Heft 72 Jahr 2007

# Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK AN DER NORD- UND OSTSEE

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

**Die Küste** 

# 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 72 · Jahr 2007

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Kommissionsverlag: Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide i. Holstein Druck: Boyens Offset

#### ISSN 0452-7739 ISBN 978-3-8042-1063-9

#### Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BORK, INGRID, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, Bernhard-Nocht-Str. 78, 20359 Hamburg, bork@bsh.de; DICK, STEPHAN, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, Bernhard-Nocht-Str. 78, 20359 Hamburg, Dick@bsh.de; KASTENS, MARKO, Bundesanstalt für Wasserbau Hamburg, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg, marko.kastens@baw.de; KOHLHASE, SÖREN, Universität Rostock, Institut für Umweltingenieurwesen, Justus-von-Liebig-Weg 6, 18051 Rostock, soeren. kohlhase@uni-rostock.de; LEHFELDT, RAINER, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg, rainer.lehfeldt@baw.de; MAUSHAKE, CHRISTIAN, Bundesanstalt für Wasserbau, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg, christian.maushake@baw.de; MILBRADT, PETER, Universität Hannover, Institut für Bauinformatik, Callinstraße 34, 30167 Hannover, milbradt@bauinf. uni-hannover.de; MÜLLER-NAVARRA, SYLVIN, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, Bernhard-Nocht-Str. 78, 20359 Hamburg, mueller-navarra@bsh.de; PLUß, ANDREAS, Bundesanstalt für Wasserbau, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg, andreas.pluess@baw.de; SCHÜTTRUMPF, HOLGER, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52056 Aachen, schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de; TEMMLER, HELMUT, Ahornallee 6, 24161 Altenholz, temmler@gmx.de; ZANKE, ULRICH, Rundeturmstr. 1, 64283 Darmstadt, zanke@wb.tu-darmstadt.de.

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.

Vorsitzender des Kuratoriums: MR BERND PROBST, Mercatorstraße 3, 24106 Kiel Geschäftsführer: Dr.-Ing. RAINER LEHFELDT, Wedeler Landstaße 157, 22559 Hamburg Schriftleitung "Die Küste": Dr.-Ing. VOLKER BARTHEL, Birkenweg 6a, 27607 Langen

#### Inhaltsverzeichnis

HOLGER SCHÜTTRUMPF, ANDREAS KORTENHAUS, JENTSJE VAN DER MEER, TIM PULLEN, WILLIAM ALLSOP, TOM BRUCE Eurotop – Das europäische Wellenüberlaufhandbuch – Eine Kurzfassung –	1
HELMUT TEMMLER Neue Untersuchungen zur Schrumpfung, Durchsickerung und Aufweichung von Deichabdeckböden bei Extremsturmfluten in Schleswig-Holstein	27
INGRID BORK, STEPHAN DICK, ECKHARD KLEINE, SYLVIN H. MÜLLER-NAVARRA Tsunami – Untersuchungen für die deutsche Nordseeküste	65
RAINER LEHFELDT, PETER MILBRADT, ANDREAS PLÜß, HOLGER SCHÜTTRUMPF Propagation of a Tsunami-Wave in the North Sea	105
CHRISTIAN MAUSHAKE Untersuchungen zur Schwebstoffdynamik im Elbästuar auf Basis von ADCP-Messungen	125
MARKO KASTENS Tidewasserstandsanalyse in Ästuaren am Beispiel der Elbe	145
ULRICH ZANKE Über die Problematik im Tidegebiet von Restströmen auf Wasser- und Sediment- verlagerungen zu schließen	171
SÖREN KOHLHASE Kooperation mit China auf dem Gebiet des Wasserbaus – Eindrücke vom Second Chinese-German Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering, 11. bis 20. Oktober 2004 in Nanjing, China –	183
<ul> <li>MARKO KASTENS Tidewasserstandsanalyse in Ästuaren am Beispiel der Elbe</li> <li>ULRICH ZANKE Über die Problematik im Tidegebiet von Restströmen auf Wasser- und Sediment- verlagerungen zu schließen</li> <li>SÖREN KOHLHASE Kooperation mit China auf dem Gebiet des Wasserbaus – Eindrücke vom Second Chinese-German Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering, 11. bis 20. Oktober 2004 in Nanjing, China –</li> </ul>	145 171 183

### Eurotop – Das europäische Wellenüberlaufhandbuch – Eine Kurzfassung –

Von Holger Schüttrumpf, Andreas Kortenhaus, Jentsje van der Meer, Tim Pullen, William Allsop und Tom Bruce

#### Zusammenfassung

Für die Bemessung von Küsten- und Hochwasserschutzbauwerken stellt der Wellenüberlauf eine maßgebende Größe dar. Der Kenntnisstand zum Thema Wellenüberlauf wurde in den letzten Jahren auf der Grundlage zahlreicher nationaler und internationaler Forschungsprojekte signifikant erweitert und verbessert. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, vorhandene Richtlinien und Empfehlungen zum Thema anzupassen und zu überarbeiten. Um Synergieeffekte zu nutzen, haben die Environmental Agency (UK), Rijkswaterstaat (NL) und das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) die Erarbeitung eines europäischen Wellenüberlaufhandbuchs beschlossen. Der vorliegende Beitrag stellt die Schwerpunkte des Eurotop-Manuals zusammen. Die vollständige Version wird in Heft 73 der Küste erscheinen.

#### Summary

Wave overtopping is one important parameter for the design of coastal and flood protection structures. The knowlegde on wave overtopping has been significantly improved within the last years based on a number of national and international projects. Therfore, it was important to extend and adapt existing guidelines and recommendations. Environmental Agency (UK), Rijks-waterstaat (NL) and Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (D) have decided to set up a European overtopping manual. The present paper presents the main aspects of the Eurotop-manual. The full version of the Eurotop-manual will be published in volume 73 of "Die Küste".

#### Inhalt

1.	Einleitung	2
2.	Struktur des Eurotop-Manuals	3
3.	Eurotop-Manual	3
	3.1 Einführung	3
	3.2 Wasserstände und Wellenbedingungen	4
	3.3 Zulässige Wellenüberlaufraten	4
	3.4 Ermittlung des Wellenüberlaufs	5
	3.4.1 Empirische Methoden	6
	3.4.2 CLÂSH-Datenbank	8
	3.4.3 Neuronales Netz (NN)	8
	3.4.4 PC-Overtop	11
	3.4.5 Numerische Modellverfahren	12
	3.4.6 Hydraulischer Modellversuch	14
	3.4.7 Empfehlungen zur Auswahl einer geeigneten Methode	15
	3.5 Deiche und geneigte Ufermauern	16
	3.6 Schüttsteinböschungen und Böschungen mit rauer Oberfläche	19
	3.7 Vertikale Bauwerke	20
4.	Calculation-Tool	23
5.	Danksagung	25
6.	Schriftenverzeichnis	25

#### 1. Einleitung

Bei der Bemessung von Hochwasser- und Küstenschutzbauwerken stellt die Ermittlung des Wellenüberlaufes neben dem maßgebenden Wasserstand eine wesentliche Bemessungsgröße für die Ermittlung der Kronenhöhe dar. Aufgrund der Unsicherheiten in der Festlegung der maßgebenden Wasserstände und der dazugehörigen Wellenparameter kann Wellenüberlauf nicht ausgeschlossen werden und war daher im vergangenen Jahrzehnt Gegenstand zahlreicher nationaler und internationaler Forschungsprojekte. Der Wissensstand zum Thema Wellenüberlauf wurde auf der Grundlage dieser Forschungsprojekte signifikant verbessert und erweitert. Neu- und Weiterentwicklungen des Wissensstandes wurden insbesondere hinsichtlich der folgenden Themen erzielt:

- Ansätze zur Ermittlung mittlerer Wellenüberlaufraten für verschiedene Bauwerkstypen (Deiche, Ufermauern, senkrechte und geschüttete Wellenbrecher, HWS-Wände, etc.)
- Ansätze zur Berücksichtigung von Einflussfaktoren auf den Wellenüberlauf (Rauheit, Bermen, Schräger Wellenauflauf/-überlauf, Wind, Naturspektren, Kronenmauern)
- Ansätze zur Beschreibung der Wellenüberlaufströmung (Schichtdicken, Überlaufgeschwindigkeiten)
- Methoden zur Ermittlung mittlerer Wellenüberlaufraten (z.B. CLASH-Database, Neural Network, etc.)
- Ermittlung des Gefahrenpotentials durch Wellenüberlauf (kritische Wellenüberlaufraten, kritische Überlaufgeschwindigkeiten)
- Untersuchungen zum Einfluss von Maßstabs- und Modelleffekten auf den Wellenüberlauf
- Berücksichtigung von Unsicherheiten bei der Bemessung auf Wellenauflauf und -überlauf
- Probabilistische Ansätze zur Bemessung von Hochwasser- und Küstenschutzbauwerken.

Aufgrund der zahlreichen Weiter- und Neuentwicklungen zum Wellenüberlauf sollen die vorhandenen Richtlinien und Empfehlungen zum Wellenauflauf/Wellenüberlauf in Deutschland, den Niederlanden und Großbritannien aktualisiert werden.

- Großbritannien: Design and Assessment Manual Wave Overtopping of Seawalls (BESLEY, 1999)
- Niederlande: Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes (VAN DER MEER, 2002)
- Deutschland: Kap. 4 der Empfehlungen des Arbeitsausschusses Küstenschutzwerke (EAK, 2002).

Da nationale Überarbeitungen der jeweiligen Richtlinien und Empfehlungen sehr zeitund kostenintensiv sind und Synergieeffekte der jeweiligen nationalen Forschungsschwerpunkte nicht oder nur begrenzt genutzt werden können, haben die Environmental Agency (UK), Rijkswaterstaat (NL) und das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen sowie der HTG-Ausschuss für Küstenschutzwerke (D) die Erarbeitung eines europäischen Wellenüberlaufhandbuchs unter Leitung von HR Wallingford im Rahmen des Eurotop-Projektes vereinbart. Im Folgenden soll das europäische Wellenüberlaufhandbuch kurz mit "*Eurotop-Manual*" bezeichnet werden. Weitere Partner im Eurotop-Projekt waren neben HR Wallingford auch INFRAM (NL), die Bundesanstalt für Wasserbau (D) sowie die Universitäten von Edinburgh (UK) und Braunschweig (D). Ergänzende Beiträge zum *Eurotop*- *Manual* kamen vom *Steering Committee* (Projektbegleitende Lenkungsgruppe) sowie von Fachkollegen aus Italien und Dänemark.

Der vorliegende Beitrag soll einen Überblick über die Schwerpunkte des *Eurotop-Manuals* geben. Ausgewählte Kapitel wurden dazu teilweise übersetzt. Auf eine wortwörtliche Übersetzung wurde bewusst verzichtet. Daher darf der vorliegende Beitrag auch nicht für die Ermittlung des Wellenüberlaufs für Hochwasser- und Küstenschutzbauwerke verwendet werden. Vielmehr wird für eine Bemessung auf das *Eurotop-Manual* verwiesen, das in Heft 73 der Küste erscheinen wird bzw. auf <u>www.overtopping-manual.com</u> zum Download zur Verfügung steht.

#### 2. Struktur des Eurotop-Manuals

Das Eurotop-Manual besteht aus zwei Teilen:

• Eurotop-Manual (das eigentliche Handbuch).

• Calculation Tool (internet-basierte Berechnungshilfe)

Das *Eurotop-Manual* besteht aus ca. 200 Seiten Text und ist unterteilt in die folgenden Kapitel:

Kapitel 1: Einleitung

Kapitel 2: Wasserstände und Wellenbedingungen

Kapitel 3: Zulässige Wellenüberlaufraten

Kapitel 4: Ermittlung des Wellenüberlaufs

Kapitel 5: Deiche und geneigte Ufermauern

Kapitel 6: Schüttsteinböschungen

Kapitel 7: Vertikale Bauwerke.

Ergänzt wird der Textteil um Informationen zur Struktur des *Calculation Tools* sowie zu Rechenbeispielen. Ziel des vorliegenden Beitrages ist es, einen Überblick über beide Teile zu geben. Dazu werden in Kap. 3 wesentliche Teile des *Eurotop-Manuals* und in Kap. 4 die Elemente des *Calculation Tools* kurz beschrieben.

3. Eurotop-Manual

3.1 Einführung

Das Eurotop-Manual beschreibt Methoden zur Ermittlung von Wellenauflauf und Wellenüberlauf für Hochwasser- und Küstenschutzbauwerke. Es empfiehlt Methoden zur Ermittlung mittlerer Wellenüberlaufraten, maximaler Wellenüberlaufvolumina und des Anteils überlaufender Wellen. Für ausgewählte Bauwerke werden auch Ansätze zur Ermittlung von Überlaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken des Wellenauflauf- und Wellenüberlaufschwalls empfohlen. Das Handbuch soll dem planenden Ingenieur außerdem Hilfestellung geben, die zulässigen Wellenüberlaufraten unter Bemessungsbedingungen festzulegen und dann auf der Grundlage der verfügbaren Ansätze nachzuweisen, dass die zulässigen Wellenüberlaufraten nicht überschritten werden.

Das *Eurotop-Manual* beschränkt sich in diesem Zusammenhang auf drei grundlegende Bauwerkstypen, die einen Großteil der Hochwasser- und Küstenschutzanlagen in Europa abdecken:

• Flach geneigte Deichböschungen und flach geneigte Ufermauern

- Schüttsteinböschungen und andere flach geneigte Böschungen mit rauer Oberfläche
- Vertikale Wände und steile Böschungen.

Bei der Wellenüberlaufberechnung sind Unsicherheiten sowohl in den Eingangsparametern (Wellenparameter, geometrische Parameter) als auch in den Wellenüberlaufmodellen selber zu berücksichtigen. Daher wurde das Wellenüberlaufhandbuch so aufbereitet, dass sowohl eine deterministische als auch eine probabilistische Ermittlung des Wellenüberlaufs möglich ist. Entsprechende Ansätze werden getrennt dargestellt, und am Ende jedes Bauwerkskapitels (Kap. 5, 6, 7) werden Empfehlungen zum Umgang mit den verschiedenen Unsicherheiten gegeben.

#### 3.2 Wasserstände und Wellenbedingungen

Das Eurotop-Manual legt seinen Schwerpunkt auf die Aspekte Wellenauflauf und Wellenüberlauf. Es handelt sich nicht um ein Bemessungshandbuch, in dem der gesamte Planungsund Bemessungsprozess eines Hochwasserschutzbauwerks beschrieben wird. Daher kann es auch nicht Ziel des Eurotop-Manuals sein, Empfehlungen zur Ermittlung der maßgebenden Wasserstände und der relevanten Seegangsbedingungen zu geben. Vielmehr werden die wesentlichen Eingangsparameter für die Wellenüberlaufberechnung aufgezeigt und Empfehlungen zu deren Bestimmung gemacht. Hierzu zählen die Wasserstände, die Wellenbedingungen, die Wellenumwandlung im wassertiefenbegrenzten Bereich und Strömungen. In diesem Zusammenhang werden auch kurze Erläuterungen zu den relevanten Prozessen, Modellen und Werkzeugen sowie Hinweise auf das relevante Schrifttum gegeben. Die Unsicherheiten in den Eingangsparametern sowie der Umgang mit den Unsicherheiten werden diskutiert.

#### 3.3 Zulässige Wellenüberlaufraten

Ziel eines Hochwasser- und Küstenschutzbauwerks ist es, die Wellenüberlaufmengen und damit die Überflutung des Hinterlandes zu begrenzen. Die zulässigen Wellenüberlaufmengen sind ortspezifisch und hängen von der Größe und Nutzung des geschützten Gebietes, der Kapazität der Entwässerungsgräben, dem Bauwerkstyp und dem Wiederkehrintervall eines Sturmflutereignisses ab.

Es ist nicht möglich, exakte Grenzen für zulässige Wellenüberlaufraten für alle denkbaren Randbedingungen festzulegen. Im Rahmen des *Eurotop-Manuals* wird daher eine Hilfestellung zur Abschätzung zulässiger mittlerer Wellenüberlaufraten und zulässiger maximaler Wellenüberlaufvolumina gegeben. Diese Grenzwerte sollten unter den jeweiligen Randbedingungen auf die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden.

Im *Eurotop-Manual* finden sich Hinweise für folgende Gefährdungen infolge Wellenüberlauf:

- Zulässige Grenzwerte für Fußgänger
- Zulässige Grenzwerte für Fahrzeuge
- Zulässige Grenzwerte für Eigentum (Schiffe, Bauwerke, etc.) hinter der Hochwasserschutzeinrichtung
- Zulässige Grenzwerte für Schäden am Hochwasserschutzbauwerk selber.

Beispielhaft werden hier die zulässigen Grenzwerte für Deiche und Ufermauern dargestellt (Tab. 1), die auf der Basis von Erfahrungswissen und früheren Untersuchungen festgelegt wurden. Anfang 2007 wurden Wellenüberlaufversuche an einem echten Deich in den Niederlanden im Rahmen des europäischen ComCoast-Projekts durchgeführt. Der Deich hatte eine 1:3 geneigte Binnenböschung und eine gute Kleiabdeckung (Sandgehalt niedriger als 30 %) mit einer Grassode. Ein Wellenüberlaufsimulator wurde verwendet, um den Erosionswiderstand der Binnenböschung gegen Wellenüberlauf zu untersuchen. Im Rahmen der Versuche wurde jeweils eine sechsstündige Sturmflut für verschiedene konstante mittlere Wellenüberlaufraten simuliert. Die Wellenüberlaufrate wurde schrittweise von 0,1 l/(sm) über 1; 10; 20; 30 und schließlich auf 50 l/(sm) erhöht. Nach diesen simulierten Wellenüberlaufraten befand sich die Böschung weiterhin in einer guten Verfassung und zeigte nur wenige Erosionserscheinungen. Der Erosionswiderstand der Böschung gegen Wellenüberlauf war sehr hoch.

Für eine zweite Versuchsphase wurden Wellenüberlaufversuche für eine nackte Kleiböschung ohne Grassode durchgeführt. In diesem Fall konnten bei gleicher Steigerung der Wellenüberlaufbelastung bei rd. 10 l/(sm) zwei große Erosionslöcher festgestellt werden. Erste Analysen dieser Versuche lassen den Schluss zu, dass die zulässigen Wellenüberlaufraten in Zukunft verbessert und präzisiert werden können. Allerdings sind zusätzliche Versuche in der Natur erforderlich, um auch den Einfluss der Kleiqualität, des Grastyps und der Unterhaltung zu berücksichtigen.

Grenzwerte werden im *Eurotop-Manual* nicht nur für mittlere Wellenüberlaufraten angegeben. Es wurden auch Grenzwerte für Wellenüberlaufvolumina, Wellenüberlaufgeschwindigkeiten und Kräfte infolge Wellenüberlauf zusammengestellt.

Hazard type and reason	Mean discharge q(l/s/m)
Embankment seawalls/sea dikes	
No damage if crest and rear slope are well protected	50-200
No damage to crest and rear face of grass covered embankment of clay	1-10
No damage to crest and rear face of embankment if not protected	0.1
Promenade or revetment seawalls	
Damage to paved or armoured promenade behind seawall	200
Damage to grassed or lightly protected promenade or reclamation cover	50

Tab.	1:	Zulässige	Grenzwerte fi	ir S	Schäden	an	der	Krone	oder	der	Binnenböschung	von	Hochwa	sser-
schutzbauwerken														

NB: Results of recent (2007) tests on inner slopes of sea dykes in the Netherlands will modify some limits.

#### 3.4 Ermittlung des Wellenüberlaufs

Verschiedene Methoden stehen zur Ermittlung des Wellenüberlaufs für unterschiedliche Bauwerkstypen unter vorgegebenen Wellen- und Wasserstandsrandbedingungen zur Verfügung. Jede Methode hat ihre individuellen Stärken und Schwächen. Theoretisch können analytische Methoden verwendet werden, um den Einfluss der Belastungen (Wellen) auf das Bauwerk aus der Kenntnis der physikalischen Prozesse zu ermitteln. Sehr selten liegen jedoch so einfache und kontrollierbare Randbedingungen vor, dass der Wellenüberlauf analytisch ermittelt werden kann. Daher werden analytische Methoden im Folgenden nicht weiter diskutiert.

#### 3.4.1 Empirische Methoden

Überwiegend werden empirische Methoden zur Ermittlung des Wellenüberlaufs aus den maßgebenden Wellen- und Bauwerksparametern verwendet. Diese empirischen Methoden stellen den Schwerpunkt des *Eurotop-Manuals* dar. Die zur Ermittlung von Wellenüberlaufparametern (mittlere Wellenüberlaufraten, individuelle Wellenüberlaufvolumina) empfohlenen Ansätze wurden im *Eurotop-Manual* getrennt für Deiche, Schüttsteinböschungen und vertikale Wände bzw. steil geneigte Böschungen zusammengefasst.

Empirische Methoden stellen eine vereinfachte Beschreibung der physikalischen Prozesse dar. Üblicherweise werden dimensionslose Gleichungen verwendet, um die mittlere Wellenüberlaufrate als Funktion der maßgebenden Wellen- und Bauwerksparameter zu ermitteln. Die Form und die Koeffizienten dieser dimensionslosen Gleichungen werden anhand von Modellversuchen oder Naturmessungen bestimmt.

