Ende 2013 auch berücksichtigt.

6.3.3 Wasserwirtschaft

Entwässerung:

Wie bereits ausgeführt, ist nach einer längeren Modelllaufzeit vorgesehen, durch MOS in Kombination mit OPTEL Wasserstandsvorhersagen in der Fläche zu ermöglichen. Damit können für die örtliche Entwässerung auch die Sielzugzeiten abgeschätzt werden. Im Grunde ist es ein ähnliches Problem wie die Tidefensterproblematik der Schifffahrt, die Entwässerungsleistung bestimmt sich jedoch auch über das Gefälle zwischen Entwässerungskanal und Elbe (ZILLICH 1977).

Bewässerung:

Das aus dem Brackwasserbereich für landwirtschaftliche Zwecke entnommene Elbwasser kann ungünstige Salzgehalte aufweisen. Deshalb ist eine genaue Kenntnis und Vorhersage der Lage dieser Brackwasserzone von großer Bedeutung. Die Modellergebnisse aus dem Betrieb haben gezeigt, dass horizontale Gradienten und vertikale Schichtung realistisch abgebildet sind, so dass mit einer Salzgehaltsmessstation in der Brackwasserzone in Verbindung mit dem Modell eine zuverlässige Vorhersage zum örtlichen Salzgehalt ermöglicht werden könnte. Da die Lage der Brackwasserzone ein wissenschaftlich umstrittenes Thema ist, kommt der Verifikation der Salzgehaltswerte durch Langzeitmessungen eine besondere Bedeutung zu.

6.3.4 Industrie, Kraftwerke

Industrie und Kraftwerke entnehmen Kühlwasser zur Aufnahme überschüssiger Prozesswärme und leiten das erwärmte Wasser wieder ein (KUHN 1972). Dieser Vorgang ist wegen gewässerökologischer Belange stark reglementiert (WÄRMELASTPLAN TIDEELBE 2008). So darf nach Einleitung das Wasser durch Großemittenten nicht wärmer als 28°C sein und die Aufwärmspanne darf 3°C nicht überschreiten. Wegen der grundsätzlich komplexen Gezeitenstromverhältnisse in der Unterelbe und zusätzlicher Bedingungen für die örtliche Sauerstoffkonzentration kommt es im Hochsommer gelegentlich zu Situationen, bei denen eine weitere Einleitung von Kühlwasser nicht mehr statthaft ist. Die Entwicklung der Wassertemperatur an der Entnahmestelle kann vom Unterelbemodell recht gut vorhergesagt werden, aber auch hier müssen aktuelle Messdaten mit den vorhergesagten Modelltemperaturen verknüpft werden, um zuverlässige Aussagen zu gewährleisten.

6.3.5 Umweltschutz

In der Vergangenheit hat es bereits Fälle gegeben, bei denen nach Störfällen in Industrieanlagen Schadstoffe in Flüsse geraten sind und sich danach mit dem Flusswasser ausgebreitet haben (Rhein, Sandoz-Unfall 1986). Die zeitliche Entwicklung der Schadstoffkonzentration konnte nicht zuverlässig vorhergesagt werden. Letztlich geht das auch nur mit einem numerischen Modellsystem. Das beim BSH bestehende Drift- und Ausbreitungsmodell (DICK und SOETJE 1990) muss dazu um das interaktiv gekoppelte Elbemodellgebiet ergänzt werden. Das Verfahren hat sich bereits vielfach bewährt, und grundsätzliche Probleme sind bei der Erweiterung nicht zu erwarten.

6.3.6 Unterhaltungsbaggerung

Kernproblem bei der Unterhaltungsbaggerung ist die Abschätzung, wo sich entnommenes Material nach der Verklappung wieder absetzen wird. Schon der natürliche Sedimenttransport ist in seinen Langzeittendenzen nur schwer vorherzusehen (DÜCKER et al. 2006). Mit den beiden Unterelbemodellen der BAW und des BSH ergibt sich nun die Möglichkeit, diese Materialverlagerungen anhand der berechneten Strömungen besser abzuschätzen. Ein Sedimenttransportmodell auf der Basis der im operationellen Betrieb laufend abgespeicherten Strömungen könnte hier Abhilfe schaffen. Allerdings sind auch hier die Modellergebnisse unkorrigiert noch nicht zuverlässig genug, da es auf die Geschwindigkeitsspitzen ankommt, die in der Elbe meist mit dem Beginn der Flutphase auftreten. Erst wenn dieses grundlegende Problem beseitigt ist, kann OPTEL für Sedimentmanagementfragen zurate gezogen werden.

7 Danksagung

Das Verbundprojekt OPTEL wurde auf Vorschlag des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMBF) gefördert. Der Projektkoordinator dankt Dr. N. Blum vom Projektträger Jülich des BMBF für die Unterstützung bei der Projektbeantragung und -organisation. Ein weiterer Dank geht an die Projektbegleitende Gruppe des KFKI unter Leitung von F. Thorenz (NLWKN), der wir – die Teilprojektleiter und die Projektmitarbeiter – sehr viele substantielle Diskussionen zu verdanken haben.

Ohne Herrn Dr. Kleine (BSH) wäre das Projekt gar nicht möglich gewesen, denn er schuf in den vergangenen zwei Jahrzehnten die wesentlichen wissenschaftlichen Grundlagen der BSH-Modellverfahren und hat auch deren numerische Umsetzung bewerkstelligt. Herrn H. Komo danken wir für Hilfestellungen auf der Betriebssystemebene. Für wertvolle hydrologische Hinweise zur Elbe oberhalb der Staustufe Geesthacht danken wir besonders Fr. S. Rademacher (BFG) und Fr. U. Behnken (LLUR). Dem LUGV sei gedankt für die laufende Übertragung der Wassertemperatur von der Messstation Cumlosen, die als obere Randbedingung benötigt wird. Dem WSA Cuxhaven danken wir für die Bereitstellung der Daten der Langzeitmessstationen für Strömungen, Salzgehalt und Temperatur für Zwecke der Verifikation. Dem Dezernat Regionales Management der Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt, Außenstelle Ost und dem WSA Lauenburg danken wir für die operationelle Bereitstellung der aktuellen Stellungen der vier Sektoren der Staustufe Geesthacht.

8 Schriftenverzeichnis

- ANONYMUS: Klein- und Sportschifffahrtskarte 3010. Die Elbe bis Hamburg. 13 Kartenblätter. 2011.
- BERG, P. and POULSEN, J. W.: Implementation details for HBM. Danish Meteorological Institute, Technical Report 12-11, 147 pp, 2012.
- BORK, I. und MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Entwicklung eines operationellen Tideelbemodells auf der Basis des hydrodynamisch-numerischen Modellverfahrens BSHcmod für die Nord- und Ostsee (OPTEL-A). BSH, Hamburg und Rostock ,75 S., 2011.
- BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE: Gezeitentafeln Europäische Gewässer 2011. Hamburg, 2010.
- BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE: Eisbericht Nr. 9 vom 28.01.2013.
- BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE: Beschreibung des Eiswinters 2012/13, Eisdienst 28.06.2013.
- BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE, DEUTSCHER WETTERDIENST: Das Juni-Hochwasser des Jahres 2013 in Deutschland. BfG-1793, 59 S., 2013.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: Mathematical model UnTRIM validation document. Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg 78 S., 2004.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: Gutachten zur ausbaubedingten Änderung von Hydrodynamik und Salztransport. BAW-Nr. A3955 03 10062 Umweltverträglichkeitsuntersuchung, Teilgutachten H.1 Hydrologie und Morphologie. 106 S., 2006.

- CASULLI, V. and WALTERS, R. A.: An unstructured, three dimensional model based on the shallow water equations. International Journal for Numerical Methods in Fluids 32, 331-348, 2000.
- CAILLEAU, S.; FEDORENKO, V.; BARNIER, B.; BLAYO, E. and DEBREU, L.: Comparison of different numerical methods used to handle the open boundary of a regional ocean circulation model of the Bay of Biscay. Ocean Modelling 25, 1-16, 2008.
- DEUTSCHES GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH: Elbegebiet, Teil III, Untere Elbe bis Havelmündung, 2008 (1.11.2006-31.12.2007). Hamburg, 178 S., 2011.
- DICK, S. und SOETJE, K. C.: Ein operationelles Ölausbreitungsmodell für die Deutsche Bucht. Dt. hydrogr. Z., Ergh. A, 16, 43 S., 1990.
- DICK, S.: MyOcean Ein Projekt zum Aufbau europäischer mariner Basisdienste. KFKIaktuell 2/2010, 11-12.
- DICK, S.; KLEINE, E.; MÜLLER-NAVARRA, S. H.; KLEIN, H. and KOMO, H.: The operational circulation model of BSH (BSHcmod) – Model description and validation. Berichte des Bundesamtes für Seeschiftfahrt und Hydrographie 29, 49, 2001.
- DICK, S.; KLEINE, E. and JANSSEN, F.: A new operational circulation model for the North Sea and the Baltic using a novel vertical co-ordinate – setup and first results. In: DAHLIN, H.; BELL, M. J.; FLEMMING, N. C. and PETERSSON, S. E. (Ed.): Coastal to Global Operational Oceanography: Achievements and Challlenges. 225-231, 2010.
- DÜCKER, H. P.; GLINDEMANN, H.; THODE, K. und WITTE, H.-H.: Konzept für eine nachhaltige Entwicklung der Tideelbe als Lebensader der Metropolregion Hamburg. Ein Diskussionsbeitrag der Hamburg Port Authority und der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes. Hamburg, 18 S., 2006.
- DUWE, K.: Modellierung der Brackwasserdynamik eines Tideästuars am Beispiel der Unterelbe. Diss. Univ. Hamburg., 184 S., 1988.
- FUNKQUIST, L. and KLEINE, E.: An Introduction to HIROMB, an operational baroclinic model of the Baltic Sea. SMHI Report Oceanography 37, 36 pp., 2007.
- GANSKE, A. and ROSENHAGEN, G.: Downscaling von Windfeldern aus Lokalmodellen auf die Tideelbe. DWD, 32 S., 2010.
- GÖNNERT, G.; ISERT, K.; GIESE, H. und PLÜß, A.: Charakterisierung der Tidekurve. Die Küste, 68, 99-143, 2004.
- HENSEN, W.: Stromregelungen, Hafenbauten, Sturmfluten in der Elbe und ihr Enfluß auf den Tideablauf. Festschr. 30. Dt. Geographentag. Hirt, Kiel, 60-94, 1955.
- HÜBBE, H.: Fünf Abhandlungen über das Fahrwasser der Unter-Elbe. Hamburg, Nestler und Melle, 76 S., 1854.
- KLEINE, E.: Die Konzeption eines numerischen Verfahrens f
 ür die Advektionsgleichung – Literatur
 übersicht und Details der Methode im operationellen Modell des BSH f
 ür Nordsee und Ostsee. BSH Hamburg, 106 S., 1993.
- KLEINE, E.: Das operationelle Modell des BSH für Nordsee und Ostsee Konzeption und Übersicht. BSH Hamburg, 126 S., 1994.
- KLEINE, E.: A class of hybrid vertical coordinates for ocean circulation modelling. Proc. 6th HIROMB Scientific. Workshop, St. Petersburg 2003, 7-15, 2004.
- KLEINE, E.: A phenomenological model of the mechanics of sea ice. http://www.boos.org/fileadmin/user_upload/AnnualMeetings/Kopenhagen_2010 /Ice_mod_HIBOO.pdf, 22.12.2013.

- KREMP, C.; RUDOLPH, E. und SEHILI, A.: OPTEL-C. Entwicklung eines operationellen Tidemodells der Elbe sowie einer Modellkopplung mit dem BSH-Vorhersagemodell der Nordsee (OPTEL-C). Die Küste, 79, 2012.
- KUHN, W.: Physikalisch-meteorologische Überlegungen zur Nutzung von Gewässern für Kühlzwecke. Arch. Met. Geoph. Biokl., Ser. A, 21, 95-122, 1972.
- LAMB, H.: Hydrodynamics. Cambridge, 738 S., 1932.
- LUCHT, F.: Hydrographische Untersuchungen in der Brackwasserzone der Elbe. Dt. Hydrogr. Z. 6, 18-32, 1953.
- MARSHALL, J.; HILL, C.; PERELMAN, L. and ADCROFT, A. : Hydrostatic, quasi-hydrostatic, and nonhydrostatic ocean modeling. J. Geophys. R. 102, No. C3, 5733-5752, 1997.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Implementation of the equilibrium tide in a shelf sea model. Environmental and Chemical Physics 24, 127-132, 2002.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Sturmfluten in der Elbe und deren Vorhersage im Wandel der Zeiten. In: OHLIG, C.: Hamburg die Elbe und das Wasser sowie weitere wasserhistorische Beiträge. Schriften der DWhG 13, 77-95, 2009.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Gezeitenvorausberechnungen mit der Harmonischen Darstellung der Ungleichheiten. [Mit englischer Übersetzung: On Tidal Predictions by Means of Harmonic Representation of Inequalities]. Berichte des Bundesamtes für Seeschiffahrt und Hydrographie 50. 29 S., 2013.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.; BORK, I.; JENSEN, J.; KOZIAR, CH.; MUDERSBACH, CH.; MÜLLER, A. und RUDOLPH, E.: Modellstudien zur Sturmflut und zum Hamburg-Orkan 1962. Hansa 143, 12/06, 72-88, 2006.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H. and BORK, I.: Development of an operational Elbe tidal estuary model. In: MCKEE SMITH, J. and LYNETT, P. J. (Ed.) Proceedings of the 32nd International Conference on Coastal Engineering ICCE 2010, Shanghai, China, 2010.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H. and KNÜPFFER, K.: Improvement of water level forecasts for tidal harbours by means of model output statistics (MOS) Part I (Skew surge forecast). Berichte des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie 47. 22 pp., 2010.
- NEEDLER, G.T. and LEBLOND, P.H.: On the influence of the horizontal component of the earth's rotation on long period waves. Geophysical Fluid Dynamics 5, 23-45, 1973.
- NIES, H.; GAUL, H.; OESTEREICH, F.; ALBRECHT, H.; SCHMOLKE, S.; THEOBALD, N.; BECKER, G.; SCHULZ, A.; FROHSE, A.; DICK, S.; MÜLLER-NAVARRA, S. H. und HERKLOTZ, K.: Die Auswirkungen des Elbehochwassers vom August 2002 auf die Deutsche Bucht. Berichte des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie 32, 81 S., 2003.
- OELLERICH, J.; DÜCKER, H. P.; WITTE, H. H. und OSTERWALD, J.: Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe. Hansa 143/5, 67-71, 2006.
- PICHLER, H.: Dynamik der Atmosphäre. Mannheim-Wien-Zürich. 456 S., 1984.
- PRANDLE, D.: Estuaries. Dynamics, Mixing, Sedimentation and Morphology. Cambridge, 236 S., 2009.
- RADEMACHER, S.: Das Wasserstandsvorhersagesystem WAVOS im Oder- und Elbegebiet. BfG Veranstaltungen 6/2004, 64-74, 2004.
- RAPPARD, P. V.: Darstellung von Modellsimulationen der Tideelbe auf Karten und als Web-Applikation. Diplomarbeit Univ. Karlsruhe (FH). 67 S., 2008.

REICHS-MARINEAMT: Gezeitentafeln für das Jahr 1913. 312 S., Berlin, 1912.

- ROHDE, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schiffahrtsstraße. Mitt. Franzius-Inst. TU Hannover 36,17-241, 1971.
- RUDOLPH, E.: Einfluss sehr hoher Abflüsse auf die Wasserstände in der Tideelbe. promet 31, 186-190, 2005.
- SAVENIJE, H. H. G.; TOFFOLON, M.; HAAS, J. and VELING, E. J. M.: Analytical description of tidal dynamics in convergent estuaries. J. Geophys. Res. 113, C10025, doi: 10.1029/2007JC004408, 2008.
- SMILE CONUSLT GMBH: Präprozessor Janet. Erste Schritte. Einführung in Janet 2.5. (Stand 03.12.2008). Hannover, 51 S., 2008.
- SMITH, S. D. and BANKE, E. G.: Variation of the sea surface drag coefficient with wind speed. Quart. J. R. Met. Soc. 101, 665-673, 1975.
- SOETJE, K. C. and BROCKMANN, C.: An operational numerical model of the North Sea and the German Bight. In: SÜNDERMANN, J. and LENZ, W. (Ed.) North Sea Dynamics. 95-107, 1983.
- STAATLICHES AMT FÜR LANDWIRTSCHAFT UND UMWELT WESTMECKLENBURG: Dokumentation Elbehochwasser Januar 2011, Teil 1, Meteorologische Situation und Hydrologischer Verlauf des Hochwassers, 20 S., 2011.
- STROTMANN, T.; RADEGAST, C. und FERK, U.: OPTEL-D Studien zur Stauentwicklung in der Tideelbe. Abschlussbericht. Hamburg Port Authority, 2011.
- WÄRMELASTPLAN FÜR DIE TIDEELBE, Sonderaufgabenbereich Tideelbe der Länder Hamburg – Niedersachsen – Schleswig-Holstein mit Wassergütestelle Elbe. 15 S., 2008.
- WASSER- UND SCHIFFFAHRTSDIREKTION OST: Staustufe Geesthacht, Stand Juni 1996. 7 S., 1996.
- ZILLICH, G.: Ermittlung der Abflußganglinie aus der Wasserstandsganglinie an beliebigen Querschnitten in tidebeeinflussten Gewässern. Mitteilungen Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie, und landwirtschaftlichen Wasserbau der Technischen Universität Hannover 40, 159-329, 1977.

Die Küste, 79 (2012), 1-240

Downscaling von Windfeldern aus Lokalmodellen auf die Tideelbe

Anette Ganske und Gudrun Rosenhagen

Zusammenfassung

Im KFKI-Projekt OPTEL wurden zwei hydrodynamische Modelle zur operationellen Vorhersage von Wasserständen auf der Tideelbe entwickelt. Beide verwenden als Antrieb die Windfelder des Wettervorhersagemodells COSMO-EU des Deutschen Wetterdienstes. Die räumliche Auflösung der von diesem Wettervorhersagemodell gelieferten Windwerte beträgt 7 km und ist im Vergleich zur Auflösung der hydrologischen Elbe-Modelle, die Gitterpunktabstände von weniger als 100 m haben, deutlich gröber und damit unzureichend. Zweck des Projekts OPTEL war deshalb die Entwicklung eines Verfahrens, das die Auflösung der Windfelder aus dem COSMO-Modelle ausreichend verfeinert. Dafür wurden unter Anwendung des Modells WAsP (Wind Atlas Analysis and Application Program) windrichtungsabhängige Korrekturfaktoren für die mit COSMO-EU berechneten Windgeschwindigkeiten bestimmt. Die Ableitung der Korrekturfaktoren für die Windgeschwindigkeit erfolgte aus zeitlich gemittelten Windfeldern für Gitterweiten von 250 m.

Dazu wurden mit WAsP mit zwei unterschiedlichen Randbedingungen Windfelder berechnet; einerseits mit den räumlich sehr hoch aufgelösten Rauigkeits- und Topographiefeldern, die mit Hilfe von topographischen Datensätzen abgeleitet wurden, und andererseits mit den Rauigkeits- und Topographiefeldern von COSMO-EU. Aus dem Vergleich dieser Windfelder berechnen sich die Korrekturfaktoren, mit denen aus den COSMO-EU-Windfeldern räumlich hoch aufgelöste Windfelder über der Elbe bestimmt werden können.

Die Methode wurde nun überprüft, indem für verschiedene Gitterpunkte die Häufigkeitsverteilungen der mit Hilfe der Korrekturfaktoren bestimmten Windgeschwindigkeiten mit denen nahegelegener Messstationen verglichen wurden. Die Vergleiche mit den Messwerten belegen durchweg eine verbesserte Übereinstimmung der mit den Korrekturfaktoren für die Elbe bestimmten Windgeschwindigkeiten gegenüber dem reinen Modellwindoutput von COSMO-EU.

Schlagwörter

Windgeschwindigkeit, Operationelles Vorhersagemodell, Elbe-Ästuar

Summary

In the KFKI project OPTEL, two hydrodynamical models for the operational forecast of the water levels of the Elbe estuary were developed which use the wind data of the weather forecast model COSMO-EU of the German Meteorological Service (DWD) as driving fields. The spatial resolution of these wind fields is 7 km, which is much coarser than the resolution of the hydrological models, the grid size of which is about 100 m. Hence, one aim of the project OPTEL was to develop a method to calculate wind fields on a finer grid from COSMO-EU fields for operational use. Correction factors for the COSMO wind data in the Elbe estuary were derived, depending on the wind directions, by use of the Wind Atlas Analysis and Application Program WAsP. For that, calculations were performed for mean wind fields basing on two different boundary conditions: One with fields of topography and roughness of high spatial resolution, which were derived from official topographic data sets, the other with the topography and roughness fields used by COSMO-EU. The correction factors were then derived by the point wise comparison of the two wind fields. The method was tested by comparing the frequency distributions of wind speed calculated with the correction factors at several model grid points, with the frequency distributions of data of observation stations close to these grid points. The comparisons of the corrected wind speed data on the river Elbe and the pure model results of COSMO-EU with measurements show prevailingly improved agreement.

Keywords

wind speed, operational forecast model, elbe estuary

Inhalt

1	Einleitung	126
2	Das Wettervorhersagemodell COSMO-EU	127
3	Berechnung der Windfelder mit WAsP	128
	3.1 Das Windmodell WAsP	129
	3.2 Festlegung der Rechengebiete	130
	3.3 Bestimmungen der Rauigkeits - und Topographiefelder	131
	3.4 Berechnete Windfelder	131
4	Berechnung der Faktoren	132
	4.1 Korrekturfaktoren für COSMO-EU	133
	4.2 Abhängigkeiten der Korrekturfaktoren vom Wasserstand	134
5	Vergleich der Windfelder mit Messungen	135
	5.1 Messstationen in Elbnähe	135
	5.2 Vergleiche von Häufigkeitsverteilungen der COSMO-EU-Daten und der	
	Messdaten	136
	5.3 Vergleich von kurzen Zeitreihen während der Sturmflut am 18.1.2007	137
6	Zusammenfassung und Fazit	138
7	Danksagung	139
8	Schriftenverzeichnis	140

1 Einleitung

Der Wasserstand der Tideelbe wird stark vom Wind beeinflusst. Dieser Einfluss wächst mit zunehmenden Windgeschwindigkeiten. Bei den Wasserstandsvorhersagen spielt deshalb neben der Tide die Vorhersage des Winds eine maßgebliche Rolle. Dabei liefern die Windfelder die atmosphärische Randbedingung für die hydrodynamischen Modelle, mit denen der Wasserstand berechnet wird. Im KFKI-Projekt OPTEL wurden zwei hydrodynamisch-numerische Modelle zur operationellen Vorhersage von Wasserständen auf der Tideelbe entwickelt, für deren Betrieb operationell verfügbare Windfelder in 10 m Höhe als Randbedingung benötigt werden. Die verwendeten Windfelder sollten eine ähnlich hohe räumliche Auflösung wie die hydrodynamischen Modelle haben. Da eine gesonderte Berechnung dieser Windfelder mit einem Atmosphärenmodell mit ähnlicher räumlicher Auflösung zu viel Rechenzeit während der Wasserstandsvorhersage in Anspruch nähme, werden die Windfelder aus bestehenden, gröber aufgelösten operationellen Atmosphärenmodellen auf ein feineres Gitter umgerechnet.

Die operationellen Modelle des BSH verwenden zum Antrieb die Windfelder des Wettervorhersagemodells COSMO-EU des Deutschen Wetterdienstes (DWD). Verwendet man die räumlich groben Windfelder von COSMO-EU, um daraus ein räumlich hoch aufgelöstes Windfeld über der Elbe zu interpolieren, so wird dieses Windfeld über der Elbe zu geringe Windgeschwindigkeiten aufweisen, da die verschiedenen Rauigkeiten des Geländes bei der Berechnung der Windfelder auf Grund der groben Auflösung ungenügend erfasst werden. So haben z. B. viele Gitterelemente von COSMO-EU die Rauigkeit von Land, wo in Wirklichkeit ganz oder teilweise Wasserflächen sind.

Um die Einflüsse der Rauigkeitsunterschiede auf das Windfeld zu korrigieren, werden im Projekt OPTEL mit Hilfe des Modells WAsP (Wind Atlas Analysis and Application Program) windrichtungsabhängige Korrekturfaktoren für die mit COSMO-EU berechneten Windgeschwindigkeiten bestimmt. Diese Korrekturfaktoren berücksichtigen die Unterschiede zwischen den Rauigkeitsfeldern, die bei COSMO-EU verwendet werden, und dem hoch aufgelösten Feld. Die windrichtungsabhängigen Korrekturfaktoren werden aus zeitlich gemittelten Windfeldern auf einem Gitter mit Maschenweiten von 250 m über der Elbe berechnet. Diese Faktoren berücksichtigen lediglich Änderungen der Windgeschwindigkeit auf Grund der Rauigkeitsunterschiede, nicht aber mögliche Änderungen der Windrichtung z. B. aufgrund von Kanalisierungseffekten des Elbestromtals. Es wird jedoch bei diesen Betrachtungen davon ausgegangen, dass diese Kanalisierungseffekte die Windgeschwindigkeiten weniger beeinflussen als die unterschiedliche Rauigkeit von Wasser und Land. Ein vergleichbares Vorgehen zur Berechnung von räumlich hoch aufgelösten Windfeldern hatte sich bereits bei anderen Projekten bewährt, siehe z. B. SCHMIDT und BEHRENS (1998).

Der folgende Artikel beschreibt zuerst kurz das Wettervorhersagemodell COSMO-EU, das im operationellen Betrieb die Windfelder liefert. Danach folgt eine kurze Vorstellung des Windmodells WAsP, mit dem die Korrekturfaktoren bestimmt wurden. Die Berechnung und die Ergebnisse der Korrekturfaktoren werden beschrieben und schließlich die mit den Korrekturfaktoren multiplizierten Windfelder mit Messungen verglichen.

2 Das Wettervorhersagemodell COSMO-EU

Das regionale numerische Wettervorhersagemodell COSMO-EU bildet zusammen mit dem Globalmodell (GME) und dem Konvektion auflösenden Modell COSMO-DE den Kern des numerischen Wettervorhersagesystems des Deutschen Wetterdienstes.

COSMO-EU (SCHÄTTLER 2005; SCHÄTTLER et al. 2005) läuft seit dem 1.1.1999 im operationellen Vorhersagebetrieb mit einer räumlichen Gitterweite von rund 7 km und Vorhersagezeiten von bis zu 78 Stunden. Sein Modellgebiet erstreckt sich über nahezu

ganz Europa inklusive dem Nordost-Atlantik, der Nordsee und Ostsee, dem Mittelmeer und dem Schwarzen Meer. An den seitlichen Rändern erhält es Randwerte aus dem globalen Wettervorhersagemodell des DWD (GME), siehe MAJEWSKI et al. (2002).

Die Lage der Gitterpunkte von COSMO-EU im Untersuchungsgebiet ist in Abb. 1 dargestellt. Verwendet man als Randbedingung der hydrodynamischen Modelle für die Elbe das Windfeld von COSMO-EU, liegen im Mündungsbereich der Elbe nur wenige COSMO-EU-Gitterpunkte. Flussaufwärts befinden sich nur noch einzelne Gitterpunkte auf der Elbe, die meisten Gitterpunkte liegen auf Land. Für diese Gitterpunkte wird bei der Windfeldberechnung die Rauigkeit von Land vorgegeben, die höher ist als die Rauigkeit von Wasser. Interpoliert man aus den 10 m Windfeldern von COSMO-EU ein räumlich höher aufgelöstes Windfeld über der Elbe, so wird dieses Windfeld über dem Wasser zu geringe Windgeschwindigkeiten aufweisen, da bei deren Berechnung die höhere Rauigkeit von Landoberflächen verwendet wird. Mit diesem fehlerbehafteten Windfeld wird das hydrodynamische Modell die Wasserstände im Vergleich zu den gemessenen Wasserständen unterschätzen, so dass eine Methode gesucht werden musste, mit der in einfacher Weise die Einflüsse der nicht richtig erfassten Rauigkeiten auf das Windfeld berücksichtigt wird.

Das hochauflösende Regionalmodell COSMO-DE, das seit 2007 im Einsatz ist, überdeckt im Wesentlichen nur Deutschland und die angrenzenden Gebiete der Nachbarländer sowie der Nord- und Ostsee Mit einer Maschenweite von nur 2,8 km liefert es alle drei Stunden eine achtzehnstündige Vorhersage. Die seitlichen Randwerte stammen von COSMO-EU. Für die operationelle Wasserstandsvorhersage sind sowohl das Vorhersagegebiet als auch die -dauer nicht ausreichend.



Abbildung 1: Lage der COSMO-EU-Gitterpunkte im Gebiet zwischen Elbmündung und Bleckede. Schwarze Linien: Elbufer und Küsten.

3 Berechnung der Windfelder mit WAsP

WAsP ist ein Programm von DTU Wind Energy zur Berechnung von Windstatistiken für die Planung von Windparks (siehe WASP 2012; MORTENSEN et al. 1993). Es stellt

eine Standardmethode zur Berechnung von Windenergieressourcen über Land und über See dar. Mit diesem Programm kann man unter Berücksichtigung der genauen Topographie und Rauigkeit eines Gebiets von je einer gemessenen Zeitreihe der Windgeschwindigkeit und -richtung an einem Punkt auf zeitlich gemittelte Windfelder in einem Gebiet schließen.

3.1 Das Windmodell WAsP

Bei der Berechnung der Windfelder mit WAsP für ein Gebiet gibt man eine Windmessung (Windgeschwindigkeit und -richtung), an einem nicht zu weit entfernten Standort vor. Daraus wird das sogenannte regionale Windklima berechnet, indem die Winddaten bezüglich ihrer lokalen Eigenschaften wie Topographie, Rauigkeit und Hindernisse bereinigt werden, so dass sie als repräsentativ für die Region ohne Topographie und mit einer Einheitsrauigkeit der Landflächen gelten können. Dann wird die Windmessung auf das gewünschte Gebiet mit seinen Besonderheiten übertragen und für 12 Windrichtungsklassen werden jeweils Mittelwerte der Windgeschwindigkeiten in Bodennähe berechnet. Diese mittleren Windfelder können jeweils auf einem Gitter mit einer frei wählbaren Gitterweite ausgegeben werden. Dabei wird bei all diesen Berechnungen von einer neutralen Temperaturschichtung der Atmosphäre ausgegangen. Dies ist in der Natur bei höheren Windgeschwindigkeiten im Allgemeinen gegeben.

Bei der Berechnung der Rauigkeit auf See wird bei WAsP bei allen Windgeschwindigkeiten von einer festen Rauigkeit von 0.002 cm ausgegangen, siehe WAsP (2012). Bei Windberechnungen auf der freien See nimmt man jedoch an, dass die Rauigkeit der Wasseroberfläche mit der Windgeschwindigkeit anwächst, da mit wachsenden Windgeschwindigkeiten höhere Wellen entstehen, die die Seeoberfläche rauer machen. Eine Standardmethode zur Berechnung von Rauigkeiten auf See bietet die Formel von CHARNOCK (1955). Diese Formel wurde jedoch für die Wechselwirkungen zwischen Windgeschwindigkeiten und Wellen auf der offenen See abgeleitet. Da es praktisch keine Arbeiten zur Rauigkeit von Wasser in Küstennähe und in Ästuaren gibt, ist eine genaue Abschätzung der Wechselwirkung zwischen der Rauigkeit des Wassers mit dem Windfeld auf der Elbe nicht möglich. Für das Projekt XtremRisk wurde der Einfluss der veränderten Rauigkeit von Land- und Wasserflächen in Ästuaren und Flüssen auf die Windfelder bei extremen Stürmen untersucht, siehe HENNEMUTH (2011). Es wurde festgestellt, dass auch in Ästuaren mit wachsender Windgeschwindigkeit die Rauigkeit des Wassers zunimmt und so die Unterschiede zwischen den Windgeschwindigkeiten über Wasser und über Land abnehmen. Diese Untersuchung deutet darauf hin, dass die mit WAsP berechneten Windgeschwindigkeiten über Wasser bei hohen Windgeschwindigkeiten möglicherweise überschätzt sind.

PETERSEN (1993) zeigte jedoch durch einen Vergleich der mit WAsP in mehreren Höhen berechneten Windgeschwindigkeiten mit Messungen an Küstenmessstationen sowie auf See, dass die mit WAsP berechneten Windgeschwindigkeiten keine signifikanten Abweichungen von den gemessenen Werten aufweisen. Es wurde jedoch festgestellt, dass über See die gefundenen Abweichungen der berechneten Windgeschwindigkeit von den Messungen mit dem Fetch (Abstand des Seepunkts von der nächstgelegenen Küste in Gegenwindrichtung) zusammenhängen: Bei kleinem Fetch wird die berechnete Windgeschwindigkeit von WAsP leicht überschätzt, bei großem Fetch über 30 km jedoch leicht unterschätzt. Weitere Untersuchungen von LANGE und HØJSTRUP (2001) haben ergeben, dass dies einerseits durch eine Nichtberücksichtigung der atmosphärischen Temperaturschichtung und andererseits durch eine Abhängigkeit der Seerauigkeit vom Fetch hervorgerufen wird.

Berechnet man mit WAsP ein Windfeld für ein Gebiet, so sollte die Entfernung zur Messstation der Eingabezeitreihe nicht zu groß sein. Das Gebiet der Elbe, für das Windfelder bestimmt werden sollen, ist deutlich größer als die Gebiete, die z. B. zur Berechnung von Windparks untersucht werden. Da bei den Berechnungen im Projekt aber nicht ein Windfeld selbst, sondern die Verhältnissen zweier Windfelder bestimmt werden, wurde zur Berechnung aller Windfelder zwischen Cuxhaven und Bleckede das gleiche Höhenwindfeld verwendet. Dabei wurden die in Scharhörn gemessenen Werte der Windgeschwindigkeiten und -richtungen der Jahre 1998 - 2007 als Eingabezeitreihen verwendet.

3.2 Festlegung der Rechengebiete

Um die Windfelder mit WAsP berechnen zu können, musste das gesamte Gebiet der Elbe zwischen Cuxhaven und Bleckede in 7 Teilgebiete eingeteilt werden, siehe Abb. 2. Diese Einteilung ist nötig, da WAsP zur Berechnung von Windfeldern in deutlich kleineren Gebieten als das gesamte Gebiet konzipiert ist, so dass mit diesem Programm das Windfeld im Gesamtgebiet nicht in einem Schritt berechnet werden konnte.



Abbildung 2: Einteilung des Gesamtgebiets in Teilgebiete. Gezeigt ist ein hoch aufgelöstes Feld der Rauigkeiten im Elbegebiet im UTM-Koordinatensystem. Dabei sind glatte Flächen (wie z. B. das Meer) in dunklen Grautönen, raue Felder (z. B. die Stadt Hamburg) in hellen Grautönen dargestellt. Teilgebiete, innerhalb derer Windfelder bestimmt wurden, sind mit gestrichelten Linien eingezeichnet, die Umrisse der Teilfelder, in denen die Faktoren bestimmt wurden, mit durchgezogenen Linien. Kreuze markieren die Orte von Windmessstationen.

Zur Berechnung der Korrekturfaktoren wurden zunächst mit WAsP verschiedene Windfelder bestimmt, in dem unterschiedliche Randbedingungen vorgegeben wurden. Diese Randbedingungen waren:

- Topographie- und Rauigkeitsfelder, die in COSMO-EU als Randbedingung verwendet werden (COSMO-EU Randfelder). Eine Beschreibung der COSMO-EU Randfelder findet man in SCHULZ und SCHÄTTLER (2009), Kap. 2.5.
- Randfelder, die aus topographischen Rasterdaten und amtlichen topographischen Karten erstellt wurden und die weiterhin als "hoch aufgelöste Randfelder" bezeichnet werden.

Durch Vergleich der mit den COSMO-EU Randfeldern und den hoch aufgelösten Randfeldern berechneten Windfelder wurden dann die Korrekturfaktoren bestimmt.

3.3 Bestimmungen der Rauigkeits - und Topographiefelder

Für das Programm WAsP müssen alle Felder der Topographie und Rauigkeit als Isolinienfelder vorgegeben werden. Dazu mussten die für die festen Gitterpunkte vorliegenden Werte in Isolinienfelder umgewandelt werden.

Die Rauigkeitsfelder von COSMO wurden zuerst als Hintergrundbild mit Zahlen dargestellt, die Isolinien der Rauigkeit von Hand gezogen und dann digitalisiert.

Räumlich höher aufgelöste Rauigkeitsfelder wurden aus digitalen topographischen Karten im Maßstab 1:50000 ebenfalls von Hand digital abgeleitet.

3.4 Berechnete Windfelder

Die Abb. 3 und 4 zeigen die mit WAsP und zwei verschiedenen Randfeldern berechneten Felder der mittleren Windgeschwindigkeiten in 10 m Höhe über der Land- bzw. Wasseroberfläche im westlichsten Teilgebiet des Untersuchungsbereichs für die Windrichtungsklasse 300°, welche die Windrichtungen zwischen 285° und 315° enthält. Zusätzlich enthalten die Bilder die Uferlinien der Elbe aus einem Graphikprogramm.

Das in der Abb. 3 gezeigte Windfeld wurde mit den räumlich hoch aufgelösten Randfeldern berechnet. Dabei haben die Windgeschwindigkeiten Werte zwischen 3,3 m/s und 9,0 m/s. Abb. 4 zeigt das Windfeld, das mit den Rauigkeits- und Topographiefeldern von COSMO-EU berechnet wurde. Die Geschwindigkeiten liegen im Bereich zwischen 5,0 m/s und 8,0 m/s.

Vergleicht man die Windgeschwindigkeiten der zwei Felder, so erkennt man den Einfluss der geringen Rauigkeit der Wasserfläche der Elbe auf das Windfeld. So sind bei dem mit den hoch aufgelösten Randfeldern berechneten Windfeld die Windgeschwindigkeiten auf der Elbe immer größer als die Windgeschwindigkeiten über Land. Dort, wo in der Elbe Sandbänke und Inseln liegen, sind die Windgeschwindigkeiten im Lee reduziert im Vergleich zu den Wasserflächen. Da die Ausdehnung der Wasserfläche im Rauigkeitsfeld genauer erfasst ist, sind die Windgeschwindigkeiten höher und die Zone erhöhter Windgeschwindigkeiten reicht weiter von der Nordsee in die Elbe.

In Abb. 4 haben die mit den COSMO-EU Randfeldern berechneten Windgeschwindigkeiten am östlichen Rand des Gebiets bei Brunsbüttel über der Elbe Werte von der gleichen Größenordnung wie die Windgeschwindigkeiten über Land. Westlich von Cuxhaven erkennt man an den reduzierten Windgeschwindigkeiten über See den Einfluss der grob aufgelösten Land-See-Verteilung, die an dieser Stelle statt See Land vorgibt. Verwendet man diese Windfelder zur Berechnung des Wasserstands, so wird mindestens in diesen Gebieten der Wasserstand unterschätzt.



Abbildung 3: Mittlere Windgeschwindigkeiten in 10 m Höhe für Windrichtungen zwischen 285° und 315° im Elbmündungsgebiet, berechnet mit dem Programm WAsP und den hoch aufgelösten Randfeldern. Das verwendete Windklima wurde aus den Windmessungen von Scharhörn der Jahre 1998 - 2007 ermittelt. Schwarze Linien: Elbufer und Wattenflächen aus dem Datensatz des Plotprogramms.



Abbildung 4: Mittlere Windgeschwindigkeiten in 10 m Höhe für Windrichtungen zwischen 285° und 315° im Elbmündungsgebiet, berechnet mit dem Programm WAsP und den COSMO-EU Randfeldern. Das verwendete Windklima wurde aus den Windmessungen von Scharhörn der Jahre 1998 - 2007 ermittelt. Schwarze Linien: Elbufer und Wattenflächen aus dem Datensatz des Plotprogramms.

4 Berechnung der Faktoren

Berechnet man für dasselbe Gebiet sowohl mit den hoch aufgelösten Rauigkeiten und den zugehörigen Topographien als auch mit den Rauigkeiten und der Topographie von COSMO-EU für eine bestimmte Windrichtungsklasse d jeweils ein zeitlich gemitteltes Windfeld, so lässt sich aus dem Verhältnis dieser Windwerte der Einfluss der groben Rauigkeiten und Topographien im Vergleich zu den räumlich hoch aufgelösten darstellen. Dieses Verhältnis definiert genau die Korrekturfaktoren Kf für die gewählte Windrichtungsklasse d:

 $\label{eq:Korrekturfaktor} \begin{array}{l} Windgeschwindigkeit(d) \ {}_{hoch \ aufgelöste \ Randfelder} \\ Windgeschwindigkeit(d) \ {}_{COSMO-Randfelder} \end{array}$

Da die Korrekturfaktoren aus den zeitlich gemittelten Windfeldern bestimmt werden, spiegeln sie immer die mittleren Windverhältnisse an einem Ort wieder.

4.1 Korrekturfaktoren für COSMO-EU

Die Korrekturfaktoren für COSMO-EU werden berechnet aus den Verhältnissen der mittleren Windgeschwindigkeiten für die 12 Windrichtungsklassen, die einerseits mit den COSMO-EU Randfeldern und andererseits mit den hoch aufgelösten Feldern bestimmten werden. Abb. 5 zeigt ein Beispiel für die Korrekturfaktoren von COSMO-EU bei Windrichtungen zwischen 285° und 315°. Im hier gezeigten Fall wurden die Faktoren aus den in Abb. 3 und 4 gezeigten Windfeldern bestimmt.