Da die mittlere Wellenüberlaufrate sehr einfach im physikalischen Modell zu messen ist, wurden weltweit sehr viele Modellversuche sowohl im Rahmen der Grundlagenforschung für einfache Bauwerke als auch im Rahmen der angewandten Forschung für praktische Aufgaben durchgeführt. Im Rahmen des europäischen CLASH-Projektes wurde eine Datenbank mit mehr als 10.000 Modellversuchen zum Wellenüberlauf aufgestellt. Einige der Testserien der *CLASH-Datenbank* wurden auch zur Entwicklung empirischer Gleichungen verwendet. Diese empirischen Gleichungen sind dann auf bestimmte typische Bauwerksgeometrien wie flach geneigte Böschungen (z.B. Deiche), raue Böschungen (z.B. geschüttete Wellenbrecher) oder vertikale Bauwerke (z.B. Hochwasserschutzmauern) beschränkt.

Die generelle Form der Wellenüberlaufgleichung zur Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufraten lautet:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = a \exp\left(-bR_C/H_{m0}\right)$$

mit :

q = mittlere Wellenüberlaufrate [m<sup>3</sup>/(sm)] g = Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>] H<sub>m0</sub> = Wellenhöhe [m] a, b = empirische Koeffizienten [-] R<sub>C</sub> = Freibordhöhe [m].

Es handelt sich hierbei um eine exponentielle Gleichung unter Verwendung der dimensionslosen Wellenüberlaufrate  $q/(gH_{m0}^{-3})^{\frac{1}{2}}$  und der relativen Freibordhöhe R<sub>c</sub>/H<sub>m0</sub>. Dieser Gleichungstyp kann in einer logarithmischen Darstellung als Gerade dargestellt werden und ermöglicht somit den direkten Vergleich der Gleichungen für verschiedene Bauwerkstypen (Abb. 1).

Eine weitere Möglichkeit, verschiedene Bauwerkstypen miteinander zu vergleichen, ist die Darstellung der dimensionslosen mittleren Wellenüberlaufrate als Funktion der Böschungsneigung (Abb. 2). Eine vertikale Wand bedeutet  $\cot \alpha = 0$ . Steile glatte Böschungen stellen den Bereich zwischen  $1 \le \cot \alpha \le 3$  dar. Sehr steile Wände haben Neigungen zwischen  $0 < \cot \alpha < 1$ . Flache Ufermauern und Deiche haben Böschungsneigungen von  $\cot \alpha \ge 2$  bis 3. Abb. 2 zeigt Kurven für relative Freibordhöhen von  $R_c/H_{m0} = 1,5$  und 3,0.

Steile Böschungen ergeben bei gleicher relativer Freibordhöhe die größten Wellenüberlaufraten. Die Wellenüberlaufraten werden für flachere Böschungen in Abhängigkeit von der

6



Abb. 1: Vergleich von Wellenüberlaufformeln für verschiedene Bauwerkstypen



Abb. 2: Vergleich von Wellenüberlaufformeln für verschiedene Böschungsneigungen

Wellenperiode kleiner. Vertikale Wände ergeben unter gleichen Wellenbedingungen bei gleicher relativer Freibordhöhe weniger Wellenüberlauf als steile glatte Böschungen. Dies gilt nicht für hohe Bauwerke unter Druckschlagbedingungen.

#### 3.4.2 CLASH-Datenbank

Eine weitere Methode zur Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufraten stellt die *CLASH-Datenbank* dar, die auf der Grundlage gemessener mittlerer Wellenüberlaufraten in Modellversuchen und in der Natur aufgestellt wurde und mehr als 10 000 Modellversuche beinhaltet, die durch 31 verschiedene Parameter beschrieben werden. Die Verwendung der *CLASH-Datenbank* kann kompliziert sein und erfordert Erfahrung in der Verwendung der Eingangsdaten.

Jeder Modellversuch wird durch 29 geometrische und hydraulische Parameter sowie zwei Parameter zu Charakterisierung der Zuverlässigkeit und der Komplexität des Modellversuchs und des Bauwerks beschrieben. Die Datenbank steht als Excel-Datei zur Verfügung und beinhaltet eine Matrix mit 31 Spalten und mehr als 10 000 Reihen.

Wenn ein Anwender ein bestimmtes Bauwerk untersuchen möchte, so kann er in der Datenbank nach einem ähnlichen Bauwerk unter ähnlichen Wellenbedingungen mit gemessenen mittleren Wellenüberlaufraten suchen. Es kann also möglich sein, dass ein geometrisch ähnliches Bauwerk bereits unter den richtigen Wellenbedingungen untersucht wurde! Die Suche kann durch Verwendung von Filtern in der Excel-Datenbank durchgeführt werden. Eine umfangreiche Erklärung der Vorgehensweise wird im *Eurotop-Manual* gegeben.

#### 3.4.3 Neuronales Netz (NN)

Einfacher und schneller als die Verwendung der *CLASH-Datenbank* ist die Verwendung eines neuronalen Netzes (NN), das mit den Daten der *CLASH-Datenbank* trainiert wurde. Das neuronale Netz kann entweder automatisch auf einem PC laufen, oder in andere Simulationsverfahren eingebunden werden. Damit eignen sich neuronale Netze insbesondere in Kombination mit Risikoanalysen.

Künstliche neuronale Netze werden in vielen Gebieten und auch im Küsteningenieurwesen verwendet, so z.B. zur Ermittlung der Stabilität einer Steinschüttung, der Kräfte auf Wände, der Wellentransmission und des Wellenüberlaufs. Die Entwicklung eines neuronalen Netzes ist sinnvoll, wenn:

- der zu beschreibende Prozess sehr kompliziert ist und von einer Vielzahl von Eingangsparametern abhängt
- eine große Anzahl von Daten zur Verfügung stehen.

Dies waren u.a. die Gründe, das EU-CLASH-Projekt zu initiieren, in dem zwei neuronale Netze entwickelt wurden. Ein neuronales Netz ist das offizielle Netz des CLASH-Projektes, das von Delft Hydraulics entwickelt wurde. Es läuft als ausführbare Datei und kann von der CLASH-Homepage sowie der Eurotop-Homepage zusammen mit einem Handbuch heruntergeladen werden. Das zweite neuronale Netz wurde im Rahmen einer Dissertation an der Universität von Gent/Belgien entwickelt (VERHAEGHE, 2005). Dieses neuronale Netz wurde in einer MatLab®-Umgebung entwickelt und benötigt daher MatLab®.

In beiden Fällen basiert das neuronale Netz auf einer Struktur entsprechend Abb. 3 mit einer Eingabeebene aus 15 Eingangsparametern ( $\beta$ , h,  $H_{m0toe}$ ,  $T_{m-1,0toe}$ ,  $h_{\nu}$ ,  $B_{\nu}$ ,  $\gamma_{\beta}$  cot $\alpha_{d\nu}$ , cot $\alpha_{\mu\nu}$ ,  $R_{c}$ , B,  $h_{b}$ ,  $tan \alpha_{b}$ ,  $A_{c}$ ,  $G_{c}$ ) und einem Ausgabeparameter in der Ausgabeebene (d.h. der mittleren Wellenüberlaufrate q).

Die Eingabeebene des neuronalen Netzes erfordert 10 Bauwerksparameter und 4 hydraulische Parameter. Die hydraulischen Parameter sind Wellenhöhe, Wellenperiode, Wellenrichtung und Wassertiefe unmittelbar vor dem Bauwerk. Die Bauwerksparameter beschreiben nahezu jede mögliche Konfiguration durch Festlegung des Bauwerksfußes (2 Parameter), zweier Böschungen (inkl. einer vertikalen Wand und einer Wellenumlenkwand), einer Berme (2 Parameter) und der Bauwerkskrone (3 Parameter). Den zehnten Parameter stellt die Böschungsrauheit dar ( $\gamma_f$ ). Verschiedene Böschungsrauheiten können nicht berücksichtigt werden. Einen Überblick der verschiedenen Bauwerkskonfigurationen, die mit dem neuronalen Netz des CLASH-Projektes untersucht werden können, gibt Abb. 4.



Abb. 3: Aufbau eines neuronalen Netzwerks für Wellenüberlauf

Die Entwicklung eines neuronalen Netzes ist eine schwierige und komplizierte Aufgabe. Alle Daten müssen sehr sorgfältig verifiziert werden, und das Training eines neuronalen Netzes erfordert besondere Fähigkeiten. Auf der anderen Seite ist die Anwendung eines fertigen neuronalen Netzes sehr einfach und stellt auch einen unerfahrenen Anwender ohne Kenntnisse von neuronalen Netzen vor keine besonderen Probleme und Hürden! Dies ist der Grund, warum das neuronale CLASH-Netz Bestandteil des *Eurotop-Manuals* ist.

10



Abb. 4: Überblick möglicher Bauwerkskonfigurationen für das neuronale Netz

In vielen Fällen ist der Anwender nicht nur an einer, sondern an vielen Lösungen interessiert. Da die Eingabedatei keine Begrenzungen hinsichtlich der Anzahl von Eingabezeilen aufweist (= Anzahl der Berechnungen), ist es sehr einfach, einen oder mehrere Parameter zu variieren und einen Trend für eine bestimmte Veränderung dieses Parameters zu finden. Beispielhaft zeigt Abb. 5 wie verschiedene Maßnahmen (Kronenerhöhung, Berme auf Höhe des Bemessungswasserstandes, breitere Krone, Kronenmauer) den Wellenüberlauf beeinflussen. Das Ergebnis wurde mit dem CLASH-NN erzielt.



Abb. 5: Trendberechnung mit neuronalem Netz. Die Darstellung zeigt den Einfluss verschiedener konstruktiver Maßnahmen zur Reduktion der mittleren Wellenüberlaufrate

#### 3.4.4 PC-Overtop

*PC-Overtop* wurde zusammen mit dem Technical TAW-Report "Wave run-up and wave overtopping at dikes" für die Sicherheitsüberprüfung niederländischer Deiche entwickelt. Der TAW-Report wurde durch die Kapitel 5 bis 7 des *Eurotop-Manuals* ersetzt. Das Programm *PC-Overtop* basiert auf den dort angegebenen Gleichungen (s. Abschnitt 3.5 bis 3.7), wurde in diesem Zusammenhang für Nutzer des *Eurotop-Manuals* verfügbar gemacht und kann ebenfalls von der *Eurotop*-Homepage herunter geladen werden. Da das Programm für deichähnliche Bauwerksgeometrien entwickelt wurde, sollte es nur für geböschte Bauwerke eingesetzt werden. Um den Wellenüberlauf zu berechnen, wird das Bauwerk in einzelne Sektionen unterteilt, die durch x-y-Koordinaten beschrieben werden. Für jede Sektion kann ein unterschiedlicher Rauheitsbeiwert definiert werden. *PC-Overtop* kann alle relevanten

Überlaufparameter (mit Ausnahme von Strömungsgeschwindigkeiten und Schichtdicken) berechnen:

- Wellenauflaufhöhe R<sub>u.2%</sub>
- Mittlere Wellenüberlaufrate q
- Anteil überlaufender Wellen P<sub>ow</sub>
- Wellenüberlaufvolumen pro Welle V
- Bauwerkshöhe bei vorgegebener Wellenüberlaufrate z<sub>K</sub>

Die größten Vorteile von PC-Overtop sind somit:

- Jedes geböschte Bauwerk kann untersucht werden,
- Unterschiedliche Böschungsrauheiten werden berücksichtigt,
- Verschiedene Wellenüberlaufparameter werden berechnet, nicht nur mittlere Wellenüberlaufraten.

*PC-Overtop* ist nicht in der Lage, Wellenüberlaufparameter für vertikale, raue und durchlässige Bauwerke zu berechnen. Dies ist als größter Nachteil des Verfahrens zu sehen.

Ein typischer Deichquerschnitt, der sehr gut für die Berechnung mit *PC-Overtop* geeignet ist, ist in Abb. 6 dargestellt.



Abb. 6: Beispiel für einen komplexen Deichquerschnitt

#### 3.4.5 Numerische Modellverfahren

Unter hydraulischen oder geometrischen Randbedingungen, für die keine Modellversuche existieren oder die oben beschriebenen Methoden keine vertrauenswürdigen Ergebnisse liefern, werden weitere Methoden empfohlen. Eine Anzahl numerischer Modellverfahren stehen hierfür zur Simulation des Wellenüberlaufprozesses zur Verfügung. Die numerischen Modellverfahren vereinfachen den Wellenüberlaufprozess und sind somit auf bestimmte Bauwerkstypen und Wellenbedingungen beschränkt. Im Allgemeinen benötigen numerische Modellverfahren eine Kalibrierung und Validierung der Ergebnisse für eine erfolgreiche Nutzung. Theoretisch können validierte numerische Modellverfahren dann auch auf beliebige Geometrien angewandt werden. Die Verwendung von numerischen Modellen ist allerdings auf wenige Nutzer beschränkt, die ein entsprechendes Verfahren besitzen, da deren Entwicklung zeit- und kostenintensiv ist.

Realistische Simulationen von Wellenüberlauf sollten in der Lage sein, die Prozesse Shoaling, Wellenbrechen, Druckschläge am Bauwerk und den eigentlichen Wellenüberlauf zu simulieren. Wellenbelastungen von durchlässigen Bauwerken mit hoher Durchlässigkeit können nur dann im Modell nachvollzogen werden, wenn die Strömungsprozesse im porösen Medium aber auch die Austauschprozesse in das Bauwerk hinein sowie aus dem Bauwerk heraus berücksichtigt werden können. Weiterhin sollten numerische Modelle in der Lage sein, mehr als 1000 Wellen zu simulieren, um vertrauenswürdige Wellenüberlaufergebnisse zu liefern.

Zurzeit existieren keine numerischen Modelle, die in der Lage sind, alle oben genannten Kriterien zu erfüllen und den Wellenüberlauf genau und in kurzer Zeit zu simulieren. Vermutlich werden noch Jahre vergehen, bis entsprechende Modelle vorliegen. Allerdings existieren einige Modellsysteme, die einen Teil der vorgegebenen Kriterien erfüllen. Diese Modellsysteme können in zwei Kategorien klassifiziert werden: Modellsysteme auf Basis der nichtlinearen Flachwassergleichungen (NLSW) und auf der Grundlage der Navier-Stokes-Gleichungen. Diese prinzipiellen Modellverfahren werden im Folgenden hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit sowie der mathematischen Grundlagen diskutiert.

#### Modellverfahren auf der Grundlage der Navier-Stokes Gleichungen

Die Strömung in Navier-Stokes-Modellen wird generell anhand zweier unterschiedlicher Modelltechniken nachgebildet: Die *Volume of Fluid* (VOF) Methode (HIRT u. NI-CHOLS, 1981) und die *Smooth Particle Hydrodynamics* (SPH) Methode (MONAGHAN, 1994). Beide Methoden benötigen eine detaillierte Beschreibung des Strömungsraumes. Die Navier-Stokes-Gleichungen müssen dann für jeden Punkt des Strömungsraumes (Gitterknoten, Partikel) gelöst werden. Trotz der üblichen Beschränkung auf zwei Dimensionen und zwei bis drei Wellenlängen benötigen diese Modelle ein Vielfaches der Echtzeit für die Simulation eines gleichen Zeitschritts.

Ein Modellverfahren auf der Basis der Navier-Stokes-Gleichungen ist zum Beispiel das VOF-Verfahren Skylla. Es wurde für eine große Bandbreite von Anwendungsfällen bei hoher Genauigkeit und einer detaillierten Beschreibung des Strömungsfeldes für verschiedene Bauwerkstypen, auch durchlässige Bauwerke entwickelt. Skylla ist in der Lage, Strömungen mit freier Oberfläche und poröse Strömungen zu simulieren. Allerdings ist das Verfahren auf regelmäßige Wellen beschränkt, da der Rechenaufwand für Wellenspektren zu hoch ist.

Auch wenn der Rechenaufwand sehr hoch ist, können diese Modellverfahren eine gute Beschreibung des Druck- und Strömungsfeldes im porösen Medium und der Belastungen durch brechende Wellen inkl. Druckschläge geben. Die Berechnung der Wellentransformation und des Wellenauflaufes für regelmäßige Wellen ist möglich, allerdings ist die Untersuchung des Wellenüberlaufes nur für einige wenige unregelmäßige Wellen möglich.

#### Modellverfahren auf der Grundlage der nichtlinearen Flachwassergleichungen

Die eindimensionalen Flachwassergleichungen wurden ursprünglich zur Simulation von horizontalen Strömungsprozessen entwickelt. Die Gleichungen beschreiben die Wassertiefe und die horizontalen Strömungsgeschwindigkeiten zeit- und ortsabhängig. Vertikale Strömungsgeschwindigkeiten werden vernachlässigt und lediglich hydrostatische Druckverhältnisse berücksichtigt. Die nichtlinearen Flachwassergleichungen (NLSW) können aus den Navier-Stokes-Gleichungen abgeleitet werden und vereinfachen das mathematische Problem stark. Sie erlauben jedoch realistische, vereinfachte und schnelle Simulationen der Strömungsprozesse.

Damit die Annahmen gültig sind, dürfen diese Verfahren nur unter Flachwasserverhältnissen angewandt werden (h/L < 0.05). Weiterhin wird vorausgesetzt, dass die Wellen im untersuchten Bereich entweder brechen oder bereits gebrochen sind. Mathematisch wird in diesem Zusammenhang vorausgesetzt, dass sich Wellen wie Boren ausbreiten (HIBBERD u. PEREGRINE, 1979). Verfahren auf der Grundlage der NLSW-Gleichungen können auch die Prozesse an der Bauwerkskrone simulieren.

ODIFLOCS (VAN GENT, 1994) ist ein eindimensionales, zeitabhängiges Verfahren zur Simulation des bauwerksnormalen Wellenangriffs auf durchlässige und nicht-durchlässige Bauwerke. Das NLSW-Modellverfahren wurde mit einem Verfahren zur Simulation der Strömungsprozesse im porösen Medium gekoppelt (KOBAYASHI et al., 1987). Auf diese Weise können die Infiltration und die Durchströmung eines porösen Mediums getrennt von der Simulation der Prozesse mit freier Oberfläche simuliert werden. ODIFLOCS wurde entwickelt, um Durchlässigkeitskoeffizienten, Wellentransmission sowie den Einfluss des Wellenspektrums auf den Wellenauflauf und Wellenüberlauf abzuschätzen.

Das ANEMONE-Modellverfahren wurde von DODD (1998) entwickelt und kann sowohl im ein- als auch zweidimensionalen Bereich (horizontal) eingesetzt werden (CLARKE et al., 2004). Die landwärtigen Randbedingungen sowohl für die Strömung im porösen Medium als auch für die Strömung mit freier Oberfläche können als offene oder geschlossene Randbedingung modelliert werden (nicht bzw. voll reflektierende Randbedingung). Das Verfahren ist in der Lage, Stürme mit bis zu 1000 Wellen ohne großen Rechenaufwand zu simulieren und den Wellenüberlauf jeder einzelnen Welle zu bestimmen.

Diese und ähnliche numerische Modellverfahren sind sehr wertvolle Werkzeuge zur Ermittlung des Wellenüberlaufverhaltens, wenn z.B. Änderungen des Bauwerks vorgesehen sind. So sind z.B. lange Simulationszeitreihen für verschiedene Seegangsszenarien und unterschiedliche Bauwerksgeometrien geeignete Anwendungsfälle für numerische Modellverfahren. Die berechneten absoluten Wellenüberlaufraten sind allerdings bedingt vertrauenswürdig, da sie sehr stark vom Aufbau des Modells wie z.B. der Lage der seewärtigen Randbedingung abhängen. Die absolute Differenz zwischen zwei ähnlichen Simulationsläufen liefert dagegen realistische Informationen.

#### 3.4.6 Hydraulischer Modellversuch

Eine weitere Methode stellt der hydraulische Modellversuch dar, bei dem der Wellenüberlauf in einem skalierten Modell unter korrekt skalierten Wellenbedingungen untersucht wird. Üblicherweise werden Modellversuche zum Wellenüberlauf im Modellmaßstab von 1:20 bis 1:60 durchgeführt; in ausgewählten Großforschungseinrichtungen können aber auch Modellmaßstäbe von 1:2 und mehr erreicht werden. Hierbei sind ggf. Maßstabseffekte zu berücksichtigen. Die einzelnen Wellen werden im Modell zufällig unter Berücksichtigung eines vorgegebenen Wellenspektrums erzeugt. Dabei können sowohl einfache Bauwerksquerschnitte im Wellenkanal (2-D) als auch komplizierte Strukturen mit Krümmungen, Übergängen ggfs. in einem Wellenbecken (3-D) untersucht werden. Hydraulische Modellversuche sind geeignet, außer mittleren Wellenüberlaufraten auch weitere Wellenüberlaufparameter wie Überlaufgeschwindigkeiten, Schichtdicken, etc. zu ermitteln.

Bei der Durchführung von hydraulischen Modellversuchen sind insbesondere Modellund Maßstabseffekte zu beachten.

Modelleffekte können durch nicht naturgetreue Nachbildung des Modells und der maßgebenden Kräfte sowie aufgrund der Datenerfassung und Datenanalyse entstehen. Ursachen von Modelleffekten stellen das Bauwerk in der Natur (z.B. Entwicklung der Unterwassertopographie), die Konstruktion im Modell (z.B. Oberflächenrauheit), die Randsteuerung (z.B. Wellengenerierung), die Messung (z.B. Position und Art des Messgeräts), die Datenerfassung (z.B. Abtastrate), die Datenanalyse (z.B. Analysezeitraum) sowie vernachlässigte Prozesse (z.B. Wind, Strömungen) dar.

Maßstabseffekte entstehen aufgrund der Verletzung bzw. mangelhaften Erfüllung der maßgeblichen Ähnlichkeitsgesetze im verkleinerten Modell. Hierzu zählen eine Verletzung der Ähnlichkeit in den Schwerekräften, Reibungskräften sowie der Oberflächenspannung. Grenzwerte zur Vermeidung von Maßstabseffekten sind in Tab. 2 dargestellt.