Im Mittel liegen die Korrekturfaktoren zwischen 0,8 und 1,2, am südlichen Ufer der Elbe erreichen sie Werte bis maximal 1,6. Über Land sinken die Werte der Faktoren in Gebieten mit Ortschaften oder Wäldern auf Werte von 0,6 ab, im ganzen Mündungsgebiet sind sie nahe 1,0. Dort, wo z. B. im hoch aufgelösten Rauigkeitsfeld Sandbänke sind, sind die Faktoren kleiner als 1,0. An den Küstenabschnitten östlich und westlich von Cuxhaven zeigt die Land-See-Maske von COSMO-EU Landflächen, wo im hoch aufgelösten Rauigkeitsfeld noch Wasserflächen sind. Da über Land die Windgeschwindigkeiten reduziert sind im Vergleich zu denen über Wasser, werden hier im Vergleich zur direkten Umgebung sehr hohe Faktoren berechnet.



Abbildung 5: Korrekturfaktoren im Elbmündungsgebiet bei Windrichtungen zwischen 285° und 315°, berechnet aus den in Abb. 3 und 4 gezeigten Windfeldern, die mit dem Programm WAsP und einerseits mit den hoch aufgelösten Randfeldern und andererseits mit den Randfeldern von COSMO-EU bestimmt wurden. Das verwendete Windklima wurde aus den Windmessungen von Scharhörn der Jahre 1998 - 2007 ermittelt. Schwarze Linien: Elbufer und Wattenflächen aus dem Datensatz des Plotprogramms.



Abbildung 6: Faktoren im gesamten Gebiet zwischen Elbmündung und Bleckede bei Windrichtungen zwischen 285° und 315°, berechnet für die Teilgebiete in Abb. 2 aus den Windfeldern, die mit dem Programm WAsP und einerseits mit den hoch aufgelösten Randfeldern und anderesseits mit den Randfeldern von COSMO-EU bestimmt wurden. Das verwendete Windklima wurde aus den Windmessungen von Scharhörn der Jahre 1998 - 2007 ermittelt. In den Gebieten, in denen keine Faktoren berechnet wurden, sind Werte gleich 1 eingetragen. Schwarze Linien: Flüsse, Kanäle, Seen und Wattenflächen aus dem Datensatz des Plotprogramms.

In analoger Weise wurden Korrekturfaktoren für andere Windrichtungssektoren und für die anderen Gebiete bestimmt. Abb. 6 zeigt für alle Gebiete die Korrekturfaktoren, die für die gleiche Windrichtungsklasse wie in Abb. 5 bestimmt wurden. Dabei wurde in den Gebieten, in denen keine Faktoren bestimmt wurden, die Werte 1,0 eingetragen. Von Brunsbüttel ab, stromaufwärts der Elbe, sind die Faktoren auf der Elbe stets größer als 1,0 und erreichen an einzelnen Gitterpunkten Werte bis zu 2,4. Für die anderen Windrichtungsklasse haben die Faktoren auf der Elbe die gleiche Größenordnung wie die für die Windrichtungsklasse 300°.

4.2 Abhängigkeiten der Korrekturfaktoren vom Wasserstand

Das hoch aufgelöste Rauigkeitsfeld, mit dem die Windfelder und anschließend die Faktoren berechnet werden, basiert auf den Landnutzungsinformationen der topographischen Karten. Dabei wurde in der Elbe und der Elbmündung in allen Gebieten, die unterhalb des mittleren Tidemittelwassers (Tmw) liegen, Wasserflächen angenommen. Betrachtet man jedoch andere Wasserstände, z. B. Tideniedrigwasser (Tnw) so wird deutlich, dass bei Tnw einige Flächen in Ufernähe der Elbe trocken fallen und dann eine höhere Rauigkeit haben als bei Tmw. Bei Tidehochwasser (Thw) hingegen werden mehr Wattenflächen überspült im Vergleich zum Zustand bei Tmw und diese Flächen werden bei Thw weniger rau sein als bei Tmw. Deshalb müssen sich bei Annahme von Thw oder Tnw andere Werte für die Korrekturfaktoren ergeben, als bei den für Tmw berechneten.

Probeweise wurden Faktorenfelder bei Vorgabe von Niedrig- und Hochwasserständen berechnet. Eine Berücksichtigung des veränderten Wasserstandes im Faktorenfeld zieht jedoch einen deutlich erhöhten Aufwand bei der Berechnung der korrigierten Windfelder nach sich. Es stellt sich jedoch heraus, dass die Änderungen der Faktoren mit veränderten Wasserstand auf sehr kleine Flächen beschränkt und im Betrage gering sind, weshalb auf eine weitere Berechnung von Faktoren für verschiedene Wasserstände über bzw. unter Tmw verzichtet wurde.

5 Vergleich der Windfelder mit Messungen

Ziel der Berechnung der Korrekturfaktoren war eine Verbesserung der Windfelder über der Elbe gegenüber den Modellergebnissen von COSMO-EU. In Ermanglung einer repräsentativen Windmessstation auf der Elbe, z. B. auf einer Sandbank, konnte nur ein Vergleich von Windmessdaten am Ufer in Elbnähe mit den korrigierten Modellergebnissen erfolgen. Eine Beurteilung der berechneten Windfelder auf der Elbe ist damit jedoch nicht möglich und kann deshalb nur indirekt über die berechneten Wasserstände erfolgen. Zur Methodenvalidierung ist eine Messstation direkt auf der Elbe erforderlich, da sonst bei fehlerhaften Ergebnissen für die berechneten Wasserstände nicht zwischen Fehlern des antreibenden Windfeldes und der Elbströmung unterschieden werden kann.

5.1 Messstationen in Elbnähe

Vor dem Vergleich der berechneten Windfelder mit Windmessungen wurden Informationen über Windmessstationen entlang der Elbe zwischen Cuxhaven und Boizenburg gesammelt. Von 7 Stationen entlang der Tideelbe existieren längere Reihen von digital archivierten Winddaten. Da im Raum Hamburg keine einzige Station an der Elbe existiert, wäre lediglich ein Vergleich der berechneten Windgeschwindigkeiten mit Messungen am Flughafen Fuhlsbüttel möglich. Auf Grund der großen Entfernung von Fuhlsbüttel von der Elbe wurde darauf verzichtet.

Tab. 1 zeigt für die sieben Messstationen die Zeiträume, von denen ohne längere Ausfälle und ohne Veränderungen an der Station Windmessungen vorliegen. Weiter sind die Messhöhen über Grund verzeichnet sowie der Faktor, mit dem die Messungen von der Messhöhe auf die Standardhöhe von 10 m über Grund umgerechnet werden. Der Faktor wurde aus dem logarithmischen Windprofil mit einer abgeschätzten Bodenrauigkeit bestimmt.

Beim Vergleich der Messdaten mit den Modelldaten muss berücksichtigt werden, dass an allen Stationen die Windmessungen mehr oder weniger stark von ihrer Umgebung beeinflusst sind. Dies zeigt sich sowohl in den Metadaten der Stationen als auch im Vergleich der Windmessergebnisse der Jahre 2005 - 2006 in Abb. 7: So zeigt z. B. die Zeitreihe der Windgeschwindigkeiten an der Station Wedel einen sehr hohen Anteil an Kalmen von rund 17 %. Da sich aus der Umgebung der Station keine meteorologisch sinnvolle Erklärung für diese erhöhte Anzahl an Kalmen ableiten lässt, wurden die Messdaten von Wedel nicht zum Vergleich mit den Modelldaten herangezogen.

Tabelle 1: Vorhandene M	Messreihen im	Zeitraum	von 2000	- 2007	ohne lä	ingere .	Ausfälle	sowie
Messhöhen über Grund	und Faktoren	zur Berecl	nnung der	Windge	schwine	digkeit	in 10 m	Höhe
aus dem logarithmischen	Windprofil.							

Station	Zeitraum	Höhe h (m)	U(10 m)/U(h)
Boizenburg	2000 - 2006	18,0	0,86
Brunsbüttel	2000 - 2007	27,0	0,79
Cuxhaven	2005 - 2007	12,0	0,97
Krümmel	2005 - 2006	150,0	0,46
Ruthenstrom	2002 - 2007	12,0	0,95
Scharhörn	2003 - 2006	10,0	1,00
Störsperrwerk	2000 - 2005	18,2	0,86
Wedel	2003 - 2004	34,0	0,73



Abbildung 7: Windsterne für die Stationen (von West nach Ost) Scharhörn, Cuxhaven, Brunsbüttel, Ruthenstrom, Störsperrwerk, Wedel, Kernkraftwerk Krümmel und Boizenburg für den Zeitraum 2005 – 2006. Dargestellt ist die relative Häufigkeit in Prozent von Windmessungen in einer bestimmten Windrichtung für 8 Windrichtungsklassen als Länge der Balken. Darin farbig unterschieden fünf verschiedene Windgeschwindigkeitsklassen. In der Mitte des Kreises steht jeweils die relative Häufigkeit der Kalmen (Windgeschwindigkeiten kleiner 1 m/s) in Prozent.

5.2 Vergleiche von Häufigkeitsverteilungen der COSMO-EU-Daten und der Messdaten

Der Vergleich der korrigierten Windfelder mit Messdaten wurde für ausgewählte Gitterpunkte und Stationen durchgeführt. Folgende Vergleiche fanden statt:

- 1. Zeitreihen der Messwerte
- 2. Werte der COSMO-EU Analysen der Jahre 2000 2006, die auf das Gitter des BSH-Küstenmodells interpoliert wurden, wobei jeweils für die Werte an den BSH-Gitterpunkten ein Vergleich erfolgte, die im Modellgebiet des BSH-Modells am nächsten zur geographischen Koordinate der Messstation liegen.
- 3. Die Zeitreihen von COSMO-EU an einem Gitterpunkt, multipliziert f
 ür jeden Zeitschritt mit dem zur vorherrschenden Windrichtung geh
 örenden Korrekturfaktor. Dabei wurde derjenige Wert des Faktors verglichen, der im Faktorenfeld am n
 ächsten zur Koordinate der Messung liegt.

Für die folgenden Untersuchungen wurden aus den Werten der drei Zeitreihen der Windgeschwindigkeiten jeweils Häufigkeitsverteilungen gebildet und die 20., 50., 90. und 95. Perzentile bestimmt.

Abb. 8 zeigt einen Vergleich der Perzentilwerte der drei Zeitreihen für Cuxhaven. Im Vergleich zu den Messungen sind für alle gezeigten Perzentile die Werte von COSMO-EU jeweils größer. Vergleicht man die Überschreitungswerte der korrigierten Zeitreihe von COSMO-EU mit denen der gemessenen, so unterscheiden sich die Verteilungen der korrigierten COSMO-EU Windgeschwindigkeiten und der Messwerte für die Werte der 20. und 50. Perzentile nur geringfügig. Die Werte der 90. und 95. Perzentile der Verteilung der korrigierten COSMO-EU Zeitreihe sind zwar immer noch größer als die der Verteilung der gemessenen Zeitreihe, die Differenzen sind jedoch geringer als bei der Verteilung der unkorrigierten Werte im Vergleich zur Verteilung der Messwerte.

Die Werte der niedrigen Perzentile stimmen bei den korrigierten Werten fast mit den Werten aus den Messungen überein, während bei den hohen Perzentilen die korrigierten Werte größer sind als die aus den Messungen. Da aber auch die unkorrigierten Werte für die hohen Perzentile stärker von denen der Messwerte abweichen als für die niedrigen Perzentile, kann nicht eindeutig geschlossen werden, ob auf Grund der angenommenen konstanten Rauigkeit des Wassers die korrigierten Werte bei hohen Windgeschwindigkeiten stark überschätzt werden.



Abbildung 8: Vergleich der Häufigkeitsverteilungen der gemessenen mit berechneten Windgeschwindigkeitszeitreihen für Cuxhaven für die Jahre 2006 - 2008. Ausgewertet wurden die 20., 50., 90. und 95. Perzentile der Häufigkeitsverteilungen der Zeitreihen, die 1. in Cuxhaven gemessen, 2. mit COSMO-EU am nächstgelegenen Gitterpunkt berechnet und 3. mit COSMO-EU und den Faktoren für Cuxhaven bestimmt wurden.

Die Vergleiche mit den gemessenen Windgeschwindigkeiten für Cuxhaven lassen eine Verbesserung der COSMO-EU Windgeschwindigkeiten durch die Faktoren erkennen. Zusätzliche Vergleiche mit Messungen an anderen Stationen findet man in GANSKE und ROSENHAGEN (2010). Mangels ausreichender Repräsentanz der Stationen für die freie Elbe sind die Ergebnisse jedoch insgesamt nicht aussagekräftig.

5.3 Vergleich von kurzen Zeitreihen während der Sturmflut am 18.1.2007

Für das Projekt OPTEL wurden von der Hamburg Port Authority (HPA) die zwei Sturmfluten vom 1.11.2006 und 18.1.2007 ausgewählt. Für diese Sturmfluten sollten Wasserstandsberechnungen von Projektteilnehmern der HPA, des BSH und der BAW gemacht werden. Zur Vorbereitung erfolgte vom BSH ein Vergleich der Windgeschwindigkeiten an bestimmten Modellgitterpunkten mit Messwerten. Im Folgenden wird hier nur ein Windvergleich für die Sturmflut vom 18.01.2007 gezeigt.

Abb. 9 zeigt Vergleiche von korrigierten und unkorrigierten COSMO-EU Windgeschwindigkeiten an einzelnen Gitterpunkten mit Messdaten von Cuxhaven für den Zeitraum 15.1.2007 00 UTC bis 21.1.2007 00 UTC. Dabei wurden die drei Zeitreihen in gleicher Weise erstellt wie im vorigen Abschnitt. Auch innerhalb des kurzen Zeitraums sind die COSMO-EU Windgeschwindigkeiten am Gitterpunkt nahe Cuxhaven stets größer als die Messwerte. So ist die maximale Windgeschwindigkeit von COSMO-EU rund 8 m/s höher als die gemessene. Die korrigierten COSMO-EU Windgeschwindigkeiten sind im Vergleichszeitraum stets kleiner als die unkorrigierten Werte und liegen deutlich näher an den Messwerten. Das absolute Maximum der Windgeschwindigkeit in diesem Zeitraum ist jedoch rund 3 m/s kleiner als das Maximum der beobachteten Windgeschwindigkeit.



Abbildung 9: Vergleich der Zeitreihen von gemessenen und berechneten Windgeschwindigkeiten während der Sturmflut vom 18.1.2007 in Cuxhaven. Rot: Messwerte Station Cuxhaven Blau: Modellwerte von COSMO-EU am Gitterpunkt mit dem kleinsten Abstand zur Messstation. Schwarz: Werte von COSMO-EU aus der blauen Kurve multipliziert mit dem Korrekturfaktor. Abb. von I. Bork, OPTEL A.

Bei allen durchgeführten Vergleichen zeigt sich im Mittel eine größere Übereinstimmung zwischen korrigierten COSMO-EU-Windgeschwindigkeiten und Messdaten als zwischen den COSMO-EU-Daten und den Messungen. Es konnten keine Hinweise darauf gefunden werden, dass bei hohen Windgeschwindigkeiten die korrigierten COSMO-EU-Windgeschwindigkeiten überhöht sind.

6 Zusammenfassung und Fazit

Zweck des Projekts OPTEL war die Entwicklung eines Verfahrens, das auf der Basis der Windfelder aus dem COSMO-EU Modell des DWD ausreichend hoch aufgelöste Windfelder für die im Projekt entwickelten hydrologischen Wasserstandsvorhersagemodelle im operationellen Betrieb bereitstellt. Dafür wurden mit Hilfe des Windmodells WAsP Korrekturfaktoren für die mit dem Wettervorhersagemodell COSMO-EU berechneten Windgeschwindigkeiten auf der Elbe bestimmt.

Mit WAsP lässt sich von einer Zeitreihe von gemessenen Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen an einem Ort auf zeitlich gemittelte Windfelder für 12 Windrichtungsklassen in einem nahegelegenen Gebiet schließen. Zur Berechnung des Windfelds benötigt WAsP dafür lediglich das Topographie- und das Rauigkeitsfeld des Gebiets. Dieses relativ einfache Verfahren wurde genutzt, um eine vorgegebene Zeitreihe von gemessenen Windgeschwindigkeiten eines Ortes auf ein Zielgebiet für zwei unterschiedliche Rauigkeitsfelder zu übertragen. Die unterschiedlichen Ergebnisse der beiden Felder der mittleren Windgeschwindigkeitsfelder beruhen damit lediglich auf den Unterschieden in den Rauigkeiten. Die Quotienten der Windgeschwindigkeiten an den Modellpunkten des Zielgebiets, die zum einen mit räumlich hoch aufgelösten Topographie- und Rauigkeitsfeldern und zum anderen mit den Randfeldern von COSMO-EU mit WAsP bestimmt wurden, liefern die Korrekturfaktoren für den Tideelbebereich.

Zur Validation der korrigierten COSMO-EU-Windfelder erfolgte für einzelne Gitterpunkte auf der Elbe ein Vergleich mit Messwerten. Dazu wurden für längere Zeiträume von ein bis fünf Jahren an jedem Punkt Zeitreihen abgespeichert und daraus Häufigkeitsverteilungen bestimmt. Verglichen wurden dann jeweils die Häufigkeitsverteilungen, die 1. aus der Zeitreihe der Messwerte bestimmt wurden, mit 2. den Häufigkeitsverteilungen, die aus den Zeitreihen des Windfelds am zum Messort nächstgelegenen Gitterpunkt berechnet wurden, und 3. mit den Zeitreihen der korrigierten Windfelder am gleichen Gitterpunkt. Leider gibt es jedoch keine Windmessstation, die mitten auf der Elbe liegt, z. B. auf einer Sandbank und somit das Windfeld auf der Wasserfläche erfasst. Es war so nur ein Vergleich von Windmessdaten in Elbnähe mit den Modellergebnissen möglich.

Vergleicht man die Werte für bestimmte Perzentile, die jeweils aus den drei Häufigkeitsverteilungen für Cuxhaven bestimmt wurden, so sind die Werte von COSMO-EU am Gitterpunkt nahe Cuxhaven jeweils größer als die der gemessenen. Die Perzentilwerte der korrigierten Zeitreihe von COSMO-EU liegen deutlich näher an denen der Verteilung der Messwerte, als die der unkorrigierten COSMO-EU-Werte. Auch für andere Stationen ergibt sich durch die Korrekturfaktoren eine Reduktion der Differenzen der Messwerte im Vergleich zu den mit COSMO-EU bestimmten Windgeschwindigkeiten. Eine Beurteilung der Vergleiche mit anderen Stationen wird dadurch erschwert, dass die Messungen oft nicht repräsentativ sind für die Elbe, die Windgeschwindigkeiten von COSMO-EU jedoch für einen Gitterpunkte auf der Elbe bestimmt wurden.

Für alle Vergleichsorte sind die Abweichungen der Überschreitungswerte der korrigierten Windzeitreihe von COSMO-EU von denen der Zeitreihe der Messungen für hohe Windgeschwindigkeiten nicht deutlich größer als für kleinere Windgeschwindigkeiten. Somit können die Faktoren zur Korrektur sowohl für hohe als auch für geringere Windgeschwindigkeiten verwendet werden.

Die dargestellten Ergebnisse und Vergleiche deuten, zumindest im Mittel, eindeutig auf eine Verbesserung der mit den Korrekturfaktoren für die Elbe bestimmten Windgeschwindigkeiten gegenüber dem reinen Modellwind von COSMO-EU hin und tragen so zu einer Verbesserung der Wasserstandsvorhersagen bei.

7 Danksagung

Wir danken allen Kollegen beim Deutschen Wetterdienst für die freundliche Unterstützung bei der Bereitstellung von Daten und Lieferung von Informationen zum Modell COSMO-EU. Insbesondere danken wir Frau Rosskamp für die geduldige Unterstützung bei der Digitalisierung der Rauigkeitsfelder.

Weiter danken wir den Kollegen des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie und der Bundesanstalt für Wasserbau, die alle Fragen zu Wasserständen in der Elbe und der Topographie der Elbe beantworteten. Besonders danken wir Herrn Schrader vom BSH, der die Zeitreihen der Windgeschwindigkeiten von COSMO-EU bereitstellte.
Für die Vergleiche mit Messdaten wurden uns Daten von der Hamburg Port Authority, dem Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg, dem Kernkraftwerk Krümmel und des Helmholtz Zentrums Geesthacht zur Verfügung gestellt. Wir danken auch sehr für diese freundliche Unterstützung.

Die hier vorgestellten Untersuchungen wurden in dem Verbundprojekt OPTEL vom Bundesministerium für Bildung und Forschung BMBF durch den Projektträger Jülich PTJ unter dem Förderkennzeichen 03KIS070 als KFKI-Forschungsvorhaben gefördert.

8 Schriftenverzeichnis

- CHARNOCK, H.: Wind stress on a water surface. Q. J-. Royal Meteorol. Soc., 81, 639-640, 1955.
- GANSKE, A. und ROSENHAGEN, G.: Abschlussbericht OPTEL B Downscaling von Windfeldern aus Lokalmodellen auf die Tideelbe.

http://edok01.tib.uni-hannover.de/edoks/e01fb10/631226540.pdf, 2010.

- HENNEMUTH, B.: Erstellung von Windfeldern für Sturmflutszenarien von XtremRisk. Abschlussbericht Werkvertrag XtremRisk, 2011.
- LANGE, B. and HØJSTRUP, J.: Evaluation of the wind-resource estimation program WAsP for offshore applications. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 89, issue 3-4, 271-291, 2001.
- MAJEWSKI, D.; LIERMANN, D.; PROHL, P.; RITTER, B.; BUCHHOLD, M.; HANISCH, T.; PAUL, G.; WERGEN, W. and BAUMGARDNER, J.: The operational global icosahedral-hexagonal gridpoint model GME: Description and high-resolution tests. Mon. Wea. Rev., 130, 319-338, 2002.
- MORTENSEN, N. G.; LANDBERG, L.; TROEN, I. and PETERSEN, E. L.: Wind Atlas Analysis and Application Program (WAsP). Risø National Laboratory, Roskilde, Denmark, 1993.
- PETERSEN, E. L.: Wind Resources Part I, The European Wind Climatology. Proceedings of the European Wind Energy Conference, Lübeck-Travemünde, 1993, 663-668, 1993.
- SCHÄTTLER, U.: A description of the nonhydrostatic regional model LM. Part V: Preprocessing: Initial and Boundary data for LM. Deutscher Wetterdienst (DWD), Offenbach, 32 S., 2005.
- SCHÄTTLER, U., DOMS, G. and SCHRAFF, C.: A description of the nonhydrostatic regional model LM. Part VII: User's Guide. Deutscher Wetterdienst (DWD), Offenbach, 132 S., 2005.
- SCHULZ, J.-P. und SCHÄTTLER, U.: Kurze Beschreibung des Lokal-Modells Europa COSMO-EU (LME) und seiner Datenbanken auf dem Datenserver des DWD. Deutscher Wetterdienst (DWD), Offenbach, 71 S., 2009.
- SCHMIDT, H. und BEHRENS, K.: Regionale Windwirkungen in den Ästuarbereichen der inneren Deutschen Bucht. Abschlussbericht zum KFKI-Vorhaben: Untersuchung regionaler Windwirkungen, hydrodynamischer Systemzustände und Oberwassereinflüsse auf das Sturmflutgeschehen in Tideästuarien, 1998.
- WAsP: WAsP and the Wind Atlas Methodology. http://www.wasp.dk/ Products/WAsP/WindAtlasMethodology.aspx, 2012.

OPTEL-C: Entwicklung eines operationellen Tidemodells der Elbe sowie einer Modellkopplung mit dem BSH-Vorhersagemodell der Nordsee

Christine Kremp, Elisabeth Rudolph und Aissa Sehili

Zusammenfassung

Im Rahmen des KFKI-Projektes OPTEL-C wird eine operationelle Wasserstands-, Strömungs- und Salztransportvorhersage für die Tideelbe entwickelt, die auch bei extremen Wind- und/oder Oberwassersituationen Vorhersagen zur Verfügung stellt. Bei der Konzeption des Vorhersagesystems aus Atmosphäre, Nordsee und Tideelbe wird beachtet, dass eine Übertragung des Vorhersagesystems auf die Ästuare von Jade-Weser und Ems möglich ist. Auf der Grundlage des 3-dimensionalen hydrodynamischen numerischen Modells UnTRIM (CASULLI und WALTERS 2000) wird bei der Bundesanstalt für Wasserbau BAW das BAW-Vorhersagemodell Elbe entwickelt. Das mathematische Verfahren UnTRIM eignet sich besonders für Anwendungen in geometrisch komplexen Ästuaren mit regelmäßigem Überfluten und Trockenfallen. Das BAW-Vorhersagemodell für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt in der Tideelbe erhält Informationen über den vorhergesagten Wind über der Elbe aus dem Wettervorhersagemodell COSMO-EU (DWD 2012) des Deutschen Wetterdienstes DWD. Am seeseitigen Rand zur Nordsee werden Wasserstands- und Salztransportvorhersagen aus dem Vorhersagemodell BSHcmod (DICK et al. 2001) des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie BSH vorgegeben. Als Abfluss der Elbe für den Vorhersagezeitraum wird die letzte verfügbare Abflussmessung in Neu Darchau (BfG) verwendet. Die vom BAW-Vorhersagemodell Elbe benötigten Schnittstellen zu den genannten Randwerten sind in OPTEL-C in enger Zusammenarbeit mit OPTEL-A (BORK und MÜLLER-NAVARRA 2012) und OPTEL-B (GANSKE und ROSENHAGEN 2012) entwickelt worden. Seit Januar 2011 läuft das BAW-Vorhersagemodell Elbe ununterbrochen im präoperationellen Betrieb auf dem Rechner des BSH und erzeugt räumlich und zeitlich hochaufgelöste Vorhersagen für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt.

Schlagwörter

operationelles Vorhersagemodell, Elbe Ästuar, hydrodynamisches numerisches Modell, Trockenfallen und Überfluten

Summary

Within the framework of the KFKI research project OPTEL-C at the Federal Waterways Engineering and Research Institute BAW an operational forecast model for water level, current velocity and salinity of the Elbe estuary is developed. The model also works during extreme wind and discharge events. The forecast system which combines the atmosphere, the North Sea and the Elbe Estuary is conceptually designed to be easily applied to the estuaries of Ems and Jade-Weser. Numerically the BAW-forecast model Elbe is based on the 3-dimensional hydrodynamical numerical model UnTRIM (CASULLI und WALTERS 2000). The mathematical model UnTRIM is an adequate tool for applications in geometrical complex estuaries with large periodically drying and wetting tidal flats. The BAW-forecast model Elbe uses predicted wind fields over the Elbe provided by the weather forecast model COSMO-EU (DWD 2012) of the German weather service DWD. On the seaward boundary predicted water levels and salinities are delivered by the forecast model BSHcmod (DICK et al. 2001) of the Federal Maritime and Hydrographic Agency (BSH). The freshwater discharge of the Elbe measured at Neu Darchau is provided by the German Federal Institute of Hydrology (BfG). The interface connecting the boundary values and the BAW-forecast model Elbe is developed in a close cooperation with OPTEL-A (BORK und MÜLLER-NAVARRA 2012) und OPTEL-B (GANSKE und ROSENHAGEN 2012). Since January 2011 the BAW-forecast model Elbe is running in pre-operational mode on the computer of BSH.

Keywords

operational forecast model, elbe estuary, hydrodynamical numerical model, wetting and drying

Inhalt

1	Einführung OPTEL-C	142
2	Das BAW-Vorhersagemodell der Elbe	144
	2.1 Das Modellgebiet des BAW-Vorhersagemodells der Elbe	144
	2.2 Das numerische Verfahren UnTRIM	145
	2.3 Topographie und Gitter	146
	2.4 Einbinden des BAW-Vorhersagemodells Elbe in die Vorhersageumgebung des	;
	BSH	147
3	Kalibrierung und Validierung	148
	3.1 Das Wehr Geesthacht	152
	3.2 Wasserstandsrandwerte aus dem Vorhersagemodell des BSH	153
4	Szenarien-Vergleich	154
5	Präoperationeller Betrieb	157
	5.1 Hoher Abfluss im Januar 2011	158
	5.2 Mittlere Verhältnisse im März 2011	160
6	Weitere Arbeiten	
7	Zusammenfassung und Ausblick	166
8	Danksagung	167
9	Schriftenverzeichnis	

1 Einführung OPTEL-C

Die Elbe und besonders die tidebeeinflusste Unterelbe ist ein stark frequentierter Schifffahrtsweg. Aufgrund des Tideeinflusses benötigen Schiffe, die von der Nordsee kommend die Elbe nach Hamburg befahren, präzise und möglichst langfristige Vorhersagen des Wasserstandes. Für Manöver im Hafen wie z. B. das Eindocken von Schiffen oder das Wenden sehr großer Schiffe sind zusätzlich detaillierte Kenntnisse der tideabhängigen Strömungsverhältnisse wichtig.

Für die Tideelbe wurden bisher vom BSH Tidehochwasser Thw und Tideniedrigwasser Tnw für ausgewählte Orte entlang des Ästuares vorhergesagt und veröffentlicht. Bei extremen Ereignissen wie Sturmfluten, sehr hohen oder auch sehr niedrigen Oberwasserzuflüssen in die Tideelbe sind räumlich und zeitlich detaillierte Vorhersagen von Wasserstands- und Strömungsverhältnissen jedoch besonders wichtig. Diese Informationen ermöglichen zusätzlich zu einer verbesserten Beratung der Schifffahrt, des Küstenschutzes und der Wasserwirtschaft auch die Möglichkeit, bei Havarien im Bereich der Elbe die Öl- bzw. Schadstoffbekämpfung effizienter zu betreiben. Die Sturmfluten im Winter 2006/2007 zeigten ebenfalls deutlich, dass hoher Bedarf für eine verbesserte Wasserstandsvorhersage bei Sturmflut für die Elbe bzw. alle Ästuare der deutschen Nordseeküste besteht.

Ein Ziel des KFKI-Projektes OPTEL (Projektlaufzeit April 2008 bis März 2011) ist es, eine operationelle Wasserstands- und Strömungsvorhersage für die Tideelbe zu entwickeln. Das Projekt "OPTEL – Windstaustudien und Entwicklung eines operationellen Tideelbe-Modells" besteht aus vier Teilprojekten, die in einer Kooperation zwischen dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH, siehe BORK und MÜLLER-NAVARRA 2012), dem Deutschen Wetterdienst (DWD, siehe GANSKE und ROSENHAGEN 2012), der Hamburg Port Authority (HPA, siehe STROTMANN et al. 2012) und der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, siehe KREMP 2011) bearbeitet werden. Das Vorhaben wird mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert. Die Forschungskoordination und die wissenschaftliche Begleitung des Projektes erfolgt durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI).

Durch die Kopplung hydrodynamisch numerischer (HN-) Modelle der Tideelbe mit hydrodynamisch-numerischen Vorhersagemodellen der Nordsee und der Deutschen Bucht wird im Rahmen des Forschungsvorhabens OPTEL gezeigt, dass mit numerischen Modellen und heutiger Rechnerleistung räumlich (flächendeckende) und zeitlich (gesamter Tideverlauf) hochaufgelöste operationelle Wasserstands-, Strömungs- und Salztransportvorhersagen für die Tideelbe möglich sind. Hierbei werden zwei unterschiedliche numerische Verfahren von OPTEL-A (BSHcmod, DICK et al. 2001) und OPTEL-C (UnTRIM, CASULLI und WALTERS 2000) eingesetzt, um die Vor- und Nachteile der Modellverfahren in unterschiedlichen Vorhersagesituationen untersuchen zu können. Das Projekt OPTEL ist auch als Pilotstudie für Jade-Weser und Ems gedacht.

Ziel des von der BAW bearbeiteten Teilprojektes OPTEL-C ist die Entwicklung eines operationellen Tideelbemodells. Das BAW-Vorhersagemodell Elbe wird auf der Grundlage des 3-dimensionalen hydrodynamisch numerischen Modellverfahrens UnTRIM, das ein unstrukturiertes orthogonales Gitter verwendet, entwickelt. Die Wahl eines derartigen Gitters ermöglicht eine möglichst tiefen- und volumentreue Wiedergabe der Ästuartopographie bei einer möglichst kleinen Anzahl von Gitterelementen.

In einer engen Zusammenarbeit mit OPTEL-A und OPTEL-B werden die für die Randwertübergabe aus der Nordsee (Wasserstand, Strömung und Salzgehalt am Rand der Elbe zur Deutschen Bucht), aus der Atmosphäre (Windgeschwindigkeit über der Elbe) und aus dem Binnenbereich (Oberwasserzufluss in die Tideelbe) benötigten Schnittstellen entwickelt. Für die von OPTEL-D zusammengestellten 6 Szenarien aus den Jahren 2006, 2007 und 2008 werden von OPTEL-C mit dem BAW-Vorhersagemodell Elbe Simulationen unter Vorhersagebedingungen durchgeführt. Die Modellergebnisse für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt werden analysiert und mit Messungen verglichen. Das BAW-Vorhersagemodell Elbe ist auf dem Rechner des BSH implementiert. Im präoperationellen Betrieb werden seit Januar 2011 täglich Wasserstand, Strömung und Salzgehalt für die Tideelbe vorhergesagt.

2 Das BAW-Vorhersagemodell der Elbe

Wasserstand, Strömung und Salzgehalt in der Tideelbe werden durch die Gezeitendynamik in der Nordsee bzw. in der Deutschen Bucht, durch den Wind über der Nordsee und der Elbe und durch den Oberwasserzufluss aus der Oberen und Mittleren Elbe bestimmt. Die künstliche Tidegrenze der Elbe ist das Wehr Geesthacht. Bei hohen Oberwasserzuflüssen oder Sturmflutereignissen wird das Wehr Geesthacht gelegt. Der Einfluss der Nordsee auf die Wasserstände kann bei Sturmflut auch stromauf von Geesthacht beobachtet werden.

Ziel des BAW-Vorhersagemodells Elbe ist es, Wasserstand und Strömung für den Bereich der Tideelbe zwischen Bake A/Bake Z in der Elbmündung (Elbe-km 756) und dem Wehr Geesthacht (Elbe-km 585) bzw. bei gelegtem Wehr Geesthacht bis Bleckede (Elbe-km 550) vorherzusagen. Abb. 1 zeigt den vom BAW-Vorhersagemodell modellierten Bereich der Elbe.



2.1 Das Modellgebiet des BAW-Vorhersagemodells der Elbe

Abbildung 1: Topographie der Elbe im Modellgebiet von der Mündung bei Cuxhaven bis Bleckede (oben) sowie die Tiefe der Elbe in Fahrrinnenmitte (unten). Im Text genannte Orte sind eingezeichnet. Das Modellgebiet des BAW-Vorhersagemodells umfasst die Außenelbe bis Elbe-km 756, die Unterelbe sowie die Mittelelbe bis Bleckede und reicht bis zur Deichlinie. Die Tideelbe verengt sich von 15 km Breite bei Cuxhaven (Elbe-km 724) auf 3 km Breite bei Brunsbüttel (Elbe-km 695) und auf 300 m Breite bei Geesthacht (Elbe-km 585). Im Mündungsbereich ist die Elbe mehr als 20 m tief (Abb.1). Zwischen der Mündung und Hamburg ist die Tideelbe gleichzeitig die Seeschifffahrtsstraße zum Hafen Hamburg. In diesem Bereich hat die Fahrrinne der Elbe auf Grund der nautischen Anforderungen eine Tiefe von NN-16 m. Im Bereich von Hamburg spaltet sich die Elbe in die Norder- und die Süderelbe. Im Hamburger Hafen sind die Hafenbecken sowie die außerhalb des Hochwasserschutzes liegenden überflutbaren Bereiche zu erkennen. Im Bereich der Außenelbe sind die großen Wattgebiete zu sehen. Zwischen Cuxhaven und Bleckede enthält das Modellgebiet alle überflutbaren Vorlandgebiete bis zur Deichlinie. Die Nebenflüsse der Elbe sind zur Zeit nicht im Modellgebiet enthalten.

2.2 Das numerische Verfahren UnTRIM

Das BAW-Vorhersagemodell Elbe verwendet das dreidimensionale hydrodynamische Modellverfahren UnTRIM (CASULLI und WALTERS 2000). Eine detaillierte Beschreibung des Verfahrens befindet sich in Mathematical Model UnTRIM – Validation Document (CASULLI und LANG 2004). UnTRIM ist ein finite Differenzen/finite Volumen Verfahren, das die Flachwassergleichungen auf einem unstrukturierten orthogonalen Gitter löst. Grundlage des Verfahrens UnTRIM sind Differentialgleichungen, die eine mathematische Formulierung der physikalischen Erhaltungssätze für das Wasservolumen und den Impuls der Strömung sowie der dreidimensionalen Transportgleichung für Salz, Wärme, Schwebstoffe sowie suspendierte Sedimente darstellen.

Mit diesem Berechnungsverfahren werden flächendeckend für jeden aktiven Gitterpunkt und Zeitschritt u. a. folgende physikalische Größen berechnet:

- Wasserspiegelauslenkung bezüglich NN,
- Strömungsgeschwindigkeit und
- Salzgehalt.

Bei der Berechnung der aufgezählten physikalischen Größen berücksichtigt das mathematische Modell des Elbe-Ästuars die Tidedynamik beeinflussende Prozesse wie z. B. den Oberwasserzufluss, das Trockenfallen und Überfluten von Wattflächen, die Sohlreibung, den Impulseintrag durch den Wind und die Corioliskraft.

Randwerte, Anfangswerte sowie die Parametrisierung einzelner physikalischer Prozesse werden dem UnTRIM-Kern über ein sogenanntes user interface (CASULLI und LANG 2004) vorgegeben. Dieses user interface wird ebenfalls genutzt, um UnTRIM in die Vorhersageumgebung des BSH einzubinden.

Die räumliche und zeitliche Variabilität des lokalen Windfeldes erzeugt einen zusätzlichen räumlich und zeitlich variablen Impulseintrag aus der Atmosphäre, der Strömung und Wasserstand von Flüssen und Ästuaren kleinräumig beeinflusst. Dieser Effekt ist bei Extremereignissen wie Sturmfluten nicht zu vernachlässigen und muss deshalb im HN-Modell berücksichtig werden. Der Impulseintrag aus der Atmosphäre wird parametrisiert und durch die Windschubspannung $\vec{\tau}_{surface}$ beschrieben:

$$\vec{\tau}_{surface} = \rho_{air} \cdot c_{d10} \cdot \left| \vec{\nu}_{10, Wind} \right| \cdot \vec{\nu}_{10, Wind}$$
(1)

Hierbei bezeichnet ρ_{air} die Dichte der Luft und $\vec{v}_{10,Wind}$ die Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über Grund bzw. der Wasseroberfläche. Für das vorliegende Modell wird der Impulsaustauschkoeffizient c_{d10} mit den von SMITH und BANKE (1975) vorgeschlagenen Koeffizienten berechnet:

$$c_{d10} = (0.63 + 0.066 \cdot |\vec{v}_{10,Wind}|) \cdot 10^{-3}$$
⁽²⁾

Die Bodenschubspannung wird im BAW-Vorhersagemodells-Elbe nach dem Chezy-Gesetz parametrisiert.

$$\vec{\tau}_{bollom} = \rho_{water} \cdot c_B \cdot \left| \vec{v} \right| \cdot \vec{v}$$
(3)

 ρ_{water} bezeichnet die Dichte des Wassers und \vec{v} die horizontale Strömungsgeschwindigkeit. Für c_B gilt dabei $c_B = \frac{g}{C_z^2}$ mit g-Erdbeschleunigung und Cz-Chezy-Wert.

Für die Steuerung des Modells wird am offenen seeseitigen Rand der zeitliche Verlauf des Wasserstandes und des Salzgehaltes für jedes auf dem offenen Rand des Modells liegende Polygon vorgegeben. Am landseitigen offenen Modellrand bei Bleckede werden die am Pegel Neu Darchau gemessenen Abflüsse (Q) vorgegeben. Zur Berechnung des Impulseintrages aus der Atmosphäre wird die Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über dem gesamten Modellgebiet vorgegeben.

2.3 Topographie und Gitter

Die Wahl des Gitters und der Topographie hat ebenfalls Einfluss auf die Modellergebnisse. Zur Erstellung der hoch aufgelösten Modelltopographie liegen Informationen über den morphologischen Zustand 2006 aus einem digitalen Geländemodell (DGM) auf der Grundlage der hydrographischen Vermessung 2006 vor. Da die Topographie der Elbe natürlichen und künstlichen Veränderungen unterworfen ist, ist vorgesehen, die Modelltopographie des BAW-Vorhersagemodells Elbe regelmäßig zu aktualisieren.

Das dem HN-Modell zugrunde liegende unstrukturierte orthogonale Gitternetz ist im vorliegenden Fall aus dreieckigen und viereckigen Gitterelementen (siehe Abb. 2) aufgebaut und überdeckt das Modellgebiet vollständig. Dieses Gitter ermöglicht Gebiete, von Interesse wie die Hafengebiete oder die Fahrrinne, detaillierter aufzulösen als z. B. Wattgebiete. Dadurch wird eine möglichst tiefen- und volumentreue Wiedergabe der Ästuartopographie bei einer möglichst kleinen Anzahl von Gitterelementen erreicht. Gitternetz und räumliche Diskretisierung werden in Tab. 1 näher beschrieben.



Abbildung 2: Ausschnitt aus dem unstrukturierten orthogonalen Gitter des BAW-Vorhersagemodells Elbe im Bereich von Brunsbüttel. In der Fahrrinne der Elbe ist das Gitter hier aus Rechtecken und in den Seitenbereichen aus Dreiecken aufgebaut. Die Farben kennzeichnen die Tiefe der Polygone.

Tabelle 1: Charakteristische Werte des Modellgitters des BAW-Vorhersagemodells Elbe.

	2D	3D
Anzahl der Knoten	75 065	
Anzahl der Kanten	195 942	1 311 335
Anzahl der Polygone	120 852	894 918
davon Dreiecke	99 269	
davon Vierecke	21 583	
Kantenlängen	12 m bis	1 131 m
Elementflächen	75 m ² bis 8	$360\ 000\ m^2$
vertikale Auflösung	-	2 m

2.4 Einbinden des BAW-Vorhersagemodells Elbe in die Vorhersageumgebung des BSH

Das BAW-Vorhersagemodell Elbe ist eingebunden in die Vorhersageumgebung des BSH. In dieser Umgebung stehen die Vorhersagen des Deutschen Wetterdienstes (DWD) u. a. für Windgeschwindigkeit und Luftdruck über der Nordsee, die Vorhersagen des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) u. a. für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt in der Nordsee und der Deutschen Bucht sowie die aktuell gemessenen Abflüsse (bereitgestellt von der Bundesanstalt für Gewässerkunde BfG) u. a. von Ems, Weser und Elbe bereit. Für das BAW-Vorhersagemodell Elbe müssen die Daten aus der BSH - Vorhersageumgebung aufbereitet werden. Die Windgeschwindigkeiten aus den vom DWD vorhergesagten Windfeldern werden mit einem vom DWD in OPTEL-B entwickelten Verfahren für den Bereich der Tideelbe skaliert (GANSKE und ROSENHAGEN 2012). Aus den Wasserstands- und Salzgehaltsvorhersagen für die Nordsee werden vom BSH (entwickelt in OPTEL-A) Randwertzeitreihen für den seeseitigen Modellrand des BAW-Vorhersagemodells Elbe erzeugt. Im Rahmen von OPTEL-C werden zwei Präprozessoren entwickelt, die die vom atmosphärischen Modell bzw. vom Nordseemodell bereitgestellten Randwertzeitreihen für das BAW-Vorhersagemodell aufbereiten. Bei der Entwicklung dieser Präprozessoren wird darauf geachtet, dass sie unabhängig von der verwendeten Topographie, dem verwendeten Gitter und auch dem verwendeten Ästuar arbeiten, um eine problemlose Verwendung der Präprozessoren für Jade-Weser und Ems zu gewährleisten.

3 Kalibrierung und Validierung

Der Nutzung des BAW-Vorhersagemodells Elbe im präoperationellen Betrieb geht die Kalibrierung und Validierung des Modells mit Szenarien aus der Vergangenheit voraus. Für die Modellkalibrierung werden verschiedene Parameter eines ortsspezifischen numerischen HN-Modells so angepasst, dass ein realitätsnahes Modellverhalten erzielt wird. Die Abweichungen zwischen Beobachtungsdaten und Modellergebnissen sollten möglichst gering sein. Abweichungen können sich aus Messfehlern (Pegelmessungen, hydrographische Vermessungen) und aus Modellapproximationen und -parametrisierungen ergeben.

Mit der Modellvalidierung wird der Nachweis erbracht, dass die Ergebnisse des verwendeten numerischen Modells für das Anwendungsgebiet, hier das Tideelbegebiet, innerhalb des geforderten Genauigkeitsbereiches für die beabsichtigte Modellanwendung (hier Wasserstandsvorhersage für die Tideelbe) liegen. Hierbei werden die bei der Kalibrierung ermittelten Parameter unverändert für andere Simulationszeiträume übernommen.

Zur Modellkalibrierung und -validierung werden Zeiträume aus dem Jahr 2006 betrachtet (KREMP 2011). Diese Zeiträume beinhalten

- Szenario 1 (15. Juli bis 1. August 2006): mittlere Abflussverhältnisse mit $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$,
- Szenario 2 (24. März bis 13. April 2006): sehr hoher Abfluss, ansteigend von 800 m³/s auf 3600 m³/s,
- Szenario 3 (13. April 2006 bis 27. April 2006): sehr hoher Abfluss, fallend von 3600 m³/s auf 1900 m³/s sowie
- Szenario 5 (28. Oktober bis 4. November 2006): Sturmflut vom 1. November 2006 mit Q = $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Zur Einordnung des Abflusses der Szenarien sei auf folgende charakteristischen Abflüsse für Neu Darchau hingewiesen: mittlerer Abfluss (1926/2006) MQ = 710 m³/s, höchster beobachteter Abfluss (31. März 1940) HQ = 3620 m³/s, häufigster Abfluss Q = 350 m³/s (DGJ 2010). Für diese Szenarienzeiträume liegen Wasserstandsrandwerte vor, die aus den Messungen an der auf dem Modellrand liegenden Bake Z erzeugt wurden. Als Abflussrandwert wird der in Neu Darchau gemessene Abfluss verwendet. Es wird eine Zeitreihe von Windfeldern für den Szenarienzeitraum aus den jeweils ersten 12 Stunden der DWD - Vorhersage zusammengesetzt. Der Salzgehalt auf dem seeseitigen Rand wird aus den Vorhersagen des Nordseemodells des BSH genommen. Die Kalibrierung und Validierung des BAW-Vorhersagemodells Elbe ist im Bericht zum KFKI Projekt OPTEL-C ausführlich dargestellt (KREMP 2011).

Der Vergleich zwischen gemessenen Wasserstandszeitreihen und modellierten Wasserstandszeitreihen in Cuxhaven (Elbe-km 724) und Hamburg St. Pauli (Elbe-km 623) ist in Abb. 3 beispielhaft für sechs Tage im Juli 2006 (Szenario 1) dargestellt. Man erkennt, dass sowohl in Cuxhaven als auch in St. Pauli das modellierte mit dem gemessenen Tidehochwasser Thw gut übereinstimmt. Das Tideniedrigwasser Tnw liegt sowohl in Cuxhaven als auch in St. Pauli im Modell um ca. 10 bis 20 cm zu hoch.



Abbildung 3: Wasserstandsentwicklung in Cuxhaven (rot) und Hamburg St. Pauli (blau) im Juli 2006 (Szenario 1) berechnet mit dem BAW-Vorhersagemodell der Elbe. Die Wasserstandsrandwerte sind aus der Messung Bake Z generiert. Die Messungen sind grün gekennzeichnet.

Der Vergleich zwischen gemessenen und modellierten Strömungsgeschwindigkeiten ist in Abb. 4 beispielhaft für sechs Tage im Oktober/November 2006 (Szenario 5) für die Dauermessstelle D2 bei Juelssand (Elbe-km 651) dargestellt. In diesen Zeitraum fällt die Sturmflut vom 1. November 2006. Man erkennt eine gute Übereinstimmung der gemessenen mit den modellierten Strömungsgeschwindigkeiten sowohl im Betrag der Geschwindigkeit, der Dauer von Flut und Ebbe als auch in den Kenterzeitpunkten. Während der nicht durch Wind beeinflussten Tiden beispielsweise am 28. Oktober 2006, beobachtet man deutlich höhere Strömungsgeschwindigkeiten bei Flut als bei Ebbe sowohl in den Modellergebnissen als auch in den Messungen. Auch am Tag der Sturmflut (1. November 2006) erkennt man eine gute Übereinstimmung der gemessenen mit den modellierten Strömungsgeschwindigkeiten, wie bei den niedrigeren Ebbestromgeschwindigkeiten in der Nacht, den leicht erhöhten Flutstromgeschwindigkeiten am Morgen und der deutlich verlängerten Ebbephase mit erhöhten Ebbestromgeschwindigkeiten am Nachmitttag.



Abbildung 4: In 1,1 m über Grund gemessene (schwarz) und modellierte (rot) Strömungsgeschwindigkeit an der Dauermessstation D2 (Juelssand) im Zeitraum Szenario 5.



Abbildung 5: Gemessener (schwarz) und modellierter (rot) Salzgehalt an der Station Cuxhaven im Zeitraum Szenario 5.

Beispielhaft ist für den gleichen Zeitraum aus Szenario 5 der Vergleich zwischen gemessenem und modelliertem Salzgehalt bei Cuxhaven in Abb. 5 dargestellt. Sowohl die Höhe des Salzgehaltes als auch die Variation mit der Tide wird vom Modell wiedergegeben. Auch die Zunahme des Salzgehaltes am Tag der Sturmflut sowie das deutliche Absinken des Salzgehaltes während der verlängerten Ebbephase am Nachmittag des 1. Novembers wird im Modell abgebildet.

An 14 Pegeln entlang der Elbe zwischen Bake Z und dem Wehr Geesthacht (siehe auch Abb. 1) werden die modellierten Wasserstandszeitreihen mit den gemessenen Wasserstandszeitreihen sowie die ausgewerteten Tidekennwerte Tidehochwasser Thw, Tideniedrigwasser Tnw, Tidehub Thb, Tidemittelwasser Tmw, Eintrittszeit Thw, Eintrittszeit Tnw verglichen. Es wird eine statistische Auswertung der gemessenen und modellierten Daten durchgeführt, um Mittelwert und Standardabweichung der Differenz der genannten Größen für alle Szenarien zu ermitteln (KREMP 2011). Für das zur Kalibrierung verwendete Szenario 1 ist beispielhaft Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Thw, Tnw, Tmw und Thb in Abb. 6 dargestellt. Das BAW-Vorhersagemodell Elbe verwendet am seeseitigen Modellrand Wasserstandsrandwerte, die aus der Messung Bake Z generiert sind. Dadurch entsteht keine Abweichung zwischen Modell und Messung bei Bake Z (siehe Abb. 6). Das Elbemodell überschätzt die Thw im Zeitraum Szenario 1 entlang der Elbe von der Mündung bis Hamburg um weniger als $10 \text{ cm} \pm 1 \text{ cm}$ und im Bereich stromauf von Hamburg um weniger als $10 \text{ cm} \pm 3 \text{ cm}$. Das Tnw wird um ca. $20 \text{ cm} \pm 1 \text{ cm}$ überschätzt. Dies führt zu einer Unterschätzung des Tidehubs Thb um bis zu 30 cm entlang der Elbe. Das Mittelwasser Tmw liegt im Modell ca. 10 cm zu hoch.



Abbildung 6: Szenario 1: Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Thw (rot), Tnw (grün) Tmw (blau) und Thb (lila). Das Elbemodell verwendet aus der Messung Bake Z generierte Wasserstandsrandwerte.

Zur Validierung werden die vier Szenarien aus dem Jahr 2006 (s. o.) mit den im Kalibrierungszeitraum gefundenen Einstellungen für die Modellparameter (z. B. Bodenrauhigkeit) modelliert. Abb. 7 und Abb. 8 zeigen Mittelwert und Standardabweichung der Differenz zwischen gemessenem und modellierten Werten des Thw und des Tnw an 14 Orten entlang der Elbe. Abb. 1 zeigt die Lage der Orte. Von Bake Z bis Hamburg ergeben sich für das Thw Abweichungen zwischen Messung und Modell von \pm 10 cm mit einer Standardabweichung von \pm 3 cm. Bei sehr hohen Abflüssen (Szenario 3 und Szenario 4) steigt die Standardabweichung stromauf von Hamburg an. Für das Tnw (Abb. 8) ergeben sich Abweichungen zwischen Messung und Modell von \pm 40 cm. Bei hohen Abflüssen (Szenario 2 und 3) wird das Tnw stromauf von Hamburg vom Elbemodell um bis zu 40 cm unterschätzt.



Abbildung 7: Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Thw für Szenario 1 (blau), Szenario 2 (lila), Szenario 3 (rot) und Szenario 5 (grün) (Modellgebiet bis Bleckede wie in Abb. 1). Zusätzlich sind die Ergebnisse für Szenario 1 in einem Modellgebiet bis Geesthacht in hellblau dargestellt. Das Elbemodell verwendet aus der Messung Bake Z generierte Wasserstandsrandwerte.



Abbildung 8: Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Tnw für Szenario 1 (blau), Szenario 2 (lila), Szenario 3 (rot) und Szenario 5 (grün) (Modellgebiet bis Bleckede wie in Abb. 1). Zusätzlich sind die Ergebnisse für Szenario 1 in einem Modellgebiet bis Geesthacht in hellblau dargestellt. Das Elbemodell verwendet aus der Messung Bake Z generierte Wasserstandsrandwerte.

3.1 Das Wehr Geesthacht

Das Wehr Geesthacht (Abb. 1) stellt bei mittleren Abflussverhältnissen die künstliche Tidegrenze der Elbe dar. Das Stauziel beträgt NN + 4,00 m am Pumpspeicherwerk Geesthacht. Bei Abflüssen größer als 1100 m³/s sowie bei Sturmfluten wird das Wehr gelegt (WSV 1994). Für das Szenario 1 (Q = 400 m³/s) wird der Einfluss des gelegten Wehres Geesthacht auf Thw und Tnw untersucht. Hierfür wird Szenario 1 in einer

Die Küste, 79 (2012), 1-240

Topographie modelliert, die von der Elbmündung bis Geesthacht reicht. Es zeigt sich (siehe Abb. 7 und Abb. 8), dass sich Thw und Tnw erst stromauf von Bunthaus (Elbekm 609) unterscheiden. Im Thw ergeben sich Unterschiede von ca. 1 cm und im Tnw von bis zu 5 cm. Aufgrund dieser geringen Unterschiede wird im BAW-Vorhersagemodell-Elbe das Wehr Geesthacht als gelegt behandelt.

3.2 Wasserstandsrandwerte aus dem Vorhersagemodell des BSH

Im operationellen Betrieb stehen für die Wasserstandsvorhersage keine Messungen zur Erzeugung der Wasserstandsrandwerte zur Verfügung. Für die Wasserstandsvorhersage werden die Randwerte für das BAW-Vorhersagemodell-Elbe auf dem offenen Rand zur Nordsee aus den Vorhersagen des Nordseemodells des BSH erzeugt. Für die genannten Szenarien hat das BSH im Rahmen von OPTEL-A Wasserstandsrandwerte aus dem Nordseemodell des BSH zu Verfügung gestellt.

Mit diesen Randwerten werden die Szenarien unter Vorhersagebedingungen modelliert. Dies führt zu Abweichungen zwischen gemessenem Thw und Tnw und modelliertem Thw und Tnw bereits am Pegel Bake Z auf dem Modellrand zur Nordsee (siehe Abb. 9 und Abb. 10). Bei Bake Z erreicht der Mittelwert der Differenz zwischen gemessenem und modelliertem Thw \pm 10 cm (Abb. 9). Entlang der Elbe liegt der Mittelwert der Differenz zwischen gemessenem und modelliertem Thw für die betrachteten Szenarien zwischen + 10 cm und - 20 cm.



Abbildung 9: Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Thw für Szenario 1 (blau), Szenario 2 (lila), Szenario 3 (rot) und Szenario 5 (grün) (Modellgebiet bis Bleckede wie in Abb. 1). Zusätzlich sind die Ergebnisse für Szenario 1 in einem Modellgebiet bis Geesthacht in hellblau dargestellt. Das Elbemodell verwendet aus den Wasserstandsvorhersagen des BSH generierte Wasserstandsrandwerte.



Abbildung 10: Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Tnw für Szenario 1 (blau), Szenario 2 (lila), Szenario 3 (rot) und Szenario 5 (grün) (Modellgebiet bis Bleckede wie in Abb. 1). Zusätzlich sind die Ergebnisse für Szenario 1 in einem Modellgebiet bis Geesthacht in hellblau dargestellt. Das Elbemodell verwendet aus den Wasserstandsvorhersagen des BSH generierte Wasserstandsrandwerte.

Das Nordseemodell überschätzt das Tnw bei Bake Z im Mittel um bis zu 40 cm. Der Mittelwert der Differenz zwischen gemessenem und modellierten Tnw erreicht bei Bake Z 0 bis - 40 cm (Abb. 10). Von der Mündung bis Hamburg liegt das Tnw in allen Szenarien im Modell zu hoch. Stromauf von Hamburg liegt das Tnw bei hohem Abfluss im Mittel 20 cm bis 30 cm zu niedrig. Entlang der Elbe liegt der Mittelwert der Differenz zwischen gemessenem und modelliertem Tnw für die betrachteten Szenarien zwischen + 30 cm und - 60 cm (Abb. 10).

Die durch die Randwerte auf dem Rand zur Nordsee erzeugten Abweichungen zwischen Messung und modellierten Wasserständen bleiben entlang der Elbe erhalten.

4 Szenarien-Vergleich

Die Qualität der Modellergebnisse des BAW-Vorhersagemodells Elbe soll auf der Grundlage von 6 Szenarien überprüft werden. Diese Szenarien wurden von OPTEL-D ausgewählt und sind im Bericht zu OPTEL-D (STROTMANN et al. 2011) ausführlich beschrieben. Zusätzlich zu den bereits in Kap. 3 genannten vier Szenarien wird ein Zeitraum mit extremer Ost-/Südostwindlage (Szenario 4: 1. Januar bis 8. Januar 2008) sowie eine Sturmflut mit steiler Windstaukurve (Szenario 6: 14. Januar bis 21. Januar 2007) betrachtet. Im Bericht zu OPTEL-C (KREMP 2011) findet man eine ausführliche Darstellung des Vergleiches der modellierten und gemessenen Wasserstände, Strömungsgeschwindigkeiten und Salzgehalte für die sechs genannten Szenarienzeiträume. Beispielhaft seien hier die Ergebnisse für Szenario 5 (Sturmflut mit fülliger Windstaukurve) dargestellt.

Die standardmäßig vom DWD für die Wasserstandsvorhersage für die Nordsee zu Verfügung gestellten Windfelder aus dem Modell COSMO-EU besitzen eine räumliche Auflösung von 7 km x 7 km. COSMO-EU kennt deshalb nicht die tatsächliche Land-Wasser-Verteilung im Elbeästuar. Kleinräumige Veränderungen im Windfeld,

hervorgerufen durch die unterschiedliche Rauhigkeit von Land und Wasser oder auch durch Inseln und Sandbänke verursachte Abschattungen, werden nicht aufgelöst. Stromauf von Brunsbüttel ist die Elbe schmaler als die räumliche Auflösung des Wettervorhersagemodells. Die Unterschiede in der Rauhigkeit von Land und Wasser diesem können in Bereich der Elbe nicht mehr aufgelöst werden. Das Wettervorhersagemodell COSMO-EU unterschätzt in diesem Bereich die Windgeschwindigkeiten über der Elbe (GANSKE und ROSENHAGEN 2012).



Abbildung 11: Windgeschwindigkeit am 31. Oktober 2006 (Szenario 5) über der Elbmündung aus dem Wettervorhersagemodell COSMO-EU. Oben die Orignal-Windgeschwindigkeiten und unten die mit WAsP-Faktoren korrigierten Windgeschwindigkeiten.

In OPTEL-B wurde deshalb eine Methode entwickelt, die ein downscaling von Windfeldern aus COSMO-EU auf die Tideelbe ermöglicht. Um die Einflüsse der Rauhigkeitsunterschiede auf das Windfeld zu korrigieren, werden windrichtungsabhängige (Wind Atlas Analysis and Application Program – WAsP -) Korrekturfaktoren auf einem Gitter mit einer Gitterweite von 250 m für die mit COSMO-EU berechneten Windgeschwindigkeiten bestimmt (OPTEL-B, GANSKE und ROSENHAGEN 2012). Die Bedeutung dieser Korrekturfaktoren wird in Abb. 11 deutlich. Im linken Teil der Abb. sind die von COSMO-EU berechneten Windgeschwindigkeiten über der Elbmündung dargestellt. Erst durch den Einsatz der Korrekturfaktoren werden im Bereich zwischen Brunsbüttel und Brokdorf hohe Windgeschwindigkeiten erreicht.



Abbildung 12: Wasserstandsentwicklung bei Cuxhaven (oben) und Hamburg St. Pauli (unten) während der Sturmflut vom 1. November 2006 (Szenario 5) berechnet mit dem BAW-Vorhersagemodell der Elbe mit Wasserstandsrandwerten generiert aus der Messung Bake Z und Windfeldern mit (schwarz) und ohne (rot) WAsP-Korrekturfaktoren. Die Messung ist grün gekennzeichnet.

Diese veränderten Windgeschwindigkeiten haben einen Einfluss auf die Höhe der Wasserstände. Abb. 12 zeigt die Wasserstandsentwicklung bei Cuxhaven und Hamburg St. Pauli während der Sturmflut vom 1. November 2006 (Szenario 5) berechnet mit dem BAW-Vorhersagemodell Elbe mit Wasserstandsrandwerten, generiert aus der Messung Bake Z und Windfeldern mit und ohne WAsP-Korrekturfaktoren. Die Korrekturfaktoren führen im Sturmflutzeitraum zu deutlich höheren Windgeschwindigkeiten über dem Elbeästuar. Im Bereich der Elbmündung werden die Wasserstände hauptsächlich durch die gewählten Wasserstandsrandwerte bestimmt. Bei Cuxhaven ist kein Unterschied im Wasserstandsverlauf durch den Einsatz der Korrekturfaktoren zu beobachten.

In Hamburg St. Pauli jedoch erkennt man den Einfluss der Korrekturfaktoren auf die Wasserstände, besonders auch auf den Sturmflutscheitelwasserstand (siehe Abb. 12 Durch den Einsatz der Korrekturfaktoren erhöht unten). sich der Sturmflutscheitelwasserstand in St. Pauli um 17 cm. Abb. 13 zeigt die Differenz zwischen gemessenem und modellierten Sturmflutscheitelwassserstand für den 1. November 2011 an 14 Orten entlang der Elbe. Durch die Berücksichtigung der WAsP-Korrekturfaktoren verringern sich stromauf von Glückstadt die Abweichungen zwischen Modell und Messung.



Abbildung 13: Differenz der gemessenen und modellierten Sturmflutscheitelwasserstände (Messung – Modell) für den 1. November 2006 (Szenario 5) mit (schwarz) und ohne (rot) Verwendung der WAsP-Korrekturfaktoren.

5 Präoperationeller Betrieb

Im Rahmen eines präoperationellen Betriebes soll das Verhalten des BAW-Vorhersagemodells-Elbe in der Vorhersageumgebung des BSH geprüft und gegebenenfalls angepasst werden. Hierfür wird das BAW-Vorhersagemodell-Elbe auf dem Vorhersagerechner des BSH installiert. Das Modell muss die Windvorhersage des DWD, die Wasserstandsvorhersagen des BSH für die Nordsee sowie die von der BfG zu Verfügung gestellte Abflussmessung Neu Darchau zum geeigneten Zeitpunkt lesen und anschließend eine Vorhersage für die Elbe durchführen.

Das BAW-Vorhersagemodell-Elbe wurde Ende 2010 auf den Rechner des BSH portiert. Das Programmpaket wurde bei der BAW auf einem SGI - Rechner mit linux - Betriebssystem entwickelt. Beim BSH laufen die operationellen Vorhersagen auf einem IBM-Rechner mit AIX -Betriebssystem. Nach geringfügigen Anpassungsarbeiten aufgrund der unterschiedlichen Fortran 90 - Compiler wurde im November 2010 der präoperationelle Betrieb des BAW-Vorhersagemodell Elbe in der Vorhersageumgebung des BSH aufgenommen.

Jeden Tag am frühen Morgen werden im Anschluss an die operationellen Vorhersagen des DWD und BSH die Randwerte für das BAW-Vorhersagemodell-Elbe vorbereitet. Anschließend wird eine 24-stündige Vorhersage für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt mit dem BAW-Vorhersagemodells-Elbe durchgeführt. Tab. 2 gibt einen Überblick zum Ablauf einer 24 - stündigen Vorhersage sowie zur benötigten Zeit.

Tabelle 2: Ablauf der Vorhersage im präoperationellen Betrieb beim BSH für einen Vorhersagezeitraum von 24 Stunden.

Vorhersage Nordsee und Deutsche Bucht mit BSH-cmodnoku	2 Stunden
Vorbereitung Randwerte BAW-Vorhersagemodell Elbe	1,5 Stunden
Vorhersage mit BAW-Vorhersagemodell Elbe (UnTRIM2007)	1,5 Stunden

Im präoperationellen Betrieb werden sowohl zum Erzeugen der Randwerte für die Wasserstands- und Salzgehaltsentwicklung als auch für die Windentwicklung die Vorhersagen des BSH und des DWD verwendet. Da bereits diese Daten einen Vorhersagefehler enthalten können, sollte dieser auch in den Vorhersageergebnissen für die Elbe zu sehen sein. Im präoperationellen Betrieb wird Wasserstand, Strömung und Salzgehalt für einen 24-stündigen Zeitraum vorhergesagt.

Bereits in den ersten Monaten des präoperationellen Betriebes treten für die Vorhersage interessante Oberwasserzufluss- und Windsituationen auf. Im Januar 2011 steigt der Oberwasserzufluss (Messung Neu Darchau) auf $Q = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$ an. Am 5. Februar 2011 wird in der Elbe eine Sturmflut beobachtet. Anfang März und Anfang Mai 2011 treten mittlere Verhältnisse bezogen auf Thw und Tnw auf. Im folgenden Kap. werden die Vorhersageergebnisse für ausgewählte Zeiträume und Orte mit Messungen (siehe Pegelonline) verglichen.

5.1 Hoher Abfluss im Januar 2011

Zwischen dem 16. Januar 2011 und dem 24. Januar 2011 steigt der Abfluss der Elbe bei Neu Darchau von 2330 m³/s auf 3570 m³/s an. Abb. 14 zeigt den Wasserstandsverlauf für diesen Zeitraum bei Bake Z auf dem Rand des BAW-Vorhersagemodells Elbe zum BSH Nordsee Modell. Die dunkelblau gekennzeichnete Wasserstandszeitreihe ist aus acht 24-stündigen Vorhersagen des BSH-Nordseemodells zusammengesetzt. Der Vergleich Messung (hellblau) mit Modell (dunkelblau) gibt einen Hinweis auf die Vorhersagegüte des Nordseemodells an diesem Ort und somit auf die Güte der Randwerte für das BAW-Vorhersagemodell Elbe. In diesem Zeitraum findet man Abweichungen zwischen Messung und Vorhersage sowohl im Tidehochwasser Thw als auch im Tideniedrigwasser Tnw. Die acht 24-stündigen Wasserstandsvorhersagen aus dem BAW-Vorhersagemodell Elbe für Cuxhaven, Hamburg St. Pauli und Zollenspieker sind in Abb. 15 bis Abb. 17 dargestellt.

Aufgrund der Untersuchungen zu Szenario 2 (siehe Kap. 3) erwartet man für ansteigenden Oberwasserzufluss, dass die Vorhersage das Thw (siehe Abb. 7 bzw. Abb. 9 rote Quadrate) zwischen Brunsbüttel und Geesthacht unterschätzt und das Tnw (siehe Abb. 8 bzw. Abb. 10 rote Quadrate) zwischen Cuxhaven und Hamburg St. Pauli überschätzt. Dieses erwartete Verhalten wird in den hier gezeigten Vorhersagen beobachtet. Im Bereich stromauf von Hamburg, z. B. bei Zollenspieker (Abb. 17, hellblau), werden die Wasserstände deutlich durch den hohen Oberwasserzufluss modifiziert. Das Tnw und das Thw liegen über dem mittleren MTnw und MThw und der Tidehub Thb ist deutlich kleiner als bei mittleren Abflussverhältnissen. Dieses beschriebene Verhalten ist



auch in den Wasserstandsvorhersagen des BAW-Vorhersagemodells Elbe (Abb. 17, dunkelblau) abgebildet.

Abbildung 14: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Bake Z auf dem Rand des BAW-Vorhersagemodells-Elbe zum BSH Nordsee Modell im Januar 2011. Die Vorhersage des Nordseemodells (BSH) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.



Abbildung 15: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Cuxhaven im Januar 2011. Die Vorhersage (BAW) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.



Abbildung 16: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Hamburg St. Pauli im Januar 2011. Die Vorhersage (BAW) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.



Abbildung 17: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Zollenspieker im Januar 2011. Die Vorhersage (BAW) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.

5.2 Mittlere Verhältnisse im März 2011

Zwischen dem 5. und 9. März 2011 sinkt der Abfluss der Elbe bei Neu Darchau von 1030 m³/s auf 945 m³/s. Abb. 18 zeigt den Wasserstandsverlauf in diesem Zeitraum bei Bake Z auf dem Rand des BAW-Vorhersagemodells Elbe zum BSH-Nordsee Modell. Diese Wasserstandszeitreihe ist aus vier 24-stündigen Vorhersagen zusammengesetzt. Der Vergleich Messung mit Modell bei Bake Z zeigt, dass für den betrachteten Zeitraum die Thw vom Nordseemodell des BSH sehr gut vorhergesagt werden. Die Tnw liegen in diesem Zeitraum im Nordseemodell ca. 25 cm höher als in der Messung.

Die vier 24-stündigen Wasserstandsvorhersagen für Cuxhaven, Hamburg St. Pauli und Zollenspieker sind in Abb. 19 bis Abb. 21 dargestellt. Aufgrund der Untersuchungen zu Szenario 1 (mittlere Verhältnisse, siehe Kap. 3) erwartet man für die Vorhersage des Thw zwischen Brunsbüttel und Geesthacht Abweichungen von der Messung von \pm 10 cm (Abb. 7 bzw. Abb. 9, blaue Rhomben). Für das Tnw erwartet man zwischen Cuxhaven und Hamburg St. Pauli zu hohe Werte im Vergleich zur Messung (Abb. 8 bzw. Abb. 10, blaue Rhomben). Das erwartete Verhalten wird in den dargestellten Vorhersagen beobachtet.

Zwischen Cuxhaven (Abb. 19) und Hamburg St. Pauli (Abb. 20) weichen die Vorhersagen des BAW-Vorhersagemodells Elbe für das Thw um weniger als \pm 10 cm von der Messung ab. Das Thw wird in der Vorhersage ca. 10 Minuten zu spät erreicht. Diese Abweichungen zwischen Vorhersage und Messung liegen in der Größenordnung, die bereits in den Randwerten aus dem Nordseemodell bei Bake Z (siehe Abb. 18) zu beobachten sind.



Abbildung 18: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Bake Z im März 2011. Die Vorhersage des Nordseemodells (BSH) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.



Abbildung 19: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Cuxhaven im März 2011. Die Vorhersage (BAW) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.



Abbildung 20: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Hamburg St. Pauli im März 2011. Die Vorhersage (BAW) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.



Abbildung 21: Präoperationeller Betrieb: Wasserstandsentwicklung bei Zollenspieker im März 2011. Die Vorhersage (BAW) ist dunkelblau und die Messung hellblau gekennzeichnet.

Die Vorhersageergebnisse des BAW-Vorhersagemodells Elbe aus dem präoperationellen Betrieb zeigen entlang der Elbe, wie aus den Ergebnissen für den Kalibrierungs- und Validierungszeitraum zu erwarten, in Abhängigkeit von der Vorhersagegüte des Wasserstandes auf dem Rand zur Nordsee, sehr zufriedenstellende Vorhersagen des Tidehochwassers Thw sowie der Eintrittszeit des Thw und weniger zufriedenstellende Vorhersagen des Tideniedrigwasser Tnw.

6 Weitere Arbeiten

Um die Vorhersagegüte von der Tidephase unabhängig zu machen, wird parallel zum präoperationellen Betrieb an einer Verbesserung der Kalibrierung des BAW-Vorhersagemodells Elbe gearbeitet. Eine Verbesserung der Wasserstandsvorhersage wird durch die Wahl einer anderen Parametrisierung der Bodenreibung erzielt. Statt der Formulierung der Bodenschubspannung nach Chezy wird die wassertiefenabhängige Formulierung nach Nikuradse (CASULLI und LANG 2004b) verwendet. Besonders die Vorhersage des Tideniedrigwassers Tnw wird durch diese Parametrisierung deutlich verbessert.

Zusätzlich wird die Vorhersage der Wassertemperatur ermöglicht. Dafür wird am landseitigen Rand bei Bleckede, die bei Cumlosen (Elbe-km 470) vom LUGV Brandenburg gemessenene Wassertemperatur vorgegeben. Am seeseitigen Rand wird die Temperaturvorhersage aus dem Nordseemodell des BSH berücksichtigt.

Mit diesem weiterentwickelten BAW-Vorhersagemodell Elbe (PROPTEL) wird erneut Szenario 1 modelliert. Hierbei werden ebenfalls die aus der Wasserstandsmessung an Bake Z generierten Wasserständen für zwei Tage im Juli 2006 an den Orten Cuxhaven (dunkelrot) und Hamburg St. Pauli (dunkelblau) ist in Abb. 22 dargestellt. Zusätzlich ist die bereits in Abb. 3 gezeigte Wasserstandsentwicklung eingetragen. Die Änderungen im Modell wirken sich besonders auf die Höhe des Tnw aus, die Thw verändern sich lediglich geringfügig. Die Abweichung zwischen gemessenem und modelliertem Tnw wird deutlich kleiner.



Abbildung 22: Wasserstandsentwicklung im Juli 2006 (Szenario 1) berechnet mit dem BAW-Vorhersagemodell der Elbe (OPTEL), Cuxhaven (rot) und Hamburg St. Pauli (blau) (vgl. Abb. 3), sowie mit dem weiterentwickelten BAW-Vorhersagemodell der Elbe (PROPTEL), Cuxhaven (dunkelrot) und Hamburg St. Pauli (dunkelblau). Die Wasserstandsrandwerte sind aus der Messung Bake Z generiert. Die Messungen sind grün gekennzeichnet.



Abbildung 23: (Szenario 1) Mittelwert und Standardabweichung der Differenzen zwischen gemessenen und modellierten Werten des Thw (rot), Tnw (grün) Tmw (blau) und Thb (lila). Das Elbemodell PROPTEL verwendet Wasserstandsrandwerte generiert aus der Messung Bake Z.

Für diese Neuberechnung des Szenario 1 wird ebenfalls eine statistische Auswertung der Wasserstandszeitreihen durchgeführt. Abb. 23 zeigt die Differenz zwischen gemessenen und modellierten Thw, Tnw, Thb und Tmw an 14 Pegeln entlang der Elbe. Zusätzlich ist die Standardabweichung eingetragen. Zwischen Bake Z und Zollenspieker überschätzt das Modell das Tidehochwasser Thw um 5 bis 10 cm mit einer Standardabweichung von bis zu ± 2 cm und das Tideniedrigwasser Tnw um 5 bis 15 cm mit einer Standardabweichung von ebenfalls bis zu ± 2 cm. Zusätzlich erkennt man eine deutlich bessere Übereinstimmung zwischen gemessenem und modellierten Tidehub Thb und Tidemittelwasser Tmw. Der Vergleich mit den in Abb. 6 dargestellten Werten zeigt, dass die veränderte Kalibrierung zu einer deutliche Verringerung der Differenz zwischen den modellierten und gemessenen Werten geführt hat.

Diese verbesserte Version des BAW-Vorhersagemodells Elbe ersetzt seit Januar 2012 die ursprüngliche Version des BAW-Vorhersagemodell Elbe im präoperationellen Betrieb beim BSH und erzeugt räumlich und zeitlich hochaufgelöste Vorhersagen. Beispielhaft zeigt Abb. 24 die Vorhersage für den 17. Juni 2013 15:05 UTC. Dargestellt sind der Wasserstand, die tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit und der tiefengemittelte Salzgehalt im Bereich zwischen Scharhörn und Glückstadt. Zum dargestellten Zeitpunkt herrscht Ebbeströmung stromauf von Glückstadt, zwischen Glückstadt und Brunsbüttel kentert die Ebbeströmung. Der Juni 2013 wird durch hohe Abflüsse geprägt. Im Vorhersagezeitraum werden Q = $3250 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Bleckede vorgegeben. Den Einfluss der langanhaltenden hohen Abflüssen erkennt man deutlich in den niedrigen Salzgehalten bei Cuxhaven.



Abbildung 24: Vorhersage aus dem präoperationellen Betrieb für den 17. Juni 2013 15:05 UTC. Dargestellt sind beispielhaft Wasserstand (oben), tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit (Mitte) und tiefengemittelter Salzgehalt (unten) in der Elbmündung zwischen Scharhörn und Glückstadt. Trockengefallene Wattflächen sind in Grau gehalten. Im Vorhersagezeitraum wird bei Bleckede ein Abfluss von 3250 m³/s vorgegeben.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Projektes OPTEL-C wird eine operationelle Wasserstands-, Strömungsund Salztransportvorhersage für die Tideelbe entwickelt, die auch bei extremen Windund/oder Oberwassersituationen Vorhersagen zur Verfügung stellt. Bei der Konzeption des Vorhersagesystems aus Atmosphäre, Nordsee und Tideelbe wird beachtet, dass eine Übertragung des Vorhersagesystems auf die Ästuare von Jade-Weser und Ems möglich ist.

Auf der Grundlage des 3-dimensionalen hydrodynamischen numerischen Modells UnTRIM (CASULLI und WALTERS 2000) wird das BAW-Vorhersagemodell Elbe entwickelt. Das mathematische Verfahren UnTRIM eignet sich besonders für Anwendungen in geometrisch komplexen Ästuaren mit regelmäßigem Überfluten und Trockenfallen. Das BAW-Vorhersagemodell für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt in der Tideelbe erhält Informationen über den vorhergesagten Wind über der Elbe aus dem Wettervorhersagemodell COSMO-EU des DWD (2012). Mit Hilfe der in OPTEL-B entwickelten WASP-Korrekturfaktoren wird ein downscaling der COSMO-EU Windfelder für die Tideelbe durchgeführt. Am seeseitigen Rand zur Nordsee werden Wasserstands- und Salztransportvorhersagen aus dem Vorhersagemodell BSHcmod (DICK et al. 2001) des BSH vorgegeben. Als Abfluss für den Vorhersagezeitraum wird die letzte verfügbare Abflussmessung in Neu Darchau (BfG) verwendet. Die vom BAW-Vorhersagemodell Elbe benötigten Schnittstellen zu den genannten Randwerten sind in OPTEL-C in enger Zusammenarbeit mit OPTEL-A (BORK und MÜLLER-NAVARRA 2012) und OPTEL-B (GANSKE und ROSENHAGEN 2012) entwickelt worden.

Im Projektzeitraum OPTEL-C konnte gezeigt werde, dass die Schnittstelle zum Wettervorhersagemodell des DWD (GANSKE und ROSENHAGEN 2012) für beliebige Modellgebiete, wie z. B. das Jade-Weser-Ästuar einsetzbar ist. Das BAW-Vorhersagemodell Elbe kann prinzipiell auch für dieses Ästuar Wasserstandsvorhersagen durchführen.

Zur Kalibrierung und Validierung des BAW-Vorhersagemodells Elbe stehen Messungen von Wasserstand, Strömung und Salzgehalt entlang des Ästuars sowie Randwerte für 6 Szenarien aus den Jahren 2006, 2007 und 2008 zur Verfügung. Die Wasserstandsrandwerte stammen zum einen aus dem Vorhersagemodell des BSH und zum anderen aus Messungen. Die von OPTEL-D (STROTMANN et al. 2011) ausgewählten Szenarien beinhalten unterschiedliche meteorologische und hydrologische Situationen, wie mittlere Verhältnisse, Sturmfluten, Sturmebbe oder sehr hohe bzw. sehr niedrige Oberwasserzuflüsse.

Der Vergleich von Messung mit Vorhersage für die 6 Szenarien zeigt die Bedeutung der Randwerte für die Güte der Vorhersage entlang des Ästuars. Wird die Vorhersage der Szenarienzeiträume mit Messungen des Wasserstandes angetrieben, so werden die Tidehochwasser Thw entlang der Elbe auf \pm 10 cm und die Tideniedrigwasser Tnw entlang der Elbe auf \pm 40 cm vorhergesagt. Durch den Einsatz von Ergebnissen aus dem Vorhersagemodell des BSH (DICK et al. 2001) zur Randwertgenerierung für die Szenarienzeiträume erreicht die Vorhersage \pm 10 cm/ - 25 cm im Tidehochwasser Thw und \pm 30 cm/-60 cm im Tideniedrigwasser Tnw, da die Vorhersagen für die Elbe zusätzlich von der Vorhersagegüte der Randwerte abhängen. Die Wasserstandsvorher-

sage für die Elbe verbessert sich besonders bei Sturmflut durch den Einsatz der von OPTEL-B bereitgestellten WAsP-Korrekturfaktoren im BAW-Vorhersagemodell Elbe.

Das BAW-Vorhersagemodell Elbe läuft seit dem 8. Januar 2011 ununterbrochen im präoperationellen Betrieb auf dem Rechner des BSH und erzeugt jeden Tag auf der Grundlage der Vorhersagen von BSH und DWD eine räumlich und zeitlich hochaufgelöste Vorhersage für Wasserstand, Strömung und Salzgehalt für die Tideelbe. Zur Randwertaufbereitung und Vorhersage der nächsten 24 Stunden benötigt das BAW-Vorhersagemodell Elbe derzeit auf dem Rechner des BSH 3 Stunden.

Um die Vorhersagegüte von der Tidephase unabhängig zu machen, wurde parallel zur präoperationellen Phase an einer Verbesserung der Kalibrierung des BAW-Vorhersagemodells Elbe gearbeitet. Die veränderte Kalibrierung führt zu einer deutliche Verringerung der Differenz zwischen den modellierten und gemessenen Wasserständen. Seit Januar 2012 wird diese Version des BAW-Vorhersagemodells Elbe im präoperationellen Betrieb beim BSH betrieben.

Die bisherigen Vorhersageergebnisse des BAW-Vorhersagemodells Elbe aus dem präoperationellen Betrieb zeigen entlang der Elbe, wie aus den Ergebnissen für den Kalibrierungs- und Validierungszeitraum zu erwarten, in Abhängigkeit von der Vorhersagegüte des Wasserstandes auf dem Rand zur Nordsee, sehr zufriedenstellende Vorhersagen des Tidehochwassers Thw und des Tideniedrigwasser Tnw.

8 Danksagung

Wir danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung BMBF für die gewährte Finanzierung (Förderkennzeichen 03KIS071 / KFKI 101). Wir danken dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Unterstützung des Projektes in der Antragsphase und die fachliche Begleitung in der Bearbeitungsphase. Besonderer Dank gilt den Mitgliedern der projektbegleitenden Gruppe für fruchtbare Diskussionen und weiterführende Anregungen.