Prozess	Maßgebliche Kräfte	Modellgesetz	Grenzwerte
Wellenausbreitung	Schwerekräfte Reibungskräfte Oberflächenspannung	Fr <sub>w</sub> , Re <sub>w</sub> , We	$Re_W > Re_{W, krit} = 1 \cdot 10^4$ T > 0,35 s; d > 2,0 cm
Wellenbrechen	Schwerekräfte Reibungskräfte Oberflächenspannung	Fr <sub>w</sub> , Re <sub>w</sub> , We	$Re_W > Re_{W, krit} = 1 \cdot 10^4$ T > 0,35 s; d <sub>b</sub> > 2,0 cm
Wellenauflauf	Schwerekräfte Reibungskräfte Oberflächenspannung	Fr <sub>A</sub> , Fr <sub>q</sub> Re <sub>q</sub> , We	$Re_{q} > Re_{q, krit} = 10^{3}$ $We > We_{krit} = 10$
Wellenüberlauf	Schwerekräfte Reibungskräfte Oberflächenspannung	Fr <sub>A</sub> , Fr <sub>q</sub> Re <sub>q</sub> , We	$\operatorname{Re}_{q} > \operatorname{Re}_{q,  \mathrm{krit}} = 10^{3}$ $\operatorname{We} > \operatorname{We}_{\mathrm{krit}} = 10$

Tab. 2: Grenzwerte zur Vermeidung von Maßstabseffekten

Mit:  $Fr_W = c/(g \cdot d)^{1/2}$ ;  $Fr_A = v_A/(g \cdot h_A)^{1/2}$ ;  $Fr_q = V_A/(2 \cdot g \cdot A)$ ;  $Re_W = c \cdot d/v$ ;  $Re_q = (A-R_C)^2/(v \cdot T)$ );  $We = V_A \cdot h_A \cdot p_W/o_W$ 

#### 3.4.7 Empfehlungen zur Auswahl einer geeigneten Methode

Ein internet-basiertes *Calculation Tool* wurde zusammen mit dem *Eurotop-Manual* entwickelt (s. auch Abschnitt 4). Elemente des *Calculation Tools* sind:

- *Empirical Calculator*: Der *Empirical Calculator* wurde mit den wesentlichen empirischen Gleichungen der Kapitel 5, 6 und 7 programmiert (s. auch Abschnitte 3.5 bis 3.7)
- *PC-Overtop*: *PC-Overtop* beinhaltet alle Ansätze zur Berechnung mittlerer Wellenüberlaufraten in Kapitel 5 (s. Abschnitt 3.4.4)
- *Neural Network*: Das NN wurde im Rahmen des *CLASH-Projektes* für mittlere Wellenüberlaufraten ermittelt (s. Abschnitt 3.4.3)
- *CLASH-Database*: Die *CLASH-Datenbank* besteht aus einer Liste von Eingabeparametern und mittleren Wellenüberlaufraten für ca. 10 000 Versuche (s. Abschnitt 3.4.2).

Keine dieser Methoden gibt das "beste Ergebnis". Die zuverlässigste Methode hängt vom Typ und der Komplexität des Bauwerks sowie von der Konformität mit den zugrunde-

16

liegenden Annahmen ab. Um eine Methode auszuwählen oder zu entscheiden, welche Ergebnisse einer bestimmten Methode zu berücksichtigen sind, ist der Ursprung einer jeweiligen Methode zu berücksichtigen. Um diese Entscheidung zu erleichtern, werden im Folgenden einige allgemeine Hinweise gegeben:

- Für einfache, zusammengesetzte oder sehr steile Wände, die den Idealisierungen in Kap. 7 entsprechen, sind die Ergebnisse des *Empirical Calculators* vertrauenswürdiger als die Ergebnisse der anderen Methoden, da entsprechende Modellversuche weder im NN noch in der *CLASH-Datenbank* vorliegen bzw. *PC-Overtop* nicht anwendbar ist.
- Für einfache Deiche und flach geneigte Böschungen mit durchgehender Böschungsrauheit wurden zahlreiche Versuche für die Entwicklung der Gleichungen im *Empirical Calculator* verwendet. Daher handelt es sich hierbei um die zuverlässigste und einfachste Methode. *PC-Overtop* ist genauso einfach; allerdings ist eine unabhängige Überprüfung kompliziert. Die *CLASH-Datenbank* und das NN werden zuverlässiger, wenn das Bauwerk komplizierter wird.
- Schüttsteinböschungen und raue Oberflächen sollten mit dem *Empirical Calculator* berechnet werden. Bauwerke mit geringer Durchlässigkeit können auch mit *PC-Overtop* untersucht werden. Bauwerke mit Kronenmauer sollten bevorzugt mit der Datenbank oder dem NN untersucht werden.
- Für komplexe Bauwerke mit vielen Elementen sollten bevorzugt *PC-Overtop* (wenn anwendbar), die *CLASH-Datenbank* oder das NN verwendet werden.

Die Nutzung aller Methoden beinhaltet diverse Vereinfachungen gegenüber der tatsächlichen Situation. Je weiter das Bauwerk oder die Randbedingungen von den Annahmen und Randbedingungen der einzelnen Methoden abweichen, umso unzuverlässiger sind die Ergebnisse und die Unsicherheiten größer. Daher kann es im Einzelfall erforderlich sein, physikalische Modellversuche durchzuführen.

#### 3.5 Deiche und geneigte Ufermauern

Eine exakte Beschreibung des Wellenauflauf- und Wellenüberlaufvorgangs für Seedeiche und flach geneigte Ufermauern ist aufgrund der stochastischen Natur des Wellenbrechens und des Wellenauflaufvorgangs sowie der zahlreichen Einflussfaktoren auf den Wellenauflauf und Wellenüberlauf nicht möglich. Daher werden sowohl der Wellenauflauf als auch der Wellenüberlauf für Deiche und flach geneigte Ufermauern überwiegend auf der Grundlage experimentell bestimmter empirischer Gleichungen beschrieben. Der Einfluss von Rauheitselementen, Kronenmauern, Bermen und anderen Faktoren wird durch Korrekturbeiwerte berücksichtigt.

Wellenüberlauf tritt bei Deichen auf, wenn die Kronenhöhe niedriger als der höchste Wellenauflauf ist. Daraus folgt die Freibordhöhe, die definiert ist als der vertikale Abstand zwischen dem Bemessungswasserstand und der Kronenhöhe. Wellenüberlauf hängt exponentiell von der Freibordhöhe ab und nimmt bei abnehmender Freibordhöhe zu. Üblicherweise wird Wellenüberlauf in Form einer mittleren Wellenüberlaufrate in der Einheit  $m^3/(s \cdot m)$  bzw. Liter/( $s \cdot m$ ) angegeben.

Zahlreiche experimentelle Untersuchungen wurden zur Bestimmung der mittleren Wellenüberlaufrate für Deiche durchgeführt. Diese Untersuchungen zeigen, dass die experimentellen Ergebnisse gut durch eine exponentielle Funktion beschrieben werden können.



Abb. 7: Wellenauflauf und Wellenüberlauf für Deiche und flache Ufermauern (schematische Darstellung)

$$Q_* = Q_0 \exp(-bR_*)$$

mit: Q<sub>\*</sub> = dimensionslose Wellenüberlaufrate

 $R_*$  = dimensionslose Freibordhöhe.

Für Deiche werden im *Eurotop-Manual* Funktionen für die probabilistische Bemessung bzw. für den Vergleich mit Messungen sowie Funktionen für die deterministische Bemessung empfohlen:

Probabilistische Bemessung:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4.75 \frac{R_C}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_\nu}\right)$$
  
mit einem Maximum von: 
$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \frac{R_C}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

In dieser Funktion stellen q die mittlere Wellenüberlaufrate, g die Erdbeschleunigung,  $H_{m0}$  die Wellenhöhe, tan $\alpha$  die Neigung der Außenböschung,  $\gamma_b$  den Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung einer Berme,  $\gamma_f$  den Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Böschungsrauheit,  $\gamma_{\beta}$  den Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Wellenangriffsrichtung,

γ<sub>v</sub> den Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung einer Kronenmauer, R<sub>C</sub> die Freibordhöhe und ξ<sub>m-1.0</sub> die Brecherkennzahl unter Berücksichtigung der Wellenperiode T<sub>m-1.0</sub> dar.

Die Zuverlässigkeit dieser Funktion wird dadurch beschrieben, dass die beiden Koeffizienten 4,75 und 2,6 als Mittelwert einer Normalverteilung mit der Standardabweichung 0,5 bzw. 0,35 angesetzt werden.

Deterministische Bemessung:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left(-4.3 \frac{R_C}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_\nu}\right)$$

mit einem Maximum von:  $\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.3 \frac{R_C}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$ 

Im Rahmen einer deterministischen Bemessung wird empfohlen, die mittlere Wellenüberlaufrate im Vergleich zur Gleichung für die probabilistische Bemessung um eine Standardabweichung des Koeffizienten 4,75 bzw. 2,6 zu erhöhen. Ein Vergleich der beiden Gleichungen für brechende Wellen ist in Abb. 8 dargestellt.

Zusätzlich werden im *Eurotop-Manual* auch Ansätze für Flachwasserbereiche, in denen das Wellenspektrum durch starkes Wellenbrechen verformt wird, und extreme Wellenüberlaufbedingungen (Freibordhöhe Null und negative Freibordhöhe) empfohlen. Einflussfaktoren auf den Wellenüberlauf, die sich aus der Böschungsrauheit, dem Einfluss der Wellenangriffsrichtung, Bermen und Knicken in der Deichaußenböschung und durch Kronenmau-



Abb. 8: Vergleich der Gleichungen zur Bestimmung der mittleren Wellenüberlaufrate bei Deichen (probabilistische und deterministische Bemessung)

ern ergeben, werden diskutiert und dargestellt. Die Beschreibung der Wellenüberlaufströmung auf der Grundlage von Schichtdicken und Strömungsgeschwindigkeiten wird ebenfalls diskutiert, und entsprechende Ansätze werden empfohlen.

#### 3.6 Schüttsteinböschungen und Böschung mit rauer Oberfläche

Im Gegensatz zu Deichen spielen die Porosität und die Oberflächenrauheit eine wichtige Rolle bei der Ermittlung des Wellenauflaufs und des Wellenüberlaufs für Schüttsteinböschungen und raue Oberflächen. Während insbesondere bei Seedeichen die Wellenauflaufhöhe  $R_{u,2\%}$ , d.h. die Auflaufhöhe, die von 2 % aller ankommenden Wellen überschritten wird, früher eine wesentliche Bemessungsgröße war, spielte die Wellenüberlaufrate bei Schüttsteinböschungen schon immer eine entscheidende Rolle. Die Gleichungen zur Bestimmung der mittleren Wellenüberlaufrate für Schüttsteinböschungen entsprechen den Gleichungen für Deiche, wobei aufgrund der Steilheit der Außenböschung (1:n = 1:1,5) überwiegend nicht-brechende Wellen relevant sind. Die Rauheit der Böschung ist nach Tab. 3 zu berücksichtigen.

Probabilistische Bemessung:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.6 \frac{R_C}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

Deterministische Bemessung:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.3 \frac{R_C}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

Type of armour layer	$\gamma_{ m f}$
Smooth impermeable surface	1.00
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40
Cubes (1 layer, random positioning)	0.50
Cubes (2 layers, random positioning)	0,47
Antifers	0.47
HARO's	0.47
Accropode™,	0.46
Xbloc®	0.45
CORE-LOC®	0.44
Tetrapods	0.38
Dolosse	0.43

20

Auch für Schüttsteinböschungen werden Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung der Wellenangriffsrichtung sowie der Wirkung von Bermen und Kronenmauern angegeben. Zusätzlich werden Empfehlungen zur Berücksichtigung von Maßstabseffekten und Windeffekten gegeben. Vergleiche von Naturmessungen und experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass beide Effekte hier – im Gegensatz zu flach geneigten glatten Seedeichböschungen – einen Einfluss auf die mittlere Wellenüberlaufrate haben können. Ansätze zur Berücksichtigung von Maßstabs- und Windeffekten sind daher gegebenenfalls bei der Wellenüberlaufrechnung zu berücksichtigen.



Abb. 9: Mittlere Wellenüberlaufraten für 1:1,5 geneigte glatte und raue Böschungsoberflächen

#### 3.7 Vertikale Bauwerke

Dieses Kapitel gibt Empfehlungen zur Berechnung des Wellenüberlaufs für vertikale und steile Hochwasserschutz- und Küstenschutzbauwerke wie Caissonwellenbrecher, Uferund Hochwasserschutzmauern. Auch zusammengesetzte vertikale bzw. steile Bauwerke mit Bermen, Wellenumlenkern, etc. werden berücksichtigt. Im Gegensatz zu den beiden vorangegangenen Kapiteln sind einige wesentliche Unterschiede zu vermerken:

• Wellenauflauf spielt keine Rolle. Die Definition ist auch schwierig, insbesondere wenn eine brechende oder gebrochene Welle das Bauwerk erreicht und nach oben umgelenkt wird.

- Die Beschreibung der physikalischen Prozesse am Bauwerk selber ist komplizierter als bei den anderen Bauwerkstypen. Unterscheidungen für nicht-brechende Wellen, brechende Wellen, Druckschlagbedingungen und gebrochene Wellen in Abhängigkeit des jeweiligen Bauwerkstyps sind erforderlich. Dies erfordert die Festlegung des jeweiligen Wellenüberlaufverhaltens in Abhängigkeit von kennzeichnenden Parametern.
- Der Windeinfluss ist zu berücksichtigen.

Wie bereits erwähnt, hat das Brechverhalten der Wellen einen entscheidenden Einfluss auf den Wellenüberlauf. Ist die Wellenhöhe im Verhältnis zur lokalen Wassertiefe klein und die Wellensteilheit gering, so treten bei steilen und vertikalen Böschungen nicht-brechende Wellenbedingungen auf (Abb. 10). Druckschlagbedingungen treten auf, wenn die Wellenhöhe durch Shoaling vor oder auf dem Bauwerk zunimmt und groß im Verhältnis zur Wassertiefe wird. Unter diesen Verhältnissen kann starkes Wellenbrechen auftreten und die resultierenden Kräfte können das 10- bis 40-fache nicht-brechender Wellen betragen. Wellenüberlauf unter diesen Bedingungen ist charakterisiert durch einen starken Wellenüberlaufstrahl mit hohem Lufteinschluss. Zwischen den brechenden und den nicht-brechenden Wellen gibt es einen kleinen Bereich, der durch eine extreme vertikale Bewegung des Wellenüberlaufstrahls gekennzeichnet ist. Dieses Phänomen wird als flip-through-Verhalten beschrieben. Da jedoch die Wellenüberlaufraten denen der brechenden Wellen entsprechen, wird dieser







Abb. 10: Wellenüberlaufverhalten einer nicht-brechenden (oben), brechenden (Mitte) und gebrochenen Welle (unten)

Bereich nicht gesondert behandelt. Abschließend sind noch die gebrochenen Wellen zu erwähnen. Dabei trifft eine Wassermasse unter hohem Luftgehalt auf das Bauwerk. Einige Fotos sollen das Wellenüberlaufverhalten unter verschiedenem Brechverhalten verdeutlichen (Abb. 10).

Zur Unterscheidung des Brechverhaltens werden zwei verschiedene Parameter verwendet. Für senkrechte Bauwerke kann das Brechverhalten durch einen Parameter h<sub>\*</sub> beschrieben werden (nicht brechende Wellen  $h_* > 0,3$ , brechende Wellen  $h_* < 0,2$ ;  $h_s =$  Wassertiefe am Bauwerksfuß):

$$h_* = 1.35 \frac{h_S}{H_{m0}} \frac{2\pi h_S}{gT_{m-1,0}^2}$$

Für zusammengesetzte Bauwerke (composite structures) wird ein anderer Parameter verwendet (d = Wassertiefe über der Berme des Bauwerks):

$$d_* = 1.35 \frac{d}{H_{m0}} \frac{2\pi h_S}{gT_{m-1,0}^2}$$

Anschließend können, wie bereits für die beiden anderen Bauwerkstypen, die mittleren Wellenüberlaufraten auf der Grundlage exponentieller Gleichungen bestimmt werden. Dazu werden einige Unterscheidungen in Abhängigkeit des Bauwerkstyps durchgeführt:

- Einfache senkrechte Wand
- Geneigte, jedoch sehr steile Wände
- Zusammengesetzte vertikale Uferwände und -mauern.

Beispielhaft sollen hier die Wellenüberlaufgleichungen für einfache vertikale Wände und Mauern dargestellt werden.

Probabilistische Bemessung, nicht brechende Wellen:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.04 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \text{ gültig für } 0,1 < R_C/H_{m0} < 3,5$$

Deterministische Bemessung, nicht brechende Wellen:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.04 \exp\left(-1.8 \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \text{gültig für } 0,1 < \text{R}_{\text{C}}/\text{H}_{m0} < 3,5$$

Probabilistische Bemessung, brechende Wellen:

$$\frac{q}{h_*^2 \sqrt{g h_s^3}} = 1.5 \times 10^{-4} \left(h_* \frac{R_c}{H_{m0}}\right)^{-3.1} \text{ gültig für 0,03} < h_* \text{ R}_{\text{C}}/\text{H}_{\text{m0}} < 1,0$$

Deterministische Bemessung, brechende Wellen:

$$\frac{q}{h_*^2 \sqrt{g h_s^3}} = 2.8 \times 10^{-4} \left( h_* \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{-3.1} \text{ gültig für 0,03 < h_* R_C/H_m0 < 1,0}$$

Es werden Hinweise zum Einfluss des schrägen Wellenangriffs, einer Wellenumlenkwand und des Windes auf den Wellenüberlauf gegeben. Hierbei ist zu beachten, dass diese Einflussfaktoren auch das Wellenbrechen beeinflussen. Daher kann nicht mit einfachen Korrekturbeiwerten wie in den Kapiteln 3.5 und 3.6 gerechnet werden.

Abschließend werden Hinweise zur Berechnung von Wellenüberlaufvolumina, Wellenüberlaufgeschwindigkeiten sowie zur Verteilung der Wellenüberlaufvolumina hinter einem Hochwasserschutzbauwerk gegeben.

Um das *Eurotop-Manual* zu vervollständigen, wurde eine Website aufgebaut, um dem Anwender die Nutzung der einzelnen Methoden zu erleichtern und einfache Tools zur Berechnung des Wellenüberlaufs für verschiedene Bauwerkstypen zur Verfügung zu stellen.



Abb. 11: Calculation Tool - Introduction

#### http://www.overtopping-manual.com

Die erste Internet-Seite des *Calculation Tools* stellt eine Liste der wesentlichen Bauwerkstypen und der möglichen Methoden zur Wellenüberlaufermittlung dar. Um den Wellenüberlauf für ein bestimmtes Bauwerk zu berechnen, ist lediglich auf die Liste der Methoden rechts vom Bauwerk zu clicken, um zur Eingabeseite zu gelangen (Abb. 11).

Wurde ein Bauwerk ausgewählt (hier: flach geneigte Böschung), die Methode gewählt (hier: *Empirical Calculator*), so müssen nur noch die Eingabeparameter in die entsprechenden Boxen eingetragen werden (Abb. 12). Durch Click auf den Button "Calculate Overtopping Rate" wird die mittlere Wellenüberlaufrate berechnet.



Abb. 12: Empirical Calculator für einfache Böschungen

#### 5. Danksagung

Das Eurotop-Manual wurde in Großbritannien von der Environmental Agency (EA), in Deutschland vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) und in den Niederlanden von Rijkswaterstaat finanziert.

Besonderer Dank gilt auch den Mitgliedern des Steering-Committees: C. Mitchell (EA), M. Owen (EA), D. Thomas (Faber Manusell), P. van den Berg (Hoogheemraadschap Rijnland), H. van der Sande (Waterschap Zeeuwse Eilanden), M. Klein Breteler (Delft Hydraulics) und D. Schade (Ingenieurbüro Mohn).

#### 6. Schriftenverzeichnis

#### a.) Eurotop-Manual

PULLEN, T.; ALLSOP, N. W. H.; BRUCE, T.; KORTENHAUS, A.; SCHÜTTRUMPF, H. and VAN DER MEER, J. W.: Eurotop – Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. <u>www.overtopping-manual.com</u>, 2007.

#### b.) Sonstiges Schrifttum

- CLARKE, S.; DODD, N. and DAMGAARD, J.: Flow on and in a Porous Beach. ASCE J. Waterway, Port, Coast & Ocean Eng., 2003.
- DODD, N.: A Numerical Model of Wave Run-up, Overtopping and Regeneration. Proc ASCE, Jo. Waterway, Port, Coast & Ocean Eng., Vol 124, No 2, pp 73–81, ASCE, New York, 1998.
- HIBBERD, S. and PEREGRINE, D. H.: Surf and Run-up on a Beach: a Uniform Bore. Journal of Fluid Mechanics, Vol. 95, and part 2, pp. 323–345, 1979.
- HIRT, C. W. and Nichols, B. D.: Volume of Fluid Method for the Dynamics of Free Boundaries. Journal of Comp. Physics, Vol. 39, pp. 201–225, 1981.
- KOBAYASHI, N.; OTTA, A. K. and ROY, I.: Wave Reflection and Run-up on Rough Slopes. J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 3, pp. 282–298, 1987.
- MONAGHAN, J. J.: Simulating Free Surface Flows with SPH. J. of Comp. Physics, 110: 499–406, 1994.
- VAN GENT, M. R. A.: The Modelling of Wave Action on and in Coastal Structures. Coastal Engng. 22, pp. 311–339, 1994.
- VERHAEGHE, H.; VAN DER MEER, J. W.; STEENDAM, G-J.; BESLEY, P.; FRANCO, L. and VAN GENT, M. R. A.: Wave Overtopping Database as the Starting Point for a Neural Network Prediction Method. ASCE, Proc. Coastal Structures 2003, Portland, Oregon, pp. 418–430, 2003.