9 Schriftenverzeichnis

- BORK, I. und MÜLLER-NAVARRA, S.: OPTEL-A Entwicklung eines operationellen Tideelbemodells auf der Basis des hydrodynamisch-numerischen Modellverfahrens BSHcmod für die Nord- und Ostsee. Die Küste, 79, 2012.
- CASULLI, V. und LANG, G.: Mathematical Model UnTRIM User Interface Description. Bericht. Bundesanstalt für Wasserbau Dienststelle Hamburg, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg. BAWiki unter www.baw.de, 2004.
- CASULLI, V. und LANG, G.: Mathematical Model UnTRIM Validation Document. Bericht. Bundesanstalt für Wasserbau Dienststelle Hamburg, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg. BAWiki unter www.baw.de, 2004b.
- CASULLI, V. und WALTERS, R. A.: An unstructured, three dimensional model based on the shallow water equations, International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 32, 331-348, 2000.
- DGJ Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch Elbegebiet, Teil III Untere Elbe ab der Havelmündung 2006. Freie und Hansestadt Hamburg, Behörde für Wirtschaft und Arbeit - Hamburg Port Authority, 2010.

DICK, S.; KLEINE, E.; MÜLLER-NAVARRA, S.; KLEIN, H. und KOMO, H: The Operational Circulation Model of BSH (BSHcmod), Model description and validation. Bericht des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie, 29, 49 S., 2001.

DWD: Regionalmodell COSMO-EU. Internet Bericht des DWD. www.dwd.de, 2012.

- GANSKE, A. und ROSENHAGEN, G.: OPTEL-B Hochaufgelöste Windfelder aus Lokalmodellen für die Tideelbe. Die Küste, 79, 2012.
- KREMP, C.: OPTEL-C Entwicklung eines operationellen Tidemodells der Elbe sowie einer Modellkopplung mit dem BSH-Vorhersagemodell der Nordsee. Abschlussbericht. Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg, 2011.
- PEGELONLINE: Gewässerkundliches Informationssystem der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes. www.pegelonline.wsv.de, Stand: 8.9.2011.
- SMITH, S. D. und BANKE, E. G.: Variation of Sea Surface Drag Coefficient with Wind Speed. Quart, Jour. of the Royal Meteorological Society, 101, 665-673, 1975.
- STROTMANN, T.; RADEGAST, C. und FERK, U.: OPTEL-D Studien zur Stauentwicklung in der Tideelbe. Abschlussbericht. Hamburg Port Authority, 2011.
- STROTMANN, T.; RADEGAST, C. und FERK, U.: OPTEL-D Untersuchungen zur Stauentwicklung in der Tideelbe. Die Küste, 79, 2012.
- WSV: Staustufe Geesthacht. Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost, Wasser- und Schifffahrtsamt Lauenburg, 1994.

Untersuchungen zur Stauentwicklung in der Tideelbe (OPTEL-D)

Thomas Strotmann, Caroline Radegast und Ulrich Ferk

Zusammenfassung

Im Rahmen von OPTEL-D wurde eine umfassende Untersuchung der Stauentwicklung in der Tideelbe von Cuxhaven nach Hamburg bei Sturmfluten durchgeführt. Im Fokus stand eine Verbesserung der empirischen Sturmflutvorhersage für die Tideelbe. Dabei wurden die für die Staugenerierung und -übertragung ins Ästuar maßgeblichen Parameter identifiziert und - soweit möglich - quantifiziert. Die empirischen Untersuchungen von rd. 150 Sturmfluten in OPTEL-D haben wichtige Ergebnisse für die Sturmflutforschung im Elbeästuar geliefert:

- Zwischen Brokdorf und Hamburg-St. Pauli existiert eine zufriedenstellende lineare Übertragungsfunktion für den Stau mit einem mittleren Prognosefehler von ca. 10 cm. (Der Übertragungsfehler von Cuxhaven nach Hamburg-St. Pauli beträgt im Mittel etwa 20 cm).
- Lokale Windfelder im Mündungstrichter zwischen Cuxhaven und Brokdorf können einen erheblichen Einfluss auf die Entwicklung des Staus haben.
- Die windstauwirksamste Windrichtung im Elbmündungsgebiet (zwischen Cuxhaven und Brunsbüttel) wurde zu 260° ermittelt.
- Ein in OPTEL entwickeltes empirisches Modell für die Prognose von Sturmflutwasserständen für Hamburg berücksichtigt den Stau in Cuxhaven, den Einfluss des Oberwassers und den lokalen Wind im Mündungsgebiet. Ein Hindcast mit diesem Modell zeigt signifikant verbesserte Vorhersageergebnisse für Sturmfluten in Hamburg.
- Darüber hinaus haben die Untersuchungen zur Kinematik des Staus einen wichtigen Beitrag zur Verbesserung des phänomenologischen Prozessverständnisses der Sturmflutpropagation durch ein Ästuar geleistet. Die unterschiedlichen Mechanismen der Stauentwicklung und die daraus resultierende Wellenkinematik im Ästuar wurden in Detail erfasst und beschrieben. Auf dieser Grundlage ergibt sich weiteres Potenzial zur Verbesserung der Sturmflutvorhersage in Tideästuaren.

Schlagwörter

Elbe, Tideelbe, Hamburg, Sturmflut, Sturmflutvorhersage, Stau, Staudynamik

Summary

The project OPTEL-D aimed at an improvement of empirical storm surge forecasts for the tidal Elbe River and Hamburg. Within the scope of OPTEL-D an extensive analyses of the propagation of surges in the Elbe estuary from the mouth at Cuxhaven to Hamburg was carried out. Parameters affecting the generation and propagation of wind set-up in the tidal Elbe River were identified and – as far as possible - quantified. The analyses are based on data from ca. 150 storm surges between 1980 and today. Based on the results obtained, a new empirical model for storm surge forecasts for Hamburg was developed, which considers the height of the surge peak at Cuxhaven, the fresh water discharge and the effects of the local wind in the mouth of the estuary on the water level. Hindcast-calculations with the empirical model show remarkable improvements of high water level forecasts for Hamburg. Further investigations in OPTEL-D, which led to a categorization of different storm surge types in terms of the "dynamics" of the surge generation revealed possibilities for further improvements of storm surge forecasts for tidal estuaries like the Elbe River.

Keywords

Elbe River, Hamburg, storm surge, storm surge forecast, wind set-up, storm surge dynamics

Inhalt

172
172
173
174
175
175

1 Einleitung und Aufgabenstellung

Bei der Vorhersage der Wasserstände für die Deutsche Nordseeküste und die Tideflüsse hat es in den letzten Jahren, nicht zuletzt auch durch den Einsatz immer leistungsfähigerer meteorologischer Prognosemodelle, deutliche Verbesserungen gegeben. Gleichwohl zeigen sich bei einzelnen Ereignissen, vornehmlich bei Sturmfluten, bisweilen immer noch unbefriedigende Vorhersagegenauigkeiten. Die Schwächen der Sturmflutprognosen betreffen dabei nicht nur die Erfassung des Systemverhaltens in der offenen Nordsee, sondern insbesondere auch die meteorologischen und hydrodynamischen Vorgänge und Wechselwirkungen beim Einlaufen einer Sturmflut in ein Tideästuar wie das der Elbe.

Grundsätzlich dürfen die hydrodynamischen Verhältnisse der Tideelbe auch in Bezug auf Sturmfluten als vergleichsweise gut untersucht bezeichnet werden. So ist beispielsweise bekannt, dass mit der absoluten Höhe des Sturmflut-Scheitelwasserstands in Cuxhaven auch die Sturmflut-Scheiteldifferenz zwischen Hamburg und Cuxhaven zunimmt. Ebenso ist das Maß der Beeinflussung der Wasserstandshöhen durch den Oberwasserzufluss aus der Mittelelbe seit langem in den Vorhersageverfahren verankert. Gleichwohl zeigt die Auswertung der Vorhersagen des Hamburger Sturmflutwarndienstes (WADI) der letzten Jahre, dass eine erstaunlich große Bandbreite bei der Stau-Übertragung von Cuxhaven nach Hamburg besteht. So liegt ein engerer, statistisch belastbarer Zusammenhang zwischen der Wasserstandshöhe in Cuxhaven und Hamburg bei Sturmfluten nicht vor. Dies wird auch durch das folgende Beispiel deutlich: Die größte Sturmflut-Scheiteldifferenz zwischen Hamburg und Cuxhaven, die bislang registriert wurde, beträgt 166 cm; sie trat aber bei einer nicht besonders hohen Sturmflut (< 840 cm PN in Cuxhaven) auf. Andererseits war z. B. bei der sehr hohen Sturmflut vom 27.2.1990 (953 cm PN am Pegel Cuxhaven) zwischen Hamburg und Cuxhaven gerade einmal eine Höhendifferenz von 100 cm zu verzeichnen. Offenbar spielen bei der Scheitelhöhenentwicklung einer Sturmflut in der Unterelbe also noch andere Einflussgrößen als die absolute Höhe der Flut am Mündungspegel sowie die Oberwasserzuflussmenge eine nicht zu vernachlässigende Rolle.



Abbildung 1: Scheitelhöhen der Sturmfluten vom 26.2.1990 und 25.10.1998 in der Tideelbe.

Abb. 1 veranschaulicht diesen Umstand anhand des Vergleichs der Sturmfluten vom 26.2.1990 und 25.10.1998. Beide Fluten wiesen in Cuxhaven mit knapp 840 cm PN fast exakt die gleiche Höhe auf, unterlagen zudem einem ähnlichen Oberwasserzufluss, entwickelten sich stromauf aber sehr unterschiedlich. Die Differenz der Scheitelhöhen beider Sturmfluten steigt kontinuierlich an; am Pegel St. Pauli beträgt sie schließlich 60 cm. Dieses Beispiel verdeutlicht, dass trotz der erreichten Fortschritte der letzten Jahre eine weitere Verbesserung der Sturmflutprognosen für die Elbe erforderlich ist. Zum einen, um generell den Schutz von Menschen und Sachgütern optimieren zu können, zum anderen, um den laufenden Betrieb des Hafens besser auf Hochwasserereignisse vorbereiten zu können. Ein solcher Bedarf besteht diesbezüglich nicht nur bei den auf numerischen Modellen basierenden Sturmflutprognosen des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), sondern auch beim bestehenden empirisch-statistischen Vorhersageverfahren des Hamburger Sturmflutwarndienstes der Hamburg Port Authority (HPA).

Ziel des von der HPA bearbeiteten Teilprojekts OPTEL-D war daher die empirische Untersuchung der Stauentwicklung in der Tideelbe von Cuxhaven nach Hamburg und die Identifizierung der diese maßgeblich beeinflussenden Parameter. Im Fokus stand dabei zum einen die zuvor nur spärlich untersuchte Wirkung des lokalen Windes über dem Ästuar und zum anderen die "Dynamik" der Stauentwicklung (in der Literatur bisweilen auch mit "Charakter" einer Sturmflut umschrieben). Die Ergebnisse sollten Grundlage für eine Verbesserung der Sturmflutvorhersage in Tideästuaren sein und einen Beitrag zum phänomenologischen Systemverständnis liefern.

2 Sturmflutgeschehen in Tideästuaren

Im Vergleich zur offenen Küste ist das Sturmflutgeschehen in einem Tideästuar deutlich komplexer. Es kann als Ergebnis des Zusammenwirkens verschiedener Rand- und Eigenwerte eines Systems betrachtet werden, wobei die Randwerte analog zum normalen Tidegeschehen auch bei Sturmfluten sowohl von unter- wie auch von oberhalb des Ästuars auf das System wirken. Im Wesentlichen sind in Anlehnung an SIEFERT (1978) die folgenden Einflussgrößen zu nennen:

- Gezeitensignal aus der Nordsee
- meteorologische und barometrische Einflüsse (insbesondere Windstau)
- fluvialer Zufluss aus dem Flusseinzugsgebiet
- Eigenwerte des Ästuars (u.a. Konvergenz, Rauigkeit, Reflexionseigenschaften)

Die einzelnen Einflussgrößen und ihre Bedeutung für den Sturmflutablauf in Ästuaren werden im Folgenden kurz erläutert.

2.1 Tide und Windstau

In der Nordsee wird das Gezeitensignal aus dem Atlantik durch meteorologische und barometrische Einflussgrößen überlagert. Dabei kann die erzeugende Komponente sowohl über der Nordsee wirken (statischer Luftdruck oder lokale Windfelder) als auch externen Ursprungs sein (external surge). Als bedeutendste Einflussgröße für die Deutsche Bucht ist der durch lokale Windfelder an dem besonders flachen Küstensaum der südöstlichen Nordsee generierte Windstau bzw. -sunk zu nennen. Durch die Reibung der Luftströmung an der Wasseroberfläche wird über Schubspannungen Energie in den Wasserkörper eingetragen. Der Energieeintrag erzeugt eine Teilchenbewegung in der Wassersäule, die ein lineares Strömungsprofil annimmt. In einem umrandeten Becken wie der Nordsee führt dieser Massentransport zu einer Schieflage des Ruhewasserspiegels, die zum Erhalt des hydrostatischen Gleichgewichts eine dem Windangriff entgegengesetzte sohlnahe Rückströmung erzeugt (MALCHAREK 2010). Der Stau nimmt mit abnehmender Wassertiefe zu. Dies kann insbesondere in den küstennahen Flachwasserbereichen der Deutschen Bucht beobachtet werden. Bedingt durch die verringerte Wassertiefe wirkt sich der Windstaueffekt während des Tideniedrigwassers stärker aus als beim Tidehochwasser (GÖHREN 1968; NASNER 2009).

Der Wasserstandsverlauf einer Sturmflut wird durch mehrere Einflussgrößen und insbesondere deren zeitlichem Ablauf relativ zueinander bestimmt. Insbesondere die meteorologischen Einflüsse weisen eine hohe natürliche Variabilität hinsichtlich der Zugbahnen der Tiefdrucksysteme, dem zeitlichen Ablauf und der Intensität der Sturmfelder auf. Der an der Küste durch einen Sturm entstehende Stau wird wesentlich durch die Phasenlage zu den Gezeiten geprägt (SIEFERT 1968; GÖNNERT 2003).

2.2 Fluvialer Zufluss

Der Oberwasserzufluss der Mittelelbe hat vorwiegend im Flussabschnitt zwischen Geesthacht und Schulau einen spürbaren Einfluss auf die Sturmflutwasserstände. Am Pegel St. Pauli führt eine Veränderung des (am Pegel Neu Darchau gemessenen) Oberwasserzuflusses um 100 m³/s (gegenüber dem mittleren Abfluss von etwa 700 m³/s) zur Veränderung eines Sturmflutscheitels um etwa einen Zentimeter (SIEFERT und CHRISTIANSEN 1983). Oberhalb des Hamburger Stromspaltungsgebietes sind die Einflüsse des Oberwassers auf die Wasserstände deutlich größer (BAW 2000), da der hier vorhandene Querschnitt des Gewässerbetts der Tideelbe bzw. die hydraulische Leistungsfähigkeit vergleichsweise gering ist, und eine Änderung des Abflusses so zu einer entsprechenden Reaktion des lokalen Ruhewasserspiegels führt.



Abbildung 2: Unterschiede im Spiegelgefälle des Tidemittelwassers im Elbeästuar bei verschiedenen Oberwasserzuflüssen; ohne Windstaueinwirkung (FICKERT und STROTMANN 2009).

Phänomenologisch kann die Wirkung des Oberwassers auf die Tidedynamik nach FICKERT und STROTMANN (2009) wie folgt beschrieben werden: Das Oberwasser wird im Wechsel der Gezeiten über die Dauer des Flutstroms "eingestaut" und muss zusätzlich zum Flutstromvolumen während der Ebbe abgeführt werden. In Verbindung mit dem Dichtegefälle und dem durch die Asymmetrie der Tidewelle bedingten Massentransport von See in das Ästuar hinein, bildet sich ein hydrostatischer Druckgradient aus, welcher durch die vorhandene Inklination des Tidemittelwasserspiegels zwischen der Mündung und der Sohlrampe beim Übergang vom seeschiffstiefen zum binnenschiffstiefen Fahrwasser (vgl. Abb. 2) zum Ausdruck kommt. Dieser dem Energieeintrag aus der Nordsee entgegen gerichtete hydrostatische Druckgradient beeinflusst die Transformation des Gezeitensignals. Die bei höheren Oberwasserabflüssen zu beobachtende Verminderung des Tidehubs im Ästuar ist das Ergebnis verschiedener Faktoren. Zunächst kostet die Überwindung der Höhendifferenz im Ruhewassersspiegelgefälle der fortschreitenden Tidewelle potentielle Energie, was insbesondere oberhalb Hamburgs zu Buche schlägt und eine merkliche Dämpfung der Amplitude zur Folge hat. Pegelauswertungen zeigen aber auch eine Erhöhung des mittleren Tidehubs in Cuxhaven während der Perioden mit extrem hohem Oberwasserzufluss. Diese Beobachtung deutet daraufhin, dass es in der Tideelbe eine wandernde Reflektionszone gibt, deren Lage durch das Oberwasser bestimmt wird, und die bei extremem Oberwasserzufluss bis in die Mündung hinausgeschoben werden kann.

2.3 Eigenwerte des Ästuars

Bereits SIEFERT (1978) betonte die Bedeutung der Eigenwerte eines Ästuars für den Sturmflutablauf und nannte dabei u.a. die folgenden Einflussgrößen:

- Geometrie und Rauigkeit des Flusses (Länge, Tiefe, Breite, Querschnitte)
- Ausbauten, Hafenbauten, Vordeichungen, Absperrungen von Nebenflüssen
- Betrieb von Sperrwerken, Wehren
- Höhe und Haltbarkeit von Hochwasserschutzanlagen
- Örtliche Windeffekte

Physikalisch gesehen ist die Tideelbe ein einseitig offener Schwingungsraum, dessen Wassermasse durch die periodische Gezeitenschwingung an ihrer seeseitigen Öffnung zu eigenen Schwingungen angeregt wird. Nichtperiodische Komponenten aus lokalen Druckschwankungen sowie windgenerierter Stau oder Sunk überlagern das Eingangssignal am offenen Rand des Systems. Für die Tidedynamik der Elbe zwischen ihrer Mündung und dem Wehr in Geesthacht ist die hydromorphologische Beschaffenheit des Gewässerbettes von besonderer Bedeutung. Diese charakterisiert die Dämpfungs-, Absorptions- und Reflexionseigenschaften und damit die Eigenfrequenz des Schwingungsraumes Ästuar gegenüber dem Energie- bzw. Impulseintrag durch das Gezeitensignal. Die Transformation der Tidewelle von der Mündung eines Ästuars bis zur oberen Tidegrenze wird dabei maßgeblich durch die Rauheit seiner Gewässersohle und Ufer geprägt, welche durch Reibung Energie aus dem System entziehen. Die stromauf gesehen kontinuierlich fortschreitende Verjüngung der Flussbreite (Konvergenz) führt dagegen nach dem Gesetz der Energieerhaltung zwangsläufig zu einer Vergrößerung der Amplitude des seeseitigen Eingangssignals. Reflexionen unterschiedlichen Grades an Krümmungen, Strominseln und Sohlsprüngen überlagern diese Prozesse. Die wohl prägnanteste Reflexion erfährt die Tidewelle in der Elbe am Sohlsprung bei den Hamburger Elbbrücken, der durch den Übergang von seeschiffstiefen zu binnenschiffstiefen Fahrwasser bedingt ist. An dieser Stelle wird durch die Reduzierung der Wassertiefe ein eigenes Subschwingungssystem in der oberen Tideelbe angeregt. Am Wehr Geesthacht erfährt die Tidewelle schließlich bei mittleren Verhältnissen eine Totalreflexion. Bei Sturmfluten oder Hochwasser kann die Welle über das gelegte Wehr hinweg bis in die Mittelelbe fortlaufen (PROJEKTGRUPPE STROMBAU 2007).

Mit dem Einfluss der Geometrie und Rauigkeit des Gewässerbettes und insbesondere mit den Auswirkungen baulicher Veränderungen auf den Sturmflutablauf in der Elbe haben sich v.a. SIEFERT und HAVNØ (1989) umfassend auseinandergesetzt. TOMCZAK (1952) und SIEFERT (1978, 1991) haben sich mit dem Einfluss des örtlichen Windes auf die Wasserstände im Ästuar befasst. SIEFERT (1991) kommt zum Ergebnis, dass der lokale Wind über der Elbe einen gewissen Einfluss auf die Wasserstände haben kann, ohne diesen Effekt jedoch quantifizieren zu können. Im Rahmen von modellgestützten Systemanalysen hat die BAW (2000) schließlich den Einfluss des Windes über der Elbe bei Sturmfluten erstmals konkret benennen können. Zuletzt befasste sich BREMER (2008) mit der Untersuchung des Windeinflusses über der Elbe. Insgesamt lässt sich der Kenntnisstand so zusammenfassen, dass der Wind über dem Elbästuar bei Sturmfluten eine beträchtliche Wirkung (mehrere Dezimeter) auf die Wasserstände haben kann, lokal aber deutliche Unterschiede in der Windwirkung bestehen.

3 Untersuchungen zur Stauentwicklung und -übertragung in der Tideelbe

3.1 Entwicklung eines empirischen Modells zur Stauübertragung

Für die empirischen Untersuchungen in OPTEL-D wurde ein Untersuchungszeitraum von 1980 bis 2008 festgelegt; dieser kann im Hinblick auf anthropogene Beeinflussungen als weitgehend homogen eingestuft werden. Auch die in diesem Zeitraum durchgeführten großen Baumaßnahmen in der Elbe, z. B. der Fahrrinnenausbau von Unter- und Außenelbe (1999/2000), haben die Sturmflutverhältnisse in der Tideelbe nicht wesentlich verändert (WSA HAMBURG und HPA 2012). Das Sturmflutkollektiv umfasste alle Ereignisse aus diesem Zeitraum, bei denen der Stau am Pegel Cuxhaven mindestens 200 cm erreicht hat (egal, zu welcher Tidephase), sowie zusätzlich solche Hochwasser, die am Pegel Hamburg-St. Pauli einen Scheitelwasserstand von mindestens 900 cm PN aufwiesen. (Als Stau wird hier die Auslenkung des Wasserstandsverlaufs an einem Pegel gegenüber dem mittleren Tideverlauf bezeichnet. In der Staukurve sind die Einflüsse des Impulseintrags aus den Sturmfeldern über der Nordsee, der Luftdruckverteilung, der Temperatur- und Dichteeffekte, ggf. von Fernwellen und Eigenschwingungen in der Nordsee sowie astronomische Anteile zusammengefasst.) Auf Grundlage dieser Kriterien ergaben sich für OPTEL-D 153 Ereignisse. Die Untersuchungen in OPTEL-D zielten auf eine Verbesserung der Güte der Sturmflutvorhersagen ab. Der Fokus richtete sich insofern primär auf die Betrachtung des Hochwasserscheitels, zumal sich nur aus ihm unmittelbar der Grad der Gefährdung von Hochwasserschutzanlagen ableitet. Zudem erschien die Fokussierung der Analysen auf die Scheitelwerte zielführender um die "Problemfluten", die nicht durch mittlere für die Mehrzahl geltende statistische Zusammenhänge beschreibbar sind, zunächst zu identifizieren und anhand dieser die möglichen Besonderheiten zu erkunden und daraus differenziertere Lösungen abzuleiten. Eine Übersicht über das Untersuchungsgebiet mit der Lage der in OPTEL-D verwendeten Pegel der Tideelbe zeigt Abb. 3.


Abbildung 3: Das Untersuchungsgebiet im Überblick.

Um zu einer ersten Einschätzung der erreichbaren Verbesserungsmöglichkeiten für die Prognose von Hochwasserständen bei Sturmfluten in Hamburg zu gelangen, wurden neben dem im aktuellen WADI-Verfahren verwendeten Ansatz zwei weitere empirische Verfahren zur Übertragung von Sturmflutscheiteln in einem Ästuar untersucht. Die dazu ausgewählten Verfahren stellen quasi den Status Quo der empirischen Verfahren zur Stauübertragung in der Unterelbe auf Basis parametrisierter Eingangsgrößen dar. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit dem WADI-Verfahren zu gewährleisten, wurden in diesen Verfahren zunächst nur die Hochwasser-Scheitelwerte einer Sturmflut berücksichtigt und eine direkte Übertragung vom Küstenpegel Cuxhaven auf den Pegel Hamburg-St. Pauli betrachtet.

WADI-Ansatz

Der im WADI-Verfahren (SIEFERT und CHRISTIANSEN 1983) des Hamburger Sturmflutwarndienstes zur Übertragung der Sturmflutscheitelhöhen von Cuxhaven nach St. Pauli verwendete Ansatz besteht in einer linearen Superpositionierung verschiedener Variablen. Dabei handelt es sich im Einzelnen um eine Wasserstandsauslenkung in der inneren Deutschen Bucht, die empirisch aus der aktuellen Windentwicklung (Richtung, Geschwindigkeit) auf der seewärts von Cuxhaven gelegenen Insel Scharhörn ermittelt wird, dem Windstauanstieg am Pegel Borkum, dem Oberwasserabfluss am Pegel Neu Darchau sowie dem (vorausberechneten oder eingetretenen) Tidehochwasser am Pegel Cuxhaven. (Aus der zeitlichen Entwicklung des Winds auf Scharhörn werden empirisch sog. Windbeiwerte er-rechnet, die die windbedingte Änderung des Wasserstands (im cm) zum einen für Windrichtung (WR), zum anderen für Windgeschwindigkeit (WV) angeben.) Die für das OPTEL-D-Sturmflutkollektiv ermittelte Standardabweichung der Differenzen zwischen Vorhersage und Eintrittshöhe des Hochwasserscheitels St. Pauli mit Hilfe des WADI-Ansatzes liegt bei rd. 24,5 cm.

Tidestieg-Ansatz

Die Auswahl des Stieg-Ansatzes beruht auf der Vorstellung, dass die Scheitelhöhe der Sturmflut in Hamburg weniger durch die absolute Hochwasserhöhe in Cuxhaven gesteuert wird, als vielmehr durch den Impuls, der Energie auf die im Ästuar mitschwingende Wassermasse überträgt. Der Impulseintrag soll bei diesem Gedankenmodell vereinfacht durch die am Mündungstrichter anstehende Änderung der potentiellen Energie über die Zeit abgebildet werden. Diese Änderung ist durch den Tidestieg beschreibbar, der die Differenz zwischen der Sturmflutscheitelhöhe und dem vorausgegangenen Tideniedrigwasser definiert. In dem zugrunde gelegten linearen Modellansatz wird davon ausgegangen, dass sich der Tidestieg in St. Pauli proportional zum Tidestieg in Cuxhaven darstellen lässt. Die resultierende absolute Sturmflutscheitelhöhe am Pegel St. Pauli ergibt sich dann durch Addition mit dem vorausgegangenen lokalen Tideniedrigwasser. Weitere Einflussgrößen wie der Oberwasserzufluss, können diese Beziehung überlagern.

Im Ergebnis zeigt der Ansatz einen linearen Zusammenhang zwischen dem Stieg in Cuxhaven und Hamburg-St. Pauli mit einem Bestimmtheitsmaß R² von 0,94 an. Entgegen den Erwartungen, die zur Modellbildung geführt haben, ist allerdings kaum ein überproportionaler Zuwachs des Stiegs in St. Pauli mit wachsendem Stieg in Cuxhaven zu beobachten. Die ermittelte Standardabweichung bei der Bestimmung des Hochwasserscheitels St. Pauli liegt mit knapp 26 cm deutlich jenseits der zum Ziel gesetzten 20 cm. (Die Standardabweichung bezieht sich im Folgenden immer auf die Differenz zwischen Modellergebnis und Beobachtung). Die maximale Abweichung beträgt 92 cm bei der Sturmflut vom 14.1.1993 und hätte mit der Prognose eines Hochwasserscheitels von 1051 cm PN zu einer deutlichen Überschätzung des tatsächlich in Hamburg eingetreten Hochwassers von 959 cm PN geführt. Die maximale Unterschätzung hätte bei der Sturmflut vom 10.1.1995 immerhin noch 70 cm betragen. Statt der eingetretenen 1102 cm PN hätte das Modell nur einen Wert von 1032 cm PN prognostiziert.

Stau-Ansatz

Die Modellbildung für den Stau-Ansatz wird von der Vorstellung geleitet, dass der am Pegel Cuxhaven produzierte Stau sich ins Ästuar fortpflanzt und dabei infolge Konvergenz und Reflexionen zunimmt. Der Stau an den betrachteten Pegeln wurde für diese Untersuchung als Differenz zwischen dem beobachteten Sturmfluthochwasserscheitel und dem mittleren Tidehochwasser (MThw) gebildet. Das Ergebnis zeigt einen linearen Zusammenhang zwischen dem Stau in Cuxhaven und Hamburg-St. Pauli mit einem Bestimmtheitsmaß R² von 0,93 an. Entsprechend den Erwartungen ist ein proportionaler Zuwachs des Staus in St. Pauli mit wachsendem Stau in Cuxhaven zu beobachten: Der Stau nimmt von Cuxhaven bis St. Pauli im Mittel um 21% zu. Die ermittelte Standardabweichung für das Hochwasser St. Pauli liegt mit knapp 20 cm exakt auf der Zielvorgabe. Für 72% der Ereignisse resultieren Differenzen zwischen Prognose und Beobachtung, deren Betrag kleiner ist als 20 cm. Die maximale Abweichung beträgt 79 cm bei der Flut vom 26.2.1990 und hätte mit der Prognose eines Hochwasserscheitels von 924 cm PN zu einer deutlichen Unterschätzung des tatsächlich eingetreten Hochwassers von 1003 cm PN geführt. Die maximale Überschätzung hätte bei der Sturmflut vom 2.1.1995 immerhin noch 45 cm betragen. Statt der tatsächlich eingetretenen 903 cm PN hätte das Modell einen Wert von 948 cm PN prognostiziert.

Vergleichende Bewertung der drei empirischen Modelle

Zusammengefasst ergeben sich für die drei empirischen Ansätze zur Bestimmung des Sturmflutscheitels in Hamburg-St. Pauli folgende Standardabweichungen:

- WADI: 24,53 cm
- Tidestieg: 24,68 cm
- Stau: 19,56 cm

Außerhalb des ± 20 cm Toleranzbereiches lagen beim Stau-Ansatz 25 % der untersuchten Sturmfluten, beim Tidestieg-Modell waren es 41 % und beim WADI-Verfahren 33 %. Bemerkenswert ist, dass jedes Verfahren mit ganz unterschiedlichen Sturmfluten in der Vorhersage der Scheitelhöhen am Pegel St. Pauli seine Probleme hat. So ist z. B. die Sturmflut vom 26.2.1990, deren eingetretene Höhe im Stau-Modell um 80 cm unterschätzt wird, im Stieg-Modell lediglich um 30 cm zu niedrig vorhergesagt worden. Umgekehrt kann die Sturmflut vom 14.1.1993, die im Stieg-Modell um 99 cm zu hoch berechnet wird, mit dem Stau-Modell mit einer Abweichung von +11cm sehr genau berechnet werden. Gleiches gilt auch für die Sturmflut vom 10.1.1995, die im Stieg-Modell um 76 cm zu niedrig berechnet wird, aber im Stau-Modell nur um 25 cm unterschätzt wird. Bei der Sturmflut vom 18.3.2007, die im Stau-Modell zur größten positiven Abweichung von 45 cm führte, landet das Stieg-Modell mit +7 cm fast einen "Volltreffer". Unabhängig davon bleibt festzuhalten, dass das Stau-Modell im Vergleich die kleinsten Standardabweichungen aufweist. Die weiterführenden Untersuchungen im Rahmen von OPTEL-D wurden vor diesem Hintergrund auf Basis des Stau-Ansatzes durchgeführt.

Stromauf - Entwicklung des Staus

Für diese Untersuchung werden die Stau-Werte in Hamburg-St. Pauli mit dem Stau aller Revierpegel in Beziehung gesetzt. Durch diese räumliche Betrachtung der Stau-Entwicklung entlang der Tideelbe sollten die möglichen lokalen Ursachen auf die bereits angesprochenen starken Abweichungen besser nachvollzogen werden. In Abb. 4 ist die Übertragung des Staus durch das Ästuar bis nach Hamburg ausgehend von unterschiedlichen Bezugspegeln dargestellt. Auf den x-Achsen befinden sich die Stauwerte an den Pegeln Cuxhaven, Brokdorf, Glückstadt und Schulau; auf der y-Achse ist stets der resultierende Stau am Pegel Hamburg-St. Pauli aufgetragen. Es ist erkennbar, dass die Korrelation der Stauwerte immer besser wird, je näher der Bezugspegel geographisch zu Hamburg liegt. Wird für die Abschätzung des Staus in Hamburg-St. Pauli ein Bezugspegel gewählt, der oberhalb von Brunsbüttel liegt, so sinkt die Standardabweichung auf unter 11 cm, ab Schulau gar auf unter 5 cm. Natürlich ist diese Feststellung für die Sturmflutvorhersage von geringem Wert, da der Hochwasserscheitelwert in Brokdorf bis zum Eintritt unbekannt ist und die anschließende Laufzeit des Scheitels bis nach Hamburg zu kurz, um noch rechtzeitig ggf. erforderliche Katastrophenschutzvorkehrungen treffen zu können. Die genauere Inaugenscheinnahme der Veränderungen gibt aber neben der lokalen Eingrenzung des Entstehungsgebietes der Prognosefehler auch einen Hinweis auf die mögliche kausale Ursache für die zuvor unter Verwendung des Bezugspegels Cuxhaven registrierten "Ausreißer". Insbesondere die Ereignisse, bei denen die Stauzunahme von Cuxhaven bis Hamburg durch das statistische Modell deutlich unterschätzt wird (Streupunkte oberhalb der Regressionsgeraden), sind bei einer Übertragung ab Brokdorf nach Hamburg optisch nicht mehr auszumachen. Diese Beobachtung deutet darauf hin, dass es im Mündungsgebiet zwischen Cuxhaven und Brokdorf offenbar unter bestimmten Randbedingungen stauerhöhende Einflüsse gibt, die in dem statistischen Modell noch nicht berücksichtigt sind. Der theoretisch vorhandene Einfluss einer staubedingt vergrößerten Wassertiefe über dem Neufelder Watt auf das Maß des Stauzuwachses, konnte in den dazu durchgeführten Untersuchungen nicht signifikant nachgewiesen werden, weshalb diese Untersuchungen hier auch nicht weiter dargestellt werden.



Abbildung 4: Übertragung des Staus vom Mündungspegel Cuxhaven über die Revierpegel bis nach Hamburg-St. Pauli (ohne Berücksichtigung des Oberwassers).

Ausmaß, Vorzeichen und Ort der Ergebnisbeeinflussung lassen die Schlussfolgerung zu, dass die größeren Unterschätzungen durch das Stau-Modell auf die Vernachlässigung lokal wirksamer Windbedingungen im Mündungstrichter zwischen Cuxhaven und Brokdorf zurückzuführen sind. Insbesondere die gesonderte Analyse der "Ausreißer"-Sturmflut vom 26.2.1990 zeigt, dass ganz offenbar der Wind im Mündungstrichter für überdurchschnittliche große Stauzuwächse maßgeblich mit verantwortlich ist. Angesichts der erstaunlichen Größenordnung der Stauüberhöhung bei einigen Ereignissen ist es erforderlich, den Einfluss des lokalen Windes im Mündungstrichter auf den Stauzuwachs weiter zu analysieren und zu quantifizieren.

Einfluss des lokalen Windes auf den Stauzuwachs

Ein Blick auf die geografische Lage des Mündungsgebiets der Elbe (Abb. 5) verdeutlicht, dass der Lauf des Elbestroms im Altenbrucher Bogen von See kommend in östliche Richtung schwenkt, bevor er in Höhe Brokdorf für die Flutströmung wieder auf eine südsüd-östliche Richtung zurückschwenkt. Während ein Wind aus etwa 280 bis 285° aufgrund der Ausrichtung des Küstensaums der flachen Watten, die dem Mündungstrichter der Elbe vorgelagert sind, die besten Voraussetzungen mitbringt, um den Wasserspiegel in der Deutschen Bucht am effektivsten aufzustauen, findet ein Wind aus ca. 260° innerhalb des Mündungstrichters der Elbe die längste und damit theoretisch wirksamste Angriffsstrecke vor, um die Wassermassen einerseits weiter ins Ästuar hinein auf das senkrecht dazu verlaufende Ufer bei Brokdorf, aber auch auf das flache Neufelder Watt zu schieben (siehe auch SIEFERT 1978; BREMER 2008).



Abbildung 5: Stauwirksamste Windrichtungen für die Deutsche Bucht und das Elbmündungsgebiet.

Inwieweit diese auf der Basis geografischer Gegebenheiten angegebene theoretisch stauwirksamste Windrichtung auch den größten Stauzuwachs auf der Strecke Cuxhaven-Brokdorf produziert, wurde durch die im Folgenden dargestellte Regressionsanalyse verifiziert. Analysiert wird dabei der Zusammenhang zwischen dem Stauzuwachs von Cuxhaven nach Brokdorf und dem effektiven Windschubäquivalent des Windes im Mündungstrichter. Das effektive Windschubäquivalent τ_{eff} wird dabei durch die Vektorprojektion der quadrierten Windgeschwindigkeit WV auf die iterativ zu bestimmende stauwirksamste Richtung WR_0 abgebildet:

$$\tau_{eff} = \beta \cdot W V_i^2 \cdot \cos^2 \left(W R_i - W R_0 \right) \tag{1}$$

Der gesuchte Regressionskoeffizient β gibt die Steigung zwischen den in Abb. 6 aufgetragen Größen an. Die windwirksamste Richtung WR_{θ} wird durch das Minimum der Summe der Fehlerquadrate zwischen dem Modellergebnis und den Beobachtungen minimieren, hier also zwischen dem effektiven Schubäquivalent τ_{eff} und dem Stauzuwachs von Cuxhaven nach Brokdorf Δ Stau_{BRO}:

$$\sum \left[\Delta Stau_{BRO} - \tau_{eff} \left(WR_0 \right) \right]^2 = Min!$$
⁽²⁾

Da direkt aus dem Mündungsgebiet keine gemessenen Windinformationen vorliegen, wurde das Modell sowohl für die Daten der Windmessstation Scharhörn als auch die von Brunsbüttel kalibriert und die Ergebnisse miteinander verglichen. Abb. 6 zeigt, dass grundsätzlich eine Beziehung zwischen dem Stauzuwachs und dem effektiven Windschubäquivalent vorhanden ist, die mit dem gewählten Modellansatz mathematisch beschreibbar wird. Unter Verwendung der Winddaten Brunsbüttel liefert das Modell insgesamt, aber insbesondere bei dem rot eingekreisten Sturmflutereignis vom 26.2.1990 eindeutig die besseren Ergebnisse als bei Verwendung der Winddaten Scharhörn. Die geringste Standardabweichung erzielt man unter Ansatz einer windstauwirksamsten Richtung WR₀ von 262°, womit die auf Basis der geografischen Gegebenheiten naheliegende theoretische Erwartung bestätigt wird.

Auch die Rolle des Zeitpunktes in dem der Wind den Stauzuwachs auf der Relation Cuxhaven - Brokdorf produziert, wurde variiert. Dabei konnte durch vergleichende Berechnungen herausgearbeitet werden, dass die lokalen Windbedingungen um eine Stunde vor bis zum Eintritt des Tidehochwasserscheitels in Cuxhaven die geringste Standardabweichung produzieren.

Die Sturmflut vom 26.2.1990 ist in Abb. 6 farblich hervorgehoben, da sie aufgrund des großen Prognosefehlers zu einer Unterschätzung des Hochwasserscheitels in St. Pauli von 80 cm führte und damit den Anlass für die Überprüfung des Windeinflusses gegeben hatte. Während sie bei der Analyse unter Verwendung des Windes der Station Scharhörn (21 m/s; 250°) noch mehr als 60 cm Abstand von der Regressionsgeraden aufweist, liegt sie unter Ansatz des Windes in Brunsbüttel (32 m/s; 260°) nun fast auf der Geraden. Gerade bei diesem Ereignis ist die offenbar deutlich höhere lokale Windgeschwindigkeit im Mündungstrichter für den außergewöhnlich großen Stauzuwachs bis Brokdorf verantwortlich. Die Standardabweichung dieses Ansatzes zur Übertragung des Staus von Cuxhaven nach Brokdorf auf Basis des Windschubäquivalents liegt bei knapp 11 cm und ist damit deutlich geringer als in dem einfachen Stau- Modell, das in Brokdorf bereits eine Standardabweichung von 15,5 cm produziert.



Abbildung 6: Einfluss des lokalen Winds auf den Stauzuwachs im Elbmündungsgebiet.

Damit wird die Rolle des lokalen Windfeldes über dem Mündungsgebiet zweifellos belegt und gleichzeitig klar, dass die Kenntnis und Berücksichtigung dieser lokal und nur selten in dem Ausmaß wie bei der Sturmflut vom 26.2.1990 wirkenden Einflussgröße auch zu einer deutlichen Verbesserung des Modells zur Übertragung des Staus von Cuxhaven nach Hamburg führen sollte.

Wie oben dargestellt, kann die weitere Entwicklung des Staus in der Tideelbe stromaufwärts von Brokdorf durch eine lineare Übertragung des Staus unter Berücksichtigung des Oberwassereinflusses in zufriedenstellender Güte beschrieben werden. Ein Einfluss des Windes auf den Stauzuwachs im Teilstreckenabschnitt Brokdorf bis Hamburg kann auch aus den Daten nicht identifiziert werden. Dies konnte aber auch nicht erwartet werden, da die Gewässerbreite zunehmend schmaler wird und die größere Rauheit der umgebenden Landflächen auch den Wind über dem Wasser reduziert. Auch sind die Teilstrecken zwischen den stromaufwärts von Brokdorf folgenden Richtungsänderungen des Flusslaufs zu kurz um einen bedeutenden Fetch (Windwirklänge) auszubilden (siehe auch SIEFERT 1978), und im Gegensatz zur geografischen Situation im Raum Brokdorf folgen keine weiteren vergleichbaren 90°-Richtungsänderungen des Flussverlaufs mehr, an denen das bei Sturmflut stromauf gedrückte Wasser derart eingestaut werden könnte.

Um für Hamburg zu einer verbesserten Stauprognose zu gelangen, wird der Einfluss des Windes im Mündungstrichter direkt in das Stau-Modell für Hamburg implementiert. In das um den Windeinfluss im Mündungstrichter erweiterte Staumodell für Hamburg -St. Pauli gehen damit nachfolgende Parameter ein:

- der Stau in Cuxhaven: Stau_{CUX}
- die Differenz des aktuellen Oberwasserabflusses Q am Pegel Neu Darchau (ND) zum langjährigen mittleren Oberwasserabfluss von $700m^3/s:\Delta Q_{ND}$
- das zuvor definierte Windschubäquivalent auf der Relation Cuxhaven-Brokdorf mit den Windwerten der Station Brunsbüttel zur Eintrittszeit des Thw in Cuxhaven und einer windstauwirksamsten Richtung von $WR_0 = 262^{\circ}$

Im statistischen Modell soll sich der Stau in St. Pauli (*Staustp*) durch eine Superposition der einzelnen Einflussgrößen als geschlossene Lösung ergeben:

$$Stau_{STP} = m_1 \cdot Stau_{CUX} + m_2 \cdot \Delta Q_{ND} + m_3 \cdot \tau_{eff}$$
(3)

Mit Hilfe der multiplen Regressionsrechnung können die Koeffizienten mi ermittelt werden:

$$Stau_{STP} = 1,1587 \cdot Stau_{CUX} + 0,0106 \cdot \Delta Q_{ND} + 0,0615 \cdot \tau_{eff}$$
(4)

Mit dieser Gleichung ist es möglich, den Stau von Cuxhaven nach Hamburg-St. Pauli unter Einbeziehung des windgenerierten Stauzuwachs im Mündungsgebiet direkt -ohne den Umweg über die Berechnung des Staus in Brokdorf- zu übertragen. Die bessere Korrelation der Stauübertragung zwischen Cuxhaven und St. Pauli zeigt sich deutlich in der Abb. 7. Dort sind die Modellergebnisse ohne (links) und mit (rechts) Berücksichtigung des lokalen Winds im Elbmündungsgebiet den Beobachtungen am Pegel Hamburg-St. Pauli gegenüber gestellt. Durch die Berücksichtigung des Windes im Mündungstrichter der Elbe weisen die Modellergebnisse für den Pegel St. Pauli insgesamt eine geringere Streuung im Vergleich zur Berechnung ohne Windeinfluss auf. Die Streupunkte befinden sich überwiegend innerhalb des angestrebten ± 20 cm Vertrauensbereich (rote gestrichelte Linien) oder aber deutlich näher daran. Dieser Eindruck kommt auch in der um $3.7 \text{ cm} \cong 20\%$ kleineren Standardabweichung von nunmehr 15,82 cm zum Ausdruck. Insbesondere konnten durch die Erweiterung des Staumodells um den Windeinfluss aber die größten Unterschätzungen (oberhalb der Diagonalen) der eingetretenen Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg merklich reduziert werden. Bei einer Reihe von Sturmfluten sind bei der Übertragung Verbesserungen zwischen 20 bis 50 cm zu verzeichnen. Insbesondere bei den extrem hohen Ereignissen hat die Modifikation des Ansatzes aber auch zu einer geringfügigen Verschlechterung der Prognose geführt.



Abbildung 7: Übertragung des Staus von Cuxhaven nach Hamburg-St. Pauli ohne (links) und mit (rechts) Berücksichtigung des Winds im Mündungsgebiet.

Tab. 1 zeigt exemplarisch für sturmfluttypische Windgeschwindigkeiten und damit korrespondierende Stauhöhen in Cuxhaven die aus dem Modell resultierenden Anteile der Komponenten Wellenkinematik/Hydrodynamik, Oberwasserabfluss und Wind, um die Größenordnung der einzelnen Komponenten besser einschätzen zu können. Es wird deutlich, dass durch die Komponente Wellenkinematik bzw. Hydrodynamik, d.h. durch die Morphologie und physikalische Einflüsse (z. B. Konvergenz und Reflexion), die im Ästuar eine Zunahme von etwa 16 % bezogen auf den Stau in Cuxhaven generieren, in der Regel der größte Anteil am Stauzuwachs in Hamburg beigetragen wird. Der Windstaueffekt im Mündungstrichter ist eine stark veränderliche Größe, da er von der lokalen Windrichtung und der Windgeschwindigkeit geprägt wird. Weht der Wind mit sehr hohen Geschwindigkeiten von über 25 m/s aus der windwirksamsten Windrichtung von 260°, kann der Anteil des lokalen Staueffekts am Gesamtstauzuwachs mit mehr als einen halben Meter sogar größer werden als der Anteil der hydrodynamischen Komponente. Der Einfluss des Oberwasserabflusses aus der Mittelelbe ist dagegen mit 1,06 cm je 100 m³/s verhältnismäßig gering.

Tabelle 1:	Anteil	der K	Compone	nten	des	statistischen	Modells	an	der	Übertragung	des	Staus	von
Cuxhaven	nach I	Iambi	arg (Pege	l St. I	Paul	i).				0 0			

Einflussgröße	Anteil an der Stauzunahme bis Hamburg (Pegel St. Pauli)				
Wind aus 260° mit V _{BRU}	20 m/s	25 m/s	30 m/s		
Windstau im Mündungstrichter	24,6 cm	38,4 cm	55,4 cm		
Grundstau Cuxhaven	200 cm	250 cm	300 cm		
Wellenkinematik/ Hydrodynamik	31,7 cm	39,7 cm	47,6 cm		
Oberwasserabfluss:	\pm 1,06 cm/100 m ³ /s (als Δ zu Q _m = 700 m ³ /s)				

3.2 Untersuchungen zur Kinematik des Staus

Eine wichtige Erkenntnis aus den Untersuchungen zur Transformation des Staus im Åstuar ist der Einfluss des lokalen Windes im Mündungsgebiet. Er kann eine wichtige Rolle bei der Entwicklung des Staus zwischen Cuxhaven und Brokdorf spielen, der sich dann auch auf die Scheitelhöhe in Hamburg niederschlägt. Doch nicht jede Sturmflut wird maßgeblich vom Windstau im Mündungsgebiet beeinflusst und kann trotzdem einen außergewöhnlich hohen Stauzuwachs auf dem Weg von Cuxhaven nach Hamburg erfahren. Dagegen erfahren andere Sturmfluten kaum einen Stauzuwachs. Vertiefende Untersuchungen, die im Rahmen von OPTEL-D durchgeführt wurden, zeigen, dass der Stau in Cuxhaven allein nur ein schwacher und gelegentlich auch trügerischer Prädiktor für die vorherzusagende Sturmflutscheitelhöhe in Hamburg ist. Die Tatsache, dass der zweithöchste beobachtete Stauzuwachs (nach der Sturmflut vom 26.2.1990 mit 122 cm) mit exakt 100 cm bei der Sturmflut vom 12.2.2005 auftrat, die in Cuxhaven einen Stau von lediglich 121 cm aufwies, zeigt, dass es - neben dem lokalen Wind - noch andere Ursachen innerhalb der Tideelbe geben muss, die eine maßgebliche Rolle für die Stauübertragung spielen. Die bei Einzelbetrachtungen von Sturmfluten festgestellten unterschiedlichen Charakteristika in der zeitlichen Entwicklung des Staus in Cuxhaven hinsichtlich Geschwindigkeit des Stauanstiegs und der Phasenlage zum Tidesignal sind Veranlassung, die Kinematik des Staus näher zu beleuchten. Die Analyse der Staukinematik folgt der aus den Beobachtungen abgeleiteten Vorstellung, dass sich das aus der Nordsee einschwingende periodische Gezeitensignal und eine solitäre "Stauwelle" im Ästuar überlagern und sich gegenseitig in Abhängigkeit von der Dynamik der Staugenerierung nicht-linear beeinflussen. Durch eine vergleichende Betrachtung der Staugenerierung sowie der stromaufwärtigen Stautransformation von Cuxhaven nach St. Pauli für ein Teilkollektiv von 78 Sturmfluten ab 1992 wurden im Rahmen von OPTEL-D in Anlehnung an SIEFERT und CHRISTIANSEN (1983) drei charakteristische "Stau-Typen" definiert:

- dynamisch
- adynamisch
- kollabierend

Eine "dynamische" Stauentwicklung ist dadurch geprägt, dass die Wasserspiegellage kurzfristig auf in der Deutschen Bucht plötzlich stark auffrischende und/oder auf Nordwest drehende Winde reagiert. Kennzeichnend für diesen Sturmfluttyp ist deshalb die Ausbildung einer solitären "Stauwelle", die unabhängig vom Gezeitensignal in das Ästuar einschwingt und dabei den Gesetzen der Wellenkinematik unterliegt. Diese Stauwelle ist besonders ausgeprägt, wenn diese Beschleunigung zur Zeit des Tideniedrigwassers Cuxhaven oder während der anschließenden frühen Flutphase einsetzt. Treffen die Scheitel der Stauwelle und der Gezeitenwelle etwa zeitgleich in Hamburg ein, führt die Überlagerung der beiden Komponenten zu einer überdurchschnittlich großen Stauerhöhung im Hochwasserscheitel der Sturmflut. Ein charakteristisches Beispiel für eine dynamische Stauentwicklung mit der Besonderheit, dass die Staugenerierung erst kurz vor dem Hochwasserscheitel Cuxhaven einsetzt, stellt die Sturmflut vom 18.1.2007 dar (Abb. 8). In diesem Fall war die Windeinwirkung mit Geschwindigkeiten bis 26 m/s aus westlicher Richtung so stark, dass auch gegen die fallende astronomische Gezeit eine Wasserspiegelerhöhung produziert wird. Die Staukurve ist insofern deutlich geprägt von der dynamisch generierten Stauwelle, die stabil durch das innere Ästuar läuft und dabei infolge Konvergenz und Reflexion eine Erhöhung erfährt.

Hingegen werden Sturmfluten, bei denen die stauwirksamen Windbedingungen weitgehend konstant sind und der Stau zwischen dem Mündungspegel und dem inneren Ästuar nur geringfügig zunimmt, als "adynamisch" bezeichnet. Solche Fluten sind durch eine relativ geringe Beschleunigung der Staukomponente gekennzeichnet. Infolge der weitestgehend gleich-bleibenden und vergleichsweise niedrigen Windgeschwindigkeiten reicht der Impulseintrag aus der Deutschen Bucht nicht aus, um eine separate "Stauwelle" anzuregen. Der Stauzuwachs im Ästuar fällt aufgrund der kaum ausgeprägten Wellenkinematik deutlich niedriger aus als bei einer in Cuxhaven vergleichbar hohen dynamischen Sturmflut. Adynamische Sturmfluten sind durch ihre konstant hohen, aber in der Spitze meist schwächeren Windgeschwindigkeiten lediglich in der Lage, das Wasser im Ästuar "einzustauen" ("passiver Stau"), und somit eine übers gesamte Ästuar hinweg erhöhte Ruhewasserspiegellage zu erzeugen. Die staubildende Windsituation kann hierfür aber durchaus über mehrere Tage anhalten und so für eine Sturmflutkettentide sorgen. Ein charakteristisches Beispiel für eine adynamische Stauentwicklung ist das Sturmflut-Ereignis vom 1.11.2006 (Abb. 8).



Abbildung 8: Beispiele für Sturmfluten mit adynamischem (links, Flut vom 1.11.2006) und dynamischem Stauverlauf (rechts, Flut vom 18.1.2007) am Pegel Cuxhaven.



Abbildung 9: Sturmfluttypen an der deutschen Nordseeküste (aus: LECHER et.al 2001, S. 674).

Erwähnenswert ist, dass es einen recht engen Zusammenhang zwischen der Form der Windstaukurve und der Zugbahn des sturmflutauslösenden Tiefdruckgebiets über Europa gibt. Bereits PETERSEN und ROHDE (1991) haben darauf hingewiesen, dass solche Sturmtiefs, deren Zugbahn weit nördlich liegt, zumeist einen breiten, fülligen Windstaukurvenverlauf in der Deutschen Bucht verursachen, da diese Tiefs häufig stationär über Skandinavien verharren und insofern lang anhaltende Nordwestwinde über der Nordsee mit sich bringen. Derartige Zyklonen des "Skandinavien-Typs" führen also in der Regel zu einem "adynamischen" Windstauverlauf. Demgegenüber weisen Windstaukurven, die von weiter südlich ziehenden Tiefs hervorgerufen werden, aufgrund der damit häufig verbundenen schnell durchziehenden, aber kräftigen Windfelder, eine steile, kurze Form auf. "Dynamische" Stauentwicklungen sind deshalb also häufig mit Sturmtiefs verknüpft, die einen eher südlichen Verlauf über Nordeuropa haben. Nach der Definition von PETERSEN und ROHDE (1991) spricht man vom "Skagerrak-Typ", wenn das Tief den 8. östlichen Längengrad zwischen 60 und 57° nördlicher Breite überquert; Orkane des "Jütland"-Typs ziehen südlich des 57. Breitengrads von West nach Ost (Abb. 9) und sorgen zumeist für besonders steile und kurze Windstaukurven. Diese "Faustregel" kann für die Sturmflutvorhersage ein wichtiges Hilfsmittel sein.

Die dritte Kategorie bilden Sturmfluten mit "kollabierenden" Stauentwicklungen. Dazu gehören Fluten, bei denen die staubildende Windeinwirkung noch vor Eintritt des astronomischen Hochwasserscheitels in Cuxhaven deutlich einbricht; der aufgebaute Stau kann sich folglich nicht bis zum Hochwasserscheitel der astronomischen Tide halten. Eine kollabierende Windsituation kann sowohl nach einer dynamischen als auch adynamischen Staugenerierung eintreten. Der Einbruch des Windes hat geringere Hochwasserscheitel in Hamburg zur Folge als von den statistischen Modellen prognostiziert wird. In der überwiegenden Zahl der kollabierenden Ereignisse kann die Ursache dafür insbesondere bei adynamischen Staubedingungen noch am ehesten auf die sich einstellende Gradiente im Ästuar zurückgeführt werden: Während das Tidemittelwasser am Küstenpegel auf den nachlassenden Wind unmittelbar reagiert, benötigt diese Information etwas Zeit bis es auch den Pegel St. Pauli erreicht. In der Zwischenzeit bildet sich je nach Größe und Geschwindigkeit des Küstenstauabsunks im Ästuar ein Gefälle aus, das von der einlaufenden Gezeit überwunden werden muss. Die Überwindung dieser Gradiente dämpft die Amplitude der Gezeit.



Abbildung 10: Stauzuwachs am Pegel Hamburg-St. Pauli in Abhängigkeit vom Stau bzw. Tidestieg am Pegel Cuxhaven, differenziert nach Stautypen.

Das Ergebnis der verschiedenen Wirkungsmechanismen auf die resultierende Sturmflutscheitelhöhe in Hamburg wird durch Abb. 10 verdeutlicht, in der die Zunahme des Staus in St. Pauli über den Stau bzw. Stieg in Cuxhaven aufgetragen ist. Die einzelnen Ereignisse sind entsprechend ihrer Sturmflutcharakteristik durch unterschiedliche Symbole gekennzeichnet. Es wird deutlich, dass sich der Stauzuwachs bei den adynamischen Sturmfluten innerhalb eines relativ engen Fehlerbands von weniger als 10 cm direkt über den Stau in Cuxhaven beschreiben lässt. Hingegen ist bei den dynamischen Sturmfluten keine gute Korrelation zum Stau in Cuxhaven zu verzeichnen (leere Dreiecke). Der Stauzuwachs fällt hier im Vergleich zu den adynamischen Sturmfluten deutlich größer aus. Dagegen liefert eine Auftragung der dynamischen Sturmfluten über den Tidestieg in Cuxhaven (obere x-Achse, gefüllte Dreiecke) eine deutlich bessere Korrelation. Da der Tidestieg am Pegel Cuxhaven die Dynamik der Sturmflutentstehung in der Regel viel besser beschreibt als der Stau im Hochwasserscheitel, bestätigt dieses Ergebnis die Theorie bezüglich des maßgebenden Einflusses und der Notwendigkeit der Differenzierung unterschiedlicher Staugenerierung.

Die Untersuchungen zur Kinematik des Staus haben also gezeigt, dass die Höhenentwicklung des Staus im Ästuar ganz maßgeblich durch die Dynamik der Sturmflut geprägt wird. Ist die Beschleunigung der windgenerierten Wasserspiegelauslenkung groß genug, wird eine Stauwelle produziert, deren Auslenkung - maßgeblich infolge Konvergenz und Reflexion - bis nach Hamburg deutlich erhöht wird. Die maximale Erhöhung eines "dynamisch" generierten Windstaus im Ästuar konnte bei der (Anatol)-Sturmflut vom 3.12.1999 mit einem Zuwachs im Peak der Stauwelle von 43 % bei einem Ausgangswert in Cuxhaven von 371 cm beobachtet werden. Die Dauer des Stau-Peaks beträgt zumeist nur wenige Stunden, so dass es für die resultierende Scheitelhöhe des summarischen Wasserstands aus Stau und Gezeit im Wesentlichen darauf ankommt, mit welcher Zeitdifferenz der Peak des Staus zum astronomischen Tidehochwasser eintritt. Bei der Anatol-Sturmflut lag der maximale Peak der Stauwelle weit genug vor der astronomischen Hochwassereintrittszeit, so dass in der Tideelbe keine neuen Höchstwasserstände aufgetreten sind.

Die "adynamischen" Sturmfluten bilden dagegen kaum eine Stauwelle im Ästuar aus und weisen folglich auch nur einen durchschnittlichen Stauzuwachs von Cuxhaven nach Hamburg auf. Ihre Entwicklung an den Ästuarpegeln ist gekennzeichnet durch einen vergleichsweise langsamen und parallel zu Cuxhaven verlaufenden Anstieg des Staus. Adynamische Sturmfluten treten bei deutlich geringeren Windgeschwindigkeiten auf, die nur selten und dann auch nur kurzzeitig die 20 m/s-Schwelle überschreiten.

Komplexer gestalten sich die Sturmflutprognosen bei "kollabierenden" Windbedingungen, die sowohl nach einer dynamischen als auch adynamischen Staugenerierung auftreten können. Tendenziell wird das Hochwasser in St. Pauli im Vergleich zu adynamischen und erst recht dynamischen Sturmfluten niedriger eintreten. Die Kriterien zur Definition einer kollabierenden Sturmflut sind aber nur sehr vage beschreibbar hinsichtlich der Größenordnung des erforderlichen Windeinbruchs sowie des Zeitpunktes bis zu dem diese Änderung eingetreten sein muss, so dass eine formale Beschreibung der zu erwartenden Höhe des Sturmflutscheitels in Hamburg bei diesem Typ misslingt.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die durchgeführten Analysen einen wichtigen Beitrag zur Verbesserung des phänomenologischen Prozessverständnisses der Sturmflutpropagation durch ein Ästuar geleistet haben und die verschiedenen Umstände aufgezeigt haben, die zu berücksichtigen sind, um die Entwicklung des Staus im Ästuar ursachengerechter zu beschreiben. Die Ermittlung des Stauzuwachses in der Unterelbe kann bei adynamischen Sturmfluten hinreichend genau über die Höhe des Staus am Pegel Cuxhaven ermittelt werden. Dagegen empfiehlt sich bei dynamischen Sturmfluten eher die Höhe des Stiegs in Cuxhaven als Grundlage für die Berechnung des Stauzuwachses von Cuxhaven nach Hamburg. In beiden Fällen sollte der Stauzuwachs infolge des lokalen Windes im Mündungstrichter berücksichtigt werden. Bei den kollabierenden Sturmfluten müssen die Untersuchungen noch vertieft werden, um die Kriterien, denen eine Wind-Stau-Einbruch-Situation genügen muss, damit es zum rechtzeitigen Kollabieren kommt, besser greifbar und vor allem praxisgerecht zu machen. Zwischenzeitlich hat KARAGOUNIS (2012) Kriterien zur Einordnung der verschiedenen Sturmfluttypen aufgestellt und sich mit den Möglichkeiten einer Berücksichtigung selbiger im WADI-Vorhersageverfahren befasst.

Es sei ergänzend darauf hingewiesen, dass sich für die Verwendung des OPTEL-Staumodells im Rahmen des WADI-Sturmflutvorhersageverfahrens das Problem ergibt, dass eine wind- und/oder dynamikbedingte Stauerhöhung mittels Pegelmessungen während des Ereignisses erst spät erfasst werden kann: An Pegeln kann eine Stauüberhöhung erst am 40 km stromauf von Cuxhaven gelegenen Pegel Brokdorf sicher erkannt werden. Allerdings beträgt die Laufzeit eines Sturmflutscheitels von Brokdorf bis Hamburg-St. Pauli im Mittel nur noch etwa zwei Stunden. Das dem WADI-Vorhersageverfahren zu Grunde liegende Prinzip, Sturmflutprognosen allein auf Basis von gemessenen Werten zu ermitteln, kann deshalb u.U. exakte Prognosen erst sehr spät für eine rechtzeitige Alarmierung der Katastrophenschutzdienste liefern. Angesichts der gewonnenen Kenntnisse über die Bedeutung des lokalen Windes ist es deshalb erforderlich, auf Prognosen der lokalen Windverhältnisse zurückzugreifen. Eine im Zuge von OPTEL-D durchgeführte stichprobenartige Überprüfung der Güte von vorhergesagten Winddaten für das Elbmündungsgebiet ergab, dass die Prognosemodelle des Deutschen Wetterdienstes (DWD) nicht in allen Fällen zufriedenstellende Ergebnisse liefern können. Es besteht z. B. die Gefahr, dass kleinräumige Starkwindfelder, die im Elbmündungsgebiet eine zusätzliche Stauerhöhung bewirken können, von den Prognosemodellen nicht korrekt erfasst werden können. Eine weitere Verbesserung der Windprognosen des DWD, auch im Hinblick auf eine höhere räumliche Auslösung, ist vor diesem Hintergrund wünschenswert.

Abschließend sei an dieser Stelle allen am Projekt OPTEL beteiligten Mitarbeitern und Institutionen ein herzlicher Dank für die sehr gute Zusammenarbeit und den wertvollen wissenschaftlichen Austausch ausgesprochen!

4 Schriftenverzeichnis

- BREMER, J.-A.: Entwicklung der Sturmfluten entlang der Tideelbe von Cuxhaven bis Hamburg-St. Pauli. Diplomarbeit am Fachbereich Geographie der Philipps-Universität Marburg, 2008.
- BAW (BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU): Untersuchung regionaler Windwirkungen, hydrodynamischer Systemzustände und Oberwassereinflüsse auf das Geschehen in Tideästuaren. Bericht zum KFKI-Forschungsvorhaben "Sturmfluten in den Ästuaren", Hamburg, 2000.

- FICKERT, M. und STROTMANN, T.: Zur Entwicklung der Tideverhältnisse in der Elbe und dem Einfluss steigender Meeresspiegel auf die Tidedynamik in Ästuaren. In: Tagungsband zum HTG-Kongress 2009, 196-203, 2009.
- GÖHREN, H.: Tidewasserstände und Windstau im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung, 3, Hamburg, 1968.
- GÖNNERT, G.: Sturmfluten und Windstau in der Deutschen Bucht Charakter, Veränderungen und Maximalwerte im 20. Jahrhundert. In: Die Küste, 67, 2003.
- KARAGOUNIS, C.: Implementierung von Sturmfluttypen in das WADI-Verfahren. Diplomarbeit im Studiengang Bauingenieurwesen und Umwelttechnik an der TU Hamburg-Harburg, 2012.
- LECHER, K.; LÜHR, H. P. und ZANKE, U.: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Berlin, Wien, 2001.
- MALCHAREK, A.: Gezeiten und Wellen. Die Hydromechanik der Küstengewässer, Wiesbaden, 2010.
- NASNER, S.: Grenzen statistischer Extrapolationen unter Berücksichtigung physikalischer Randbedingungen am Beispiel des Windstaus über der Deutschen Bucht. Diplomarbeit an der TU Hamburg- Harburg, Hamburg, 2009.
- PETERSEN, M. und ROHDE, H.: Sturmflut Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe, Neumünster, 1991.
- PROJEKTGRUPPE STROMBAU: Bericht zum ganzheitlichen Strombau- und Sedimentmanagementkonzept für die Unter- und Außenelbe. (unveröffentlicht), Hamburg, 2007.
- RADEGAST, C.; STROTMANN, T. und FERK, U.: Studies on Development of Wind Set-Up in the River Elbe. In: Coastline Reports 16, 63-70, 2010.
- RADEGAST, C.; STROTMANN, T. und FERK, U.: Studies on the Development of Wind Set-Up in the River Elbe - Further Analyses. In: Coastline Reports 17, 147-154, 2011.
- SIEFERT, W.: Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve in Cuxhaven. In: Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TU Hannover, 30, 1-142, 1968.
- SIEFERT, W.: Über das Sturmflutgeschehen in Tideflüssen. In: Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, 63, 33-166, 1978.
- SIEFERT, W.: Über Eintrittswahrscheinlichkeiten von Windstau, Oberwasser und örtlichem Wind in einem Tidefluss am Beispiel der Elbe. In: Die Küste, 52, 171-190, 1991.
- SIEFERT, W. und CHRISTIANSEN, H.: Entwicklung und Stand der Sturmflutvorhersagen des Hamburger Sturmflutwarndienstes. In: Hamburger Küstenforschung, 42, Hamburg, 1983.
- SIEFERT, W. und HAVNØ, K.: Sturmflutuntersuchungen für die Elbe mit den mathematisch-hydraulischen Modellen des Dänischen Hydraulischen Instituts. In: Hamburger Küstenforschung, 46, Hamburg, 1989.
- STROTMANN, T.; RADEGAST, C. und FERK, U.: Windstaustudien und Entwicklung eines Operationellen Tideelbemodells (OPTEL). Abschlussbericht des Teilprojekts OPTEL-D: Studien zur Stauentwicklung in der Elbe, Hamburg, 2011.

- TOMCZAK, G.: Der Einfluss der Küstengestalt und des vorgelagerten Meeresbodens auf den windbedingten Anstau des Wassers, betrachtet am Beispiel der Westküste Schleswig-Holsteins. In: Deutsche Hydrographische Zeitschrift, 5, 114-131, 1952.
- WSA HAMBURG (WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT), HPA (HAMBURG PORT AUTHORITY): Anpassung der Fahrrinne der Unter- und Außenelbe an die Containerschifffahrt. Abschlussbericht 2011 zur Beweissicherung, Hamburg, 2012.

Die Küste, 79 (2012), 1-240

Die Schäden der Sturmflut von 1825 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins

Dirk Meier

Zusammenfassung

Die Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 war eine der verheerendsten Naturkatastrophen des 19. Jahrhunderts an der Nordsee, die von den Niederlanden bis nach Ribe in Dänemark nachhaltige Verwüstungen anrichtete. In den Niederlanden gab es die meisten Toten und größten Schäden in Groningen, Friesland und Overijssel, wobei dort die Reaktionen durchaus mit denen der Flutkatastrophe 1953 vergleichbar waren. Die schnelle Beseitigung der Schäden ließ die Folgen bis zur Sturmflut von 1953 schnell vergessen. An der ostfriesischen Küste war vor allem Emden betroffen. In Hamburg standen nach dem Bruch des Stadtdeiches über 3.000 Häuser unter Wasser. An der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, den dieser Beitrag untersucht, kam es ebenfalls zu schweren Schäden. Die Nordsee überflutete nach Deichbrüchen einzelne Köge der Festlandsmarschen, so vor allem in Norderdithmarschen sowie im südwestlichen und nördlichen Eiderstedt. Ebenso betroffen waren Sylt, Amrum, Föhr und insbesondere die Halligen, auf denen die weitaus meisten Toten und schwersten Zerstörungen zu verzeichnen waren. Auch einzelne Regionen der Elbmarschen, so die Wilster- und Haseldorfer sowie Breitenburger Marsch, waren überflutet worden. Auch die neuen Bermedeiche, die sich sonst bewährten, wurden dort, wo sie zu niedrig waren, ebenfalls durchbrochen. Wenn Zeitzeugen das Ereignis von 1825 als die höchsten jemals bekannten Wasserstände bezeichnen, so muss man sich vergegenwärtigen, dass man in dieser Zeit die Deiche im Regelfall nach den bis dahin bekannten höchsten Sturmfluthöhen errichtete und den Anstieg des Meeresspiegels noch nicht erkannt hatte. Zwar war der Küstenschutz zu Beginn des 19. Jahrhunderts durch die Organe des Dänischen Gesamtstaates verbessert und neu organisiert worden, doch noch nicht überall konnten sich die neuen Deichprofile durchsetzen. In diesem Beitrag werden anhand historischer Quellen die Meteorologie, die Höhe der Flut, der Stand des Deichbaus, die Zerstörungen an den Seedeichen und Dünen ebenso analysiert wie die Zeitdauer der Überflutungen und die damit verbundenen Schäden. Dieser Artikel bildet eine verkürzte und für die Zeitschrift "Die Küste" umgearbeitete Fassung meines 2009 erstellten Gutachtens für das Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein.

Schlagwörter

Sturmflut 1825, historische Sturmfluten, Deiche, Naturkatastrophe, Nordfriesland, Nordfriesische Inseln, Halligen, Eiderstedt, Dithmarschen, Elbmarschen

Summary

The storm surge from February 5/6th 1825 was one of the heaviest natural disasters, which hit the North-Sea coast from the Netherlands to Denmark. In this article the storm surge is described for Schlesnig-Holstein. The most damage was recorded on the North-Frisian Islands, but also some polders in North-Frisia, Eiderstedt, Dithmarschen and the Elbmarschen was overflowed after dike breaches by the stormy sea. In spite of the fact that the coastal protection was better than even before also the modern so-called "Bermedikes" broke. The dikes were not high and large enough because they were erected after the knowledge and heights of the last heaviest storm surge. The rise of the sea level after the end of the Little Ice Age was still unknown.

Keywords

storm surge 1825, historical storm surges, dikes, natural disaster, North-Frisia, North-Frisian Islands, Halligen, Eiderstedt, Dithmarschen, Elbe Marshes

Inhalt

1	Einleitung	. 194
2	Einzelregionen	. 199
	2.1 Nordfriesische Inseln und Halligen	. 199
	2.2 Nordfriesisches Festland	217
	2.3 Eiderstedt	. 219
	2.4 Norderdithmarschen	222
	2.5 Süderdithmarschen	226
	2.6 Elbmarschen	227
	2.7 Helgoland	. 231
3	Fazit	232
4	Schriftenverzeichnis	233
	4.1 Quellen	233
	4.2 Literatur	234

1 Einleitung

Die Sturmflutreihe zwischen 1717 (JAKUBOWKSI-THIESSEN 1992, 77) und 1721 führte zu Neuerungen im Küstenschutz, so dass die verstärkten Deiche im Wesentlichen den Sturmfluten vom 11. September 1751 und 7. Oktober 1756 standhielten. Die Aufsicht über das Deichwesen übernahmen staatliche Organe, welche die Interessen der Obrigkeiten durchsetzten, aber auch eine Vereinheitlichung der Deichverwaltung erreichten. Bei seinen Erhebungen zum Deichwesen kritisierte der Etatsrat J. N. Tetens 1788 übersteigerte Forderungen hinsichtlich der Deichhöhen ebenso wie zu steile Böschungen und die Stackdeiche (Abb. 1) (TETENS 1788). Abweichend von Brahms schlug Tetens für die Außenböschung eine konvexe und für die Innenböschung eine konkave Form vor.

Ferner forderte er Maßnahmen zur Erhaltung der Watten und wies in seiner "Pro Memoria" vom 20. September 1790 auf das Fehlen einer *einer sachverständigen Direktion des Deichund Uferbaus* hin. Als Folge der Sturmfluten von 1791-94 wurde durch die königliche Resolution vom 24. Dezember 1794 schließlich eine entsprechende Kommission eingesetzt (FISCHER 1955a, 353).

Am 29. Januar 1800 erließ König Christian VII. ein *Patent*, worin die Notwendigkeit einer staatlichen Deichaufsicht durch sachverständige Beamte begründet wurde. Der Küstenschutz der schleswig-holsteinischen Nordseemarschen wurde dabei der Aufsicht dreier Deichinspektoren unterstellt (§ 1). Dazu werden Feddersen im nördlichen Distrikt (nordfriesische Inseln, Festlandsmarschen zwischen Hoyer und Husum), Sievers im mittleren Distrikt (Eiderstedt, Stapelholm, Norderdithmarschen) und Christensen im südlichen Distrikt (Süderdithmarschen, Elbmarschen) bestellt (§ 7-10). Am 13. Mai 1800 übernahm Sievers auch die Aufsicht über den nördlichen Distrikt. Das "Allgemeine Deichreglement" (ADR) für die Nordseemarschen der Herzogtümer Schleswig und Holstein vom 6. April 1803 diente dabei der Vereinheitlichung der regionalen Deichrechte (FISCHER 1938a, 24-33). Mehrere Distrikte bildeten nun einen Deichband. Die Deichpflichten sind dabei untrennbar mit dem belasteten Land verbunden (§ 14). Ferner bleibt die Bemessung der Deiche nicht mehr der Willkür der Interessenten überlassen, sondern wurde nun Aufgabe der Rentekammer (§ 33).

Die Beratung der neuen Deichbände übernehmen in den drei Deichdistrikten staatliche Deichinspektoren, die auf der Basis des Lehrbuches von Albert BRAHMS (1757/58) über theoretisches und praktisches Wissen verfügten. Dabei zog der Inspektor Sievers aus der Wirkung der Sturmflut von 1803 die Folgerung, dass die Deiche ein Profil erhalten sollten, an dem sich die Wellen auslaufen konnten, wie dies bei dem 1800 fertig gestellten Karolinenkoogdeich in Dithmarschen (Abb. 1b) der Fall sei. In einer gemeinsamen Beratung sprachen sich ferner die Inspektoren des nördlichen und südlichen Distrikts, Sievers und Christensen, für den Bau von Bermedeichen an gefährdeten Stellen aus (Abb. 2).



Abbildung 1a (links): Rekonstruktion eines Stackdeiches im Deichfreilichtmuseum Büsum. Abbildung 1b (rechts): Deich des Karolinenkooges von 1800. Fotos: Dirk Meier.



Abbildung 2: Bermedeich mit Steindeckwerk zwischen Warwerort und Büsum bei Ebbe und Flut. Farblithographie von F. W. A. Ney 1859.

Als nächste schwere Sturmfluten, welche insbesondere die Zerstörungen der Februarflut von 1825 vorbereiteten, sind insbesondere die vom 1. Dezember 1821, vom 4. März 1822 (ebd. 334), vom 1. bis 6. Dezember 1823 und vom 3. November 1824 zu nennen. Bei letzterer kam es vor allem zu Deichbrüchen bei Delve in Dithmarschen und an der Stör bei Breitenburg, wo die Deiche vor allem infolge des Wellenüberschlags an der zu steilen Binnenseite brachen. Um weitere Schäden zu verhindern, wurden entsprechende Vorkehrungen getroffen und alte Brüche, wie an der Stör, beseitigt. Dass die weit aus meisten Deiche jedoch standhielten, erklärt sich aus den Deicherhöhungen- und -verstärkungen sowie den flacher geneigten Böschungen.

Den Ablauf der schweren Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 in den schleswigholsteinischen Nordseemarschen dokumentieren die Berichte des Deichinspektors Chr. F. S. Salchow und des Deichkondukteurs (Konstrukteur) J. E. F. Christensen sowie die zusammenfassende Darstellung von ARENDS (1826). Der Sturmflut im Februar 1825 ging ein sehr stürmischer, regenreicher Herbst voraus, der die Deichkörper durchweichte und die Wege unpassierbar machte. Nach den Beobachtungen von Christensen erreichte das Barometer am 28. Januar 1825 eine ihm noch nicht vorgekommene Höhe (FISCHER 1955a, 334). Danach fiel der Barometerstand zu einer fast ebenso wenig bekannten Tiefe, woraus er auf eine bevorstehende Sturmflut schloss und noch vor ihrem Eintritt nach Breitenburg reiste. Aus seinem Bericht ebenso wie aus dem Salchows geht hervor, dass am 2. Februar ein starker Südwestwind wehte, der in der Nacht vom 3. Februar, begleitet von Starkregen, an Heftigkeit zunahm und bereits einen Anstieg des Tidehochwassers von 7 Fuß (ca. 2 m) über ordinärer Flut bewirkte. Am 3. Februar herrschte dann anhaltender Sturm mit starken Böen und Schneegestöber. In der Nacht vom 3. auf den 4. Februar drehte der Wind von Südwest auf Nordwest und erreichte seine größte Stärke. Die Heftigkeit des Sturms hat zwar die vom 15. November 1824 nicht überschritten, jedoch ist das unglückliche Zusammentreffen einer hohen Springfluth mit dem Sturme die Ursache der unerhört hohen Fluth gewesen (FISCHER 1955c, 273).

Zu den historischen Berichten des 19. Jahrhunderts lassen sich ergänzend die historischen Durchschnittstemperaturen und Niederschläge heranziehen. Klimahistorisch fällt die Sturmflut von 1825 in das Ende der Kleinen Eiszeit und dem Beginn wieder steigender Temperaturen in Mitteleuropa, zumindest aber in eine Phase von rapiden Klimaausschlägen und Wetteränderungen von einem tendenziell kalten zu einem tendenziell wärmeren Klima (Tab. 1 u. 2).

Jahr	Winter	Frühjahr	Sommer	Herbst	Winter
1634	-0,70	+7,70	+18,43	+8,00	+8,36
1717	-1,36	+6,87	+16,27	+7,34	+7,14
1791	+1,26	+10,19	+18,50	+8,38	+9,84
1821	-1,34	+9,36	+15,32	+10,39	+8,76
1825	+1,85	+8,83	+17,71	+10,24	+9,72
1995	+3,12	+8,83	+19,40	+9,25	+9,92

Tabelle 1: Entsprechend großer Sturmfluten ausgewählte Temperaturen in Grad Celsius in Mitteleuropa. Quelle: Historische Klimadatenbank. der Universität Freiburg: http://www.tambora.org/.

Jahr	Winter	Frühjahr	Sommer	Herbst	Winter
1634	175,3	122,6	141,4	40,9	503,1
1717	175,3	183,4	250,4	75,6	690,2
1791	94,5	168,2	228,6	127,6	622,1
1821	94,5	168,2	250,4	266,2	775,2
1825	110,6	122,6	206,8	196,9	639,1
1995	143,0	213,8	250,4	162,2	826,2

Tabelle 2: Entsprechend großer Sturmfluten durchschnittliche Niederschläge in Mitteleuropa Quelle: Historische Klimadatenbank der Universität Freiburg: http://www.tambora.org/.

Von den älteren frühneuzeitlichen Sturmfluten existieren nur Flutmarken. Diese sind relative Höhen, die sich auf die ordinäre oder mittlere Flut beziehen, wobei ein unterschiedlich hoher Wellenauflauf zu berücksichtigen ist (Tab. 3).

Tabelle 3: Flutmarken am Schifferhaus in Tönning. Angaben in Hamburger Fuß (1 Hamburger Fuß = 0,287 m).

Sturmflut	Höhe über ordinärer Flut	Höhe über ordinärer Flut
26. Februar 1625	1 ½ Fuß	+0,43 m
11. Oktober 1634	4 Fuß	+1,15 m
24. Dezember 1717	3 ¼ Fuß	+0,93 m
7. Oktober 1756	4 ⅔ Fuß	+1,63 m

Seit dem frühen 19. Jahrhundert werden die Angaben über Sturmfluthöhen aufgrund der ersten Latten- und Schreibpegel zur Flutmessung zwar sicherer, doch waren diese 1825 nur an einigen Stellen der Unterelbe vorhanden. Hier sind die Unterschiede gegenüber der mittleren Flut angegeben, so dass sich die Windstauwerte annähernd berechnen lassen (FISCHER 1955a, 333 ff.; MÜLLER 1825). Den Höchststand in Glückstadt gibt Christensen (FISCHER 1955c, 272) gegenüber den bisher bekannten Fluten (gemeint sind die von 1717-1720) von nicht höher als 15 Hamburger Fuß und 3 Zoll (ca. 4,39 m) über mittlerer Flut an. Ferner ist zu berücksichtigen, dass in den Häfen der schleswig-holsteinischen Nordseeküste und der Unterelbe jeweils mit einem örtlichen Null gerechnet wurde, das der ordinären Flut (ord. Flut = mittlere Flut bzw. Mittleres Tidehochwasser/MThw) in den verschiedenen Häfen entsprach. Später wurden diese Pegelaufzeichnungen auf Normal Null (NN) bezogen (FISCHER 1955a, 333). Wie die amtlichen Berichte, Flutmarken und -messer bestätigen, erreichte die Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 einen bis dahin an der schleswig-holsteinischen Westküste unbekannten Stand (FISCHER 1955c, 272-275). Infolge eines Zusammentreffens einer hohen Springflut mit einem Sturm lief das Wasser besonders hoch auf (FISCHER 1955a, 334). So betrugen die Sturmfluthöhen in Husum über der gewöhnlichen Flut 14 Fuß (4,01 m) im Februar 1825 gegenüber 11 Fuß (3,15 m) im Dezember 1821 und 121/2 Fuß (3,58 m) im März 1791. In Tönning wird eine Sturmfluthöhe mit 13 Fuß, 5 Zoll (3,87 m) über ord. Flut angegeben. Für Büsum nennt Christensen einen Stand von wenigstens 13 Fuß (3,72 m) über ord. Flut, weshalb der Seedeich bei Deichhausen mit einer Kronenhöhe von nur 11 Fuß (3,15 m) 2 Fuß (0,57 m) hoch überströmt wurde (jeweils in Hamburger Fuß gerechnet). Nach Salchow war die Flut von 1825 die verheerende Sturmfluth. Gleichlautend mit der späteren Dokumentation von SCHAUMANN (1857) ergeben sich für die Elbmarschen und die schleswig-holsteinische Nordseeküste folgende Werte in Hamburger Fuß (Tab. 4).

Ort	Höhe über mittlerer Flut
Hamburg	12,4 Fuß (3,55 m)
Glückstadt	15,3 Fuß (4,39 m)
Cuxhaven	12,0 Fuß (3,44 m)
Tönning	13,5 Fuß (3,87 m)
Husum	14,0 Fuß (4,01 m)

Tabelle 4: Höhe der Sturmflut 1825 über mittlerer Flut in Hamburger Fuß.