Auf eine ausführliche Liste der Referenzen wurde im Zusammenhang mit dieser Kurzfassung des *Eurotop-Manuals* verzichtet. Mehr als 175 relevante Literaturangaben zu den Themen Wellenauflauf und Wellenüberlauf sind Bestandteil des *Eurotop-Manuals*.

26

#### Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft Mies-van-der-Rohe-Straße 1 52056 Aachen Germany E-Mail: schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de

Dr.-Ing. Andreas Kortenhaus Leichtweiss-Institut für Wasserbau Beethovenstr. 51a 38106 Braunschweig Germany E-Mail: a.kortenhaus@tu-bs.de

Dr. Jentsje van der Meer Van der Meer Consulting B.V. P.O.Box 423 8440 AK Heerenveen The Netherlands E-Mail: jm@vandermeerconsulting.nl

Dr. Tim Pullen HR Wallingford Howbery Park Wallingford Oxon OX10 8BA United Kingdom E-Mail: t.pullen@hrwallingford.co.uk

Prof. William Allsop Howbery Park Wallingford Oxon OX10 8BA United Kingdom E-Mail: w.allsop@hrwallingford.co.uk

Dr. Tom Bruce University of Edinburgh School of Engineering & Electronics King's Buildings Edinburgh EH9 3JL United Kingdkom E-Mail: tom.bruce@ed.ac.uk

## Neue Untersuchungen zur Schrumpfung, Durchsickerung und Aufweichung von Deichabdeckböden bei Extremsturmfluten in Schleswig-Holstein

Von Helmut Temmler

#### Zusammenfassung

Für schleswig-holsteinische Deichabdeckböden von sehr unterschiedlichen Körnungs- und plastischen Eigenschaften werden die aus Saugspannungs- und Schrumpfversuchen abgeleiteten Beziehungen zwischen verschiedenen bodenkundlichen und geotechnischen Parametern (volumetrischer Wassergehalt, Wasserspannung, prozentuale Volumenänderung, Feuchte- und Porenziffer, Tonanteil, Fließgrenzwassergehalt) dargestellt und analysiert.

Weitere Schwerpunkte waren Untersuchungen zur Infiltrationsgeschwindigkeit sowie zu den Festigkeits- und Wassergehaltsveränderungen des Deichbodens während des in-situ-Infiltrationsversuches sowie nach mehrtägiger Aufsättigung ungestörter Zylinderproben im Erdbaulabor.

Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen werden Prognosen zum wahrscheinlichen Verhalten verschiedener Deichabdeckböden bei lang anhaltenden Starkniederschlägen sowie unter Wellenüberschlag bei Extremsturmfluten abgegeben.

#### Summary

For silty and clayey liners on dikes in Schleswig-Holstein with material of very different grain size distribution and plastic characteristics in the unsaturated zone correlations between different soil and geotechnical properties like volumetric water content, water suction, change of soil volume, void ratio, moisture ratio, clay content and liquid limit are described.

Other main points were investigations concerning in-situ-velocity of infiltration and change of vane shear strength with increasing water content under the dike crest and on undisturbed saturated specimens in the geotechnical laboratory.

From the results of these investigations forecasts were given to the probability of strength behaviour of dike liners for continuous strong rainfall or under wave overtopping during extreme storm tides.

#### Inhalt

1.	Einleitung	8
2.	Untersuchte Deichstandorte	0
3.	Infiltrationsversuche	5
4.	Versuche zur Wasserspannungscharakteristik 4	0
5.	Schrumpfversuche	4
6.	Scherversuche	9
7.	Festigkeitsversuche an Geschiebeböden 5	8
8.	Schlussfolgerungen	9
9.	Schriftenverzeichnis	2

#### 1. Einleitung

Im Rahmen einer Untersuchung zur Interaktion von Wellenüberlauf und den Eigenschaften von Deichabdeckböden wurden u.a. Großversuche an einem künstlichen Deich im Großen Wellenkanal der Universität Hannover mit unterschiedlichen Wellenüberlaufspektren und -mengen durchgeführt (MÖLLER et al., 2002). Bei allen drei untersuchten, verdichtet eingebauten Deichböden – sandiger und toniger Klei sowie kleischlieriger Schluffsand aus dem Großraum Wilhelmshaven – war die Ausbildung tiefer Erosionsrinnen und -kolke die eigentliche Versagensursache während des Großversuches. Das unter natürlichen Bedingungen während einer Extremsturmflut häufig beobachtete Deichbruchgeschehen mit beginnender Aufweichung der Deichabdeckung, einem Aufreißen der Kleidecke hinter der Deichkrone mit anschließendem en-bloc-Abgleiten der Deichbinnenböschung bis hin zum teilweisen oder vollständigen Deichbruch (SCHÜTTRUMPF, 2002) konnte in den GWK-Versuchen nicht nachvollzogen werden. Aus den Saugspannungsmessungen wurden mittlere Sickergeschwindigkeiten von 2.0E-05 m/s (Versuch 4, Sandschluff), 3.5E-05 m/s (Versuch 3, sandiger Klei) und 7.9E-05 m/s (Versuch 1, toniger Klei) abgeleitet.

Gemäß Generalplan Küstenschutz, Integriertes Küstenschutzmanagement in Schleswig-Holstein 2001, sollten die bestehenden Landesschutzdeiche an der Unterelbe und Westküste Schleswig-Holsteins einen Wellenüberlauf von  $2 l/(s \cdot m)$  ohne nennenswerte Schäden überstehen können. Zur Überprüfung, wieweit diese im Wesentlichen auf niederländischen Erfahrungen beruhende Annahme auch bei einem ungünstigen Bodenaufbau der Deichabdeckung zutreffend ist, hat der Verf. im Zeitraum vom 17.1. bis 6.4.2005 ergänzend zu früheren geotechnischen und bodenkundlichen Untersuchungen an Deichabdeckböden (RICHWIEN u. WEISSMANN, 1995, 1996–1999; TEMMLER u. FILIPINSKI, 1997) an insgesamt 28 Deichstandorten an der Unterelbe und Westküste Schleswig-Holsteins sowie zwei Standorten an der Ostseeküste jeweils auf der Bewuchsdecke in-situ-Infiltrationsversuche mit einem Doppelring-Infiltrometer nach DIN 19682 durchgeführt (TEMMLER, 2006). Die neuen Versickerungsversuche wurden bewusst in die niederschlagsreichen Wintermonate gelegt, um den möglichen Einfluss einer Volumenzunahme im Boden durch Quellvorgänge mit einer partiellen Zudrückung vorhandener Schrumpfrisse auf die Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes besser abschätzen zu können.

Die Wasserleitfähigkeit von bindigen Böden wird durch das Makrogefüge, die Verteilung des Porenraumes sowie den aktuellen Entwässerungszustand bestimmt (BAUMGARTL et al., 1998). Die unterschiedlichen Porenanteile lassen sich dabei aus der Wasserspannungs-/ Wassergehaltsbeziehung, der sog. Saugspannungskurve, ableiten.

Bei sand- und schluffreichen bindigen und organischen Böden besitzt die Saugspannungskurve zumeist eine sigmoidale Form (VAN GENUCHTEN, 1980; PENG u. HORN, 2005; WEISSMANN, 2003), die mit Hilfe des k<sub>f</sub>-Wertes und der Van Genuchten-Parameter  $\Theta$ s,  $\Theta$ r,  $\alpha$ , m und n mathematisch beschrieben werden kann (WEISSMANN, 2003). Im durch verschiedenste Witterungsprozesse veränderten A-Horizont eines Bodens ist diese Verlaufsform im allgemeinen weniger stark ausgeprägt, während beim tonreichen Oberboden im normalen Messbereich 0 < pF < 4.2 eines Schrumpfversuches ein konvexer Kurvenverlauf dominiert (SCHEFFER u. SCHACHTSCHABEL, 1989).

Bei der Beschreibung der Wasserbewegung im ungesättigten Boden mit Hilfe des Potentialkonzeptes werden Wassergehalts-Saugspannungskurven häufig nach dem Van Genuchten-Ansatz – oft unter Verwendung der von SIMÚNEK et al. (1986) angegebenen Parameter – rechnerisch ermittelt (WEISSMANN, 2003). Die von diesen Autoren aus Rückrechnungen mit dem Computerprogramm HYDRUS 2-D gewonnenen, in der Tab 6.2 bei WEISSMANN



Abb. 1: Übersichtsplan der 2005 untersuchten Deichstandorte

(2003) mitgeteilten Tabellendaten weichen jedoch erheblich von den Zahlenwerten ab, die mit Tensiometern bei ebenfalls ausgeprägt s-förmigem Kurvenverlauf im Bereich 1bei allen drei Versuchsböden in den GWK-Großversuchen ermittelt worden sind. Die detaillierte Auswertung dieser Messungen sowie der Ergebnisse früherer bodenkundlicher Untersuchungen an Stechzylinderproben aus einem Deichschurf bei Ockholm/Nordfriesland(HEINEKING, 1998) ergab bei sämtlichen Arten von Deichabdeckböden keine nennenswerteKorrelation zwischen dem Tongehalt und den Saugspannungsniveaus bei unterschiedlichemAustrocknungsgrad (TEMMLER, 2006). Insbesondere ergab sich auch keine relevante Beziehung zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert k<sub>f</sub> im wassergesättigten Zustand und dem Anteil an schnell dränierenden Grobporen > 50 µm Porenäquivalentdurchmesser als Maß fürdie Speicherkapazität für Luft, Grund- oder Stauwasser.

Zur Klärung der Fragen, inwieweit sich einerseits die Porenverteilung in der bindigen Deichabdeckung gegenüber dem Zustand beim Einbau geändert hat und ob andererseits die Verwendung der o.g. Tabellenwerte von SIMÚNEK et al. bei der Berechnung der instationären Sickerwasserströmung im FEM-Modell für Böden mit mehr oder weniger ausgeprägtem Gefüge zulässig ist, wurden im Rahmen dieser Untersuchung vom Institut für Pflanzenernährung und Bodenkunde der Christian-Albrechts-Universität (CAU) Kiel an 15 vom Verf. ausgewählten Deichstandorten für verschiedene Deichabdeckböden aus drei Tiefenhorizonten mit jeweils 8 Einzelproben kombinierte Saugspannungs- und Schrumpfversuche an ungestört entnommenen Bodenproben durchgeführt. Im Institut für Bodenkunde wurde neben der Wasserspannungs-/Wassergehaltsbeziehung zugleich das Schrumpfungsverhalten der ungestört entnommenen, bei Versuchsbeginn vollständig aufgesättigten Bodenproben ermittelt.

Bei dem nach DIN 18122 an gestörtem Probenmaterial durchgeführten Schrumpfversuch wird das Schrumpfmaß außer von den Körnungs- und plastischen Eigenschaften ganz wesentlich durch den Einbauwassergehalt bei Versuchsbeginn geprägt. Während der Schrumpfung entspricht der Verringerung der Porenziffer eine gleichgroße Abnahme des gleichfalls auf das Volumen der Festsubstanz bezogenen volumetrischen Wassergehaltes, der sog. Feuchteziffer  $\delta$ . Mit Hilfe der im Zuge dieser Untersuchung durchgeführten Schrumpfversuche soll geklärt werden, wie weit sich der Schrumpfungsprozess bei einem konsolidierten bindigen Boden mit  $\pm$  ausgeprägtem Gefüge nach vorangegangener Aufsättigung der Probe gegenüber dem Normversuch nach DIN 18122 unterscheidet und welche Restschrumpfungen im Falle einer weiteren witterungsbedingten Austrocknung der bindigen Deichabdeckung ggf. zu erwarten sind.

Die von der Infiltrationsgeschwindigkeit des Sickerwassers im Abdeckboden abhängige Versickerung von lang dauernden Starkniederschlägen, Spritzwasser (Gischt) oder überlaufenden Wellen bei einer Extremsturmflut führt in allen Fällen zu einer Aufweichung der Deichabdeckung. Die Tiefe dieser Infiltration hängt von der effektiven Durchlässigkeit des Bodens sowie von der Bodenstruktur (Rissbildung, Wurmröhren, Gänge von Bodenwühlern) ab. Die Aufweichung des Bodens vollzieht sich entweder mehr oder weniger schnell auf breiter Front (beim Einzelkorn- oder nicht gerissenen Kohärentgefüge) oder sie geht wie bei allen ± ausgeprägten Sekundärgefügen von den zuerst durchströmten Rissen und Makroporen aus und ergreift in den Randzonen beginnend allmählich auch die inneren Kerne der in sich kohärenten Bodenprismen, -polyeder oder -krümel (WEISSMANN, 2003, S. 44 f.). Beim tonreichen Klei kann es viele Tage dauern, ehe der zuerst in der Randzone der Bodenaggregate einsetzende, anfangs lokale Festigkeitsverlust einen bedeutenden Anteil an der gesamten Bodenmasse erreicht. Dies erklärt auch die vielfach beobachtete große Widerstandsfähigkeit einer strukturierten tonreichen Kleiauffüllung gegen überströmendes Schwallwasser im Falle einer Extremsturmflut.

#### 2. Untersuchte Deichstandorte

Nach der visuellen geotechnischen Bewertung nach DIN 4022 und dem Gefügezustand (Bodenkundliche Kartieranleitung, 2005) lassen sich die untersuchten Deichabdeckböden den folgenden drei Bodenklassen zuordnen, die nicht mit den Bodengruppen nach DIN 18196 identisch sind:

- Klasse 1: aufgefüllter sandiger Klei (= Schluff, tonig, sandig bis stark sandig), häufig mit schlieriger Schichtung, vorwiegend mit schwach ausgeprägtem Polyeder- bis Kohärentgefüge; oben erdig-bröckelig, örtlich Wühlgänge, im Tiefenbereich zwischen 40 und 60 cm unter der Deichkrone bereichsweise stark verdichtet.
- Klasse 2: aufgefüllter toniger Klei (= Schluff + Ton, schwach feinsandig); oben krümelig, tiefer bröckelig-rissig mit ausgeprägtem Polyeder- und Prismengefüge, häufig mit Wühlgängen; unten weich, hier Kohärentgefüge mit einzelnen, bis zum unterlagernden sandigen Deichkern durchschlagenden Trockenrissen.
- Klasse 3: aufgefüllter Wattschluff (= Schluff + Feinsand, schwach tonig); oben krümelig, häufig Gänge von Bodenwühlern, tiefer Einzelkorngefüge, örtlich stark verdichtet.

Die vereinzelten Aufgrabungen sowie eigenen Feststellungen nach schweren Sturmfluten an partiell abgetragenen, aus aufgefülltem Geschiebelehm und -mergel bestehenden schleswig-

holsteinischen Ostseedeichen ergaben zumeist einen sehr inhomogenen Bodenaufbau mit tlw. großen und unregelmäßigen Hohlräumen über die gesamte Aufschlusstiefe.

Die Untersuchungen zeigten nicht nur zwischen den einzelnen Deichstandorten beträchtliche Unterschiede in den geotechnischen Eigenschaften, sondern örtlich auch im Bereich eines einzelnen Schurfes (in den ca. Abmessungen l/b/t  $\approx$  2,5/1,0/1,0 m) selbst. Die in der Tab. 2 angegebenen Zahlenwerte aus jeweils einer Einzelmessung geben daher nicht die örtliche Bandbreite der geotechnischen Eigenschaften wieder.



Abb. 2: Plastizitätskarte von Deichabdeckböden



Abb. 3: Tongehalt vs. Fließgrenze bei Deichabdeckböden

Mess- stelle	Ort	Bodenart	Boden- klasse	T/U/S	Atterberg- Param.	Gruppen- symbol	Glüh- verlust
2005			К	(% TS)	wL/wP/Ip(%)	DINI 40407	(% TS)
						DIN 18196	
1	Sönke-Nissen-Koog	U, t, fs', brl, Wühlgänge	2	26/61/13	70,3/33,3/37,1	TA	4,39
2	Beltringharderkoog	U, t, fs; abw (fs')	1	16/53/31	40,5/19,4/21,1	TM	3,01
3	Neukoog/Nordstrand	U, fs*, t, abw (U, fs, t')	3	11/61/28	28,8/22,2/6,6	TL	3,13
4	Porrenkoog	U, t, fs', slr (fS, u)	1	16/51/33	33,1/18,7/14,4	TL	2,56
5	Finkhaushalligkoog	U+fS; t', Wühl- gänge	3	6/47/47	25,4/18,1/7,3	ST	2,09
6	Westerheverkoog	T, u, fs', Wühl- gänge	1	17/58/25	30,8/17,2/13,6	TL	2,67
7	Westerhever-Stufhusen	U, fs, t, Wühl- gänge	1	35/46/19	46,6/23,0 /23,8	ТМ	3,34
8	Ording-Nackhörn	U; fs, t	1	22/45/33	39,7/18,2/21,5	TM	2,26
9	Hedwigenkoog	U+fS, t'	3	8/40/52	29,3/19,5/9,8	ST	1,64
10	F.W.Lübkekoog	T, u, fs'	2	37/51/12	68,8/33,6/35,3	TA	4,26
11	Marienkoog	T, u, fs'	1	23/48/29	37,5/20,2/17,3	TM	2,55
12	Ockholmer Neuer Koog	U, fs, t	1	17/66/17	38,6/22,0/16,6	TM	4,16
13	Fahretofter Westerkoog	U; t, fs, h, abw (U, t, fs')	2	22/48/30	53,5/21,8/31,7	TA	4,32
14	Osewolderkoog	U, t, fs, 'h, abw (U, fs, t)	1	16/60/24	36,2/22,4/13,8	ТМ	
15	Hauke-Haienkoog- Süd	U, fs, t, h-h', un (U, fs*t')	1 (3)	15/42/43	35,4/20,3/15,1	TL	4,98
16	Dieksanderkoog	U; fs*, t	1	11/56/31	34,3/21,8/12,6	TL	2,53
17	Kaiser-Wilhelmkoog	fS; u*, t'	3	13/44/43	31,0/19,6/11,4	TL	2,67
18	St. MargHarrwetternsiel	T; u, rissig, Wühlgänge	2	35/55/10	61,3/22,2/39,1	TA	4,66
19	Büttel-Holstenreck	T; u, rissig, Wühlgänge	2	36/57/07	62,8/23,8/39,0	TA	4,82
20	Nordhusen bei Neufeld	U; fs*, t	1	16/59/25	29,7/20,0/9,7	TL	2,13
21	Brunsbüttel - Groden	U; fs, t	1	14/47/29	30,7/18,4/12,3	TL	1,68
22	Brokdorf - Mitte	U; t, fs	1		36,9/23,2/13,8	TM	3,31
23	Brokdorf - Arentsee	T; u, rissig, Wühlgänge	2	35/52/13	66,6/31,7/34,9	TA	8,40
24	Siel Vierstieghufen	T; u, rissig, Wühlgänge	2		51,6/26,2/25,4	TA	3,67
25	Glückstadt-Süd	T; u, rissig	2	27/49/24	58,0/21,9/36,1	TA	4,18
26	Seestermühe	U, fs, t	1	18/39/43	37,0/16,2/20,8	TM	3,63
27	Haseldorf	U; fs, t	1	18/57/24	49,7/24,9/24,8	TM	3,85
28	Hohenhorst	T; u*, fs	1	25/62/13	50,0/23,8/26,2	TA	2,91
Н	Lippe – Hohwacht	Geschiebelehm		12/38/50	22,6/11,3/11,3	(TL)	
F	Kiel – Falkenst. Strand	m S; fs', h				(OH)	

#### Tab. 1: geotechnische Klassifizierungsmerkmale der Deichabdeckböden aus den 2005 angelegten Schürfgruben
Die neuen Untersuchungsstellen lagen häufig in unmittelbarer Nähe früherer, bei RICH-WIEN u. WEISSMANN (1995) sowie TEMMLER u. FILIPINSKI (1997) detailliert beschriebenen Deichaufgrabungen. In der als Abb. 2 dargestellten Beziehung zwischen der Plastizitätszahl und dem Fließgrenzwassergehalt einerseits und der in Abb. 3 dargestellten Korrelation zwischen Tonanteil und Fließgrenzwassergehalt andererseits sind daher die früheren Versuchsergebnisse an schleswig-holsteinischen Abdeckböden mit berücksichtigt worden.

Die an acht Sonderproben in triaxialen CU-Versuchen ermittelte Endscherfestigkeit ergab für schleswig-holsteinische Deichabdeckböden einen gemessenen wirksamen Reibungswinkel von  $\varphi' = 30,6...35,4$  (i.M. 33,4)° und eine wirksame Haftfestigkeit von c' = 3,2...9,1 (i.M. 4,8) kPa (TEMMLER u. FILIPINSKI, 1997).

Bedingt durch die wechselnden Witterungsverhältnisse bilden sich in einer stärker bindigen Deichabdeckung nach dem Einbau der Kleiauffüllung in Abhängigkeit vom verwendeten Boden im Laufe der Zeit unterschiedlich tiefe und breite Trockenrisse, welche die Durchlässigkeit und Festigkeit der bindigen Deckschicht maßgeblich mitbestimmen. Auffällige Rissbildungen in der Deichabdeckung – örtlich bis an die Kleibasis rd. 1m unter die Deichhaut herunterreichend – wurden bei der Detailaufnahme der Schürfgruben insbesondere im Bereich der Deichkrone bei einer tonreichen, während des Einbaus sehr weichen bis breiigen Kleiauffüllung beobachtet. Die Grenzzone zwischen zwei Einzellagen unterschiedlicher Zusammensetzung oder Verdichtung *innerhalb* der Deichabdeckung (oft bei alten Kleideichen) bildet im Bemessungslastfall mit einer aufgeweichten, durchnässten bindigen Deckschicht über einem wasserstauenden, anfangs nur erdfeuchten, verfestigten Untergrund im tieferen Teil der Kleiabdeckung häufig eine vorgeprägte Schwächezone sowohl beim Erosionsprozess (GWK-Versuche Hannover) wie auch bei der Infiltration und Blockrutschung einer zu steilen Deich-Innenböschung.