Baurat Matthießen rekonstruierte 1873 die Sturmfluthöhe in Husum mit etwa 3,77 m über dem gewöhnlichen Hochwasser (FISCHER 1955c, 274). Ebenfalls prüfte die Landesanstalt für Gewässerkunde 1895/1901 die Hochwasserwerte nach und rechnete diese auf NN um. Aufgrund der Ungenauigkeiten wurde dann 1928/1932 ein Feinnivellement der Nordseeküste durchgeführt, worauf die alten Angaben (Tab. 5) bezogen wurden.

Tabelle 5: Höhe der Sturmflut 1825 in m NN an verschiedenen Pegeln.

Pegel	Altes Pegelnull	Sturmfluthöhe	Unterschied zur	Unterschied	Höhe ord. Flut
_	Neues System		ord. Flut	zur ord. Flut	MThw 1825
St. Pauli, Hbg.	+3,54	+5,21	12 F 4 Z	3,55 m	+1,67 m
Cuxhaven	+3,64	+4,64	12 F	3,44 m	+1,20 m
Glückstadt	+1,46	+5,05	13 F	3,73 m	+1,32 m
Büsum	+1,86	+5,05	13 F	3,73 m	+1,32 m
Tönning	+1,85	+5,02	13 F 5 Z	3,87 m	+1,17 m

Tabelle 6: Sturmfluthöhen von 1825, 1962 und 1976 an verschiedenen Pegeln in m NN. Nach FISCHER 1955c, 274; WIELAND 1990, 52-56 u.a.

Datum	Husum	Tönning	Cuxhaven	Windrichtung
3./4.2.1825	+5,23	+5,02	+4,64	W-NW
16./17.2.1962	+5,61	+5,21	+5,10	NW
3.1.1976	+5,66	Eidersperrwerk	+5,12	SW-W

Nach dem Bericht von Christensen wurde von der Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 Holstein schwerer betroffen als die Marschen des Königreiches Hannover und der Niederlande. Über die Auswirkungen an der Nordseeküste des schleswigschen Deichdistrikts berichtet Salchow (FISCHER 1955a, 334), von starken Zerstörungen auf den nordfriesischen Inseln und Halligen sowie einem Dünendurchbruch bei St. Peter-Ording, der eine teilweise Überflutung des westlichen Eiderstedt nach sich zog (Abb. 3). In Norderdithmarschen wurden vor allem die Büsumer Deiche an mehreren Stellen durchbrochen, weil deren Erhöhung noch nicht fertiggestellt war. Auch die Eiderdeiche brachen an mehreren Stellen (FISCHER 1955a, 335). Als einziger Holsteiner Deichdistrikt blieb Süderdithmarschen von einer Überschwemmung verschont, obwohl der Brunsbütteler Elbdeich stark beschädigt war. Die Elbmarschen standen teilweise unter Wasser. Mit der Sturmflut vom Februar 1825 hört die Reihe der Katastrophenfluten an der schleswig-holsteinischen Nordseeküsten trotz einiger nachfolgender schwerer Fluten zunächst auf, ihre ungewöhnliche Höhe wurde erst 1962 und 1976 übertroffen (Tab. 6).



Abbildung 3: Überflutungskarte der Sturmflut 1825 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins. Grafik: Dirk Meier.

2 Einzelregionen

2.1 Nordfriesische Inseln und Halligen

Im Folgenden werden die Schäden der Sturmflut in Nordfriesland jeweils für die Inseln und Halligen so wie für das Festland getrennt beschrieben. Infolge des ungehinderten Einwirkens der stürmischen See auf den Sandstrand und die Dünenküste Sylts (Abb. 4) richtete die Sturmflut von 1825 große Schäden an (FISCHER 1938b, 81-84).



Abbildung 4: Sylt mit Überflutungen 1825 und Dünenflug (links) sowie Karte des Deichinspektors Salchow von 1812 (rechts). Grafik: Dirk Meier.

Als Augenzeuge schildert Boysen, dass in der Nacht vom 3./4. Februar 1825 ein Sturm aus West-Süd-West aufzog und dann auf West-Nordwest drehte. Die damit verbundene Sturmflut war für ihn höher als die von 1792 und 1821. Er berichtet: *Die Ackerländereien* wurden ungewöhnlich überschwemmt und die Wintersaat in Morsum, Archsum, teils in Keitum und Tinum sowie auf Westerland verdorben. Die Flut war so hoch, dass sie ungefähr rund um die Landvogtei stand, und drang in sehr viele Häuser ein. In Archsum wurden 3 Häuser, in Morsum 2 Häuser, in Tinum 1 Haus und in Rantum 6-7 Häuser unbewohnbar gemacht, teils mussten sie niedergerissen werden. Weiter heißt es, dass der Deich zwischen Westerland und Tinum an der Schleuse durchbrach und dort ein Grundbruch von 28 Fuß (8,34 m; in Nordstrander/Pellwormer Fuß gerechnet, 1 F = 0,298 m) Tiefe entstand (ebd. 81). An der westlichen Grenze des Kirchspiels Westerland waren ganze Dünenreihen verloren gegangen, während die niedrigen Dünen im Nordwesten fast vom Meer durchbrochen worden waren. Nach Angaben des Strandinspektors Decker betrug der Abbruch der Dünen südlich von Westerland an einer Stelle 160 Fuß (47,68 m). Ferner ließ sich der Flugsand bis zur Tinnumer Gemeindegrenze verfolgen. Vom Roten Kliff brachen 60 bis 70 Fuß (17,88-20,86 m) ab. Im Mai 1825 legte die Landvogtei einen Schadensbericht vor (Tab. 7).

Tabelle 7: Schäden der Sturmflut 1825 auf der Insel Sylt nach den Angaben der Landvogtei 1825. (1 dänische Tonne = ca. 5.516 m²).

Art des Schadens	Reichstaler	Schilling
an Gebäuden	1.120	7
an verlorenem Vieh	202	24
an Korn und Futter	143	28
sonstige Beschädigungen, worin der Seedeich bei Westerland,	3.392	5
der Hafen bei Keitum und die Vogelkoje bei Kampen mitinbegriffen		
zusammen also	4.857	64
außerdem		
1. durch die Fluten 3.286 Tonnen Land überschwemmt und beschädigt.		
Rechnet man den Schaden auf 4 Taler per Tonne so beträgt er	13.144	
2. durch Abspülung und Sandflug 253 Tonnen, welche zur Grund- und		
Benutzungsdauer geschätzt sind, auf	12.650	
Summe	25.794	
Totalsumme	30.651	64

Tabelle 8: Flutschäden 1825 in Tinum in Quadratruten (Tondersches Maß: 1 Rute = 5,232 m).

Schaden	Quadratruten	m ²	ha			
Roggenfrucht vernichtet	3.258	17.045,85	1,70			
Roggenfrucht beschädigt	1.914	10.014,04	1,00			
Gepflügtes Ackerland	6.171	32.312.83	3,23			
In Gräsung liegendes Ackerland	17.397	91.021,10	9,10			
Wiesen- und Weideland	39.083	204.482,25	20,44			
zusammen	66.479	347.818,12	34,78			
Weggespültes Wiesenland	768	4.018,17	0,40			
Mit Sand bedecktes Wiesenland	1.156	6.048,19	0,60			
Ackerland mit Sand bedeckt auf Westerländer Feld	36	188,35	0,01			
Ingesamt	136.262	712.894,90	71,26			
1 Quadratrute Tondersches Maß = 324 Quadratfuß, 1 Rute = 5,232 m						

In Tinum waren Gebäude beschädigt, Schafe ertrunken und das Land überschwemmt worden (Tab. 8). In Archsum wurden 12 Häuser von der Flut beschädigt, wobei alle fruchtbare Erde wegspült und das Land auf Jahre verdorben wurde. Ebenfalls die Weiden waren aufgrund der Sandbedeckung in einem kläglichen Zustand (FISCHER 1938b, 83). Ein späterer Bericht bezifferte die durch Abspülung und Sandüberflug unbrauchbaren Grundstücke auf 1.996 Quadratruten (ca. 1,04 ha). Dabei hatte die Februarflut ca. 23.200 Quadratruten (ca. 12,14 ha) Ackerländereien überschwemmt. In Rantum wurden ca. 1.500 Quadratruten (7.848 m²) Ländereien mit Sand bedeckt. Acht Häuser waren infolge der Sturmflutschäden in ihrem Bestand gefährdet. Ferner ertranken sieben Schafe und drei Lämmer. Auf List brach ein Deich, wodurch das Wasser in vier Häuser eindrang. Das ganze Ackerland auf Sylt wurde über die Hälfte mit Sand überschüttet.

In ihrem Bericht vom 30. März 1825 teilte die Landvogtei dem Schleswigschen Obergericht mit, dass *niemand auf Sylt ertrunken ist, obwohl viele in großer Gefahr waren und auf den Boden flüchteten.* Tote hatte es allerdings auf See beim Untergang von Schiffen gegeben. Im Oktober und Dezember 1825 wurde Sylt wiederum von schweren Sturmfluten heimgesucht. Als Folge der Fluten und Ernteausfälle ernannte die Regierung 1827 eine Kommission (FISCHER 1938b, 85-86). Wie diese feststellte, war die Rantumer Wiese noch ganz vom Sand verschüttet. Der Sommerdeich auf der Südseite von Keitum war noch intakt, während vom Archsumer Sommerdeich nur noch Spuren vorhanden waren. Der Landvogt Boysen berechnete gar den Gesamtabbruch Sylts von 3.750 Tonnen (ca. 20,68 km²) von 1645 bis 1825 zurückgerechnet, wovon 2.130 Tonnen (ca. 11,75 km²) auf die Westküste und 1620 Tonnen (8,94 km²) auf die Ostküste entfielen. Das entspräche mit insgesamt 41,37 km² fast der Hälfte der heute ca. 99,14 km² großen Insel. Die Dünen befestigte man erneut mit Halmpflanzen, vor allem mit Sandroggen (FISCHER 1938b, 124). Auf dem in Mitleidenschaft gezogenen Land verringerte man die Steuern.

Die Verwüstungen der Februarsturmflut von 1825 erreichten auf der Geestinsel Amrum (Abb. 5) ein ähnliches Ausmaß wie auf Sylt (HANSEN, 1877). In den drei Dörfern Süddorf, Nebel und Norddorf betrugen die Schäden der Nutzländereien etwa 265, 194 und 244 Reichsbanktaler. Darin sind die schwerwiegenden Schäden an den Dünen als wichtigstem Schutzgürtel der Insel im Westen nicht enthalten. Diese hatten teilweise einen beträchtlichen Abbruch zu verzeichnen (FISCHER 1937a, 88-90). Die stärksten Zerstörungen waren bei Risum eingetreten, wo in der bisher zusammenhängenden Dünenkette ein Durchbruch entstanden war. Daher unternahmen die Bauernvögte von Norddorf und Nebel zusammen mit den Aufsichtsmännern nach einer Bereisung am 26. Februar 1825 entsprechende Maßnahmen. Demgegenüber war der Dünenabbruch südlich von Wittdün weniger beträchtlich, so dass das nördlich gelegene Marschland nicht gefährdet war. Das Ausmaß der Zerstörungen zeigt auch das Gutachten des Deichinspektors von Carstensen von 1856. Letztere trug er in die Amrum Karte von 1796 ein, die auf die Vermessung von 1778 zurückgeht (Abb. 5). Seine Eintragung a-a bezeichnet den im Jahre 1825 weggespülten Teil der Dünen im Norden und c-c-c die spätere südliche Abbruchgrenze, die wohl zur gleichen Zeit entstand. Das höchste Zerstörungsausmaß liegt mit einem Durchbruch der Dünen auf einer Breite von 250 dänischen Ellen (ca. 155 m) im Norden. Von hier aus überflutete das Salzwasser die Marsch und damit die Wiesen und Weiden, weshalb die dänische Regierung für Amrum eine Erleichterung der Abgaben beschloss.

Der Zustand der Föhrer Deiche (Abb. 6) von 1808 lässt sich einem Bericht und einer Karte des Deichinspektors Salchow entnehmen (FISCHER 1937b, 38 Abb. 10). Er führt aus, dass die Deiche ohne Sachkenntnis unterhalten seien. Erst das Allgemeine Deichreglement von 1803 schuf Abhilfe. Über den Verlauf der Februarsturmflut von 1825 erfahren wir aus einem Schreiben, dass der schon in den ersten Februartagen herrschende Westwind sich am Abend des 3. Februar zu einem Sturm steigerte. Die Bewohner Föhrs blieben jedoch trotz der bevorstehenden Springflut ruhig. So heißt es: *Gegen Mitternacht erhob sich plötzlich die See ringsrum zu einer Höhe von 16-17 Fuß [4,76-5,06 m] über die Mittelfluten. Deiche und Ufer wurden an mehreren Stellen weit überstiegen, und bald erfolgten bedeutende Grundbrüche am Deiche im Westen und Norden der Insel. Die See stürzte sich ins Land und überschwemmte die ganze Marsch, wie auch einen bedeutenden Teil der Geest auf Westerlandföhr, und stieg bis in die Wohnungen der Dörfer zu der Höhe der Flut vom Jahre 1717. Um 5 Uhr des Morgens hatte die Westsee eine Höhe von 14-17 Fuß [4,17-5,07 m] über die Marschhöhe erreicht und Besitz von etwa ³/₄ der Oberfläche der ganzen Insel genommen.* An der Nieblumer Küste stieg das Wasser etwa 2 Fuß hoch in die Wohnstube des dortigen Gehöftes, etwas westlich davon ging die See über die Geest bis zum Dorfe Nieblum und floß von da, von Süden und Norden, durch die Straßen des genannten Dorfes in die Marsch.



Abbildung 5: Amrum mit Dünendurchbruch und Überflutung von 1825 (links) und Karte nach der Vermessung von 1796 mit dem von Carstensen 1856 (Landesarchiv Schleswig-Holstein, Abt. 161, Deich- und Wasserlösungssachen. 1862/63) eingetragenem Dünendurchbruch (a-a) sowie Dünenschäden (FISCHER 1937a, 88-90). Grafik: Dirk Meier.



Abbildung 6: Überflutungskarte von Föhr 1825. Grafik: Dirk Meier.

Die Höhe der Sturmflut von 1825 erreichte dabei auf Föhr die von Dezember 1717 (MEIER 2011, 260 ff, 264 ff) und Januar 1718, aber nicht die von 1720, die sogar 11/2 Fuß (0,45 m) höher aufgelaufen war. Da nach 1720 viele Bewohner Föhrs ihre Höfe auf die hohe Geest verlagert hatten, erreichten diese die Sturmflut 1825 nicht, während die in der Marsch beschädigt waren. In Oldsum und Klintum fanden zwei Einwohnerinnen beim Zusammensturz ihres Hauses den Tod. Die Überschwemmung der Marsch von Süden und vor allem von Westen her vergrößerte sich noch dadurch, dass auch im Norden und Osten die See über den Deich floß, wo es zu mehreren Grundbrüchen im Seedeich kam. Bereits am frühen Morgen war hier die Höhe der See innerhalb der Insel gleich der außerhalb derselben und stand in mehreren Wohnungen der Dörfer 2-3 Fuß [0,60-0,89 m] hoch. Im Westen Föhrs überströmte das Wasser den Steindeich zwischen Dunsum und Utersum in einer Höhe von 4-5 Fuß (1,19-1,49 m). In Utersum wurden mehrere Häuser zerstört. Zu weiteren Schäden kam es in Süderende. Das Wasser strömte dabei teilweise hoch auf die Geest hinauf und vereinigte sich auf eine kurze Zeit mit dem von Süden her einströmenden Wasser. Im Nordwesten der Insel erfolgte der größte Grundbruch des Deiches. Das durch die Deichbruchstelle schießende Wasser zerstörte hier das Dorf Großdunsum, bevor es sich weiter nach Osten über die Marsch ausbreitete. Am Morgen des 4. Februar reichte das Wasser bis in die Dörfer hinein. Der Deichinspektor Krebs führte in seinem Schreiben vom 8. Februar 1825 an die Rentekammer aus, dass der Westersteindeich fast ganz weggerissen sei und oberhalb von Dunsum drei Grundbrüche eingetreten waren.

Die Deichrichter erstatteten unmittelbar nach der Sturmflut an den Stiftsamtmann in Ribe einen Bericht. Nach ihren Angaben war der Deich schon durch die Novemberfluten von 1824 beschädigt, jedoch die Marsch nicht überschwemmt worden. Dagegen war die Sturmflut vom 4. Februar 1825 verheerend (FISCHER 1937b, 175): Das Wasser stieg zu einer außerordentlichen Höhe, wie es in 100 Jahren hier nicht erlebt war. Es ging weit über die Höhe der Deiche und das ganze Land rollte in der Zeit von einer Stunde ganz voll Wasser. Unübersehbar ist der Schaden, den diese schreckliche Flut verursacht hat. Von 20 bis 30 Wohnhäusern sind die Mauern durch die Gewalt der Wellen niedergerissen und folglich unbewohnbar. 2 Menschen haben ihr Leben darin verloren und verschiedenes Hornvieh, sowie die meisten Schafe sind ertrunken, überdies ist die Wintersaat größtenteils vernichtet. Sämtliche Interessenten einigten sich mit den Deichrichtern darauf, dass sie mit allen notwendigen Mitteln den Deich wiederherstellten wollten. Als vorrangige Maßnahme machte man sich an die Schließung des Deichbruchs bei Dunsum. Der Gesamtschaden des Deichbruches bei Dunsum belief sich nach deren Angaben auf etwa 27.077 Reichsbanktaler und damit höher als die im Westerlandföhrer Copiebuch veranschlagten 7.800 Reichsbanktaler (vgl. Tab. 9). Eine weitere Schwierigkeit ergab sich darin, dass die Westerlandföhrer ungeachtet ihrer politischen Zugehörigkeit zu Dänemark in Deichsachen dem schleswigschen Amt Tondern unterstellt waren (FISCHER 1937b, 178-179). So schrieb am 25. März der Deichinspektor Krebs an den Amtmann in Tondern, dass die Westerländer Hilfe bedürften. Die Beseitigung der Schäden und Deichbauarbeiten an der Westküste Föhrs konnten bis zum Herbst fortgesetzt werden, bevor die Sturmflut vom 27. November die kostspieligen Arbeiten fast zunichte machte (Tab. 10).

Tabelle 9: Schäden der Februarsturmflut von 1825 im Föhrer Westerland. Westerländer Copiebuch in Deichsachen, Nr. 1. Die Zahlen sind der Quelle entnommen.

Der Wester- oder Steindeich	Kostenaufwand in
	Reichsbanktaler/Schilling
Der erste und schlimmste Grundbruch neben dem Dorf Dunsum,	
welcher am Fuß des Deiches eine Breite von 5 R und eine Tiefe	
von 5 F unter Wasser hat	7.800
Der zweite Grundbruch von 12 R Breite, aber nicht so tief als der erste	1.350
Der dritte Bruch von 2 bis 4 R Breite	700
Der vierte Bruch von 4 R Breite	450
9 Löcher in dem Deiche und in dem Fahrweg unter dem Deich	3.110
Die verschiedenen Aacken sind größtenteils weggerissen	450
Von den großen Feldsteinen, mit denen der Fuß des Deiches belegt ist,	
sind ab 25 1/2 qR ganz versunken. Hierfür erforderlich sind 2400 Fuder	2.040
Der Schaden, welcher den ganzen Koog zur Last fällt, beträgt mithin	15.900
Am ganzen Deich ist noch eine gleichmäßige Höhe von 6 F am	
Kamm durch die Eigner der Rotten anzubringen.	
Die benötigte Püttzahl beläuft sich auf 2418.	18.135
Zur Verlegung des Deiches sind 2015 qR Soden erforderlich	9.470,08
Für Zurechtlegen der Steine und für Strohunterlage der Steine	3.324,12
Der ganze Schaden des Steindeichs beläuft sich also auf	46.830,20
II. Der Norder- oder Erddeich	
Zur Ausführung der in dem Erddeich entstandenen Löcher,	
insoweit es Kommüne Arbeit ist	1.244,06
Durch die Eigner der Rotten ist noch an dem Deich zu machen,	
wenn die Kommüne Arbeit fertig ist	2.395,00
Der Schaden des Norderdeiches beläuft sich also auf	3.639,06
Der Schaden an der Schleuse im Norderdeich	300,00
Der gesamte Schaden am Deich und an der Schleuse beläuft sich also auf	50.769,12
Oder umgerechnet auf 27.077 Rbtr. Da nun der ganze Koog nur 1993 Den	nat (982,54 ha) umfasst,
entfallen auf jedes Demat 13 Rbtr.	

Tabelle 10: Flutschäden von 1825 im Föhrer Westerland in Reichsbanktaler.

Ortschaft	Schadenssumme in
	Rbtr./Schilling
Nieblum	1.554,44
Goting	789,42
Borgsum	1.086,43
Witsum	943,94
Hedehusum	624,24
Utersum	3.090,04
Dunsum	3.327,90
Süderende	5004,13
Oldsum	591,73
Klintum	1.885,43
Summe	18.521,70

Auch das Föhrer Osterland hatte die Sturmflut von 1825 getroffen. So waren Zerstörungen des Osterlandföhrer Deiches und Durchbrüche an sieben Stellen zu verzeichnen. Am Seedeich bei Wyk bis Westernäß war die Binnendossierung fast ganz abgespült. In Westernäß war die ganze Außenböschung des Deiches weggebrochen. Der Deich an der Osterandelschleuse war ganz weggerissen, so dass die Schleuse frei lag (FISCHER 1937b, 99). Ähnliche Schäden an der Binnenseite waren auch in Osterkurzmaße zu verzeichnen, wo der Deich auch auf 10 Ruten (52,32 m) Länge weggespült worden war. In Westerkurzmaße folgten zwei Grundbrüche, ein weiterer in Midlumwandel, die insgesamt zwischen 5-10 Ruten (26,16-52,32 m) breit waren. Alle diese Brüche an den Deichen des Föhrer Westerlandes entstanden durch Binnenwasserstau. Dabei ist das Wasser *zuerst um* 12½ Uhr in Utersum, um 1 Uhr in Süderende, Klintum und Toftum, um 2½ Uhr in Oevenum und nicht früher als zwischen 4 und 5 Uhr in Boldixum und Wrixum bemerkt worden. Somit drang die Überschwemmung von Westen her vor. Nach Ablauf des Wassers wurden die Deichbrüche mit zwischen Pfählen eingerammten Strohlagen gesichert, damit die tägliche Flut nicht in die Marsch vordringen konnte. In seinem Bericht an die Rentekammer vom 8. Februar 1825 teilte Krebs mit, dass die Schleusen im Spülkoog und bei Kalfham unbeschädigt geblieben waren. Allerdings waren die Vogelkojen unbrauchbar geworden.

Deichstrecke	Grund-	Grund-	Deich-	Deich-	Kamm-	Kamm-	Löcher	Löcher
	bruch	bruch	bruch	bruch	stürzung	stürzung		
	Zahl	Länge	Zahl	Länge	Zahl	Länge	Zahl	Länge
Osterandel bis	2	4,5 R	1	2,5 R	3	244,0 R	-	-
Lonke								
Ostersturzmaße	1	5,0 R	2	13,5 R	3	35,0 R	6	34,5 R
Westerkurzmaße	3	14,5 R	3	7,5 R	2	108,5 R	3	13,0 R
Midlumer	-	-	2	8,5 R	2	16,5 R	2	4,0 R
Andel								
Kuhamm	-	-	-	-	1	341,0 R	-	-
Nißhorn	-	-	5	21,5 R	-	-	-	-

Tabelle 11: Nota über den außerordentlichen Schaden des Osterlander Seedeichs. Die Namensbezeichnungen entstammen Flur- und Bedeichungskarten der Zeit um 1825.

Ortschaft	Schadenssumme Rbtr./Schilling	Erläuterung
Boldixum	3.438,19	In der Marsch 656 Demat Ländereien beschädigt. In
		der Geest 10 Demat ganz weggespült
Wrixum	4.604,45	904 Demat Marsch beschädigt.
Oevenum	8.006,27	Die ganze Marsch beschädigt. Die alte und neue
		Vogelkoje wurden geschleift.
Midlum	4.924,01	Die ganze Marsch beschädigt.
Alkersum	4.712,06	Die ganze Marsch beschädigt.
Osterteil Nieblum	536,25	Der Nieblumer Wold gleichmäßig beschädigt.
Summe	26.757,48	
1 Demat = 180 qR =	0,493 ha; 1 Ri	ute / $R = 5,232$ m (Tondersches Maß);

Rbtr.=Reichsbanktaler.

Die einzelnen Sturmflutschäden sind in einer "Nota über den außerordentlichen Schaden des Osterlander Seedeichs" (Tab. 11) enthalten (ebd. 100). Glücklicherweise ist in den Dörfern die Gefahr erst erkannt worden. Deshalb ertranken auf Osterlandföhr keine Menschen, allerdings sehr viele Schafe, deren Wert auf 5.000 bis 6.000 Reichsbanktaler geschätzt wird. Der Schaden in den Häusern war unbeträchtlich. Die Verheerungen der Sturmflut 1825 waren auch deshalb so schlimm, weil die Föhrer Marsch keine Mitteldeiche unterteilten (FISCHER 1937b, 43). Nach dem Bericht des Deichinspektors Krebs an die Rentekammer vom 7. März 1825 wurden die gefährlichen Stellen nun in ähnlicher Weise wie auf Nordstrand und Pellworm abgedämmt, während bei Oster- und Wester-

kurzmaße je ein Kajedeich gebaut wurde. Die Notwendigkeit dieser Maßnahmen zeigte sich in den Herbststurmfluten von 1825, wobei insbesondere die vom 1./2. November und 26./27. November den westlichen Seedeich stark beschädigten. Deshalb forderten Anfang 1826 der Deichgraf und die Deichrichter den Deichinspektor Krebs auf, einen "Plan und Anschlag zur Instandsetzung des Westerlandföhrer Seedeichs" zu erstellen (FISCHER 1937b, 183 Abb. 28).

Auf Pellworm (Abb. 7) waren die Seedeiche trotz der Verbesserungen im Deichwesen während des 18. Jahrhunderts (FISCHER 1936b, 24-191) zu Beginn des 19. Jahrhunderts in einem mangelhaften Zustand, wie der Deichinspekteur Salchow, der seit 1803 insgesamt 16 Jahre für Pellworm verantwortlich war, feststellte.

Im Februar 1809 wurde Pellworm von einer schweren Eisflut heimgesucht, die noch einmal glimpflich verlief (ebd. 233). Die ungewöhnlich hohen Deichlasten wurden für die Pellwormer jedoch so drückend, dass die Vorsteher am 12. September 1814 den König um einen Erlass baten. Dennoch wurde in dem Deichrezeß vom 10. Mai 1816 die Verstärkung der Nordseite des Ütermarker Kooges (Kat.-Nr. 2) als höchstnotwendig angesehen. Es waren die letzten Maßnahmen Salchows, der 1819 versetzt wurde.



Abbildung 7: Überflutungskarte der Insel Pellworm 1825. Grafik: Dirk Meier.

Der neue Deichbauinspektor Krebs kritisierte in einem ersten Bericht vom 15. Oktober 1819 an die Rentekammer den Zustand der Pellwormer Deiche und ließ daher noch im gleichen Jahr die Verstärkung des Südkoogdeiches ausführen (ebd. 228). Bei den im November 1824 hereinbrechenden Sturmfluten kam die Insel auch aufgrund von Deichverstärkungen im Osten und Süden noch mal glimpflich davon. Die Deiche des Alten Kooges (Abb. 8) und des Süderkooges hatten jedoch stark gelitten.



Abbildung 8: Deichquerschnitt des Alten Kooges bei der Tammwarft, Pellworm. Die Nummer bezieht sich auf die Karte des Deichinspektors Salchow von 1803/1804. Grafik: Dirk Meier.

Bei der Februarsturmflut 1825 hielten die Deiche dann nicht mehr. Über die Auswirkungen dieser Sturmflut (Abb. 7) liegen für Pellworm einige Schreiben vor, darunter die Denkschrift von B. R. Friedrichsen vom 28. Februar und der Bericht des Pastors Bartelsen vom 10. Februar 1825 (FISCHER 1936b, 238). Nach dem Schreiben eines Pellwormer Einwohners ging dabei am 3. Februar 1825 um 3 Uhr nachmittags *bei mäßigem Winde die See sehr hoch und war über die Maße unruhig.* Es war jedoch niemand auf Deichbrüche vorbereitet, da der Seedeich auch den weniger heftigen Sturmfluten vom 3. und 15. November 1824 standgehalten hatte. Nachdem der Wind von Süd-West nach Nord-Nord-West gedreht hatte, stieg die Flut während der Nacht um 4 Fuß (1,19 m) höher als am 1. Dezember 1821 und überflutete – nachdem örtlich die Krone des Seedeiches fortgerissen war und Löcher entstanden waren – die ganze Insel. Durch die Deichbrüche strömte das Wasser auch am 4. Februar hinein. Nach Friedrichsens Ansicht hatte die Sturmflut von 1792 den Bewohnern als Maßstab gedient, so dass die Deiche nur um 3-4 Fuß (0,89-1,19 m) erhöht worden waren. Nun wurden diese um 4 Fuß überströmt, ohne dass dabei der Wellengang berücksichtigt ist.

Besonders gefährlich war es für die Bewohner unmittelbar hinter dem Seedeich. Die Bewohner der verstreut liegenden Häuser wurden gewarnt. Sie vertrauten jedoch den Deichen und waren daher überrascht, als die Flut plötzlich ihre Warften umspülte. Zwei junge Leute verunglückten dabei, wie sie aus angetriebenem Holz Flöße zu bauen versuchten. Am nächsten Morgen boten die Seedeiche einen betrüblichen Anblick. Aufgrund der zu niedrigen und innen zu steil geböschten Seedeiche war es vielerorts zu Kappenstürzungen gekommen. Bei den vielen Brüchen waren neun auf die halbe Deichhöhe eingerissen. Der gefährlichste Einbruch war am Deich des Mittelsten Kooges entstanden, von den übrigen befanden sich fünf im Alten Koog, zwei im Großen Norderkoog sowie einer im Ütermarker Koog (Abb. 7). Der westliche Seedeich nahe der Alten Kirche bis zur Tammwarf war auf ungefähr 500 Ruten (23,90 m; 1 Pellwormer Rute = 4,78 m) fast ganz zerstört. Auch die Binnendeiche wiesen Schäden und Brüche auf. Über die Schäden verfasste Deichinspektor Krebs einen Bericht am 13. Februar 1825. Unmittelbar südlich von Tammensiel war die Binnenberme des Seedeiches beschädigt worden. Dabei wurde der Ostersielkoog überschwemmt. Der anschließende, 1824 verstärkte Seedeich, der schon bei den Novemberstürmen 1824 stark gelitten hatte, wies an der Außenböschung 8 Fuß (2,38 m) große Löcher auf. Der folgende, 1823 verstärkte Deichabschnitt war hingegen erhalten geblieben. Die Schäden am östlichen und südlichen Deich des Süderkooges waren eher unbeträchtlich, da die Krone nirgends weggerissen war. Deshalb war auch nur wenig Wasser in den Süderkoog gedrungen (ebd. 239-240).

Vom Westerkoog an bis zur Tammwarf im Alten Koog wurde *die Zerstörung immer fürchterlicher*. Sogar der starke Deich vom Mittelsten Koog nördlich der Alten Kirche war durch überstürzendes Wasser beschädigt worden. Südlich der Kirche waren dabei die Schäden am Seedeich noch stärker als nördlich. Der Deich des Johann-Heimreichs-Koogs (Abb. 7) hatte nur wenig gelitten, obwohl er einen ungenügenden Querschnitt aufwies und vor ihm nur niedriges Watt lag. Zwischen Johannishörn und Norderkoog wies der Seedeich wieder starke Schäden sowie einen Bruch auf. Der Norderkoog (Abb. 7) war infolge der Sturmflut überflutet worden. Weitere Löcher befanden sich im Schenkeldeich des Ütermarker Kooges (Abb. 7) nahe des Siels. Obwohl es keine Grundbrüche waren, drang auch bei gewöhnlicher Flut das Wasser in den Koog. Der Deich des Kleinen Kooges war dabei weniger stark beschädigt als des Alten Kooges.

Nach dem Bericht des Landschreibers Bahnsen vom 6. August 1825 war das Deichbaumaterial aus den Magazinen weggetrieben, die meisten der zu ebener Erde errichteten Häuser zerstört, viele Schafe umgekommen und die Tränken versalzt. Mit Ausnahme einiger Fennen im Süder- und Johann-Heimreichs-Koog (Abb. 7) war die ganze Marsch überflutet worden, wobei die einzelnen Köge teils drei, fünf oder acht Wochen unter Wasser standen (ebd. 244). Nach Friedrichsen wären der Süder-, Wester- und Johann Heimreichs Koog bald wieder vom Salzwasser frei geworden, wenn sie nicht ihre Abwässerung nach den Kögen gehabt hätten, welche durch Deichbruch überschwemmt wurden. Da das Wasser nur durch eine Schleuse geleitet werden konnte, blieben die eben genannten Köge noch einige Zeit unter Wasser.

Hingegen war der Ütermarker Koog (Abb. 11) infolge seiner höheren Lage schon in 10 bis 11 Tagen trocken. Die beiden Norderköge waren so tief überschwemmt, *dass das Salzwasser über den Mitteldeich strich und daselbst stehende Wohnhäuser beschädigte*. Aufgrund des kleinen Entwässerungssiels dauerte der Ablauf des Wassers mehrere Tage (ebd. 243).

Am 17. Februar berichtete Krebs, dass die Überflutung zurückging. Im Norderkoog (Abb. 7) stand das Wasser aufgrund des zu kleinen Siels aber immer noch 3 Fuß (0,89 m) hoch, so dass er eine vorsichtiges Durchstechen des Binnendeiches anriet, sobald das Wasser in den benachbarten Kögen abgelaufen war. Er beauftragte daher den Deichgrafen Jacobs die *Auswässerung des Norderkooges* zu betreiben. Am 24. März 1825 teilte Jacobs dann mit, dass der Kleine Norderkoog trocken war und der Große Norderkoog, der an drei Stellen entwässerte, es in zwei Tagen sein würde. Wie Bahnsen notierte, bestellten die meisten Landbesitzer in Anbetracht der geringen Wirkungen früherer Überschwemmungen und im Hinblick auf die Bodengüte, ihre Felder in Erwartung einer guten Ernte erneut. Doch nur wenige ernteten die Aussaat wieder. Deshalb mussten die Bauern entweder den größten Teil ihres Viehs aufgrund des Futtermangels verkaufen oder es auf dem besten Lande durchfüttern, was nur wenigen finanziell möglich war.

Bereits unmittelbar nach der Katastrophe wurden die ersten Notarbeiten veranlasst, wie die Bedingungen vom 9./10. Februar 1825 ausführen, welche die einzelnen Arbeiten festlegten (ebd. 241). Offensichtlich zeigten diese Verdingungen Wirkung, denn bereits am 16. Februar konnte der Pellwormer Deichgraf Jacobs dem Deichinspektor Salchow in

Husum die Abdämmung der gefährlichen Stellen mitteilen. Die Wiederherstellungsmaßnahmen, Schadensbeseitigungen und der Ausbau der Seedeiche dauerte bis etwa Ende November 1831.

Wie Pellworm hatte auch Nordstrand (Abb. 9) vor der sog. Zweiten Mandränke oder Burchardiflut von 1634 zur Insel Strand gehört. Die niedrigen Inselmarschen, vor der Kultivierung im Mittelalter ein niedriges Sietland, hatten erst 20 Jahre nach der Katastrophe nur mühsam – unter Zuhilfenahme holländischer und flämischer Partizipanten – wieder bedeicht werden können. So waren 1657 der Marie-Elisabeth-Koog und 1663 der Trendermarschkoog entstanden (MEIER 2007, 134-142).

Für die Menschen bilden die Seedeiche den wichtigsten Schutz, da die im Rahmen des mittelalterlichen Landesausbaus als Schutz gegen das Binnenwasser angelegten Hofwarften nur niedrig sind. Zu Beginn des 19. Jahrhunderts waren die Deiche nach Salchow in gutem Zustand (FISCHER 1936a, 113). Ferner erlaubte das teilweise ausgedehnte Vorland gute Erträge für Gras- und Heugewinnung. Allerdings blieben vor allem die südlichen Deiche der Insel besonders von Sturmfluten bedroht, da sich das Wasser zwischen der Halbinsel Eiderstedt und Nordstrand staut, während es sich im Norden der Insel weiter ausbreiten kann. Im Osten schützten zu Beginn des 19. Jahrhunderts flach geböschte Rasendeiche die Insel, während im Norden, Westen und Süden die *schaar* (direkt) an die Nordsee grenzenden Deiche ein Holzbohlwerk besaßen, worüber sich eine schmale Strohbestickung anschloss (ebd. 114). Deiche dieser Form existierten vor allem vom Norderhafen nach Westen. Die jeweiligen Querschnitte richten sich nach der Lage zu den vorherrschenden Windrichtungen und zu den Strömungsrichtungen des Wassers.

Mit der von den Bewohnern hochgepriesenen Methode des Stackdeiches war Salchow zwar aufgrund der Erosion des Holzwerkes durch die See zwar nicht einverstanden, doch wollte er jeder Deichkommüne ihre traditionelle Deichbauweise zugestehen. Den Zustand der Mitteldeiche beurteilt er durchweg als günstig. Seinem Bericht fügte Salchow eine 1804 entworfene und 1825 ausgeführte Karte bei, in der er den Zustand der Deiche vermerkte. Während der Tätigkeit Salchows war das Verhältnis zwischen der staatlichen Aufsichtsbehörde und den Hauptpartizipanten ungestört geblieben. Unter seinem Nachfolger Krebs, der 1820 seine Tätigkeit begann, sollte sich das jedoch ändern (ebd. 121). So stellte der neue Deichinspektor fest, dass sich die Bohlwerke der Stackdeiche auf großen Strecken in einem schlechten Zustand befanden. Infolge der Entnahme des Deichbaumaterials aus Pütten vor dem Deichfuß war zudem die Standsicherheit der Deiche stark gefährdet, wie Krebs in seinem Bericht an die Rentekammer vom 18. November 1820 betonte. Ferner verlangte er von der Rentekammer die Einsetzung eines fachlich ausgebildeten Oberdeichgrafen. Die Behörde entsprach seinem Verlangen nicht. Die vorgeschlagene Umänderung der Stack- in Bermedeiche wurde von der Rentekammer hingegen als nützlich beurteilt. Es kam zu weiteren Streitigkeiten zwischen Krebs und einzelnen Partizipanten (ebd. 124), die nicht völlig gelöst waren, als am 1. Dezember 1821 eine Sturmflut über die Insel hereinbrach. Die Deiche waren zwar beschädigt worden, hatten jedoch gehalten. Der fortdauernde Streit führte schließlich dazu, dass Krebs seine Tätigkeit auf Nordstrand aufgab. Zwischen 1822 und 1825 scheint er nicht mehr auf der Insel gewesen zu sein. So nahm das Verhängnis seinen Lauf.



Abbildung 9: Überflutungskarte der Insel Nordstrand von 1825. Grafik: Dirk Meier.

Zwar konnten die Deiche Nordstrands den Herbst- und Winterstürmen mit einer Fluthöhe von etwa 19¹/₂ Fuß (5,8 m) über GWH widerstehen, brachen aber bei der Februarflut von 1825 (Abb. 9). Der Ingenieur Schröder nahm 1874 an, *dass der Wasserstand am Norderhafen, der gegen Nordwest exponiert liegt, 3,73 m über Nordstrander ordin. Flut nicht erreicht hat* (ebd. 134). Mit 35 cm war dabei der Flutstau vor den Festlanddeichen höher als auf Nordstrand. Sieht man vom Wellengang ab, betrug die Höhe der Sturmflut am Festland etwa 4 m über GHW gegenüber 3,7 m auf Nordstrand.

Einen ersten Schadensbericht schrieb der Staller Christiansen am 16. Februar an das Amt in Husum. Danach hatte die Höhe des Wassers von 21 Fuß (6,3 m) auf Nordstrand in Verbindung mit der Springfluth ... alle menschliche Anstrengung vergeblich gemacht. Um 11 Uhr abends konnte es niemand mehr auf dem Außendeich aushalten. Die Flut war so gewaltig, dass jede Abwehr unmöglich war. Schon eine Stunde vor Eintritt des höchsten Wasserstandes brach um 2 Uhr der Deich des Neuen Kooges, wobei nur dessen Berme übrig blieb. Die Bewohner des Kooges retteten sich und größtenteils auch ihr Vieh auf Flöße und Boote. Nur zwei Einwohner ertranken, als sie sich über den Außendeich in ein anderes Haus flüchten wollten. Viehverluste gibt Christiansen nicht an, doch erwähnt er zahlreiche eingestürzte Häuser. Ferner weist er auf die Seuchengefahr für das Vieh aufgrund des Frischwassermangels hin. Die Wintersaat in den überschwemmten Kögen war gänzlich vernichtet, in den anderen oft durch Salzwasser verdorben. Wie er weiter ausführt, waren die Felder versandet und verschlickt. Nach den bisherigen Erfahrungen ist so das Land in unfruchtbare Felder auf 6 bis 8 Jahre verwandelt, bis Regen und Sonnenschein die salzige Erde auffrischen und wieder reif machen. Die sonstigen Schäden konnte der Staller nicht berechnen, da die Abwehr der Not zuviel Zeit kostete. Aus seinen Angaben ergibt sich ferner, dass
die Trennermarsch (Trendermarsch) und der Neue Koog einschließlich der Pütten von insgesamt 2.736 Demat (1348,84 ha) gänzlich, der Alte und Oster Koog mit etwa 2.274 Demat (1121,08 ha) unter Wasser standen. Der Deich der Trendermarsch wies bedeutende Brüche und eingerissene Löcher auf, dazu Strecken bis zu 50 Ruten (239 m), *wo die Deichkappe ganz abgeworfen* war. Auch an den übrigen Deichen waren Kammstürze zu verzeichnen. Ferner waren die Schleusen waren in Mitleidenschaft gezogen worden.

Einen weiteren Bericht erstattete Krebs am 1. März 1825 an die Rentekammer (ebd. 130). Danach wiesen die Nordstrander Deiche zwei Grundbrüche in der Trendermarsch und zwei im Neuen Koog auf (Abb. 9). Obwohl die ersteren bei Reithörn und Dreisprung schwer waren, konnte das Wasser aus der Trendermarsch infolge des niedrigen Watts bald ablaufen. Hingegen lagen die beiden Durchbrüche im Neuen Koog hinter dem hohen Vorland. Dieses blockierte den Abfluss, so dass das Land längere Zeit unter Wasser stand. Auch die Deiche des Elisabeth-Sophien-Kooges (Abb. 9) wiesen an der Krone und der Binnenböschung Beschädigungen auf. Der Deichinspektor kam daher zu dem Schluss, dass eine Erhöhung der Nordstrander Deiche unbedingt erforderlich sei. Da die Deichkappen schmaler als auf Pellworm waren, würde dies allerdings schwieriger sein. Am 8. März behandelte Krebs in seinem Bericht an die Rentekammer die Nordstrander Mitteldeiche. Diese waren etwa 1-2 Fuß höher als auf Pellworm. Nach dem Schreiben des Justitiars der Fürstl. Reußischen Köge an das Schleswiger Obergericht hatte das Wasser im Elisabeth-Sophien-Koog die Warften nicht überschwemmt und war nach wenigen Tagen wieder abgelaufen, allerdings enthielten die Trankkuhlen und Graften kein Süßwasser mehr. Auch die Gras- und Fruchtländereien waren in Mitleidenschaft gezogen worden.

Die Schäden an Wohnungen, Vieh, Ländereien, Korn und Wintersaat betrugen insgesamt 108.757 Reichsbanktaler, wovon 10.385 auf den Osterkoog, 7.986 auf den Friedrichskoog, 38.434 auf den Trendermarschkoog, 32.253 auf den Neuen Koog und 19.699 auf den Elisabeth-Sophien-Koog entfielen. Der Schaden an den Deichen betrug insgesamt ca. 60.328 Reichsbanktaler. Infolge der großen Schäden konnten sich die Nordstrander der Umgestaltung der Stackdeiche in Bermedeiche nicht länger entziehen, wie sie dann seit 1830 ausgeführt wurden (ebd. 135-139). Die Deichaußenseiten erhielten nun Böschungen von 1:7 oder 1:8.

Ebenso wie die nordfriesischen Geest- und Marschinseln hatten auch die Halligen (Abb. 10) schwere Schäden zu verzeichnen. Nachdem diese bereits die Sturmfluten von 1821 und 1824 hart trafen (MÜLLER 1917, 242-257, 258-262, 289), wirkte sich die Februarsturmflut von 1825 verheerend aus (ebd. 262-269; BANTELMANN 1966, 64-69; MEIER 2007, 179-184). Die Halligkanten waren 1825 noch unbefestigt. Besonders dramatisch verlief die Februarflut 1825 auf der Hallig Südfall (BANTELMANN 1966, 64-66). Die vor 1634 noch etwa 4 km lange und 2 km breite, über von Sedimenten bedecktem 1362 untergegangem Kulturland aufgewachsene Hallig hatte sich schon bei der Sturmflut von 1804 aufgrund ihrer exponierten Lage zwischen den Wattströmen Hever und Norderhever stark verkleinert (Abb. 10). Zu Beginn des 19. Jahrhunderts waren noch drei Warften vorhanden. Während die Süderwarft in dieser Zeit schon unbewohnt an der Abbruchkante lag, befanden sich auf der Norder- und der Osterwarft insgesamt sieben Häuser. In der Sturmflut von 1825 ertranken alle Menschen, nur der Halligbauer Peter Christiansen mit seiner Familie entging diesem Schicksal, da sein Haus schon 1824 durch eine Sturmflut

zerstört worden war und alle mit einem Boot aufs Festland flüchteten. Nach der Katastrophe von 1825 kehrte Peter Christiansen zurück.

Auch die Süder- und die Norderwarft auf Hallig Habel (BANTELMANN 1966, 69) wurden ein Opfer der Sturmfluten am Beginn des 19. Jahrhunderts. Die Oberfläche der heutigen Hallig liegt 3 m oberhalb des 12. Jahrhundert kultivierten und im 14. Jahrhundert untergegangenen Landes (Abb. 13). Um 1600 erwähnt Petreus noch drei oder vier Häuser (wohl Warften) auf Habel. Im Jahre 1770 fanden noch sieben Familien ihr Auskommen; 1803 bestanden mit der Süder- und Norderwarft nur noch zwei Warften (HARCKSEN 1807).



Abbildung 10: Halligen Habel, Südfall, Langeneß, Oland, Gröde und Hooge um 1825.

Die westlich von Habel liegende Hallig Gröde (Abb. 10) musste ebenfalls eine starke Verkleinerung hinnehmen, wuchs aber nach der Verlandung des trennenden Priels mit der benachbarten Hallig Appelland zusammen. Infolge der Sturmflut von 1825 wurde auf Gröde eine der drei Warften zerstört. Vor der Flut zählte man noch 90 Einwohner auf der Hallig, 1875 noch 45. Nach der Halligvermessung von Harcksen gab es 1803 auf Gröde, Appelland und Habel noch 23 Häuser, von denen 8 zerstört wurden. Auf der Hallig Oland gingen von 36 Wohnungen 33 unter. Der starke Abbruch der Hallig Oland, der an der Westseite von 1804 bis 1899 etwa 240 m betrug, war die Ursache für den 1896 erfolgten Bau eines Dammes mit dem Festland, der seit 1898 weiter nach Langeneß führt (BANTELMANN 1966, 79 ff.). Langeneß existiert in seiner heutigen Geschlossenheit erst seit dem 19. Jahrhundert und ist aus den Eilanden Nordmarsch im Westen, Langeneß im Osten und Butwehl im Süden zusammen gewachsen (Abb. 10). Auf der über mittelalterlichem Kulturland aufgewachsenen Hallig wurde unmittelbar westlich der heutigen Kirchwarft im Jahre 1599 eine Kirche errichtet. Kirche und Friedhof mussten aufgrund des fortschreitenden Landabbruchs 1732 an ihre heutige Stelle verlegt werden. Die 1732 errichtete Kirche wurde 1838 abgebrochen. Erst 1894 entstand eine neue Kirchwarft. Vor der Flut von 1825 wurden noch ca. 70 Häuser mit 187 Einwohnern gezählt; 1850 standen auf 14 Warften nur noch 50 Häuser. Parallel verkleinerte sich die Hallig.

Auf Hooge (Abb. 10) zählte man vor der Flut von 1825 noch 110 Häuser. Danach waren die meisten stark beschädigt, und einige Warften waren ganz verschwunden. Die beiden Häuser, die 1825 noch auf der Feder-Bandix-Warft standen, waren ebenfalls 1825 zerstört worden, und ihre Bewohner hatten den Tod gefunden. Infolge älteren Landabbruchs hatte die Warft 1825 schon am Rande der Hallig gelegen, während sich deren Reste heute 150 m südlich der Uferkante befinden. Das Totenregister von Hallig Hooge berichtet von drei durch die Flut aus den Gräbern fortgerissenen Särgen, die auf Pellworm antrieben und dort bei der alten Kirche wieder bestattet wurden.

Nordstrandischmoor (Abb. 11) gehört neben den Inseln Pellworm und Nordstrand zu den Überresten der 1634 untergegangenen Insel Strand. Auf dem Hochmoor siedelten sich nach 1634 einige Familien an, die sich vom Ertrag des Moores, durch Fischerei und Schafzucht ernährten. Allmählich wurden die Ländereien durch Auftragen von Kleiboden verbessert. 1717 existierten 20 Wohnungen, wovon 18 am 24. Dezember 1717 und dem darauf folgenden Tag infolge der Weihnachtsflut weggespült wurden, wobei 15 Personen starben (MEIER 2011, 270). Schon im folgenden Jahr wurden abermals einige Häuser erbaut, die indes 1720 zum Teil wieder zerstört wurden. Nach der Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 waren von sieben Häusern drei übrig geblieben. Das Pastorat musste abgebrochen werden, desgleichen das als Kirche und Küsterwohnung dienende Haus. Die Hamburger Hallig, Rest des ehemaligen östlichen Außenrandes des Insel Strand, war 1825 unbewohnt. Auf der 1597 urkundlich als *Norder Ough* erwähnten Hallig Süderoog wurde das letzte Anwesen 1825 ein Raub des Meeres (MEIER 2007, 181-183).

Nach der für die Halligen so verheerenden Sturmflut von 1825 trieb in Wyk auf Föhr eine Wiege mit zwei gut verschnürten Kindern an. Die anhaltende Sturmflut von 1825 gestattete es vor dem 5. Februar nicht, den Halligleuten Hilfe zu bringen. So fuhr an diesem Tage der Husumer Bürger Barends mit Lebensmitteln und Frischwasser zu den Halligen. In einem Bericht des Deichinspektors Salchow vom 7. Februar an den Amtmann auf Pellworm heißt es: Diesen Morgen sind von Föhr aus alle Fahrzeuge ... zur Menschenrettung nach den Halligen abgegangen. Von den Halligen, so nahe ich ihnen mit einem sehr guten Fernrohr gewesen bin, habe ich keine Nachrichten einziehen, keine Bewegung eines Schiffes oder Bootes entdecken können, denn die Bewohner sind entweder tot oder dem Verbungern oder Erfrieren preisgegeben. Bahnsen schildert ebenfalls am 19. Februar 1825 die Katastrophe wie folgt: Auf sämtlichen Halligen sind nur 21 Häuser in so weit von den Wellen verschont geblieben, daß selbige bewohnt werden können. Alle übrigen Wohnungen sind theils ganz zusammen gestürzt, theils zur Hälfte eingerissen, theils gar nur noch einige Fächer davon übrig geblieben.

Ferner führt Bahnsen aus, dass die Halligbewohner hilfsbedürftig sind, da ihre Wohnungen ruiniert sind und sie ihre Habe sowie ihr Vieh verloren haben. Auch die vermögenden Halligbewohner wären nicht so reich, als dass sie die anderen ausreichend unterstützten konnten. Zudem wären die Ländereien der Halligen versalzt. Auch die Schifffahrt, im 17./18. Jahrhundert noch der wichtigste Wirtschaftszweig, war in Mitleidenschaft gezogen worden und verfiel im 19. Jahrhundert zusehends (ebd. 349-356). Deshalb wurden über 220 hilfsbedürftige Menschen von den Halligen nach Wyk gebracht (ebd. 216, 263). Von dort kehrten die Schiffe mit Frischwasser zurück, da die Fethinge versalzt waren. Neben den dokumentierten Schäden (Tab. 12) verkleinerten sich auch die Halligen (Tab. 13). Die genaue Größenänderung vom 18. Jahrhundert bis an den Anfang des 19. Jahrhunderts ist aufgrund der verschiedenen Maße und Angaben der Quellen schwierig zu ermitteln.

Tabelle 12: Auswirkungen der Sturmflut 1825 auf den Halligen. Liste nach der Königlichen Landvogtei auf Pellworm vom 22. Februar (Auszug). Verändert nach MÜLLER (1917, 264-265).

Hallig	Tote	Wegzug	Wegzug.	Dagebliebene	Häuser,	Häuser,	Häuser,
_		Familien	Personen	Familien	verschwunden	unbewohnt	beschädigt
Hooge	25	19	53	67	23	75	12
Nordmarsch	13	47	94	12	29	58	1
Langeneß	12	22	59	32	15	55	6
Oland	2	3	11	31	5	30	3
Gröde	10	3	14	19	2	14	-
Südfall	12	-	-	-	5	-	-
Norderoog	-	1	3	-	-	1	-
Süderoog	-	-	-	1	-	-	-
Summe	74	95	234	162	79	233	22

Hallig	Haus-	Mobilien-	Vieh-	Futter-	Feuerung	Warften	Kirchen-	Kirch-
_	schäden	schäden	verluste	verluste	_		u. Ge-	warften
							bäude	
Hooge	72.000	78.000	3.500	4.000	3.000	11.000	1.500	200
Nordmarsch	60.000	55.000	3.400	3.000	2.000	9.000	1.400	500
Langeneß	62.000	76.000	6.600	4.000	3.000	13.000	1.300	500
Oland	21.000	40.000	1.300	500	500	4.000	-	-
Gröde	7.000	7.000	2.700	1.500	800	6.000	1.200	500
Südfall	2.400	1.000	2.000	140	-	3.000	-	-
Norderoog	800	400	300	100	-	300	-	-
Süderoog	-	-	100	-	-	600	-	-
Summe in	225.200	257.000	19.700	13.240	9.300	46.500	5.400	1.700
Rbt.								
Summe in	37.500	42.500	3.283	2.207	1.550	7.817	900	283
Mark								

Hallig	Kühe, ertrunken	Schafe, ertrunken
Hooge	50	140
Nordmarsch	45	200
Langeneß	70	450
Oland	12	82
Gröde	7	300
Südfall	-	260
Norderoog	2	30
Süderoog	-	13
Summe	186	1.475

Die Zerstörungen auf den Halligen sowie die verzweifelte Lage der Bewohner ließen die Frage aufkommen, ob es nicht besser sei, die Halligen unbewohnt zu lassen und nur zur Gräsung des Viehs von den Inseln aus zu nutzen (MÜLLER 1917, 301-314). Ein Gutachten der königlichen Verwaltung kam jedoch zum Ergebnis, dass *das fernere Bewohnen* der Halligen notwendig und nützlich sei. Das Reskript vom 7. März 1825 der

Schleswig-Holsteinisch. Lauenburgischen Kanzlei verlangte dann von den Oberbehörden einen Bericht über die Halligschutzlage. Dabei lehnten die Lokalbehörden, die sich mit den Halligbewohnern berieten, eine Eindeichung der Halligen ab, machten aber stattdessen andere Vorschläge. So sollten die Warften möglichst erhöht werden, und die Häuser sollten tief in den Boden eingelassene Pfosten erhalten. Dabei nahm sich insbesondere der Deichbauinspektor Krebs in seiner Schrift "Versuch zur Beantwortung der Frage, wie die Erhaltung der Halligen erreicht werden könnte" (April 1825) sowie der ergänzenden "Vorstellung an das Königliche Obergericht zu Gottorf" (31. Mai 1825) der Halligschutzfrage an (ebd. 303-304). Zwar beabsichtigte die Regierung, die Höhe der Warften auf den Halligen nun generell auf 22 Fuß (6,56 m) zu erhöhen, doch wandte Krebs ein, dass die Bewohner so eine Vorschrift wirtschaftlich nicht erfüllen und nur die Reichsten sich eine derartige Aufhöhung ihrer Warften erlauben könnten. Nivellements auf einigen Halligwarften bestätigten Krebs in seiner Meinung, dass 16 Fuß (4,77 m) ausreichend seien. Die niedrigste aller Warften war 1825 die Hanswarft auf Hooge mit 8 Fuß, 7 Zoll (ca. 2,59 m; heute NN +3,80 bis +4,20 m) über GWH, während die durchschnittliche Höhe meist 10 Fuß 21/2 Zoll (ca. 3,05 m) betrug. Diese hatten 1825 der höchste Wasserstand nicht mehr als 6 Fuß (1,78 m) über GWH überschwemmt. Die heutigen absoluten Höhen der Halligwarften liegen zwischen NN +3,70 bis +6,00 m (KÜHN, 1988, 221-231).

Tabelle 13: G	rößenabnahmen	der Halligen	zwischen	1804 und	d 1861. Die	e Größenangabe	en sind
gerundet. Die	Verringerung de	er Fläche geht	t auf die S	turmflut	1825 zurücl	k (nach MÜLLEI	a 1917,
294, 299).							

Hallig	1804 Demat	1804 ha	1861 Demat	1861 ha
Hooge	1.592	748,86	396	195,22
Nordmarsch	1.134	559,06	194	95,64
Langeneß	881	434,33	156	76,90
Oland	259	127,69	27	13,31
Gröde	523	155,85	53	26,12
Habel	181	89,23	9	4,44
Appelland	199	98,11	14	48,37
Buthwehl	489	241,08	61	30,07
Südfall	keine Angabe	keine Angabe	21	10,36
Hamburger	keine Angabe	keine Angabe	250	74,50
Hallig				
Süderoog	keine Angabe	keine Angabe	300	89,40
Norderoog	keine Angabe	keine Angabe	30	8,94

Weitere Vorschläge zielten darauf ab, die Warften randlich mit einem 16 Fuß (4,77 m) hohen Deich zu umziehen oder eine verlängerte Dossierung anzulegen und diese zunächst mit Stroh zu besticken. Der "Husumer Hülfsverein" hielt ebenso wie Krebs eine Erhöhung der Warften auf 22 Fuß für unnötig. Dessen nach den Halligen entsandten Mitglieder hatten zudem herausgefunden, dass nur die westlich und nordwestlich liegenden Warften auf den Halligen verschwunden oder stark zerstört waren, während die übrigen meist nur am Kamm, weniger aber an den Dossierungen gelitten hatten. Am schwächsten waren die im Osten und Südosten liegenden Halligwarften, die anstatt von Dossierungen nur steile Sodenwände besaßen. Hauptsächlich hatte der Wellenschlag den Häusern auf den westlichen und nordwestlichen Halligwarften geschadet. Die endgültige Entscheidung brachte der Besuch des dänischen Königs im Juli 1825 ausführte, hatte der Schleswig-Holsteinische-Lauenburgische Kanzlei am 30. Juli 1825 ausführte, hatte der König eingesehen, dass man die geforderte Höhe der Warften nicht erreichen konnte. Nun sollten vielmehr bei den bestehenden Warften eine Höhe von 9-19 Fuß Hamburger Maß (2,58-5,45 m) beibehalten werden, neue hingegen müssten 14 Fuß (4,02 m) über dem Horizont hoch sein.

2.2 Nordfriesisches Festland

Die Neuordnung des Deichwesens zu Beginn des 19. Jahrhunderts führte im I. und II. Schleswiger Deichband zu einer strafferen Aufsicht und einer Verstärkung schwacher Deiche, was sich auch bei den Küstenabschnitten der nordfriesischen Festlandsmarschen (Abb. 11) 1825 bewähren sollte (FISCHER 1955b, 297-316). Von den gefährdeten Kögen ist um 1800 jedoch zunächst nur die Hattstedter Marsch unter teilweiser Ausdeichung gesichert worden. Besonders gefährdet war der Seedeich der Wiedingharde, einer ehemaligen Marscheninsel (Abb. 11). Hier hatte 1794 auf Einspruch des Wiedingharder Alten Kooges das Obergericht entschieden, dass die bisherige Deichhöhe von 16 Fuß (4,77 m) beibehalten wurde und von den zurückliegenden, nicht oktroierten Kögen Hilfe zu leisten sei (FISCHER 1956, 302-307). Damit war die angeregte Verbesserung des Seedeiches der Wiedingharde unterblieben. Bis 1798 wurde daher nur der alte Zustand ausgebessert. Mit einer Rückverlegung der Teilstrecke zwischen Südwesthörm und Hunwerthusum sowie der anschließenden Verstärkung der nördlichen Deichstrecke erhielt der Wiedingharder Deich erst 1805/07 eine ausreichende Standsicherheit. Die nördliche Deichstrecke der Wiedingharde blieb hingegen, abgesehen von einigen Begradigungen, im Wesentlichen erhalten und wurde nur verstärkt (Höhe über Vorland 4,87-5,18 m, Außenböschung 1:1,5 sowie seeseitige Neigung 1:6) und mit einer 15-19 m breiten Berme versehen. Die von der Landesherrschaft 1805/07 vorgestreckten Baukosten waren dabei bei der Ausführung stark angewachsen (FISCHER 1956, 307).

Seit 1805 folgte ferner die Verstärkung der schwachen Deichabschnitte der Dagebüller-Bucht und des Ockholmer Kooges. So waren die schar liegenden Deiche des Fahretofter- und Dagebüller Kooges infolge der Sturmflutreihe von 1791/94 stark beschädigt worden. Die nach 1805 ausgeführten Maßnahmen begannen am Fahretofter Deich, der bis 1820 verstärkt wurde.

Die am Dagebüller Koogdeich 1822 von Salchow durchgeführte Kammerhöhung und angelegte Berme hatte zur Folge, dass dieser 1825 gerade noch standhielt (ebd. 309). Ferner erhielt der Seedeich vor den Reußenkögen 1823 eine Berme. Die flache Außenböschung von 1:6 wurde im oberen Teil beibehalten, im unteren Teil durch eine Berme von im Mittel 1:12 und einer Breite von 20-25 m ersetzt. So war die Situation als am 3. November 1824 nach vorangegangener Regenzeit eine der höchsten Sturmfluten *mit so heftigen Windstößen* eintrat, *dass sämtliche Deiche, mit soeben vollendeter Bestickung gegen den Wind gepanzert, mehr oder weniger verletzt* "wurden. Es folgte ein Sturm am 12. bis 14. November, bei dem ohne die Verstärkung der Seedeiche seit 1807 eine Überschwemmung bis an die Geest eingetreten wäre. Durch das anhaltende Regenwetter und die gleichzeitigen hohen Außenwasserstände kam es zu einer Binnenwasserüberschwemmung, infolge dessen die Deiche teilweise isoliert waren. Erst bis zum 3. Februar 1825 gelang es, das letzte überflüssige Wasser abzuleiten sowie Deiche und Schleusen zu erhalten. Dadurch wurde die Zugänglichkeit der Seedeiche erleichtert. Die Seedeiche des nördlichen Distrikts konnten jedenfalls mit Ausnahme der nordfriesischen Inseln und der Eiderstedter Dünen die Flut von 1825 *überall und gänzlich* abwehren. Da Brüche ausblieben, drang kein Salzwasser in das Innenland der nordfriesischen Festlandsmarsch. Allerdings wiesen viele alte Deiche große Schäden auf, während die Bermedeiche jedoch nur wenig gelitten hatten.



Abbildung 11: Überflutungskarte des nordfriesischen Festlandes von 1825. Grafik: Dirk Meier.

Ergänzende Angaben über die Sturmflutschäden finden sich in einer anderen Nachricht von 1825. Danach soll im Amt Tondern kein einziger Deich von Kammstürzung verschont geblieben sein. Besondere Schäden waren 1825 an den Deichen des Hoyer- und

Friedrichenkooges, am Wiedingharder Ausfassungdeich bei Südwesthorn, an den Deichen des Marien-, Dagebüller-, Jul. Marien- und Fahretofter Kooges zu verzeichnen (Abb. 11). Zwar traten keine Brüche ein, doch waren die Viehtränkekuhlen versalzt. Den Deich des Ockholmer- und Hattstedter Kooges (Abb. 11) überschlugen an vielen Stellen die Wellen, wodurch an der Binnenböschung Kammrutschungen eintraten (JOHANNSEN 1891). Als einziger Koog des nordfriesischen Festlandes wurde der Porrenkoog bei Husum nach Deichbrüchen überflutet.

Somit bewährten sich die neuen Deichprofile, denn im Bereich des I. und II. Schleswigschen Deichbandes treten zwar Schäden, aber keine Brüche ein. Schwerwiegender als bei den Bermedeichen waren die Schäden bei den älteren Deichen, die deshalb zu Bermedeichen ausgebaut wurden. Die Reparaturarbeiten wurden bis April 1825 beendet, wobei auch die noch ausstehende Verstärkung des Dagebüller- und Fahretofter Deich bis 1828 durchgeführt wurden, die mit 180.000 Reichstaler zu Buche schlugen.

2.3 Eiderstedt

Die Seedeiche der zwischen dem nordfriesischen Wattenmeer mit dem Heverstrom im Norden und der Eidermündung im Süden weit nach Westen vorspringenden Halbinsel Eiderstedt waren stets besonders gefährdet (Abb. 12). Nur im Westen bilden die Sände von St. Peter-Ording und Westerhever einen natürlichen Schutz (MEIER 2001a/b).



Abbildung 12: Überflutungskarte der Halbinsel Eiderstedt von 1825. Grafik: Dirk Meier.

Seit 1801 haben auch in Eiderstedt die staatlichen Deichinspektoren als technische Berater mitgewirkt, so seit 1807 Sievers und nach 1820 Salchow. Sie sorgten für Küstenschutzverbesserungen. Am Beispiel des Deiches der exponiert liegenden ehemaligen Insel Westerhever lässt sich die Umgestaltung des Querschnittes, wie sie vom Eiderstedter Deichgraf Christiani durchgeführt wurden (Abb. 13), am besten nachvollziehen (FISCHER 1956, 261-268). Die schon von Tetens bemängelte steile Innenböschung begründete VOLKMAR (1795) mit den hohen Kosten, die einer Abflachung entgegen stünden. Bei der weiteren Erhöhung um einige Fuß nach der Sturmflutreihe 1717/20 war die Binnenböschung, die ursprünglich 1:1,5 betrug, noch steiler geworden, während die Außenböschung mit 1:4 erhalten blieb. Der am stärksten gefährdete Schardeich zwischen Stufhusen und Leikenhusen erhielt 1752/54 ein neues Bohlwerk. Bei dessen Beseitigung wurde 1801 der Teil der Außenböschung auf 1:6 abgeflacht und um eine 9,5 m breite Berme erweitert.

Als Regelquerschnitt der neuen Bermedeiche in Eiderstedt von 1821 galt – soweit es die Wassertiefen vor dem Deich zuließen – der des Wilhelminenkooges (Abb. 14). Darin setzte die Berme bei 2,83 m über ord. Flut an und verlief mit einer Neigung von 1:15 zum Vorland oder Watt. Oberhalb folgte ohne Ausgleich eine steile Außenböschung von 1:3¹/₄. Abweichend davon betrug die Außenböschung der alten schar liegenden Deiche etwa 1:4 bis zur Höhe des Bohlwerks, die im Regelfall auf 1,8 m über ord. Flut lag. Bei der Beseitigung der alten Bohlwerke wurde zunächst eine Abflachung bis zur Höhe von 0,75 m über ord. Flut vorgenommen, an die sich eine 10-12,5 m breite Berme anschloss. Sievers riet dann eine Verbreiterung der Berme auf 15 m an, wobei ihr Anschluss an den Deichfuß auf 1,25 bis 1,50 m über ord. Flut erhöht wurde.

Den ersten Schadensbericht der Sturmflut von 1825 erstattete im Auftrag des Deichgrafen Cornils der Gardinger Bürgermeister von der Lieth am 4. Februar 1825 an den Oberstaller in Husum. Danach waren an der Deichstrecke von Poppenbüll *bei Nickelswerfte durch die Wut der Wellen zwei Häuser über den Deich geschwemmt* und an einigen Stellen stark angegriffen worden. Auf Anordnung des Deichgrafen wurde die sofortige *Einrichtung von Vordämmungen* in Angriff genommen. Auch der übrige Teil des Poppenbüller Deiches bis nach Westerhever wiese Kammstürze auf. Am Westerhever Deich mit seiner steilen Binnenböschung kam es ebenfalls zu Kappenrutschungen, wobei infolge der *vielen Durchlöcherungen des Deiches…etwas Seewasser ins Land gekommen* war. Nach den vorliegenden Berichten und eigener Anschauung seiner Begutachtungsreise ging Cornils von einer bis dahin nicht erlebten Sturmflut aus. Die bis dahin bekannte höchste Sturmflut von 1756 stand in einigen Häusern am Hafen Tönning 1,2 bis 1,5 m hoch, die von 1825 übertraf diese mindestens um 2 Fuß (0,60 m).



Abbildung 13: Querschnitt des Westerhever Deiches mit Bohlwerk von 1752/54 und Berme von 1801. Grafik: Dirk Meier.



Abbildung 14: Wilhelminenkoogdeich. Regelquerschnitt der Eiderstedter Deiche 1821. Grafik: Dirk Meier.

Der Deich des im Osten anschließenden Neu-Augustenkooges war teilweise beinahe ganz weggerissen, so dass die Ländereien mindestens 0,30 m hoch unter Wasser standen (Abb. 12). Sämtliche Bewohner des Kooges mussten mit ihrem Vieh und ihrer Habe aus dem Koog fliehen. Der Bau von Bollwerken und Erdaufträgen sollte schlimmeres verhüten. Die Norderdeiche von Ording und Tating an der Tümlauer Bucht waren so stark beschädigt, dass Brüche zu befürchten waren. Ein 1790 bei Ording errichteter Einlagedeich war fast durchbrochen. Durch überschlagende Wellen wurden ferner in Ording ein Haus, in St. Peter drei Häuser ganz weggerissen, wobei drei Menschen ertranken. Der Deich bei Süderhöft (FISCHER 1956, 267 Abb. 55), gewährt...den traurigsten Einblick. Auch dessen östlicher Anschluss war stark beschädigt. Ferner entstand nach dem Durchbruch der Dünen ein Grundbruch von etwa 26 Ruten (124 m) Länge. Das Wasser brach dabei so schnell durch, dass die nächsten Häuser eingerissen und mehr als 8.000 Demat (3.944 ha) bis zur Sandwehle im Wattkoog unweit von Garding überschwemmt wurden (ebd. 264). Dabei sollte durch das Aufwerfen von Sandwällen, woran mehrere hundert Menschen aus Garding, Tetenbüll, Poppenbüll und Osterhever beteiligt waren, das weitere Vordringen des Salzwassers verhindert werden. Da die Bewohner auf ihre eigene Rettung bedacht waren, war dies jedoch unmöglich. Zudem stand das Land binnendeichs unter Wasser, während außendeichs nur für den Deichbau ungeeigneter Sandboden vorhanden war. Aufgrund der hohen Lage der Utholmer Marsch ließen sich nahe des Dünendurchbruchs Kajedeiche anlegen (ebd. 264). Mit den beiden, im Sommer 1825 hergestellten Einlagedeichen wurden bei Ording 30 Demat (14,79 ha), bei St. Peter mehr als 70 Demat (34,51 ha) ausgedeicht. Am Ordinger Norderdeich hatten sich nach dem Bericht von Cornils die Dünen ganz verloren. Hier war der alte, von Dünen bedeckte Deich zwischen Nordhöft und Nackhörn teilweise wieder zu Tage getreten.

Neben den geschilderten Schäden war der neue Deich des Wilhelminenkooges (Abb. 14) fast auf seiner gesamten Länge von den Wellen überströmt und an einigen Stellen *ausgespült* worden. Weitere Schäden waren am Deich des Grothusenkooges an der Außenböschung und der Krone zu verzeichnen. Am sog. Fünfkommünedeich war insbesondere im westlichen Teil zwischen Südwesten und Schlaper die Deichkrone an einer Stelle bis 3 m Breite weggebrochen. Die benötigte Erde musste anfangs in Säcken herangebracht werden, da ein Fahrzeugverkehr unmöglich war. Letztere wurde zusammen mit Strauchbündeln in die Bruchstelle geworfen. Hingegen waren entlang der Eider östlich des Grothusenkooges bis Tönning keine größeren Schäden entstanden. In Tönning selbst brachen aber die *an dem Karstenschen Hause zwischen Pfählen vorgesetzten Schotten* durch. Von hier aus drang das Wasser in die Bootfahrt und in die Straßen, wobei der Deich über der Schleusendecke *völlig weggespült* wurde. Hingegen blieb die Schleuse intakt. In einigen Straßen riss das Wasser das Pflaster auf und verursachte an mehreren Häusern Wasserschäden. Nahe der Schleuse Rotenspieker an der Eider trat ein Deichgrundbruch von etwa

50 m Länge ein, *wodurch der Tetens Koog unter Wasser kam*. Hier wurde sofort mit dem Bau eines Kajedeiches begonnen. Ebenso Zerstörungen gab es im Nordosten der Halbinsel am Simonsberger und Uelvesbüller Deich, wo Cornils den dortigen Deichoffizialen eine schnelle *Abschrägung der beschädigten Kammstrecken und Bestickung* empfahl und eine Erhöhung der Abbruchstrecken anordnete. Von der Uevelsbüller Kirche bis zum Porrendeich (Mitteldeich zum Adolphskoog) blieben an der Binnenseite an drei Stellen nur 1,8 m der Deichkrone stehen, die man durch Bollwerke und Säcke sicherte. Der Porrendeich selbst war mehrfach durchbrochen. Ähnliche Notmaßnahmen mussten auch am Deich des Adolphkooges und am Siebenkirchspielsdeich getroffen werden, der *an fünf Stellen völlig durchbrochen* war. Auch der anschließende Abschnitt des Siebenkirchspielsdeiches bis zur Halbmondschleuse der Südermarsch wies Kammstürze auf.

Bereits am 22. April 1825 meldete Cornils dem Oberstaller, dass die Sicherungsarbeiten so gut wie abgeschlossen waren. Im Anschluss an die Ortsbesichtigung des Oberdeichgrafen, des Deichinspektors und der Deichbandkommission stellte Cornils am 26. April 1825 einen vorläufigen Kostenanschlag (Tab. 14) auf, der die Deichschäden für jede Eiderstedter Deichkommüne enthielt (FISCHER 1956, 266). Die veranschlagte Summe betrug 136.000 Reichstaler, wobei der größte Einzelbeitrag mit 28.022 Taler auf den Westerhever Deich entfiel, der auf einer Länge von 1,67 km verstärkt werden sollte.

Deichschäden	Reichstaler	Deichschäden	Reichstaler
in den Gemeinden		in den Gemeinden	
Koldenbüttel	2.000	Ording	22.000
Witzwort	2.600	Tating	1.600
Oldenswort	2.000	Poppenbüll	2.000
Stadt Tönning	150	Westerhever	28.022
Ksp. Tönning	1.000	Neu Augustenkoog	6.000
Königl. Canalländereien u. Wall-	500	Osterhever	700
gründe			
Kotzenbüll	600	Tetenbüll	2.000
Oster Kating	700	Norderfriedrichskoog	1.000
Wester Kating	1.200	Uelvesbüll	7.000
5 Kommüne Deich	11.800	Adolphs- und Ob-	5.000
		benskoog	
Grothusen	2.800	Landschaftlicher	4.959,28
		Deich beim Drei-	
		sprung	
Wilhelminenkoog	1438,20	Außenwehrkosten	4.000
St. Peter	25.000	Summe der Deich-	136.070,48
		schäden	

Tabelle 14: Kostenanschlag der Eiderstedter Deiche nach der Sturmflut 1825 (LSH, Abt. 66, Nr. 327a).

2.4 Norderdithmarschen

Anders als Nordfriesland zeichnet sich Dithmarschen durch stabile Seemarschen aus, die sich seit etwa 500 v. Chr. durch natürliche Auflandung weit nach Westen ausdehnten und im 12. Jahrhundert als alte Marsch eingedeicht wurden. Westlich davon erstreckt sich die junge Marsch mit Eindeichungen des 16. bis 20. Jahrhunderts (MEIER 2001a/b; 2007, 58 ff, 78 ff, 102 ff).

Unter den amtlichen Berichten (FISCHER 1957a, 252-260) über die Sturmflut 1825 ist besonders der von E. Christensen vom Mai 1825 nach Beendigung der Reparaturarbeiten zu erwähnen. Auch in Dithmarschen hatte die stürmische Witterung des Herbstes 1824 die Marschwege unpassierbar gemacht. Die Novembersturmfluten beschädigten vor allem die Eiderdeiche des Kirchspiels Delve. Die durch Stromangriffe gefährdeten Stellen des Eiderdeiches hatten zwar schon 1816 bis 1822 sich gut bewährende *Rammwerke* bei Tielenhemme, Bergewöhrden, St. Annen und Lunden gegen den Stromangriff erhalten, aber auch diese konnten die Katastrophe von 1825 nicht verhindern. Bereits am 2. Februar 1825 wehte der Wind mit großer Heftigkeit aus Südwest, in der Nacht auf den 3. nahm seine Stärke immer mehr zu und verstärkte sich am 3. Februar zu einem völligen Sturm, immer stoßweise Schauer wehend und Schauer von Schneegestöbern vor sich her treibend. In der Nacht vom 3. auf den 4. Februar 1825 drehte der Sturm von Südwest auf Nordwest und erhielt dort seine größte Stärke. Infolge der Sturmflut wurden ganze Länder überschwemmt und für lange Zeit unbrauchbar gemacht.



Abbildung 15: Überflutungskarte der Eiderniederung 1825. Grafik: Dirk Meier.

Im holsteinischen Deichdistrikt waren die größten Schäden an den Deichen Norderdithmarschens zu verzeichnen, so vor allem entlang der Eider und um Büsum. Während die Deiche am Stapelholmer Eiderufer nicht durchbrochen wurden (FISCHER 1958, 132) drückte auf der Dithmarscher Eiderseite (Abb. 15) das Wasser gegen die zu niedrigen Deiche, die ihre Kronen verloren und von der Binnenseite her brachen. An der Eider blieb nur der Tielenhemmer Koog durch einen glücklichen Umstand verschont. Infolge der vielen stromabwärts vorhandenen Deichbrüche konnte sich das Wasser jedoch ausbreiten, stieg jedoch dadurch nicht weiter an. Das Kirchspiel Delve wurde seit 1824 zum dritten Mal unter Wasser gesetzt, nachdem eine längere Deichstrecke nördlich von Bergewöhrden stark beschädigt worden war. Da ein Grundbruch ausblieb, ließen sich hier niedrige Notdeiche errichten. Das Kirchspiel Hennstedt wurde nach 10 Deichbrüchen überschwemmt, wobei aber *nur der Durchbruch bei der Broklandsau-Schleuse gefahrbedrohend* war. Das überstürzende Wasser zerstörte hier mehrere Häuser hinter dem Eiderdeich. In Schlichting waren die Verheerungen durch das Salzwasser besonders groß. Hier ertranken sechs Menschen. Im Kirchspiel Lunden waren bei Preil sieben dicht beieinander liegende Wehlen zu verzeichnen. Diese trennte allerdings ein breites Vorland von der Eider. Infolge des guten Deichbodens konnten hier schnell Notdeiche aufgeworfen werden. Das völlig überschwemmte Dorf Preil überdauerte die Katastrophe jedoch aufgrund seiner hohen Lage, die auch den schnellen Ablauf des Wassers begünstigte (FISCHER 1957a, 253).

Hingegen hielt an der Außeneider der 1800 regelmäßig und gut angelegte Deich des Karolinenkooges (Abb. 1b, 16) dieser Sturmflut ebenso stand wie die des Kirchspiels Wesselburen, die nur wenig beschädigt wurden. Im Hedwigenkoog war am Büsumer Deichanschluss außer mehreren Kammstürzungen ein Mayfeldsbruch entstanden. Das hohe Vorland verhinderte jedoch ein Eindringen der nachfolgenden Fluten, so dass die Überschwemmung in wenigen Tagen beseitigt war. Zudem wurde der tiefe Durchbruch mit einem Notdeich umdeicht.



Abbildung 16: Überflutungskarte von Norderdithmarschen 1825. Grafik: Dirk Meier.

Die verheerendsten Zerstörungen richtete die Sturmflut von 1825 an den Büsumer Seedeichen an (Abb. 16). Nur unter großer Anstrengung war eine Deichrückverlegung verhindert worden. Die exponierten Strecken hatte schon der Deichinspektor Sievers seit 1803 von Warwerort bis Büsum durch einen Bermedeich mit Steindossierung schützen lassen. Allerdings war der Seedeich im Osten Büsums noch nicht erhöht worden, da man zunächst mit Arbeiten an der westlichen Deichstrecke zwischen Büsum und Hedwigenkoog beschäftigt war. Eine besondere Gefährdung ergab sich hier dadurch, dass während der letzten 25 Jahre das westliche Vorland abgebrochen war. Zwar war auch der Deich östlich von Warwerort ein schar zur See liegender Deich, doch war hier der Wellenangriff von Süden her schwächer. Eine weitere Gefährdung bestand durch den Ruschenstrom, der von der Eider her entlang des Deichfußes bis Büsum verlief. Aus diesen topographischen Gegebenheiten und dem Stand der Deichbaumaßnahmen erklären sich die 1825 entstandenen Schäden. Am westlichen Deich zwischen dem Hedwigenkoog und dem Ende des Tellingstedter Deiches (ebd. Abb. 30) kam es nur zu geringen Schäden in Form von *Binnen-Kammstürzungen und einigen unbedeutenden Grundbrüchen*. Von einem größeren Grundbruch waren aber *die Spranten in das Binnenland nach allen Seiten eingerissen*. Diese reichten bis zum alten Mitteldeich, wobei Notdeiche ihr weiteres Vordringen nach Norden und Süden aufhielten. Auch an der südlich anschließenden Deichstrecke rutschten die Kappen infolge überstürzenden Wassers ab.

Weiter südlich, neben der Büsumer Westerschleuse (Einbuchtung des Deiches nordwestlich des Kirchortes) kam es zum größten Deichbruch in ganz Norderdithmarschen (Abb. 17). Dort waren die Spranten tief in das Land hinein gerissen und hatten sich binnendeichs mit der alten Schleusenwehle vereinigt. Die Tiefe der Wehle betrug 6,3 m, die der Spranten 4,4 bis 4,7 m unter ord. Wasserstand. Trotz dieses Einbruches wurde jedoch die große Schleuse nicht fortgerissen. Die daran anschließende Deichstrecke bis Stümpelhörn war zwar 1823 von der Landschaft ausgebaut und mit einer Seeseite von 1:6 versehen worden, wurde jedoch so stark beschädigt, dass bei der Wiederherstellung ein Bermedeich angelegt werden sollte. Hingegen hielt der 1824 ausgebaute Stümpelhörner Einlagedeich statt. In dem niedrigeren vom Kirchort nach Südosten verlaufenden Deich kam es zu drei Grundbrüchen. Der schon geschilderte Bermedeich zwischen Büsum und Büsumer Deichhausen bewährte sich gut. Nur nahe des Dorfes Deichhausen entstanden innere Kammstürzungen, dass der Deich als halb weggerissen zu betrachten war. Östlich von Deichhausen traten im dortigen, teilweise durch eine Steindecke gesicherten Bermedeich einige Grundbrüche ein, die man durch Notdeiche sicherte. Der Deich war hier ganz, die Berme bis zur Hälfte fortgerissen. Dieses war jedoch nach Christensen nicht auf die Konstruktion der Berme zurückzuführen, sondern durch die niedrige Kronenhöhe von nur 3,45 m über ord. Flut bedingt, so dass das überschlagende Wasser die Binnenböschung beschädigt und so den Bruch und die Wehlen verursacht hatte. Demgegenüber betrug die Sturmfluthöhe von 1825 in Büsum etwa 4,08 m. Somit stürzte das Wasser in mehr als 0,60 m Höhe über die Deichkrone.