Eine möglichst genaue Kenntnis der Risstiefe in Deichabdeckungen ist in zweifacher Hinsicht von Bedeutung

- tiefe, in größeren Abständen vorhandene, die Kleischicht durchschlagende Risse vergrößern die Gesamtdurchlässigkeit der bindigen Kleiabdeckung. Sie können bei lang anhaltenden Starkregenfällen und/oder bei hoch auflaufendem Sturmflutwasserstand mit entsprechendem Spritzwasseranfall oder Wellenüberlauf zu einem Aufstau des Innenwasserspiegels im sandigen Deichkern führen (TEMMLER, 2004).
- flache, aber engständig vorkommende Risse, vor allem aber auch tierische Wühlgänge vermindern die Dichtwirkung in der oberen Zone der Kleideckschicht. Sie werden bei Starkniederschlägen und/oder Wellenüberlauf rasch mit Sickerwasser gefüllt. Dabei beansprucht ein hoch liegender Kluftwasserspiegel insbesondere die steilere Deichinnenböschung mit einem erheblichen, die Deichstabilität u.U. gefährdenden Strömungsdruck. WEISSMANN u. RICHWIEN (2004) setzen bei ihrem Bemessungsvorschlag für die Kleideckschichtstärke die Tiefe der (im Extremfall rasch eingestauten) Schrumpfrisse gleich zur Überstauhöhe zwischen der Wasseroberfläche und der Geländeoberkante bei homogenem nicht gerissenem Boden, was nur für diesen engständigen Risstyp zutrifft.

Von den vier Baubetrieben des Amtes für Ländliche Räume in Husum wurden für die schleswig-holsteinische Elbmarsch und Westküste (einschließlich der Inseldeiche)

- im Bereich der Deichaußenböschung insgesamt 28 Wasseraustrittsstellen zwischen 5 und 1500 m Länge (Gesamtlänge rd. 8100 m) und
- im Bereich der Deichbinnenböschung insgesamt 23 Stellen zwischen 4 und 1300 m Länge (Gesamtlänge rd. 6290 m)

aufgemessen (Details bei TEMMLER, 2006). Die Vernässungsstellen konzentrieren sich auf Bereiche mit geringer Stärke und relativ schlechter Qualität der bindigen Deichabdeckung

sowie auf Streckenabschnitte mit fehlender Drainage und unzureichender Entwässerung des sandigen Deichkerns während der Bauarbeiten (TEMMLER, 2004).

Einen Überblick über die 2005 untersuchten Deichstandorte mit detaillierten Lageangaben, einer Kurzbeschreibung wichtiger Daten in Form eines *Deichkatasters* sowie eine Aufzählung der von den Baubezirksleitern registrierten Vernässungsstellen an schleswig-holsteinischen See- und Tidestromdeichen findet sich bei TEMMLER (2006). Für drei dieser Aufschlussstellen sind die entsprechenden Angaben beispielhaft in der Tab. 2 aufgeführt.

Land	Schleswig-Holstein	Schleswig-Holstein	Schleswig Holstein
Ort	Neuer Ockholmer Koog	Neufeld – Nordhusen	Büttel – Holstenreck
Untersuchungsstelle	Schurf 6 (2005)	Schurf 20 (2005)	Schurf 22 (2005)
TK 25	1318	2020	2121
Deichabschnitt gem. General- plan Küstenschutz	10.00	60.02	62.03
Küsten-km	39.250	224.530	238.325
Rechts-/Hochwert	3488531,8/6058156,6	3502872,4/5974606,8	3514180.8/5973407.4
Aufnahmezeitpunkt	03.02.2005/07.06.2005	21.03.2005/02.06.2005	18.03.2005/24.05.2005
Bautyp	Sandkern mit Kleidecke	Sandkern mit Kleidecke	Sandkern mit Kleidecke
Bauart	Deichneubau	Deichbegradigung	Außendeichverstärkung
Außendeichfuß	Deckwerk	geringdurchlässiges Vor- land	undurchlässiges Vorland
Drainage binnen	fehlend	fehlend	fehlend
Abdeckboden/Bodenart	Schluff, feinsandig, tonig	Schluff, feinsandig, schw.	Ton, schlufffeinsandig, st. rissig
Abdeckboden/Klasse	K 1	К 3	K 2
Abdeckboden/Gruppen- symbol n. DIN 18196	TM	ST - TL	TA
Abdeckboden/Eignung nach EAK 2002,"G"	2	3	1
Stärke Deckschicht Deichkrone (m)	1,51	1,35	1,55
Stärke Deckschicht Deich- außenböschung (m)	1,35	1,61	1,4
Stärke Deckschicht Deich- innenböschung (m)	0,60	0,75	0,81
Infiltrationsgeschwindigkeit			
(m/s) Sickerversuch	1,50E-05	5,60E-05	1,30E-05
Deichkernmaterial	fS; ms	mS; fs	mS; fs
Deichuntergrund	Schluff, st.feinsandig, tonig	Schluff, feinsandig, tonig	Ton, schluffig (=Klei)
Baubehelfe	Verwallungen aus sand. Klei außen und innen	sand. Kleiverwallung außen	Kleiverwallung außen
Grasnarbe ("A" = gut in ho- mogener Bedeckung und guter Durchwurzelung/"B" und "C" weniger homogene Gras- narbe und weniger gute Durch- wurzelung/"D": ohne Gras	"A"	"A"	"A"
Bemerkungen	km 38,5–39,8 Nassstelle Binnenböschung	km 225,0–225,5 Innen- deichfuß durchnässt (Moos)	zeitw. Sickeraustritt oberhalb Treibselabfuhr- weg Wühlgänge Krone + Innenböschung

Tab. 2: Deichkataster für Sickervorgänge

### 3. Infiltrationsversuche

Die Untersuchungen mit einem Doppelring-Infiltrometer sind jeweils auf der Grasnarbe am landseitigen Rand der Deichkrone durchgeführt worden. Dabei wurde nach vorheriger Befüllung des Außenrings mit Wasser der zeitliche Verlauf der Wasserspiegelabsenkung im Zentralring über eine Messbrücke kontrolliert. Bis auf wenige Ausnahmen war der Wasserverlust im Außenring gleich oder größer als im Innenring.

Die im Erdbaulabor nach einer engständigen Probennahme aus der Schappe des Kleinbohrgeräts (Pürckhauersonde) gemessene tiefenbezogene Veränderung des massebezogenen Wassergehaltes vor und unmittelbar nach Versuchsende im Zentrum der Sickerstelle gemessenen Wassergehalte ist für jede Messstelle in Abb. 4 dargestellt.





Abb. 4: tiefenbezogene Wassergehalte vor und nach dem Infiltrationsversuch





Abb. 5: Verlauf von Infiltrationsversuchen

Der zeitliche Verlauf der Sickerwasserinfiltration ist für die einzelnen untersuchten Deichstandorte in Abb. 5 grafisch dargestellt. Tab. 3 gibt eine generelle Übersicht über die Messergebnisse.

Ort	Versuchs- datum	Boden- Klasse	Deich- bau-	v_inf (Anfang)	v_inf (Ende)	Vers. dauer	Sicker- tiefe
		К	jahr	m/s	m/s	min	cm
Sönke-Nissen-Koog	17.01.2005	2	1987	3,30E-05	1,10E-05	163	40
Beltringharderkoog	18.01.2005	1	1987	5,50E-06	8,30E-06	88	52
Neukoog/Nordstrand	18.01.2005	3	1962	4,20E-06	1,10E-05	140	>95
Porrenkoog	19.01.2005	1	1977			76	<5
Finkhaushalligkoog	19.01.2005	3	1963–64	8,30E-06	3,60E-06	147	85
Westerheverkoog	31.01.2005	1	1983			60	<5
Westerhever-Stufhusen	31.01.2005	1	1976	1,35E-05	2,70E-05	125	95
Ording-Nackhörn	01.02.2005	1	1994–95	1,00E-06	7,00E-07	151	65
Hedwigenkoog	01.02.2005	3	1974	3,30E-05	2,10E-05	60	>95
F.W.Lübkekoog	02.02.2005	2	1999	1,50E-06	5,50E-07	156	>95
Marienkoog	02.02.2005	1	1982-85	2,40E-06	2,00E-06	122	85
Ockholmer Neuer Koog	03.02.2005	1	1990–91	2,50E-05	1,50E-05	120	70
Fahretofter Wester-Koog	03.02.2005	2	1988	2,40E-05	1,10E-05	130	85
Osewoldterkoog	04.02.2005	1	1979	2,80E-05	2,50E-05	128	70
Hauke-Haienkoog-Süd	04.02.2005	3	1958–60	5,00E-05	2,70E-05	91	>95
Dieksanderkoog	17.03.2005	1	1990	2,50E-05	6,67E-06	120	55
Kaiser-Wilhelmkoog	17.03.2005	3	1962–64	8,33E-05	3,75E-05	106	>>95
St.MargHarrwetternsiel	18.03.2005	2	1992–94	5,00E-05	3,33E-05	113	85
Büttel-Holstenreck	18.03.2005	2	1993–94	2,22E-05	1,33E-05	165	85
Nordhusen	21.03.2005	1	1978-80	1,25E-04	5,56E-05	110	>95
Brunsbüttel-Groden	21.03.2005	1	1975	3,33E-05	1,20E-05	120	>95
Brokdorf-Mitte	04.04.2005	1	2004	1,25E-05	4,32E-07	128	50
Brokdorf-Arentsee	04.04.2005	2	1992–93	1,17E-04	7,22E-05	59	75

Tab. 3: Ergebnisse der Sickerversuche 2005

Ort	Versuchs- datum	Boden- Klasse K	Deich- bau- jahr	v_inf (Anfang) m/s	v_inf (Ende) m/s	Vers. dauer min	Sicker- tiefe cm
Siel Vierstieghufen	04.04.2005	2	1985: 1994	1,00E-04	1,28E-04	94	>95
Glückstadt-Süd	05.04.2005	2	1998–2000	6,67E-05	5,56E-05	105	>95
Seestermühe	05.04.2005	1	1967–1969	1,67E-05	1,52E-06	120	90
Haseldorf	06.04.2005	1	1976	8,33E-05	7,50E-05	108	75
Hohenhorst	06.04.2005	1	1977–1980	2,29E-05	2,33E-05	120	>95
Lippe-Hohwacht	19.03.2005	Lehm	ca. 1878	2,50E-05	6,70E-05	115	>95
Kiel-Falkenstein	22.03.2005	Sand	1874	6,70E-05	1,80E-05	90	>>90



Abb. 6: Anfangs- und Endinfiltrationsrate von Sickerversuchen

In Abb. 6 sind die in der Anfangs- und Endphase des Infiltrationsversuches gemessenen Sickergeschwindigkeiten als Zahlenwerte aufgeführt und miteinander korreliert. Bei den in den niederschlagsreichen Wintermonaten (Januar – Februar 2005) ausgeführten Sickerversuchen lagen die beiden Grenzwerte innerhalb einer relativ geringen Schwankungsbreite nahe beieinander. Dies lässt darauf schließen, dass sich als Folge der im Januar 2005 sehr nassen Witterung vorher vorhandene Trockenrisse weitgehend geschlossen hatten. Für eine gleichmäßige Durchsickerung des Bodens beim Infiltrationsversuch spricht auch die Feststellung, dass die im Sickerversuch ermittelte Infiltrationsgeschwindigkeit ein ähnliches Maß erreicht wie in den Überlaufversuchen im Großen Wellenkanal an künstlich eingebauten und verdichtetem Altdeichmaterial mit allenfalls flachen und feinen Trockenrissen an der Deichoberfläche vor Versuchsbeginn. Bei den später nach dem Frostaufgang bzw. in früheren Jahren ausgeführten Versuchen lag die Sickergeschwindigkeit in der Anfangsphase zumeist deutlich, z.T. bis zum 40-fachen über dem am Versuchende gemessenen Zahlenwert. Dieser Befund ist offensichtlich eine Auswirkung der ausgeprägten Frost- und Trockenrissbildung vor Versuchsbeginn, welche die gefügeabhängige Wasserdurchlässigkeit des Deichabdeckbodens vor Ort entscheidend prägt.

Zwischen der Infiltrationsgeschwindigkeit und den wichtigsten geotechnischen Klassifizierungsmerkmalen (Ton- und Fließgrenzwassergehalt) bestehen nach den vorliegenden Versuchsergebnissen keine signifikanten Beziehungen (Abb. 7).



Abb. 7: Korrelation der Infiltrationsgeschwindigkeit mit geotechnischen Kennwerten

Das Ergebnis einer Einzeluntersuchung der Infiltrationsgeschwindigkeit auf der Krone eines aus Geschiebeboden bestehenden Ostseedeiches entsprach ungefähr den an sandreichen Kleiaufschüttungen gemessenen Zahlenwerten.

## 4. Versuche zur Wasserspannungscharakteristik

Die aus den Schürfen entnommenen Stechzylinderproben wurden im bodenkundlichen Labor aufgesättigt und anschließend stufenweise entwässert. Für die Entwässerung auf –30 hPa wurden die Proben auf dem Sandbad entwässert. Für die Entwässerungsstufen –60, –150, –300 und –500 hPa erfolgte dies mittels keramischer Platten, an denen ein definierter Unterdruck angelegt wurde. Die pF-Werte 3.2 und 4.2 (5 und 15 bar Unterdruck) wurden unter Überdruck bestimmt. Nach erfolgter Gleichgewichtseinstellung wurden die Proben gewogen, zuletzt bei 105 °C ofengetrocknet und die Masse trockenen Bodens bestimmt (Näheres bei HARTGE u. HORN, 1992). Mit der nach DIN 18124 im geotechnischen Labor ermittelten Korndichte  $\rho_s$  sind anschließend für jede Entwässerungsstufe (pF) das Setzmaß und Probenvolumen, die Trockendichte, der volumetrische Wassergehalt, das Porenvolumen sowie die Poren- und Feuchteziffer rechnerisch bestimmt worden.

In der Abb. 8 ist in Form eines Originaldiagramms aus dem bodenkundlichen Institut der Universität Kiel die im Versuch ermittelte Saugspannungs-/Wassergehaltsbeziehung mit Abgrenzung der Bereiche Luftkapazität, nutzbare Feldkapazität und Totwasseranteil beispielhaft dargestellt. Abb. 9 zeigt für jeweils eine Tiefenstufe aus sämtlichen bodenkundlichen Messstellen den Verlauf der Wasserspannung mit abnehmendem volumetrischem Wassergehalt. Eine s-förmige Form der pFWG-Kurve war nur bei zwei sandreichen Böden (Hedwigenkoog und Nordhusen) deutlich erkennbar, angedeutet noch bei den stark schluffigen Proben Groden und Dieksanderkoog. Die meisten Kurven hatten im Messbereich 0<pF<4.2 bei Saugspannungen < 15 bar eine konvexe Form, wie sie auch von SCHEFFER u. SCHACHTSCHABEL (1989) für den A-Horizont eines Tonbodens als typisch angegeben wird. Aus einem solchen Kurvenverlauf lässt sich der sog. Restwassergehalt (residual volumetric water content)  $\Theta$ r nicht ersehen, der häufig auch nur als Stützstelle für die rechnerische An-



Abb. 8: pFWG-Diagramm einer sandigen Kleideckschicht

passung der pFWG-Versuchskurve durch die Messpunkte nach dem Van Genuchten-Ansatz dient.

Die insgesamt 44 Einzelmessungen lassen sich hinsichtlich der Verteilung des Porenraumes und der Speicherkapazitäten in den Bodengruppen wie folgt zusammenfassen:

Boden- gruppe	DIN 18196	Schurf-Nr.	Luftkapazität (%)	Nutzb.Feldkapazität (%)	Totwasseranteil (%)
			Weite Grobporen	Enge Grob- und Mittelporen	Feinporen
K 2	OT	1/4 tlw.	3,3 10,2	10,7 11,8	40,0 50,0
K 2	TA	3 tlw./ 22/23/24/ 27/29 + 30	2,3 10,8	7,3 18,1	19,6 38,7
K 1	TM	2/26/28	2,5 10,1	9,8 19,4	21,8 32,6
K 1	TL	18/21/20 tlw.	3,3 8,1	18,2 20,3	18,8 23,4
К 3	UL-ST	15/20 tlw.	5,9 9,9	22,0 33,0	9,1 13,9

Tab. 4: Porenraumverteilung und Speicherkapazitäten von Deichabdeckböden

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.

42



Abb. 9: pFWG-Diagramme von Deichabdeckböden



Abb. 10: Porenziffer vs. Wasserspannung bei Deichabdeckböden

Wasserspannung [- hPa]

In Abb. 10 ist die Veränderung der Wasserspannung in Abhängigkeit von der Porenziffer e für alle Einzelversuche dargestellt. Unabhängig vom Absolutmaß der Porenzahl, welches u.a. von der örtlichen einbaubedingten Lagerungsdichte sowie der Art und Ausbildung des Bodengefüges abhängt, wurde bei fast allen Versuchen bei stärkerer Entwässerung eine enge Korrelation zwischen der Porenzahl und dem pF-Wert festgestellt. Generell lassen sich im Prinzip drei Kurventypen unterscheiden

- Typ 1: geradliniger Kurvenverlauf während des gesamten Versuches

- Typ 2: zwei jeweils geradlinige Kurvenabschnitte mit einem Knick in der Mitte

- Typ 3: ein konkav gekrümmter Kurvenverlauf bis zum Versuchsende.

Insgesamt ergab sich jedoch für eine bestimmte Bodenklasse kein charakteristischer Verlauf der Porenziffer – Wasserspannungskurve.

#### 5. Schrumpfversuche

Bei neuen bodenkundlichen Untersuchungen des Schrumpfungsprozesses an bindigen und organischen Böden mit ungestörtem Gefüge hat sich eine Darstellung der Messergebnisse in einem Porenziffer-Feuchtezifferdiagramm (Abb. 11) mit der Einteilung in vier verschiedene Schrumpfungsphasen bewährt (PENG u. HORN, 2005 u. 2007). Die Feuchteziffer  $\delta$ (Moisture ratio) [cm<sup>3</sup> · cm<sup>-3</sup>] ist analog zur Porenziffer (Void ratio) das auf das Volumen der Festsubstanz bezogene Volumen des Porenwassers. Die gepunktete Linie gibt das Verhältnis  $e(\delta) = \delta$  an, wobei sich Poren- und Feuchtigkeitsziffer im gleichen Maße ändern.

Bei den bindigen Deichböden hat als Folge der langjährigen Liegezeit der Kleideckschichten mit zahlreich erlittenen Schrumpfungs- und Bewässerungszyklen gegenüber dem



Abb. 11: schematische Schrumpfungskurve eines ungestörten Bodens



Abb. 12: Schrumpfungsverlauf von Deichabdeckböden

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.

46

Zustand beim Bodenauftrag ein erheblicher irreversibler Volumenverlust mit einer entsprechenden Abnahme der Porenzahl e stattgefunden. Dies wirkt sich auch entscheidend auf den jeweiligen Verlauf der Porenziffer-/Feuchtezifferbeziehung aus (Abb. 12).

Bei allen Deichabdeckböden ist die sog. *strukturelle Anfangsschrumpfung* zumeist nur sehr schwach ausgeprägt; teilweise wird sie durch eine geringe Resthebung der aufgesättigten Probe während der folgenden ersten Trocknungsstufe auch nur vorgetäuscht.

Während der Hauptphase der Schrumpfung verlaufen zwar alle Kurven annähernd geradlinig, doch fällt die Abnahme der Porenziffer im Vergleich zur Feuchteziffer wesentlich geringer aus. Der Proportionalitätsfaktor als Quotient zwischen der Poren- und Feuchteziffer variiert unabhängig von der Bodengruppe zwischen den Zahlenwerten 0.04 und 0.60 (Abb. 13).



Abb. 13: Proportionalitätsfaktor zwischen Poren- und Feuchteziffer vs. Fließgrenzwassergehalt

Bei einigen Proben (Nordhusen, Dieksanderkoog, Hohenhorst, Siel Vierstieghufen, Seestermühe) kann aus dem unregelmäßigen, sprunghaften Verlauf der  $\delta$ /e-Kurven (Abb. 12) auf einen ein- oder mehrmaligen Gefügezusammenbruch während der Haupttrocknungsphase geschlossen werden. Der Anteil der sog. Restschrumpfung ist bei den Deichabdeckböden durchweg sehr gering. Bei den sand- und schluffreichen Deichböden grenzt die proportionale Schrumpfungsphase abweichend vom theoretischen Versuchsverlauf (Abb. 11) übergangslos an den Bereich der Nullschrumpfung an.

Für die vergleichende Bewertung der Schrumpfungseigenschaften verschiedener Abdeckböden ist die als Mittelwert aus jeweils 5 Einzelversuchen gemessene, auf das Ausgangsvolumen nach Aufsättigung bezogene *prozentuale Volumenveränderung* während der Austrocknung wesentlich aufschlussreicher (Abb. 14).



Abb. 14: Volumenänderung während der Austrocknung

Im Anschluss an die Aufsättigung wurden in 27 % aller Einzelversuche in der niedrigsten Entwässerungsstufe *Anfangshebungen* registriert. Diese scheinbaren Hebungen betreffen i.d.R. nur einzelne Versuche innerhalb einer Messgruppe; ihre Häufigkeit ist über die gesamte Untersuchungstiefe (18–65 cm unter der Deichkrone) hinweg ziemlich gleichmäßig verteilt.