Abbildung 17: Rekonstruktion des Bermedeiches an der Büsumer Westerschleuse. Grafik: Dirk Meier.

Die vielen Deichbrüche führten zu einer letztmaligen Überschwemmung der Marschen des Kirchspiels Büsum (Abb. 16). Für Büsum vergrößerten sich die Schäden noch, da eine Fläche von etwa 137 ha durch den Sand der vielen Braken überdeckt wurde. Um einen schlimmeren Schaden durch das Salzwasser zu verhüten, erhöhte man unter größten Anstrengungen die anschließenden Mitteldeiche zum Wasmerskoog (Friedrichsgabekoog), Wahrdamms- und Hedwigenkoog an ihren niedrigsten Stellen. Neben einer Überflutung der beiden ersteren Köge wurde so auch eine Überschwemmung der Marschen der Kirchspiele Wesselburen, Neuenkirchen und Hemme verhindert. Die Bauleitung der Schadensbeseitigung, die im Sommer 1825 abgeschlossen war, hatte in Norderdithmarschen der Deichkondukteur Christensen. Die Kosten beliefen sich insgesamt für Norderdithmarschen auf 50.000 Reichstaler und erhöhten sich noch um 9.000 Taler, wenn man die Notarbeiten in den vergangenen Wintermonaten einbezieht. Das Kirchspiel Büsum zahlte dabei 26.500 Taler, das Kirchspiel Delve 6.500. Hinzu kamen die Kosten für das abgespätete Land (Bodenaushub für den Deichbau) und die Bauleitung. Die übrigen Sturmflutschäden an Häusern, Ländereien und Vieh werden auf fast 150.000 Taler geschätzt (Tab. 15).

Tabelle 15: Kosten für die Beseitigung der Sturmschäden von 1825 in den Dithmarscher Kirchspielen.

Kirchspiel	Reichstaler
Büsum	ca. 77.850
Wesselburen (Überschwemmung des Hedwigenkooges)	ca. 8.800
Lunden (völlige Überschwemmung der Gem. St. Annen)	ca. 23.500
Hennstedt (große Schäden in der niedrigen Gegend von Schlichting)	ca. 27.650
Delve	ca. 2.750
Weddingstedt (Überschwemmung von Schlichting her)	ca. 8.000
Insgesamt	ca. 148.550

2.5 Süderdithmarschen

Anders als Norderdithmarschen blieb Süderdithmarschen 1825 gänzlich vom Wasser verschont. Lediglich über den Brunsbütteler Elbdeich heißt es, dass dieser zwar beschädigt, aber nicht durchbrochen wurde. Die wesentlichen Schäden lassen sich einigen amtlichen Berichten von 1825 entnehmen. Danach soll die Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 in Süderdithmarschen um etwa 0,6 m höher als die Weihnachtsflut von 1717 (MEIER 2011) aufgelaufen sein. Größere Deichschäden traten dabei vor allem in der Norder- und Südervogtei Meldorf ein (Abb. 18). Das Ausbleiben der Deichbrüche ist zweifellos auf den Umstand zurückzuführen, dass sich der Wind am 4. Februar gegen Mittag gelegt hat. Die Deiche von Ketelsbüttel und Barsfleth waren an der Krone stark beschädigt, wobei letzterer infolge dreier Kammstürzungen soweit abgetragen war, dass nur noch 2,4 bis 2,7 m hohe Deichreste übrig blieben. Auch in der Norderschleuseneinigung waren große Deichschäden und zahlreiche Kammstürzungen zu verzeichnen; in der Südervogtei Meldorf war der Deich ganz ruinirt. Von hier aus nach Süden am Barlter und Marner Deich verringerten sich die Schäden. Allerdings trat bei Marne ein Grundbruch bis Mayfeld ein, der im Schutz des hohen Vorlandes sofort geschlossen werden konnte. Ebenfalls stark in Mitleidenschaft gezogen war der Elbdeich zwischen Nordhusen und Brunsbüttel, in dem an drey Stellen gefährliche Kammstürzungen auftraten.

Der Grund für diese vergleichsweise niedrigen Schäden ist sicher in den umfangreichen Vorländern zu suchen, die westlich des Kronprinzenkoogs angewachsen waren (Abb. 18). Dessen 1795 fertiggestellter Deich mit seiner Höhe von 5,62 m über "Mayfeld" oder 6,81 m über ord. Flut und seiner Außenböschung von 1:4,5-5,5, Binnenböschung von 1:1,8 sowie einer Kronenbreite von 2,37 m hatte sich bewährt (FISCHER 1957a, 216). Eines der vor dem Kronprinzenkoog entstandenen Vorländer, das Alte Feld, war 1817 mit dem 168 ha großen Dieksander Koog eingedeicht worden (ebd. Abb. 46 u. 47). Bereits in der Sturmflut von 1818 rissen große Löcher in den Deich

Die Küste, 79 (2012), 1-240

ein, und 1821 wurde dieser an zwei Stellen durchbrochen. Dessen 5,4 km langer Sommerdeich war zwar noch 1822 durch den Pächter verstärkt worden (FISCHER 1957a, 259, 261), wurde jedoch trotzdem bei der Februarsturmflut *bis auf einen unbedeutenden Teil weggespült.* Dessen Seeseite lag 2,51 m über dem Maifeld bzw. 3,77 m über ord. Flut, die Au-Benböschung betrug 1:4, die Innenböschung 1:1,5 und die Deichkrone war 0,63 m breit (ebd. 262). Ferner brachten die Wellen die auf einer Warft errichteten Gebäude zum Einsturz. Tote wurden zwar nicht verzeichnet, aber die Masse des Viehs kam um.



Abbildung 18: Überflutungskarte von Süderdithmarschen 1825. Grafik: Dirk Meier.

2.6 Elbmarschen

In den Elbmarschen waren nach den Erfahrungen der Sturmfluten 1751 und 1756 die stark beschädigten Elbdeiche bis 1763 wieder hergestellt und verstärkt worden. Da im Gebiet der Haseldorfer und Seestermüher Marsch eine Verstärkung unterblieb, erhielt der um 1,43 bis 1,72 m höhere Deich nun eine steilere Außenböschung. Diese hatte nach dem alten Querschnitt 1:2½ bis 1:3 betragen und nahm nun auf 1:1¾ bis 1:2 zu. Die Binnenseite blieb hingegen unverändert. Die Kronenbreite schwankte zwischen 4 bis 6 Fuß (1,2–7 m). Vor dem Elbdeich erstreckte sich allerdings ein bis 0,86 m über ord. Flut hohes Vorland (FISCHER 1957b, 194-196). Der Esflether Deich der Krempermarsch bekam eine Steindecke. Über den Zustand des Wilstermarschens hatte J. N. Tetens 1780 bemerkt, dass sich auf der Strecke zwischen St. Margarethen und Brokdorf kein Vorland befände und das Watt schmal sei. Höfter als senkrechte Einbauten mit der Oberkante über ord. Flut. sicherten hier den Deich. Der Elbdeich der Wilstermarsch (Abb. 19) wurde 1792 auf 22 Fuß (6,38 m) über ord. Flut erhöht und erhielt eine Steindecke am Fuß (ebd. 197).



Abbildung 19: Elbdeich der Wilstermarsch von 1792-1825. Grafik: Dirk Meier.

Weitere Maßnahmen erfolgten zu Beginn des 19. Jahrhunderts durch die Deichinspektoren. So sprach sich Sievers aufgrund der guten Erfahrungen für den Bau von Bermedeichen aus. Sein erster Vorschlag von 1805 zielte auf den Elbdeich vor der Wilstermarsch, der trotz der 21 Höften der Annäherung des Stroms ausgesetzt blieb.

Der Deichband Krempermarsch war der erste, der südlich von Ivenfleth, wo der Elbdeich an den Stördeich anschloss, mit dem Bau eines Bermedeiches begann. Hier befand sich das Vorland so stark im Abbruch, dass schon Ende des 18. Jahrhunderts je zwei Höfter *gegen die Ebbe* am Elb- und Stördeich angelegt werden mussten. Dabei sicherten eine Steindecke am Fuß des Elbdeiches sowie Buschlahnungen die Abbruchkante um die Deichdecke herum. Auch diese Maßnahmen konnten den weiteren Abbruch nicht verhindern. Nach dem Entwurf von Sievers sollte die Deichstrecke auf 68 Ruten (242 m) Länge eine Berme bekommen. Ihre Breite betrug 31 m von 2,5 Fuß (0,79 m) bis auf 6 Fuß (1,88 m) über ord. Flut und reichte mit einer Steindecke bis in das Watt. Die offensichtliche Bewährung des Bermedeiches veranlasste dann auch den Deichband Wilstermarsch zur Einführung dieser neuen Bauweise an ihrem Elbdeich, wo dieser kein Vorland besaß. Die Ausführung der neuen Bermedeiche war jedoch erst 1828 abgeschlossen.

Ebenso ließ der Deichinspektor Sievers die beiderseitigen Stördeiche sichern, wo das schmale Vorland teils im Abbruch, teils im Anwachs lag. Das Vorland an der Krückau zwischen Kronsnest und dem Kollmarer Elbdeich brach ebenfalls ab. Die Höhe des Neuendorfer Deiches betrug nur zwischen 3,72 und 4,65 m über ord. Flut. Der Deich entlang der Krückau wurde an der Außenböschung auf 1:3 und an der Innenböschung auf 1:2 abgeflacht sowie eine Erhöhung um 4,35 m über Maifeld ausgeführt, das etwa

0,9 m über ord. Flut lag. Die gleichen Maße wählte man auch für den Anschlussdeich an den Geestrand bei Wisch.

Noch bevor alle Pläne verwirklicht werden konnten, brachen die Sturmfluten vom Herbst 1824 und Februar 1825 (Abb. 20) herein. Die Stördeiche der Breitenburger Marsch wiesen im Herbst 1824 eine Höhe von ca. 2,3-2,6 m über ord. Flut auf. Ihre Krone lag aber nur 3,4-4,0 oberhalb der Oberfläche des bedeichten Landes. Das Bestick war schwach, wobei die Kronenhöhe 1,15-1,45 m betrug. Die Außenböschungen waren mit 1:1,5 sehr steil. Der Audeich längs der Hörnerau bis zur Mündung und der Randdeich vom Rethwischer Moor bis zur Schleuse im Stördeich bei Münsterdorf waren mit 0.9 m noch niedriger. Sietwenden trennen dabei in der Breitenburger Marsch die verschiedenen Entwässerungsdistrikte. Die stürmischen Wintermonate des Jahres 1824 vor der großen Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 wurden von starken Niederschlägen begleitet (FISCHER 1957b, 227). Das anhaltende Regenwetter vom Oktober 1824 und vorherrschende Westwinde bewirkten Ende des Monats eine weite Überschwemmung des unbedeichten Störtals bei Kellinghusen sowie weiter oberhalb. Die hohe Flut vom 3. November mit einer Höhe von 3 m über ord. Flut in der Elbe und in Glückstadt überschwemmte dann die Sommerköge zwischen Itzehoe und Kellinghusen. Es stand in ihnen noch Wasser, als sie infolge der Sturmflut vom 15. November 1824 erneut überschwemmt wurden. Diese erreichte mit 3,96 m über ord. Flut fast die gleiche Höhe wie 1792. Da die Sommerköge auf dem rechten Störufer überschwemmt waren und auch oberhalb von Kellinghusen nur noch wenig Wasserspeicherraum zur Verfügung stand, verstärkte dieses den Druck auf die Breitenburger Deiche, so dass diese überströmt wurden.

Etwa 200 m unterhalb der Breitenburger Störbrücke wurde der Deichfuß unterspült, so dass der ganze Deich einstürzte und das Gebiet von Breitenburg mit dem Kirchspiel Breitenberg überschwemmt wurde. Für die anderen Deiche bedeutete das eine Entlastung. Der kleine Randdeich an der Grenze der Dorfschaft Kronsmoor hielt zunächst stand, wurde aber nach seiner Überströmung bald auf langen Strecken durchbrochen. Auch die anschließenden Randdeiche bei Westermoor und oberhalb wurden fortgerissen, so dass nur das hochliegende Dorf Wittenbergen vom Wasser verschont blieb. Nach einer ersten Besichtigung entschloss sich der Oberdeichinspektor, neue Techniken zur Schließung der Deichbrüche anzuwenden. Gefährlich war insbesondere der tiefe Kolk am Grundbruch des Deiches. Dieser selbst war 42 m, der Durchbruch 73 m lang und der Untergrund mit Wassertiefen von 3,5 bis 4 m unter ord. Flut erreichte fast die Störsohle von bis 5,2 m (FISCHER, 1957b, 229).

Infolge der Deichzerstörungen hatte sich die Tide der Stör *in ein regelloses Steigen und Fallen des Wassers* verändert. Die in einer Höhe von 1,4 bis 2 m überschwemmte Marsch bildete einen ca. 85 km² großen See mit Ebbe und Flut. Durch die sehr vergrößerte Brake lief der ganze Flutstrom aus der Stör in die Marsch. Einen Schutzdeich für die Itzehoer Marsch bildete nur eine Sietwende, somit ein verschiedene Entwässerungsgebiete trennender Damm. Eine weitere Schutzwehr gegen den See und für das Dorf Rethwisch war das Rethwischer Moor. Nach Osten bildete der Randdeich der Hörnau das Ufer des Sees und beschränkte die Überschwemmung in südlicher und östlicher Richtung auf Breitenberg selbst. An der östlichen Grenze dieses Kirchspiels begrenzte ein flacher Geestrücken die Überschwemmung.

Bei den Maßnahmen zur Schließung der Breitenburger Brake mussten vor allem die große Strömungsgeschwindigkeit und die ungünstige Witterung berücksichtigt werden. Am 15. Dezember 1824 wurde mit der Abdämmung begonnen, die jedoch infolge der Stürme vom 21. bis 29. Dezember, die erneute Überflutungen nach sich zogen, unterbrochen wurden (ebd. 232). Am 30. Dezember begann man mit der Schließung der Brake, bevor eine stürmische Witterung eine erneute Unterbrechung bis zum 4. Januar 1825 erzwang. Das Versenken der Schlusslage folgte schließlich am 21. Januar 1825, so dass die seit mehr als 2 Monate festgestellte Tide im Überflutungsgebiet aufhörte. Da brach die schwere Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 herein.

Bereits am Nachmittag des 3. Februar bahnte sich das Wasser einen neuen Weg in die Breitenburger Marsch. Wider Erwarten stellte sich jedoch am 5. Februar heraus, dass der Faschinendamm erhalten geblieben war. Östlich der *Coupiring* war ein Durchbruch von 5,7 m Breite und nur geringer Tiefe, westlich davon ein Grundbruch von mehr als 29 m Breite und 2,3 bis 2,6 m Tiefe entstanden. Letzterer dehnte sich in ganzer Länge des alten Deichrestes vom November aus. Der dahinter liegende Kolk hatte sich erheblich vertieft. Die günstige Wirkung des Dammes zeigte sich darin, dass die Stör während der langen Sturmzeit auf ihr Flussbett beschränkt war, so dass die Wirkung der Februarsturmflut weniger schlimm war. Zur Beseitigung der Schäden wurde wiederum ein Faschinendamm angelegt, zu dessen Bau man zwei Schiffbrücken über die Stör errichtete. Bis Ende März konnte so der Grundbruch durch eine Reihe von Senklagen geschlossen und der Ringdeich um den Kolk hergestellt werden.

Neben der Überschwemmung der Breitenburger Marsch war 1825 auch die Wilstermarsch betroffen (Abb. 20). Hier befanden sich *viele Kammstürzungen und Meyfeltbrüche*, die auf zerstörte Stöpen zurückzuführen waren (CHRISTENSEN 1827), die sich aufgrund des schnellen Auflaufens der Sturmflut nicht hatten völlig schließen lassen. Der größte, bis 5,4 m tiefe Grundbruch war zwischen den Kirchdörfern Beidenfleth und Wewelsfleth entstanden. Von hier drang das Wasser in die Kirchspiele Beidenfleth, Wewelsfleth und Wilster Neue Seite. Da das hohe Vorland zwischen der Stör und den Grundbrüchen erhalten geblieben war, bot es der Wilstermarsch einen Schutz gegen höhere Fluten von etwa 3-4 Fuß (0,95-1,15 m) über ord. Flut. In Wewelsfleth wurden auf dem zu niedrigen Stördeich sechs Häuser weggerissen. Hingegen hielt der Elbdeich der Wilstermarsch trotz erheblicher Beschädigungen stand. Solche Strecken erhielten eine sofortige Notverstärkung, indem man Boden auf die Außenböschung aufbrachte und mit Faschinen befestigte.

Am Stördeich der Krempermarsch (Abb. 20) waren zwar zahlreiche Kammstürzungen, aber keine Durchbrüche entstanden. Ferner wurde ein Haus auf der Klosterwurth bei Ivenfleth zerstört. Von Glückstadt her reichte bis hierher eine Überflutung mit Salzwasser. So hatte im Glückstädter Hafen das Wasser die etwa 4,06 m hohe Hafenmauer überströmt. Dabei wurde der Höchststand von 1756, der für die Bemessung der Deiche und Hafenmauern maßgebend war, um 0,44 m überschritten. Ferner drang das Wasser in die tieferen Straßen Glückstadts vor. Für die Stadt bestand *die Gefahr des gänzlichen Unterganges*, was durch den Durchbruch des Rethövel auf der Südseite des Hafens jedoch verhindert wurde. Infolge des schnellen Abströmens des Stauwassers lief dieses in die umgebende Marsch und die Blomsche und Bülowsche Wildnis ab. Durch eingeleitete Notmaßnahmen, wie dem Bau von Krippdämmen (Pfahlreihen mit Brettern) hinter der Hafenmauer, sollte Glückstadt, *wenn auch nicht gegen Überflutung, so doch gegen völlige Vermichtung gesichert werden*. Ebenfalls beschädigt war der Elbdeich von Bielenberg bis Kollmar, wenn er auch nicht durchbrochen war. Am Neuendorfer Deich hatte das überströmende Wasser je ein Grundbruch bei Fleien und Spiekerhörn verursacht. Auch der Krückaudeich war u. a. bei Elmshorn mehrfach durchbrochen. Bei seiner Wiederherstellung erhielt dieser eine Kronenbreite von 1,8 m, eine Höhe von ca. 5 m über ord. Flut, eine Außenböschung von 1:2,5 sowie eine Binnenböschung von 1:2. In der Seestermüher Marsch befanden sich an den Elb- und Außendeichen zahlreiche *Kammstürzungen*. Da Deichbrüche ausgeblieben waren, beschränkte sich die Überschwemmung hier auf die niedrigen Partien der Marsch. Schwerer traf es die Haseldorfer Marsch, wo auch Tote zu beklagen waren. Der Elbdeich bei Hetlingen brach ebenso wie der Holmer Deich, wo es zu 28 Maifeldbrüchen kam.



Abbildung 20: Überflutungskarte der schleswig-holsteinischen Elbmarschen 1825. Grafik: Dirk Meier.

2.7 Helgoland

Das in der Deutschen Bucht liegende Helgoland besteht aus der Hauptinsel, die sich in Unter-, Mittel- und Oberland gliedert, und der sog. Düne (u.a. WOHLENBERG 1953, 35-44). Nachdem Helgoland während der napoleonischen Kriege 1807 von den Briten besetzt worden war, verblieb im Frieden von Kiel 1894 die Insel im englischen Besitz bis sie 1890 an das Deutsche Reich überging. Da somit zur Zeit der Februarsturmflut 1825 die in der Deutschen Bucht liegende Felseninsel zu England gehörte, spielten für die schleswig-holsteinischen Behörden dortige Flutschäden keine Rolle. Den Felsen schützte 1825 noch keine Uferschutzmauer. Auch bestand keine Verbindung des Felsens mit der Düne mehr. Der Meeresarm zwischen beiden Inseln war 1787 bereits 5,5 m tief. Die schwerste Gefährdung für die Düne herrscht bei Stürmen von Westen, Südwesten und Norden, da sie nicht im Leebereich der Hauptinsel liegt. Somit dürfte die natürlichen Veränderungen unterliegende Düne auch 1825 in Mitleidenschaft gezogen worden sein, wenn auch ein breiter Vorsand noch um 1830 belegt ist. Um 1840 begann man dann mit dem Schutz der Düne durch Anpflanzungen von Strandhafer und den Bau von Sandfangzäunen.

3 Fazit

Der Sturmflut im Februar 1825 ging ein sehr stürmischer, regenreicher Herbst voraus, der die Deichkörper durchweichte und zu einer Unpassierbarkeit der Wege führte. Somit waren viele Deiche nicht im besten Zustand als die Katastrophe 1825 über die Nordseeküste hereinbrach. Diese begann am 2. Februar mit einem starken Südwestwind, der in der Nacht vom 3. Februar, begleitet von Starkregen, an Heftigkeit zunahm und bereits einen Anstieg des Tidehochwassers von ca. 2 m über dem Mittleren Tidehochwasser bewirkte. Am 3. Februar herrschte dann anhaltender Sturm mit starken Böen und Schneegestöber. In der Nacht vom 3. auf den 4. Februar drehte der Wind von Südwest auf Nordwest und erreichte seine größte Stärke. Die Heftigkeit des Sturms hat zwar die vom 15. November 1824 nicht überschritten, jedoch trat dieser zusammen mit einer Springflut ein. Wie amtliche Berichte, Flutmarken und -messer bestätigen, erreichte die Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 einen bis dahin an der schleswig-holsteinischen Westküste unbekannten Stand. So betrugen die Sturmfluthöhen in Hamburg etwa 3,55 m (NN +5,21 m), in Glückstadt 4,39 m (NN +5,05 m), in Cuxhaven 3,44 m (+4,64 m), in Tönning 3,87 m (NN +5,02 m) und in Husum 4,01 m (NN +5,23 m) über der mittleren Flut (vgl. Tab. 4 u. 5). In Husum und an anderen Orten überschritt die Sturmflut dabei alle bis dahin bekannten Höhen.

Nach verschiedenen Angaben ertranken infolge der Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 zwischen den Niederlanden und Nordfriesland mehr als 800 Menschen, mehr als 45.000 Stück Vieh kamen um und 2.400 Gebäude wurden völlig zerstört (u. a. MÜLLER 1825). Für die einzelnen Gebiete muss man diese Angaben jedoch stark relativieren, so waren es an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste 89 Tote, wozu weitere Opfer unbekannter Höhe in der Haseldorfer Marsch kamen. In Schleswig-Holstein waren vor allem die nordfriesischen Inseln und Halligen, das westliche Eiderstedt, die Dithmarscher Eiderseite, das Gebiet um Büsum in Norderdithmarschen, die Stör- und Breitenburger Marsch sowie die Haseldorfer Marsch betroffen. Man erwog, die Halligen aufzugeben, nachdem man deren Bewohner evakuiert hatte. Hingegen verlief die Sturmflut von 1825 an der nordfriesischen Festlandsküste aufgrund der teilweise neuen Deiche glimpflich, wenn auch viele beschädigt waren.

Überblickt man die Sturmflut 1825 in der Gesamtheit, so lassen sich deren Schäden anhand schriftlicher Quellen und Pegelmessungen regional rekonstruieren. Der Gesamtschaden ist aber nur grob abschätzbar (Tab. 16), da die Schäden nur regional mit unterschiedlicher Genauigkeit erfasst wurden. Im Regelfall waren alle Schäden der Sturmflut bis zum Sommer 1825 beseitigt, wobei an gefährdeten, direkt an die See grenzenden Lagen, Bermedeiche entstanden. Anders als bei Sturmfluten früherer Jahrhunderte gab es 1825 für die Betroffenen eine breite Welle der Hilfsbereitschaft.

Tabelle 16: Tote und Kosten der Sturmflut 1825, soweit aus den Quellen ableitbar. Die Verluste, Schäden und Gesamtkosten dürften daher höher gewesen sein als angegeben, da nicht alle ermittelbar waren.

Region	Tote	ca. Kosten in Reichstaler	zerstörte Häuser	Viehverluste
Svlt	0	30.651	15	?
Amrum	0	704	0	5
Föhr	2	148.878	5	?
Pellworm	2	64.291	5	?
Nordstrand	2	169.085	5	?
Halligen	74	578.840	334	186 Kühe
				1.475 Schafe
Nordfr. Festland	0	5	0	?
Eiderstedt	3	136.070	6	5
Norderdithmarschen	6	198.500	mehrere	?
Süderdithmarschen	0	5	1 (Dieksand)	?
Elbmarschen	mehrere	51.600	6	?

4 Schriftenverzeichnis

4.1 Quellen

ARENDS, L.: Gemählde der Sturmfluthen vom 3. bis 5. Februar 1825, Bremen, 1826.

BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbau-Kunst. I. Teil, Aurich, 1757; II. Teil, Aurich, 1758.

CARSTENS, J.: Hallig Hooge, 1804. In: MÜLLER F., Atlas, Abb. 79, 1917.

CHRISTENSEN, J. E. F: Vorschläge zur Verstärkung des Elbsteindeichs der Wilstermarsch, Hamburg, 1852.

CHRISTENSEN, N. C. H.: Die zwei Strom-Compirungen bei Breitenburg, Hamburg, 1827.

HANSEN, C. P.: Chronik der Friesischen Uthlande, ²Garding, 1877.

HARCKSEN, F.: Die Hallig Nordmarsch, 1807 (Vermessung 1803/04). In: MÜLLER F., Atlas, Abb. 29a, 1917.

HARCKSEN, F.: Die Hallig Butwehl, 1807 (Vermessung 1803/04). In: MÜLLER F., Atlas, Abb. 34, 1917.

HARCKSEN, F.: Die Hallig Langeneß, 1807 (Vermessung 1803/04). In: MÜLLER F., Atlas, Abb. 32a., 1917.

JOHANNSEN, J.: Nachrichten aus dem Kirchspiel Hattstedt, Husum, 1891.

MÜLLER, W.: "Beschreibung der Sturmfluthen an den Ufern der Nordsee und der sich darin ergießenden Ströme und Flüsse am 3^{ten} und 4^{ten} Februar 1825. Nebst der Angabe der dadurch verursachten Deichbeschädigungen, des Ueberschwemmungs-Spiegels, des Verlustes und der Hülfsmittel, die zur Verhinderung des Schadens angewandt sind." Das Titelblatt trägt außerdem den Zusatz "Auf Kosten des Verfassers, zum Besten der Ueberschwemmten", Hannover, 1825.

SCHAUMANN, P. C.: Die Höhe der Hamburger Sturmfluthen, Hamburg, 1857.

TETENS, J. N.: Reisen in die Marschländer an der Nordsee. Erster Band, Leipzig, 1788.

VOLKMAR, F. K.: Versuch einer Beschreibung von Eiderstädt, Garding, 1795.

4.2 Literatur

- BANTELMANN, A.: Die Landschaftsentwicklung an der schleswig-holsteinischen Westküste – dargestellt am Beispiel Nordfriesland. Eine Funktionschronik durch fünf Jahrtausende. Die Küste, 2, 5-99, 1966.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 3 Nordstrand. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1936a.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 4 Pellworm. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1936b.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 5 Amrum. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1937a.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 6 Föhr. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1937b.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 1 Allgemeines. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1938a.
- FISCHER, O.: 2 Die Inseln. 7 Sylt. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1938b.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 1 Sonderprobleme und Einzelfragen des Küstenraumes. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswigholsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1955a.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 2 Nordfriesland. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1955b.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 7 Hydrographie des Küstengebietes. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1955c.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 3 Eiderstedt. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1956.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 5 Dithmarschen. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1957a.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 6 Elbmarschen. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1957b.
- FISCHER, O.: 3 Das Festland. 4 Stapelholm und Eiderniederung. MÜLLER, F. und FISCHER, O. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1958.
- JAKUBOWKSI-THIESSEN, M.: Hunger, Armut und Ruin Folgen der Sturmflut von 1717. In: Steensen, Th. (Hrsg.), Deichbau und Sturmfluten in den Frieslanden. 2. Historiker Treffen des Nordfriisk Instituut, 73-82, Bredstedt, 1992.
- KÜHN, H. J.: Archäologische und siedlungshistorische Landesaufnahme im nordfriesischen Marschen- und Wattengebiet und in Eiderstedt. In: MÜLLER-WILLE, M., HIGELKE, B., HOFFMANN, D., MENKE, B., BRANDE, A., BOKELMANN, K., SAGGAU, H.-E. und KÜHN, H.-J., Norderhever-Projekt 1. Landschaftsentwicklung und Siedlungsgeschichte im Einzugsgebiet der Norderhever (Nordfriesland). Offa-Bücher 66, Studien Küstenarchäologie Schleswig-Holsteins, Ser. C., 195-232, Neumünster, 1988.

- MEIER, D.: Landschaftsentwicklung und Siedlungsgeschichte des Eiderstedter und Dithmarscher Küstengebietes als Teilregionen des Nordseeküstenraumes. Untersuchungen der AG Küstenarchäologie des FTZ-Westküste. Universitätsforschungen zur Prähistorischen Archäologie 79, Teil 1: Die Siedlungen; Teil 2: Der Siedlungsraum, Bonn, 2001a/b.
- MEIER, D.: Die Nordseeküste. Geschichte einer Landschaft, Heide, 2007.
- MEIER, D.: Die Schäden der Weihnachtsflut von 1717 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins. Die Küste, 78, 259-292, 2011.
- MÜLLER, F.: 1 Die Halligen. MÜLLER, F. (Hrsg.), Das Wasserwesen an der schleswigholsteinischen Nordseeküste, Berlin, 1917; Atlas, Berlin, 1917.
- WIELAND, P.: Küstenfibel. Ein Abc der Nordseeküste, Heide, 1990.
- WOHLENBERG, E.: Erster Teil. In: SIEBS, B. E. und WOHLENBERG, E., Helgoland und die Helgoländer, Kiel, 1953.

Die Küste, 79 (2012), 1-240

33rd International Conference on Coastal Engineering in Santander, Spain

Frederik M. Treuel

1 Konferenzorganisation

Nach der "32nd International Conference on Coastal Engineering (ICCE)" im chinesischen Shanghai, fand die 33rd ICCE vom 1. Juli bis 6. Juli 2012 im spanischen Santander statt. Organisiert wurde die Konferenz vom "Environmental Hydraulics Institute (IH Cantabria)", der "University of Cantabria" sowie der "Spanish Society of Civil Engineers". Die Schirmherrschaft übernahm das "Coastal Engineering Research Council (CERC)" des "Coasts, Oceans, Ports and Rivers Institute (COPRI)" der "American Society of Civil Engineers (ASCE)".

Das Organisationsteam bestand unter der Leitung von Prof. Iñigo L. Losada und Prof. Raúl Medina der "University of Cantabria" aus Vertretern der "Spanish Institution of Civil Engineers", der "Santander Port Authority", der "Polytechnical Universities of Valencia, Madrid und Cataluña", der "State Ports of Spain" sowie dem "Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA)". Konferenzort war das unmittelbar an der Biskaya gelegene Convention Center der kantabrischen Hauptstadt Santander.

2 Konferenzprogramm

Vertreter aus 30 Ländern präsentierten während der fünf Konferenztage über 500 Vorträge und über 100 Poster. Das Programm war untergliedert in über 50 Sessions und 16 begleitende Poster Sessions (Tab. 1). Neben den Vorträgen wurden vier halbtägige Fachexkursionen sowie an vier Abenden ein soziales Begleitprogramm angeboten.

Dienstag 3. Juli 2012:

Tabelle 1: Konferenzprogramm.

Montag, 2. Juli 2012:

	,
Breakwaters	Run-Up and Long Waves (+ Poster Session)
Long Term Beach Evolution (+ Poster Session)	Energy
Anthropogenic Impacts (+ Poster Session)	Beach Profile Evolution
Risk Assessment	Marinas and Anthropogenic Effects
Wind Waves (+ Poster Session)	Coastal Structures (+ Poster Session)
Waves Climate	Coastal Risks
Wave Vegetation Interaction	Shoreline Evolution
Lab and Techniques (+ Poster Session)	Port Engineering Case Studies
Sediment Transport Processes	Structures and Soils
Sediment Transport Numerical Models	Estuarine Dynamics (+ Poster Session)
Managing Coastal Erosion (+ Poster Session)	Suspended Sediment
Energy	Sediment Transport Case Studies
Forecasting Systems	Wave, Currents and Transport (+ Poster Session)
Coastal Case Studies	Tsunami-Structures Interaction
Design and Restoration (+ Poster Session)	The 2011 Great Tokohu Tsunami
	(+ Poster Session)

Mittwoch, 4. Juli 2012:

Long-Term Design of Coastal Structures Storms and Coastline Evolution Near Shore Waves and Currents Coastal Geomorphology Sediment Transport in Dunes Sediment Transport and Beach Morphology Video Imagery Remote Sensing

Donnerstag, 5. Juli 2012:

Wave Impact Morphological Patterns Special Structures Wave Transformations (+ Poster Session) Wave Boundary Layer Extreme Sea Levels and Waves Strom Surge (+ Poster Session) Rip Currents Wave Breaking Planning, Managing and Feasibility (+ Poster Session) Sediment Transport in Swash Zone Sand Bar Processes and Beach Impacts Long-Shore Sediment Transport (+ Poster Session) Sediment Budget Tsunami Hazards Wave and Sea Level Statistics (+ Poster Session)

Mittwoch 4. Juli 2012: Exkursionen

Port of Bilbao Mutriku OWC Santoña´s Estuary Cantabrian Beaches

Freitag 6. Juli 2012:

Overtopping Numerical Modeling of Overtopping Inlet Dynamics River Coast Interactions Turbulence and Sediment Transport Future Sea Level and Extremes Future Waves Breakwaters Hydrodynamics Coastal Circulation Sediment Transport: Scour Long Waves

3 Beiträge deutscher Konferenzteilnehmer



Abbildung 1: Foto der deutschen Delegation (Treuel, 2012).

40 der rund 600 Beiträge wurden von deutschen Vertretern zu Themen der universitären und außeruniversitären Forschung sowie zu Arbeiten der Fachbehörden in das Programm eingebracht. Die deutsche Delegation bestand insgesamt aus mehr als 50 Teilnehmern (Abb. 1). Die Autoren und Titel der deutschen Beiträge lauteten wie folgt:

- BARTZKE, G. and HUHN, K.: How is Mixed Sediment Protected from Erosion? Using a Numerical Approach.
- BERKENBRINK, C. and NIEMEYER, H. D.: Alternation in Salinity in the Weser Estuary after 1998: Quantification by Artificial Neural Networks.
- BLUM, H.; THORENZ, F. and LAMBRECHT, H.-J.: Risk Assessment for North Sea Coastal Lowlands - Influence of Different Coastal Defence Systems on Flooding in Case of Failure.
- BRYAN, K. R.; WINTER, C. and COCO, G.: Modelling Combined Bar and Shoreline Change Using a Simple Shape Function.
- BURZEL, A.; DASSANAYAKE, D. R. and OUMERACI, H.: Spatial Modelling of Tangible and Intangible Losses for Integrated Risk Analysis of Extreme Storm Surges.
- DASSANAYAKE, D. R.; BURZEL, A. and OUMERACI, H.: Coastal Flood Risk: The Importance of Intangible Losses and their Integration in Risk Analysis.
- DASSANAYAKE, D. T. and OUMERACI, H.: Hydraulic Stability of Coastal Structures Made of Geotextile Sand Containers: Effect of Engineering Properties of GSCs.
- DONNER, M. and STOSCHEK, O.: Methods and Analysis Tools for Redevelopments in an Estuary with High Suspended Sediment Concentrations.
- EL SAFTI, H.; KUDELLA, M. and OUMERACI, H.: Modelling Wave-Induced Residual Pore Pressure and Deformation of Sand Foundations Unerneath Caisson Breakwaters.
- FOYER, G. and OUMERACI, H.: External and Internal Wave Set-Up at Porous PBA Revetments with Sandy Subsoil.
- FROEHLE, P. and SCHLAMKOW, C.: To the Effectiveness of Coastal and Flood Protection Structures Under Terms of Changing Climate Conditions.
- GIER, F.; SCHÜTTRUMPF, H.; LORKE, S.; MÖNNICH, J. and VAN DER MEER, J.: Stability of Interlocked Pattern Placed Block Revetments.
- GÖNNERT, G.: A New Method of Approaching Extreme Storm Events for Design Level or Risk Analysis.
- GOSEBERG, N. and SCHLURMANN, T.: Interaction of Idealized Urban Infrastructure and Long Waves During Run-Up and On-Land Flow Process in Coastal Regions.
- HORSTMANN, N.; HINZE, K.; SCHIMMELS, S. and OUMERACI, H.: Incorporation of Pre-Existing Damages into A Risk-Based Life Cycle Strategy for Coastal Structures.
- JENNING, S.; HEIN, H.; MAI, S. and SCHÜTTRUMPF, H.: Breaks And Long Term Trends of Tidal Characteristics in The Southern German Bight.
- KERPEN, N. B. and SCHLURMANN, T.: Wave Overtopping at Dykes with Topped Vertical Wall - Impacts of Oblique Wave Attack.
- KOPPE, B. and SCHMIDT, M.: Seaports and Climate Change General Study Results and Case Study Port of Hamburg.
- KORTENHAUS, A.; PIONTKOWITZ, T. and OUMERACI, H.: Reliability Assessment of a Coastal Dike and Dune System at the South of Falster, Denmark.
- LIEBISCH, S.; LUDWIGS, G.; KORTENHAUS, A. and OUMERACI, H.: Bonded Porous Revetments Effect of Porosity on Wave-Induced Loads and Hydraulic Performance.
- LORKE, S.; SCHÜTTRUMPF, H.; BORNSCHEIN, A.; Pohl, R. and van der Meer, J.: Physical Model Tests on Wave Overtopping and Flow Processes on Dike Crests Influenced by Wave-Current Interaction.
- MAI, T. C. and SCHLURMANN, T.: Wave Heights Recovery from Subsurface Pressures upon a Small Vertical Cylinder.

- MUDERSBACH, C.; WAHL, T. and JENSEN, J.: Estimating Future Probabilities of Extreme Sea Levels.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.; HAALMAN, D. and KNÜPFFER, K.: Improved Tidal Window Determination by Application of Statistical Weather Forecasting Techniques to Water Levels.
- NAULIN, M.; KORTENHAUS, A. and OUMERACI, H.: Reliability Analysis and Breach Modeling of Sea/Estuary Dikes and Coastal Dunes in an Integrated Risk Analysis.
- OBERRECHT, D. and WURPTS, A.: A Hydro-Morphodynamic-Numerical Study to Reduce Tidal Asymmetry in the Ems Estuary, Germany.
- RAMACHANDRAN, K.; SCHIMMELS, S.; KUDELLA, M.; VAN DOORSLAER, K.; DE ROUCK, J.; VERSLUYS, T. et al.: Measuring Wave Impacts in Large Scale Tests, Using Both Pressure and Force Sensors.
- SAALBACH, J.; ZORNDT, A.; KRAEMER, K. and SCHLURMANN, T.: Reducing Siltation in the Juist Marina In-Situ Measurements and Numercial Modeling.
- SCHÄFER, M. and HUHN, K.: A Deeper Insight into Re-Mobilisation of Sediment Combining The Best From Two Worlds.
- SCHIMMELS, S.; VOUSDOUKAS, M.; WZIATEK, D.; BECKER, K. and OUMERACI, H.: Wave Run-Up Observations at Revetments with Different Porosity.
- SCHLAMKOW, C.; DREIER, N.; FRÖHLE, P. and SALECKER, D.: Extreme Waves at the German Baltic Sea Coast Derived from Regional Climate Model Runs.
- STRAHLMANN, A. and SCHLURMANN, T.: Investigations on Scour Development at Tripod Foundations for Offshore Wind Turbines: Modeling and Application.
- STRUSINSKA, A. and OUMERACI, H.: Nonlinear Behaviour of Tsunami-Like Solitary Wave over Submerged Impermeable Structures of Finite Width.
- THORENZ, F.; BLUM, H. and KORTENHAUS, A.: New Design of the Baltrum Dune Revetment Based on Hydraulic Model Tests.
- TREUEL, F. M.: Applicability of Elastomeric Revetments for Coastal Protection A Case Study.
- WAHL, T.; MUDERSBACH, C. and JENSEN, J.: Copula Functions in Coastal Engineering -Advantages and Applications.
- WILMS, M.; STRAHLMANN, A. and SCHLURMANN, T.: Investigations on Scour Development around a Gravitiy Foundation for Offshore Wind Turbines.
- WÖFFLER, T. and SCHÜTTRUMPF, H.: Development of Coastal Protection Measures for Small Islands in the Wadden Sea Using a Risk-Based Storm Surge.
- WUEBBOLD, F.; HENTSCHEL, M.; VOUSDOUKAS, M. I. and WAGNER, B.: Application of an Autonomous Robot for the Collection of Nearshore Topographic and Hydrodynamic Measurements.
- ZORNDT, A. C.; KRÄMER, K.; SAALBACH, J. and SCHLURMANN, T.: The Influence of Extreme Events on Hydrodynamics and Salinities in the Weser Estuary in the Context of Climate Impact Research.

4 Danksagung

Der Autor dankt dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen für die finanzielle Unterstützung bei der Teilnahme an der ICCE 2012 in Santander.

Die nächste ICCE wird 2014 vom 15. bis 20. Juni im koreanischen Seoul stattfinden.