Im Einzelfall einer erst einjährigen Deichabdeckung aus sandigem Klei (Brokdorf-Mitte) lassen sich die hier in allen 10 Einzelversuchen gemessenen Anfangshebungen zu Beginn des Schrumpfvorgangs ziemlich sicher auf eine zunächst noch vorhandene – offensichtlich durch eine starke Verdichtung des Bodens beim Einbau bedingte – Restspannung zurückführen, die bei der Aufsättigung nicht abgebaut worden ist. Da einerseits eine Hebung in der Anfangsphase der Schrumpfung bei einer "gealterten" Deichauffüllung real wenig wahrscheinlich ist und zum anderen für eine Prognose die *maximal mögliche Volumenschrumpfung* interessiert, wurde im Falle einer gemessenen Anfangshebung die Ausgangsprobenhöhe mit dem Messwert bei hp = -30 hPa gleichgesetzt und danach alle Folgemessungen auf diesen bezogen.

Für eine realistische Grenzwertbetrachtung der linearen Schrumpfung wurden an Hand der an Deichböden ausgeführten Schrumpfversuche zwei Szenarien betrachtet:

 Im Falle einer geringen bis mittleren Austrocknung ist die auf das Ausgangsvolumen nach einer vollständigen Aufsättigung bezogene durchschnittliche prozentuale Volumenänderung mit Zahlenwerten zwischen

1,0 und 2,2 (im Einzelfall bis 3,2) %

bei den sandigen wie tonigen Abdeckböden *vollständig unabhängig* von allen wichtigen geotechnischen Parametern (Abb. 15).

 Bei starker Austrocknung bis an die Grenze der pflanzenverfügbaren (nutzbaren) Feldkapazität bei pF 4.2 entsprechend einer Saugspannung von -15 bar steigt die gemessene mittlere Volumenänderung mit dem Tonanteil bzw. dem Fließgrenzwassergehalt an von

1,0–2,0 % beim Schluffsand auf

2,5–4,5 % beim tonreichen Klei (Abb. 16).



Abb.15: Volumenänderung bei einer Entwässerung auf pF = 2.7 Unterdruck vs. Tonanteil bzw. Fließgrenzwassergehalt



Abb. 16: Volumenänderung bei einer Entwässerung auf pF = 4.2 Unterdruck vs. Tonanteil bzw. Fließgrenzwassergehalt

### 6. Scherversuche

Zur Abschätzung der beim Versickerungsvorgang veränderten, wassergehaltsabhängigen undrainierten Scherfestigkeit c<sub>u</sub> wurde eine Laborflügelsonde mit verlängerbarer Führungsstange (Typ GEONOR 600) verwendet. Damit wurde an insgesamt 30 Deichstationen in Tiefenabständen von 10–20 cm vor Ort die Anfangs- und Restfestigkeit ( $\tau_{\rm fl}$ ,  $\tau_{\rm fl-gest}$ ) der erdfeuchten Probe vor Beginn des Infiltrationsversuches sowie unmittelbar nach Versuchsende im Zentrum der Versickerungsstelle gemessen (Abb. 17: Scherfestigkeitsdiagramme). Die zugehörigen, tiefenbezogenen Wassergehaltsveränderungen sind jeweils als Begleitmessung zum Infiltrationsversuch bestimmt worden (Abb. 4).

Versuchsbedingt erfolgt das Abscheren beim Flügelsondenversuch auf einer durch die Flügelabmessung vorgegebenen und erzwungenen kreiszylindrischen Bruchfläche, die lokale Festigkeitsanomalien nur bedingt berücksichtigen kann. Bei allen ausgeführten Versuchen wurden sehr kleine Flügel (i.d.R.  $h/d = 40/20 \text{ mm bzw. } 30/15 \text{ mm bei sehr hoher An$ fangsscherfestigkeit) verwendet, um die Fehlermarge möglichst gering zu halten.

Der im Erdbaulabor gemessene Wassergehalt eines angetrockneten oder bewässerten, stark bindigen Bodens mit ausgeprägtem Sekundärgefüge (Prismen, Polyeder) bezieht sich ebenso wie die zugehörige Konsistenzzahl I<sub>c</sub> auf den geometrischen Durchschnitt zwischen dem anfangs noch relativ trockenen Kern und der aufgeweichten Randzone innerhalb eines durchnässten Aggregatgefüges (Abb. 3.20 bei WEISSMANN, 2003). Die versuchsmäßig ermittelte Konsistenzzahl beschreibt somit bei gleichen kornanalytischen und plastischen Eigenschaften in Abhängigkeit von der infolge klimatischer Veränderungen wechselnden Ausgangsfeuchtigkeit im Polyederkern unterschiedliche Zahlenwerte des Wassergehaltes und damit der Festigkeit in der zuerst aufgeweichten Randzone eines Bodenaggregates. Dadurch erklärt sich auch die sehr unterschiedliche Konsistenzzahl I<sub>c-sat</sub> des wassergesättigten bindigen Bodens trotz angenähert gleicher geotechnischer Klassifizierungsmerkmale.

Bei den Messungen während der Wintermonate 2005 erwies sich die Deichabdeckung trotz der Regenfälle vor und während der Versuchsdurchführung als verhältnismäßig trocken (Bodenfeuchtezustand gemäß Bodenkundlicher Kartieranleitung 2005 im Allgemeinen



Abb. 17: tiefenbezogene Verteilung der Anfangsscherfestigkeit  $\tau_{\rm H}$  vor und nach Infiltrationsversuch

feu 2 = schwach feucht, tlw. feu 3 = feucht). Die mit der Laborflügelsonde im erdfeuchten Abdeckboden gemessenen Anfangsfestigkeiten waren dementsprechend mit  $\tau_{\rm fl}$  = 60–110 kPa im ungestörten Zustand bzw. 20–40 kPa als Restfestigkeit nach mehrmaliger Flügelumdrehung – beide Male mit einer deutlichen Festigkeitszunahme mit wachsender Tiefe unter Flur – relativ hoch (s. auch SCHUPPENER u. KIEKBUSCH, 1988).

Die nach etwa 2-stündiger Infiltration in der Versickerungsstelle gemessenen Anfangsfestigkeiten zeigten in Abhängigkeit von der Bodenart untereinander große Unterschiede: einen verhältnismäßig geringen Festigkeitsabfall gegenüber dem Ausgangswert vor der Versickerung beim tonreichen Klei (Bodenklasse 2); deutlich niedrigere, aber immer noch ausreichend hohe Anfangsscherfestigkeiten beim schluffig-tonigen Klei (Bodenklasse 1) sowie einen starken Festigkeitsverlust im schwach tonigen, sandigen Schluff bzw. Schluffsand (Bodenklasse 3). Diese Feststellung wird durch die in der Abb. 19 links für verschiedene Bodenklassen bzw. Bodengruppen gem. DIN 18196 aufgegliederte Korrelation zwischen der (ungestörten) Anfangsscherfestigkeit und der Versuchstiefe unter der Deichkrone illustriert.

Bei einer etwa 2-stündigen Dauer des Infiltrationsversuches auf dem Deich war nicht sicher, ob in diesem Zeitraum eine dem extremen Belastungszustand bei Wellenüberlauf entsprechende Aufweichung des Bodens eintreten kann. Deshalb wurden im Mai/Juni 2005 an allen neuen Versickerungsstellen (ergänzt durch einige zusätzliche Untersuchungen in bereits 1996 bei TEMMLER u. FILIPINSKI (1997) beprobten Deichprofilen) Schürfe angelegt und aus drei unterschiedlich tiefen Bodenhorizonten Stechzylinder und Sonderproben für die bodenkundliche und geotechnische Untersuchung entnommen. In jedem Entnahmehorizont wurde vor Ort die Anfangsscherfestigkeit mit einer Taschenflügelsonde vom Typ GEONOR 600 ermittelt. Die mit Boden gefüllten Stahlstutzen wurden im Erdbaulabor des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr Kiel (= ehemaliges geotechnisches Labor des LANU), auf einem Filtervlies aufgesetzt und von unten über mehrere Tage hinweg so lange bewässert, bis der glänzende Zustand der oberhalb des Wasserspiegels gelegenen Zylinderoberfläche eine vollständige Aufsättigung der Bodenprobe anzeigte. An jeder der auf diese Weise wassergesättigten Proben hat der Verfasser an jeweils 5 Stellen über die Kreisfläche verteilt im oberen und unteren Teil der Zylinderprobe mit der bereits im Gelände eingesetzten Laborflügelsonde die undrainierte Scherfestigkeit des aufgeweichten Bodens gemessen und den jeweiligen Wassergehalt mit der zugehörigen Konsistenzzahl ermittelt. Die ermittelten Scherfestigkeitswerte sind in Abb. 18 für die einzelnen Messstellen tiefenbezogen aufgetragen und in Abb. 19 rechte Seite – für die verschiedenen Bodengruppen nach DIN 18196 getrennt – mit der Entnahmetiefe unter Deichkrone sowie zusätzlich in Abb. 20 mit der für den Sättigungszustand errechneten Konsistenzzahl I<sub>c sat</sub> korreliert.

#### Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.

52





Abb. 18: Anfangsscherfestigkeit  $\tau_{fl}$  in-situ und nach der Aufsättigung im Erdbaulabor



Abb. 19: tiefenbezogene Anfangsscherfestigkeit durchfeuchteter Deichabdeckböden (Infiltrations- und Bewässerungsversuche 2005)

# Tab. 6: Auswirkung der Bewässerung auf die undränierte Scherfestigkeit

Messstelle Nr.	Schurf Nr.	Ort	Bodenklasse	DIN 19196
1	7	Sönke-Nissen-Koog	2	TA
10	1	F.W.Lübkekoog	2	OT
18	23	Harrwetternsiel	2	TA
19	22	Büttel-Holstenreck	2	TA
24	24	Vierstieghufener Siel	2	TA
25	27	Glückstadt-Süd	2	TA

## geringe Scherfestigkeitsabnahme durch die Bewässerung:

starke Festigkeitsabnahme durch die Bewässerung mit ausreichend hoher Restscherfestigkeit:

Messstelle Nr.	Schurf Nr.	Ort	Bodenklasse	DIN 18196
2	8	Beltringharderkoog	1	TM
4	10	Porrenkoog	1	TL
6	13	Westerheverkoog	1	TL
7	12	Westerhever-Stufhusen	1	TM
8	14	Ording-Nackhörn	1	TM
11	2	Marienkoog	1	ТМ
12	6	Ockholmer Neuer Koog	1	TM
13	4	Fahretofter Westerkoog	2	TA-OT
14	3	Osewoldter Koog	1	ТМ
15	5	Hauke-Haien-Koog (oberer Teil)	1	TM
16	18	Dieksanderkoog	1	TL
20	20	Nordhusen-Mühlenstraßen	1	TL
21	21	Brunsbüttel-Groden	1	TL
23	25	Brokdorf-Arentsee	2	TA
22	26	Brokdorf-Mitte	1	TM
26	28	Seestermühe	1	TM
27	30	Haseldorf	1	TM-TA
28	29	Hohenhorst	1	TM-TA
4/1996	16	Büsum-Nord	1	TL
2/1996	17	Speicherkoog-Süd (oberer Teil)	1	TL

sehr starke Festigkeitsabnahme durch die Bewässerung bis auf eine geringe, bereits kritische Restscherfestigkeit:

Messstelle Nr.	Schurf Nr.	Ort	Bodenklasse	DIN 18196
3	9	Neukoog (Nordstrand)	3	SU*-ST
5	11	Finkhaushalligkoog	3	UL
9	15	Hedwigenkoog	3	UL
15	5	Hauke-Haien-Koog (unterer Teil)	3	UL
17	19	Kaiser-Wilhelm-Koog	3	TL-UL
2 (1996)	17	Speicherkoog-Süd (unterer Teil)	3	UL

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.

56

Beim tonigen Klei veränderte sich der vor und nach der Aufsättigung gemessene Wassergehalt und damit verbunden die Konsistenzzahl infolge der Bewässerung nur geringfügig von

$$I_{c(erdfeucht)} = 0,64...1,11 (i.M. 0,875) \text{ auf } I_{c(sat)} = 0,32...0,80 (i.M. 0,603);$$

beim schwach tonigen Sandschluff sank sie dramatisch von

$$I_{c(erdfeucht)} = 0,67...2,35$$
 (i.M. 1,308) auf  $I_{c(sat)} = -0,76...0,29$  (i.M. -0,245).

Beim schluffig-sandigen Klei lagen die Konsistenzzahlen nach der Aufsättigung je nach Plastizität und Ausgangswassergehalt dazwischen bei

$$I_{c(sat)} = -0,27 \dots 0,80$$
 (i.M. 0,445).

Laboruntersuchungen mittels *einaxialer Druckversuche* an gleichfalls über mehrere Tage hinweg künstlich bewässerten Sonderproben des Deichmaterials ergaben – soweit die aufgeweichten Proben nicht beim Auspressen aus dem Entnahmestutzen zerbrachen bzw. zerfielen – durchweg deutlich niedrigere Anfangsfestigkeiten. Dieses Ergebnis bestätigt frühere im LANU gemachte Erfahrungen des Verf., dass diese Versuchsmethode wegen fehlender seitlicher Probenstützung beim Abscheren insbesondere bei schwach- bis mittelplastischen, vorkonsolidierten Kleischichten zur realistischen Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit im allgemeinen <u>nicht</u> geeignet ist.

Für die Bodenklassen 1 und 2 ist in Abb. 20 die statistisch ermittelte Korrelation zwischen der Flügelsondenfestigkeit der ungestörten, mehrtägig bewässerten und wassergesät-



Abb. 20: Anfangsscherfestigkeit τ<sub>fl</sub> vs. Konsistenzzahl bindiger Deichabdeckböden nach mehrtägiger Bewässerung (Versuche 2005)

tigten Proben mit der Konsistenzzahl  $I_{c_{sat}}$  der Einzelproben und den umhüllenden Geraden grafisch dargestellt. Die niedrigsten Messwerte lagen zwischen 10 und 15 kPa und damit weit über den von WEISSMANN (2003) als kritisch angesehenen, aus seinem Diagramm für aufgearbeiteten Boden mit völlig zerstörtem Gefüge abgeleiteten Zahlenwerten.

In der Abb. 21 ist die vom Verf. in früheren Bodengutachten des Landesamtes für Natur und Umwelt (LANU) Schleswig-Holstein für einen ausgeprägt plastischen Schlick aus dem Deichvorland Cecilienkoog (NF) von zähflüssiger bis künstlich angetrockneter Beschaffenheit ermittelte Korrelation der Anfangsscherfestigkeit mit der Konsistenzzahl für wenig gestörten Boden einerseits und durchgekneteten Schlick/Klei mit vollständigem Gefügeverlust



Abb. 21: Anfangsscherfesigkeit vs. Konsistenzzahl für schlickigen Klei (Vorland Cecilienkoog) bei mäßig gestörtem Bodengefüge bzw. durchgekneteter Probe

bei gleichem Wassergehalt (Ic) der Probe andererseits dargestellt. Die an einigen ungestörten Sonderproben aus der schwach konsolidierten Schlickdeckschicht an einaxialen Druckversuchen ermittelten Anfangsfestigkeiten lagen hier innerhalb der gemessenen Streubreite der Flügelsondenfestigkeiten für wenig gestörten bindigen Boden.

Im Konsistenzbereich steif bis halbfest (Ic = 0,9 bis 1,25) stimmt die für angetrockneten Schlick vom Cecilienkoog mit geringer Gefügestörung ermittelte Ausgleichsgerade (cu\_fl [wenig gestört], Abb. 21) mit den von DEHARDE (1999) in Zylinderdruckversuchen an zuvor wassergesättigten Kleiproben mit ausgeprägtem Aggregatgefüge und ähnlichen geoDie Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit. 58

technischen Eigenschaften (T = 33 %, w<sub>L</sub> = 77 %, I<sub>p</sub> = 45 %) vom Deichstandort Cäciliengroden (Jadebucht) ermittelten Anfangsfestigkeiten angenähert überein, wogegen die von DEHARDE für den Konsistenzbereich weich bis zähflüssig (Ic = 0,6 bis 0,0) *durch Extrapolation nach unten abgeschätzten*, von WEISSMANN und RICHWIEN (2004) für ihre Berechnungen verwendeten Anfangsfestigkeiten die am nordfriesischen Schlick gemessenen  $\tau_{\rm ff}$ -Zahlenwerte bei Konsistenzzahlen I<sub>c</sub><0,1 um das 3- bis 4-fache *unterschreiten*.

### 7. Festigkeitsversuche an Geschiebeböden

Bei aufgefüllten Geschiebeböden in Ostseedeichen handelt es sich zumeist um schwachplastische Sande, Schluffe und Tone. Wegen der darin enthaltenen Kies- und Steinanteile lässt sich bei diesen Bodenarten die Anfangsscherfestigkeit vor Ort oder im Erdbaulabor nur in Ausnahmefällen mit der Flügelsonde ermitteln. Hilfsweise wurde die undrainierte Scherfestigkeit in der Vergangenheit vielfach mit Hilfe des Taschenpenetrometers an Proben aus Kleinrammbohrungen mit relativ intaktem Bodengefüge bestimmt (diverse LANU-Gutachten des Verf. zur Baustoffuntersuchung für geplante Deichbaumaßnahmen an der Ostseeküste). Die Variationsbreite der untersuchten Proben mit einer erheblichen Streubreite der plastischen Eigenschaften reicht vom stark sandigen bis zum tonigen Lehm /-mergel mit einigen Stichproben aus Beckenschluff (Bojendorf/Fehmarn).

Für erdstatische Berechnungen kann die ansetzbare, nach DIN V 1054-100 (Abb. D.2) in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl abzumindernde Anfangsfestigkeit  $c_u$  näherungsweise aus den Abb. 22 und 23 abgeleitet werden.



Abb. 22: Anfangsfestigkeit c<sub>up</sub> vs. natürlicher Wassergehalt für Geschiebeböden ( Lehm und Mergel)



Abb. 23: Anfangsfestigkeit c<sub>up</sub> vs. Konsistenzzahl für Geschiebeböden (Lehm und Mergel)

#### 8. Schlussfolgerungen

Die optimalen geotechnischen Eigenschaften eines deichfähigen Kleis sind in der EAK 2002 ausführlich dargelegt. In der Vergangenheit wurde öfters auch ein sehr weiches bindiges Schüttmaterial für die Deichabdeckung verwendet, welches beim Einbau kaum verdichtet werden konnte und im Laufe der Zeit als Folge wechselnder Witterungsbedingungen ein ausgeprägtes Polyedergefüge mit zahlreichen Schrumpfrissen ausgebildet hat.

Die Ergebnisse der vor Ort durchgeführten Versickerungsversuche zeigten für alle Deichabdeckböden unabhängig von ihren geotechnischen Klassifizierungseigenschaften eine sehr große Schwankungsbreite der Infiltrationsgeschwindigkeit, deren Größe ganz wesentlich durch die örtlichen Einbaubedingungen (beim sand- und schluffreichen Klei), besonders aber durch das während der witterungsbedingten Alterung des Bodens entstandene Gefüge (speziell beim tonreichen Klei) bedingt ist. Die aktuelle, auch zeitlichen Veränderungen unterliegende Infiltrationsgeschwindigkeit für Sickerwasser insbesondere bei Wellenüberlauf kann daher im Einzelfall örtlich sehr unterschiedlich sein; sie lässt sich allenfalls in ihrer Größenordnung abschätzen (Abb. 7). Für die nach der Katastrophensturmflut von 1872 hauptsächlich aus aufgefüllten Geschiebeböden errichteten Ostseedeiche in Schleswig-Holstein ist wegen der damaligen, für heutige Verhältnisse unzureichenden Verdichtung des Schüttmaterials im Regelfall eine hohe Porosität mit entsprechender Infiltrationsrate anzunehmen.

Die hohe Wasserdurchlässigkeit einer rissigen Kleiauffüllung kann generell einen deutlichen Anstieg des Stauwasserspiegels im sandigen Deichkern verursachen und damit bei fehlender Drainage zu einem verstärkten Sickerwasseraustritt am Innen- und Außendeichfuß

führen. Nach entsprechenden Messergebnissen (TEMMLER, 2004) empfiehlt es sich, in solchen Fällen für den Standsicherheitsnachweis unabhängig vom Sturmflutfall bereits für den Normalzustand grundsätzlich einen gegenüber dem Tidehochwasser deutlich erhöhten Grundwasserstand im Deichkern anzusetzen.

Die Schrumpfungsintensität eines nach längerer Liegezeit mit unterschiedlichsten Witterungsbedingungen "gealterten" Deichabdeckbodens beträgt nur einen Bruchteil derjenigen eines sehr weichen, frisch aufgebrachten bindigen Füllmaterials. Auch diese Beobachtung steht im Einklang mit bodenkundlichen Erfahrungstatsachen und ist daher als allgemeingültige Aussage plausibel.

Die ermittelten Wassergehalts-/Saugspannungskurven haben – von einer Schluffsandprobe abgesehen – im Bereich hoher Wasserspannungen nicht den in der bodenkundlichen Literatur allgemein angenommenen s-förmigen Verlauf entsprechend dem Van Genuchten-Modell. Die Bestimmung eines sog. "Restwassergehaltes Or" nach dem Verfahren Van Genuchten (erläutert bei WEISSMANN, 2003) ist deshalb bei den strukturierten Deichabdeckböden nicht möglich.

Ungeklärt ist bisher, bis zu welchem Grenzwert der Saugspannung der Abdeckboden unter natürlichen Verhältnissen während einer extremen Trockenphase austrocknen kann. Exakt lässt sich dieses Maß nur durch vor Ort durchgeführte Tensiometeruntersuchungen bestimmen. Solche Messergebnisse liegen jedoch von Deichabdeckböden bislang nicht vor.

Nach eigenen Untersuchungen von Böschungsrutschungen an Deichbinnenböschungen erreicht die nach lang anhaltenden Starkniederschlägen und Wellenüberlauf aufgeweichte Deckschicht nahezu unabhängig vom Bodenaufbau eine Tiefe von rd. 20–30 cm. In kompakten, nicht verstärkten Kleideichen kann die Unterkante einer aus einer früheren Deichverstärkungsmaßnahme resultierenden geringscherfesten Weichzone auch deutlich tiefer liegen (TEMMLER, 1999).

Ein Großteil der bei früheren Extremsturmfluten (1962, 1976, 1991) an damals steileren Deichinnenböschungen kompakter Kleideiche beobachteten Hangrutschungen als Auslöser von weitergehenden, tlw. bis zum Deichbruch reichenden Schäden hatte seine Ursache nicht in einem hohen Binnenwasserstand im Deichkern, sondern in einer Aufweichung der durchnässten bindigen Deckschicht unterhalb der Grasnarbe über dem wasserstauenden, nur erdfeuchten Untergrund des schwerdurchlässigen Deichkerns (TEMMLER u. FILIPINSKI, 1997).

Für zukünftige Untersuchungen sollte daher besonderes Augenmerk auf die Übergangszone zwischen der engständig gerissenen bindigen Deckschicht und der unterlagernden, relativ kompakten Zone der Kleiabdeckung gelegt werden, da sich bevorzugt an dieser Stelle böschungsparallele Scher- oder Schwächezonen (potentielle Gleitfugen) ausbilden können. Diese Gefahr ist insbesondere bei verhältnismäßig großer Stärke und sehr weicher Konsistenz der kompakten Kleischicht (z.B. eines vorhandenen bindigen Altdeichkerns unter der Deichinnenböschung) relevant.

Die eigenen Untersuchungsergebnisse an ungestörten Bodenproben entsprechen mit gemessenen Anfangsfestigkeiten zwischen 5 und 20 >> 1 kPa im Zustand der Fließgrenze denen von SCHUPPENER (1987, Abb. 9) sowie SCHUPPENER u. KIEKBUSCH (1988, Bilder 3–8).

Zur Risikobeurteilung der Deichstandsicherheit bei Wellenüberlauf empfiehlt es sich, die folgenden allgemeinen Bewertungskriterien zu Grunde zu legen:

- (1) Tab. G 3 der EAK 2002 der empfohlenen Grenzwerte für Klei als Deichabdeckung mit den dortigen Abb. G 23–25
- (2) die Versickerungsrate v<sub>inf</sub> beim Infiltrationsversuch

- (3) die gemessene undrainierte Scherfestigkeit nach dem Infiltrations- oder Bewässerungsversuch, hilfsweise eine Abschätzung der Anfangsscherfestigkeit für einen aufgeweichten bindigen Abdeckboden mit einer Konsistenzzahl I<sub>c</sub> ≈ 0,1 nach Abb. 20 bzw. Abb. 23
- (4) beobachtete Sickerwasseraustritte aus der Deichböschung als Hinweis auf einen hohen Grundwasserstand im sandigen Deichkern.

In einzelnen Peilbrunnen in schleswig-holsteinischen Deichen wurden im sandigen Deichkern jährliche Grundwasserspiegelschwankungen bis zu 1,20 m gemessen (TEMMLER, 2004). An Stellen mit erheblichem Sickerwasseraustritt am Binnendeichfuß sind ggf. Drainierungsmaßnahmen erforderlich. Bisher wirkten sich solche Vernässungsstellen nicht standsicherheitsgefährdend aus.

Ausgehend von der vom Verf. an aufgeweichten bindigen Abdeckböden der Bodenklassen 1 und 2 gemessenen Anfangsscherfestigkeit ergibt sich nach den üblichen Bemessungsverfahren mit *geradlinigen* Gleitflächen (wedge-Methode DIN 4084, FRANKE in BRÖSKAMP et al. (1976), mathematisches Modell für hangparalleles Versagen nach WEISSMANN [2003]) für eine auf 1:3 abgeflachte durchströmte Deichinnenböschung im Allgemeinen eine ausreichende rechnerische Standsicherheit. Damit ist bei dichtem Grasbewuchs auf der Deichinnenböschung zugleich auch eine hinreichende Böschungsstabilität für einen gemäß Generalplan Küstenschutz in Schleswig-Holstein (2001) zulässigen Wellenüberlauf von 2 l /(s  $\cdot$  m) gegeben.

Für die Landesschutzdeiche in Schleswig-Holstein wurden die nach Kenntnis des Verf. aus langjähriger gutachterlicher Tätigkeit im ehemaligen Geologischen Landesamt, später Landesamt für Natur- und Umwelt (LANU), Abt. Geologie und Boden, hinsichtlich eines Wellenüberlaufs als kritisch angesehenen Streckenabschnitte in einem für das Land Schleswig-Holstein erstellten Gutachten (TEMMLER, 2006) im Einzelnen aufgeführt. Ausschlusskriterien für eine hinreichende Qualitätsbewertung waren insbesondere der zu geringe Tonanteil in Verbindung mit einer sehr niedrigen Plastizitätszahl. Der damit verbundene sehr starke Scherfestigkeitsabfall bei Durchnässung kann bei überlaufenden Wellen zu einem Abrutschen der rasch aufgeweichten Deichinnenböschung führen. Hiervon sind insbesondere viele der bei der Sturmflut vom 18.10.1936 beschädigten Deichabschnitte betroffen, die anschließend häufig mit deichnah vorhandenem, aus heutiger Sicht oft nicht geeignetem Baumaterial verstärkt worden sind. Dass viele dieser, nach der Sturmflut von 1962 auf ähnliche Weise erhöhten, kompakt aus schwach tonigem Schluffsand bestehenden Altdeiche bis jetzt auch die sehr hohen Sturmfluten der letzten Jahrzehnte zumeist ohne größere Schäden überstanden haben, liegt i.d.R an der guten und dichten Grasnarbe, die sich auf solchen Böden mit mäßiger Durchlässigkeit und hoher Kapillarität mit Feuchtigkeitstransport von unten an die Deichoberfläche auch während lang anhaltender sehr trockener Jahreszeiten ausbilden und halten konnte.

Bei ausreichender Kronenhöhe besteht kein Grund zur Besorgnis, dass die aus schwach tonigem Sandschluff bestehenden oder mit sandreichem, gering plastischen Klei abgedeckten Seedeiche nicht auch weiterhin eine ausreichende Sturmflutsicherheit gewährleisten können, solange sie nicht vom Wellenüberlauf betroffen oder gar bei einer Extremsturmflut überströmt werden.

#### 9. Schriftenverzeichnis

AG BODENKUNDE: Bodenkundliche Kartieranleitung. 5. Aufl., Hannover, 2005.

- BAUMGARTL, T.; THIENEMANN, J.; JUNGE, T. u. HORN, R.: Wasserbindungskräfte und Wasserfluß in bindigen Substraten. – Geotechnik, 21, Nr. 1, S. 29–35, 1998.
- BRÖSKAMP, K. H. et al.: Seedeichbau Theorie und Praxis. Vereinigung der Nassbagger-Unternehmungen e.V., 1976.
- DEHARDE, S.: Festigkeitsuntersuchungen an bindigen Böden mit Sekundärstuktur. Diplomarbeit im Fachbereich 10 Grundbau und Bodenmechanik der Universität GH Essen (unveröffentlicht), 1999.
- EAK 2002: Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Die Küste, H. 65, 2002.
- HARTGE, K. H. u. HORN, R.: Bodenphysikalisches Praktikum. 3. Auflage, 1992.
- HEINEKING, A.: Bodenphysikalische Betrachtung der Stabilität künstlicher Schüttungen anhand eines Deiches. – Diplomarbeit, Christian-Albrechts-Universität Kiel (unveröffentlicht), 1998.
- HENNIG, A.: Untersuchungen und Szenarien zum Einfluß der Schrumpfrißbildung auf die Stabilität einer flachen Hangrutschung. – Geotechnik, 23, S. 185–195, 2000.
- KIEKBUSCH, M.: Beziehung zwischen Konsistenzzahl und undränierter Scherfestigkeit. Bautechnik, 76, S. 775–784, 1999.
- MÖLLER, J.; WEISSMANN, R.; SCHÜTTRUMPF, H.; GRÜNE, J.; OUMERACI, H.; RICHWIEN, W. u. KUDELLA, M.: Interaction of Wave Overtopping and Clay Properties for Seadikes. Proc. 28<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering ICCE '02, Cardiff, Wales, UK, 2002.
- MUIJS, J. A. u. KRUSE, G. A. M.: Erosion and Permeability of Material for Clay Liners on Dikes. – Proceedings 6th International IAEG Congress, Bd. 2, S. 1213–1219, 1990.
- PENG, X. u. HORN, R.: Modelling Soil Shrinkage Curve Across a Wide Range of Soil Types. Soil Sci. Soc. Amer. J., 69, 584–592, 2005.
- PENG, X. u. HORN, R.: Anisotropic Shrinkage and Swelling of Some Organic and Inorganic Soils. Europ. J. Soil Sci. 58 (1), 2004, 98–107, 2007.
- PENG, X.; HORN, R.; PETH, S. u. SMUCKER, A.: Quantification of Soil Shrinkage in 2D by Digital Image Processing of Soil Surface. Soil Tillage Res. 91: 173–180, 2006.
- RAGUTZKI, G.: Beurteilung von Kleiabdeckungen ostfriesischer Seedeiche auf der Grundlage bodenphysikalischer Kennwerte. – Forschungsstelle Norderney, 19, S. 121–145, 1967.
- RICHWIEN, W.: Ansätze zum Formänderungs- und Festigkeitsverhalten nicht wassergesättigter aggregierter Böden. Nach einem Vortrag auf der Fachsitzung über Festigkeits- und Verformungsverhalten von nicht wassergesättigten und aggregierten Böden am 2. und 3. März 1993 im Nds. Landesamt für Bodenforschung Hannover, Sitzungsbericht S. 237–248, Hannover, 1993.
- RICHWIEN, W.: kritische Beanspruchungen von Deichböden. Versagensformen und Nachweiskonzepte. HTG-Kongress '95, 1995.
- RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R.: Zur Standsicherheit von Deichbinnenböschungen bei Wellenüberlauf. Teile I – IX. Essen (unveröffentlicht) Juli 1995.
- RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R.: Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen bei Wellenüberlauf. Teile I–IV Essen (unveröffentlicht), 1996, 1997, 1998, 1999.
- RICHWIEN, W. u. WEISSMANN, R.: Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. Teile I – III (bodenmechanische Voruntersuchungen sowie Versuche im Großen Wellenkanal der Universität Hannover. Essen (unveröffentlicht), 2001.
- RICHWIEN, W. u. POHL, C.: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben Bemessung der Kleiabdeckung von Deichaußenböschungen für die geplante Deicherhöhung und -verstärkung von Schweiburg bis Dangast. Essen. (unveröffentlicht), 2004.
- RICHWIEN, W. u. WEHNER, T.: Bodenmechanische Kennwerte gespülter Seedeiche im norddeutschen Küstenraum TIS 10/88, S. 544–549, 1988.
- SCHEFFER, F. u. SCHACHTSCHABEL, P.: Lehrbuch der Bodenkunde. 12. Aufl., Enke Verlag Stuttgart, 1989.
- SCHOOFS, S.; SCHRIJVER, R. u. V. DUINEN, A.: Plaxflow as a Useful Tool in an Advanced Assessment of the ,Risk of Sliding of an Inner Slope Cover During Wave Overtopping: Ijsselmeerdijk'. Plaxis Bulletin, issue 14, September 2003.
- SCHUPPENER, B.: Erfahrungen mit bodenmechanischen Laborversuchen an Klei. Mitt.-Bl. BAW, 60, S. 93–113, 1987.

- SCHUPPENER, B. u. KIEKBUSCH, M.: Plädoyer für die Abschaffung und den Ersatz der Konsistenzzahl. – Geotechnik, 11, S. 186–192, 1988.
- SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen. Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Mitt. Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig, H. 149, S. 1–127, Braunschweig, 2002.
- SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. u. OUMERACI, H.: Untersuchungen zum Wellenüberlauf für Naturspektren. Mitt. Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig, H. 149, S. 199–216, Braunschweig, 2002.
- SCHÜTTRUMPF, H. u. OUMERACI, H.: Schäden an See- und Stromdeichen. Mitt. Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig, H. 149, S. 129–171, Braunschweig, 2002.
- SCHÜTTRUMPF, H. u. REINHARDT, F.: Untersuchungen zu Sickervorgängen in See- und Ästuardeichen bei instationären Randbedingungen. Version 24.10.2004. Manuskript Bundesanstalt für Wasserbau Hamburg (unveröffentlicht), Hamburg, 2004.
- SIMÚNEK, J.; ŠEJNA, M. u. VAN GENUCHTEN, M. TH.: HYDRUS 2-D, Simulating Water Flow and Solute Transport in Two-Dimensional Variably Saturated Media, Colorado School of Mines, International ground water modelling Center, Riverside, California.
- TEMMLER, H.: Über eine Rutschung der Innendeichböschung bei Brokdorf-Arentsee. LANU-Gutachten Nr. 89/53 (unveröffentlicht), Flintbek, 1989.
- TEMMLER, H. u. FILIPINSKI, M.: Zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. Teilbericht I: Untersuchungen an vorhandenen Deichen (LANU-Gutachten Nr. 95/25-1, unveröffentlicht), Flintbek, 1997.
- TEMMLER, H.: Zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. Teilbericht II: ergänzende Untersuchungen an vorhandenen Deichen sowie zur Infiltration des sandigen Deichkerns (LANU-Gutachten 95/25-2, unveröffentlicht), Flintbek, 1998.
- TEMMLER, H.: Zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. Teilbericht III: Zur Aufweichung der bindigen Deichabdeckung durch Niederschläge und Sturmfluten (LANU-Gutachten 95/25-3, unveröffentlicht), Flintbek, 1999.
- TEMMLER, H.: Über Grundwasserstandsbeobachtungen in Deichen. HANSA, 141. Jahrgang, Nr. 8, S. 51–58, 2004.
- TEMMLER, H.: Untersuchungen an Deichabdeckböden in Schleswig-Holstein zur Durchsickerung und Aufweichung infolge Wellenüberlaufs bei Extremsturmfluten/Stellungnahme zur Empfehlung R. Weißmann u. W. Richwien: "Funktionale und statische Bemessung der Abdeckung von Deichbinnenböschungen". – Gutachtliche Stellungnahme (unveröffentlicht), Altenholz, 2006.
- VAN DER MEER, J. W.: Toelaatbare Golfoverslag bij Grasdijken. Ber. Waterloopkundig Laboratorium Delft, H. 1765, Delft, 1995.
- VAN GENUCHTEN, M.T.: A closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 44, p. 892–898, 1980.
- WEISSMANN, R.: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. – Dissertation. Mitteilungen Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 30, Verlag Glückauf Essen, 2003.
- WEISSMANN, R. u. RICHWIEN, W.: Ein Bewertungsverfahren für Klei im Deichbau. HANSA, 140. Jahrgang, Nr. 7, S. 71–75, 2003.
- WEISSMANN, R. u. RICHWIEN, W.: Funktionale und statische Bemessung der Abdeckung von Deichbinnenböschungen. HANSA, 141. Jahrgang, Nr. 6, S. 69–75, 2004.

# Tsunami – Untersuchungen für die deutsche Nordseeküste

Von Ingrid Bork, Stephan Dick, Eckhard Kleine und Sylvin H. Müller-Navarra

#### Zusammenfassung

Unter dem Eindruck der Tsunami-Katastrophe im nördlichen Indischen Ozean vom Dezember 2004 wurde im Rahmen des Projekts "Tsunami – Untersuchungen für die Nordsee" die Ausbreitung eines Wellenzugs aus drei positiven Einzelsignalen mit Perioden von 1800 s im Nordostatlantik und in der Nordsee simuliert. Die Modellstudien wurden mit zweidimensionalen, barotropen Modellen durchgeführt. Solche Modelle werden am Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) für die Vorhersage von meteorologisch bedingten Fernwellen mit in der Regel längeren Perioden und zur Vorhersage von Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste verwendet. Sturmfluten mit Wasserständen von 4 bis 5 m über NN sind für die Nordsee jährlich wiederkehrende Ereignisse und Gegenstand der Wasserstandsvorhersage am BSH. Tsunami liegen hinsichtlich ihrer Periode zwischen Seegang und der in der Nordsee dominierenden halbtägigen Gezeit. Das Verhalten hypothetischer Tsunami verschiedener Wellenhöhen, die auf einen breiten flachen Schelf auflaufen, wird mit leicht modifizierten Modellen simuliert. Zusätzlich wird eine analytische Betrachtung des Einflusses der Dissipation vorgestellt.

Im Nordostatlantik reproduzieren die Simulationen dynamisches Verhalten, das durch die Änderung der Ausbreitungsgeschwindigkeit mit der Tiefe erklärt werden kann. In der Nordsee erlauben numerische Modelle der Sturmflutvorhersage nach Anpassung des Gitterabstands an die kürzeren Wellenlängen grundsätzlich auch die Simulation der Ausbreitung mittellanger Wellen bis ans Küstennahfeld sowie ihre Modifikation durch Küsten- und Bodenstrukturen. Die direkte Wechselwirkung mit Gezeiten und Sturmfluten ist schwach.

#### Summary

Under the impression of the tsunami disaster in the North Indian Ocean in December 2004, a simulation of the propagation and modification of a wave train with a period of 1800 s across the North-East Atlantic and the North Sea was carried out as part of the project "Tsunami – a study regarding the North Sea coast". The models used for this purpose were two-dimensional barotropic models. Such models are in operational use at the Federal Maritime and Hydrographic Agency of Germany (BSH) to forecast external surges of meteorological origin, which normally have longer periods, and to forecast storm surges at the German North Sea coast. North Sea storm surges with water levels of 4 to 5 m above NN (German ordnance datum) are annually recurring events that are monitored by the official forecasting service at the BSH. The period of a tsunami ranges between that of wind waves and that of the predominantly semidiurnal tide in the North Sea. The behaviour of a bypothetical tsunami with a varying wave height traversing a wide, shallow shelf has been simulated using slightly modified models. An analysis of the importance of dissipation has also been included.

In the North-East Atlantic, the simulations reproduce dynamic features that can be attributed to the change of propagation velocity with depth. In the North Sea, numerical models used to forecast storm surges are suitable in principle for simulating the propagation of medium-length waves almost to the near-shore area as well as their modification by coastal and bottom features if their grid spacing is adapted to the shorter wave lengths. Direct interaction with tides and storm surges is weak.

## Keywords

Nordsee, Schelf, Modelle, Nordostatlantik, Tsunami, Dissipation, Dispersion

Ι	n	h	a	1	t

1.	Einleitung
2.	Analytische Darstellung von Tsunami
3.	Modellkonzepte
	3.1 Erzeugung einer Anfangsverteilung der Oberflächenauslenkung
	3.2 Simulation von Ausbreitung und Modifikation
	3.3 Ausbreitung und Modifikation im Nahfeld 72
	3.4 Ausbreitung im tiefen Ozean
	3.5 Modifikation am Kontinentalhang
4.	Modellsimulationen mit dem Nordostatlantikmodell des BSH
	4.1 Ausbreitung
	4.2 Laufzeiten und Wasserstände
5.	Modellsimulationen mit Nordseemodellen des BSH 80
	5.1 Modellanpassung 81
	5.2 Randbedingungen
	5.3 Signal aus Norden
	5.3.1 Ausbreitung
	5.3.2 Dissipation
	5.3.3 Lokaler Wasserstandsverlauf
	5.3.4 Laufzeiten
	5.4 Signal aus Westen
	5.5 Signal aus Norden mit extremer Sturmflut (sowie Gezeit und Fernwelle) 95
6.	Modellkonzepte im Küstennahfeld
	6.1 Ausbreitung und Modifikation im Küstenbereich und in Ästuaren 98
	6.2 Ausbreitung auf Land
7.	Ergebnisse
8.	Liste der Symbole
9.	Schriftenverzeichnis

#### 1. Einleitung

Nach dem zerstörerischen chilenischen Tsunami von 1960 fand ein Treffen der *International Union of Geodesy and Geophysics (IUGG)* statt, begleitet von einer Konferenz über die Hydrodynamik von Tsunami. Obwohl Tsunami vorwiegend als Problem der Pazifikanrainer betrachtet wurden, empfahl die IUGG europäische Forschung zu Tsunami im Atlantik und im Mittelmeer.

Doch während der nächsten 40 Jahre fand Tsunami-Forschung in Europa wenig Beachtung. Da seit Beginn der amtlichen Wasserstandsvorhersage 1879 (erste Gezeitentafel) für die deutsche Nordseeküste vor keinem Tsunami gewarnt wurde, sind auch der Warndienst des BSH und seine operationellen Modelle nicht für Tsunami-Vorhersage konzipiert. Deshalb sei hier mit CAMFIELD (1990), BRYANT (2001), WARD (2002) und MARDER (2004) auf einige zusammenfassende Darstellungen hingewiesen. Eine Aufarbeitung der Erfahrungen mit dem Tsunami vom Dezember 2004 hinsichtlich Warnung und numerischer Simulation erschien im April 2006 im Spektrum der Wissenschaft (GEIST et al., 2006). Angekündigt für den Sommer 2008 ist ein Buch (LIU et al., 2008) über numerische Methoden zur Simulation des Wellenauflaufs durch Tsunami ("tsunami run up").<sup>1</sup> Arbeiten zu Hangrutschungen und Tsunami ist der Band 21 der NATO Sciences Series (YALÇINER et al., 2003) gewidmet. Er enthält unter anderem eine Ergänzung des Europäischen Tsunami-Katalogs (MARAMAI et al., 2003). Eine Zusammenstellung der Tsunami im südlichen Ost-

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Auch der gerade erschienene Sammelband "Tsunami and Nonlinear Waves (KUNDU, 2007) kann hier nur erwähnt werden.

atlantik bis 1963 gibt BERNINGHAUSEN (1964). 2005 widmete die Zeitschrift "Marine Geology" eine spezielle Ausgabe den Ergebnissen eines Symposiums aus dem Jahr 2003 über Tsunami mit Beispielen aus dem Atlantik und aus Europa.

Unmittelbar nach dem Tsunami von 2004 erteilte das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) der Helmholtz-Gemeinschaft Deutscher Forschungszentren den Auftrag zur Entwicklung eines Tsunami-Frühwarnsystems für den Indischen Ozean, später auch für das Mittelmeer und den Atlantik. Am BSH, der für die Wasserstandsvorhersage an Nord- und Ostsee verantwortlichen zentralen Meeresbehörde, wurde im Rahmen des Projekts "Tsunami-Untersuchungen für die Nordsee" (BORK et al., 2007) der Frage nachgegangen, ob auch an deutschen Küsten ein aus dem Atlantik kommender Tsunami als potentielle Gefahrensituation betrachtet werden muss und wieweit verfügbare Modelle zur Simulation von Tsunami geeignet sind. Vergleichbare Studien wurden von anderen Staaten erstellt. Die in britischen Berichten (KERRIDGE, 2005; SMALLMAN, 2006) und einer dänischen Untersuchung (BUCH et al., 2005) vorgestellten Modellergebnisse ergänzen die Simulationen in Kap. 4 und 5.

Der Tsunami vom Dezember 2004 hat hauptsächlich deshalb eine Diskussion über Tsunami in der Nordsee ausgelöst, weil er die Küsten- und Inselbewohner im Indischen Ozean völlig unvorbereitet getroffen hat. Es bestand keine kollektive Erinnerung an Tsunami, obwohl schwere Tsunami in der Region nicht sehr weit zurückliegen. Der Ausbruch des Krakatau-Vulkans war 1883. 1907 waren westlich von Sumatra bei einem Tsunami der Stärke 4 (auf einer Intensitätsskala von –5 bis +5, ab 2001 Intensitätsskala von 1 bis 12) 400 Tote zu beklagen. 1941 forderte ein anderer Tsunami der Stärke 4 in der Andaman See nördlich von Sumatra 5000 Tote.

In der deutschen Öffentlichkeit und auch bei vielen Wissenschaftlern gab es vor dem Dezember 2004 keine assoziative Verbindung zwischen Tsunami und Nordsee. Es hat sie aber gegeben. Die zeitlich nächsten großen Tsunami, deren Ausläufer die Nordsee erreichten, sind die durch die Hangrutschung bei Neufundland (1929) und infolge des Erdbebens von Lissabon (1755) ausgelösten Tsunami. Das Gefühl einer potentiellen Gefährdung wird jedoch von den nachgewiesenen Auswirkungen der Storegga-Hangrutschung hervorgerufen. Diese liegt etwa 8000 Jahre zurück und hat wahrscheinlich zur Zerstörung der Landbrücke zwischen England und dem Festland beigetragen (DERBYSHIRE et al., 2003). Vor 65 Millionen Jahren war der Meteoriteneinschlag in Yucatan (Mexiko) Ursache für einen verheerenden Tsunami im prähistorischen Atlantik. Das Gebiet der heutigen Nordsee war jedoch nur von dem durch den Meteoriteneinschlag bedingten Klimawandel indirekt betroffen. In die prähistorische Nordsee schlug vor 65–60 Millionen Jahren ein wesentlich kleinerer Asteroid ein. Der Mjølnireinschlag war vor etwa 140 Millionen Jahren. Modellrechnungen (GLIMSDAL et al., 2007) schließen einen Teil der Paleo-Nordsee ein. Seit 1952 wurden mehrere kleinere Tsunami in norwegischen Fjorden registriert, der letzte 1999 (MARAMAI et al., 2003). Die jüngsten Einträge in der russischen Datenbank mit Quellregion Island sind von 1924 und 1934.

Trotz dieser historisch belegten Tsunami sind die Untersuchungen dieses Artikels eher als Prinzipienstudie zur Simulation mittellanger Wellen zu sehen denn als Entwicklung eines Werkzeuges zur Tsunami-Warnung für die deutsche Nordseeküste.

# 2. Analytische Darstellung von Tsunami

Die Ausbreitung von sehr langen Wellen – Gezeiten- und Fernwellen – in die Nordsee hinein ist Gegenstand täglicher Wasserstandsvorhersage. Sie haben charakteristische Längen L in der Größenordnung von 1000 km und Wellenhöhen H von bis zu 2 Meter am Nordrand der Nordsee und bis zu 4 m in den Ästuaren der Deutschen Bucht. Die dominierende Mitschwingungsgezeit der Nordsee ist die halbtägige Gezeit. Seegang in der offenen Nordsee hat Perioden T in der Größenordnung von 10 s (COUPER, 1983) und integrale Wellenlängen bis 250 m. "Dazwischen" liegen Tsunami. Sie haben je nach Erzeugung Perioden in der Größenordnung von 100 s (Meteoriteneinschlag), 10 Minuten (Erdbeben) und 30 Minuten (Hangrutschungen). WARD (2002) definiert ein "Tsunami-Fenster" durch Perioden von 100 bis 2000 s. Ein einzelner Tsunami hat ein engeres Spektrum und wird daher durch eine einzige Periode charakterisiert. Typische Wellenlängen bei einer Periode von 30 Minuten liegen zwischen 400 km in der Tiefsee und 20 km im flachen Wasser. Sieht man von Meteoriteneinschlägen ab, so ist die Periode von Tsunami etwa um einen Faktor 200 größer als die von Seegang und um einen Faktor 20 kleiner als die der halbtägigen Gezeit. Damit scheinen Modelle der täglichen Wasserstandsvorhersage näher an der Beschreibung von Tsunami zu liegen als Theorien zur Seegangsbeschreibung. Andererseits werden Tsunami durch die Erdrotation wenig beeinflusst. Die Trägheitsperiode beträgt am Pol etwa 12 Stunden und nimmt zum Äquator hin zu. Daher sind klassische, rotationsfreie Wellentheorien zum Verständnis von Tsunami herangezogen worden (z.B. VOIT, 1987). Diese sind für kurze Windwellen bis hin zum Seegang entwickelt worden und betrachten zunächst nur einzelne Wellen, d.h. fortschreitende Wellen bei gegebener Wellenlänge, Wellenhöhe und Periode. Eine klare Darstellung analytischer Wellentheorie und der zu Grunde liegenden Approximationen gibt PEREGINE (1972). Neuere Theorien diskutieren LIU et al. (2002).

Einzelne Theorien unterscheiden sich durch die Wahl der berücksichtigten Prozesse. Mit der Vernachlässigung der Advektion (nichtlineare Terme) in den Gleichungen und ihren Randbedingungen werden Formänderungen der Welle unterdrückt. Lösungen linearer Gleichungen (Airy-Laplace Theorie) erhalten also die Form der Oberflächenauslenkung. Eine einfache Welle, deren Ausbreitungsgeschwindigkeit eine Funktion ihrer Periode ist, wird als frequenz-dispersiv bezeichnet. Ob eine Approximation auf dispersive Wellen führt, lässt sich erst an der Lösung erkennen (WHITHAM, 1999). Die Vernachlässigung der lokalen vertikalen Beschleunigung,  $\partial w/\partial t$ , macht lineare Gleichungen zu hydrostatischen linearen Gleichungen, deren Lösung dispersionsfrei ist. Komplexere Approximationen wie Boussinesq-Gleichungen (z.B. BOUSSINESQ, 1871), und deren Sonderformen Korteweg-de-Vries-(KORTEWEG et al., 1895) und KP-Gleichung (KODOMTSEV et al., 1970) sind sowohl dispersiv als auch formändernd, allerdings jeweils nur näherungsweise (cnoidale und solitäre Wellen). Andere nichtlineare nicht-hydrostatische Theorien (z.B. STOKES, 1847) gelten nur für sehr kleine Oberflächenauslenkungen und sind daher hier nicht von Interesse. Lineare Boussinesq-Gleichungen sind formerhaltend und zur ersten Ordnung dispersiv.

Der vielfältige Einfluss variabler Bodentopographie, Reflexion, Refraktion, Beugung und Energiekonzentration ("shoaling") ist in linearen nicht-hydrostatischen und nichtlinearen hydrostatischen Gleichungen über die Bodenrandbedingung berücksichtigt. Seine Integration in Boussinesq-Gleichungen ist nur bei komplexen Arten dieser Gleichungen möglich (PEREGINE, 1972; MADSEN et al., 1991; MADSEN et al., 1992; LIU et al., 2002).

Verschiedene Approximationen sind jeweils nur für einen bestimmten Bereich der Parameter Wellenhöhe H, Wellenlänge L und ungestörte Wassertiefe h gültig. Bei geeigneter Skalierung (VOIT, 1978) kennzeichnet  $h^2/L^2$  gegen Null (d.h. h/L < 0,05) den hydrostatischen, 0.5 H/h gegen Null (d.h. H/h <<1) den linearen Grenzfall. Beide Parameter allein reichen aber zur Bestimmung des Gültigkeitsbereichs einzelner Wellentheorien nicht aus. Nach URSELL (1953) legt vielmehr die relative Größenordnung von Nicht-Hydrostatik  $h^2/L^2$  und von (horizontaler) Nichtlinearität 0.5 H/h, der sogenannte Ursell-Parameter U, die notwendige Allgemeinheit der Gleichungen fest.  $h^2/L^2 << 0.5 H/h$  (U>>1) gestattet die hydrostatische Approximation.  $h^2/L^2 >> 0.5 H/h$  (U<<1) erlaubt lineare Gleichungen.  $h^2/L^2 >>$ 

0.5 *H/h* ( $U \approx 1$ ) ist Voraussetzung für die Gültigkeit einfacher Boussinesq-Gleichungen (UR-SELL, 1953). KOMAR (1976) hat gegenüber URSELL den Gültigkeitsbereich linearer Theorie zu  $U \approx 50$  ( $U = 16 \pi^2/3$ ) ausgedehnt. FRÖHLE et al. (2002) setzen die Grenze bei U = 13. Üblich ist auch die Interpretation von U als Beziehung zwischen Wellensteilheit *H/L* und relativer

Wassertiefe 
$$h/L$$
,  $U = \frac{H}{L} \left(\frac{L}{h}\right)^3$ .

Wassertiefe [m]	L (10 Minuten)	h/L (10 Minuten)	L (30 Minuten)	h/L (30 Minuten)
5000	132,9	0,0376	398,7	0,0137
2000	84,0	0,0238	252,1	0,0079
1000	59,4	0,0168	178,3	0,0046
500	42,0	0,0119	126,1	0,0040
200	26,6	0,0075	79,7	0,0025
100	18,8	0,0053	56,4	0,0018
50	13,3	0,0038	39,9	0,0013
20	10,3	0,0024	25,2	0,0008
10	5,9	0,0017	17,8	0,0006

Tab. 1: Parameter h/L mit  $L = T \sqrt{gh}$  in km für zwei typische Tsunamiperioden

Tab. 2: Ursell-Parameter  $\frac{0.5 H}{h} \frac{L^2}{h^2}$  mit  $L = T \sqrt{gh}$  für zwei typische Werte für H und T

Wassertiefe [m]	U (10 m, 10 Min.)	U (1 m, 10 Min.)	U (10 m, 30 Min.)	U (1 m, 30 Min.)
5000	0,7	0,1	6,4	0,6
2000	4,4	0,4	39,7	4,0
1000	17,7	1,8	158,9	15,9
500	70,6	7,1	635,7	63,6
200	441,5	44,1	3973,1	397,3
100	1765,8	176,3	15892,2	1589,2

Tab. 1 und 2 geben eine Abschätzung des Parameters h/L und des Ursell-Parameters für Wellenhöhen von 10 m und 1 m bei typischen Perioden von 10 und 30 Minuten für lange Wellen.

Für Tiefen geringer als 5000 m ist der Parameter h/L < 0,05. Wird nur dieser Parameter betrachtet, sind Flachwasserwellen (linear, hydrostatisch) im gesamten Tiefenbereich eine angemessene Darstellung. Der Ursell-Parameter gibt ein differenzierteres Bild. Danach können Tsunami in rotations- und reibungsfreier Theorie durch cnoidale Wellen (Boussinesq-Gleichungen) beschrieben werden. Besonders der Grenzfall solitärer Wellen reproduziert als translative Welle eine wichtige Tsunamieigenschaft. Dabei ist jedoch zu beachten, dass h/L in der Theorie wegen  $L \rightarrow \infty$  gegen Null geht, während für Tsunami h/L mit h gegen Null geht. L nimmt dabei ab. Für typische Schelftiefen (< 200 m) ist die hydrostatische Annahme gerechtfertigt.

Wie auch in Seegangsuntersuchungen verlieren die obigen analytischen Betrachtungen, aber auch viele Modellsimulationen im Küstenbereich ihre Gültigkeit, sobald die Welle bricht. Aber schon die Betrachtung eines Tsunami als einfache Welle mit gegebener, durch
den Entstehungsprozess festgelegter Periode ist in Küstennähe nicht mehr gültig, da Reibungseinflüsse die Periode eher zu einer Funktion des Ortes machen (SABATIER, 1986).

Auch in anderer Hinsicht ist die Betrachtung von Tsunami als einfache Welle ein grobes Bild. Trotz eines relativ schmalen Spektrums ist ein Tsunami eine Überlagerung einfacher Wellen verschiedener Perioden. Als solcher wurde er als Soliton beschrieben. Diese bewahren ihre Gesamtform trotz bedeutender Nichtlinearitäten, indem deren Einfluss durch Dispersion (Formänderung des zusammengesetzten Signals durch die unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeit einzelner Wellen) kompensiert wird. Ein Soliton wird daher gut durch Boussinesq-Gleichungen beschrieben. In tatsächlichen Tsunami ist ein solches Gleichgewicht jedoch selten gegeben. Ein Soliton ist auch deshalb kein gutes Modell für einen Tsunami, weil er ein positives Signal ist und so das an der Küste oft beobachtete anfängliche Zurückweichen (Wellental) des Wassers nicht reproduziert.

Die Entstehungsregion von durch Erdbeben erzeugten Tsunami liegt oft in tiefem Wasser, und die Anfangsauslenkung der Wasseroberfläche ist oft impulsartig. Eine Anfangsoberflächenauslenkung in Form einer Deltafunktion entwickelt in inkompressiblen, reibungsfreien Medien eine Gestalt, die durch eine Airy-Funktion beschrieben werden kann. Die erste Auslenkung dieser Funktion ist wie gewünscht negativ (GILL, 1982). Eine andere Möglichkeit, ein führendes Wellental zu erzeugen, bietet die Berücksichtigung der Zähigkeit des Wassers. In einer zähen Flüssigkeit wird die Dissipation und nichtlineare Ausbreitung eines schockartigen Signals im einfachsten eindimensionalen Fall durch eine nichtlineare Diffusionsgleichung (Burgers-Gleichung, BURGERS, 1974) für das skalare Geschwindigkeitspotential beschrieben (WHITHAM, 1999). Bei geeigneter Anfangsverteilung produziert ihre Lösung mit der Zeit eine nach ihrer Form N-Welle genannte Oberflächenauslenkung, die ebenfalls ein führendes Wellental aufweist.

Doch auch dies ist nicht immer eine richtige Beschreibung von Tsunami. Bei Hangrutschungen ist die Zeit der Bodenbewegung relativ lang, und eine hydrostatische Theorie beschreibt die Anfangsphase des Tsunami angemessen. Modellrechnungen haben gezeigt, dass sich in diesem Fall zu Beginn ein Wellenberg gefolgt von einem Wellental seewärts bewegt (WARD, 2002). Im näheren Fernfeld können sich dann solitäre Wellen bilden (RUBINO et al., 1998).

Zusammenfassend ist ein Tsunami allenfalls in begrenzten Entwicklungsphasen als einzelne Welle oder als Wellenzug analytisch beschreibbar. In den Modellsimulationen der Abschnitte 4 und 5 wurde mit einem Wellenzug aus drei positiven Einzelsignalen der Form  $u = H \sqrt{gh/h} \sin^2 (2T/2\pi t)$  für die Geschwindigkeit und  $\eta = uh/\sqrt{gh}$  für die Oberflächenauslenkung des einlaufenden Signals eine möglichst einfache und in ihrer Modifikation leicht nachvollziehbare Darstellung gewählt.

#### 3. Modellkonzepte

Für den Pazifik und das Mittelmeer gibt es bereits seit langem Modelle zur Tsunamivorhersage. Aber auch für den Nordatlantik und die Norwegische See wurden Modelle entwickelt und Untersuchungen durchgeführt. Naturgemäß sind die Arbeiten auf diesem Gebiet nach dem Dezember 2004 intensiviert worden (GEIST et al., 2006; BUCH et al., 2005; KER-RIDGE, 2005; SMALLMAN, 2006). Selbst für die deutsche Küste wurde die Frage gestellt: Was können vorhandene Modelle, insbesondere die der Wasserstandsvorhersage am BSH, leisten, und wie könnte ein Konzept für eine optimale Modellierung des Wasserstands, inklusive hypothetischer Tsunami, an der deutschen Nordseeküste aussehen (BORK et al., 2007)? Ein Standardverfahren zur Vorhersage von Tsunami ist z. B. MOST (Method of Splitting Tsunami, TITOV et al., 1997). Es nutzt unterschiedliche Modelle für die drei Phasen der Tsunami-Entwicklung: Entstehung, Ausbreitung und Modifikation im Küstenbereich. Auch Nachrechnungen von Tsunami im Atlantik (GJEVIK et al., 1997; FINE et al., 2005) und in der Norwegischen See (HARBITZ, 1992; BONDEVIK et al., 2005) arbeiten nach diesem Prinzip.

Hinsichtlich der Modellanforderung für die Simulation der Auswirkungen von Tsunami an der deutschen Nordseeküste ergibt sich eine etwas differenziertere Einteilung:

- Erzeugung einer Anfangsverteilung der Oberflächenauslenkung
- Ausbreitung und Modifikation im Nahfeld
- Ausbreitung im tiefen Ozean
- Modifikation am Kontinentalhang
- Ausbreitung und Modifikation auf dem Schelf
- Ausbreitung und Modifikation im Küstenbereich (Wassertiefe kleiner 20 bis 10 m) und in Ästuaren
- Ausbreitung auf Land (Wellenauf- und -überlauf)

# 3.1 Erzeugung einer Anfangsverteilung der Oberflächenauslenkung

Für einen durch Erdbeben erzeugten Tsunami werden aus seismischen Informationen Verwerfungsparameter abgeleitet und daraus Oberflächenauslenkungen konstruiert (OKADA, 1985; TITOV et al., 1997; SMALLMAN, 2006). Die Berechnungen erwiesen sich im Allgemeinen als zufriedenstellend, aber sekundäre Verwerfungen und andere Ursachen können zu beträchtlichen Fehlern führen (SHUTO, 2003; GEIST et al., 2006). Prinzipielle Studien wurden auch mit zeitlich variabler Bodentopographie durchgeführt (ANDROSOV et al., 2005). Andere Erzeugungsmechanismen sind nicht so klar verstanden. Modelle für unterseeische Hangrutschungen werden von RUBINO (1998), HARBITZ (1992), FINE et al. (2003) und WARD (2001) beschrieben. Komplizierter sind Simulationen von Hangrutschungen, bei denen Material aus großer Höhe ins Wasser fällt, sowie von Meteoriteneinschlägen und den resultierenden Tsunami (GISLER et al., 2003; WEISS et al., 2006; GLIMSDAL, 2007). Die zu Grunde liegenden Modelle sind physikalisch und numerisch sehr anspruchsvoll. Modelle der Wasserstandsvorhersage sind von solcher Art Simulation entkoppelt und setzen gegebene Anfangs- und Randbedingungen voraus.

# 3.2 Simulation von Ausbreitung und Modifikation

Modelle zur Simulation der Ausbreitung und Modifikation von Tsunami unterscheiden sich stark hinsichtlich der numerischen Realisierung der zu Grunde liegenden analytischen Gleichungen und deren Randbedingungen. Wesentliche Unterschiede beruhen jedoch schon darauf, dass auf der Ebene analytischer Formulierung unterschiedliche Annahmen gemacht werden. Nichtlineare Terme (horizontal), Bodenreibung und variable Bodentopographie werden in allen Vorhersagemodellen berücksichtigt. Unterschiede ergeben sich bei Berücksichtigung der Erdrotation, aber hauptsächlich hinsichtlich der Dispersion.

In analytischen Wellentheorien werden nicht einfach nur Terme der Bewegungsgleichungen und ihrer Randbedingungen weggelassen. Die abhängigen Variablen werden vielmehr nach einem charakteristischen Parameter entwickelt und in den Gleichungen Terme höherer Ordnung durch Größen niedriger Ordnung ausgedrückt. Terme ab einer bestimmten Ordnung werden schließlich vernachlässigt. So entsteht ein geschlossenes System von Gleichungen für Größen der unteren Ordnungen (z. B. PEREGRINE, 1972; LIU et al., 2002). Ein solches System sind auch die verschiedenen Arten von Boussinesq-Gleichungen (z.B. BOUS-SINESQ, 1871; VOIT, 1987; MADSEN et al., 1991; MADSEN et al., 1992), eine meist zweidimensionale Approximation zur Betrachtung langer Wellen unter Berücksichtigung von Dispersion ( $b^2/L^2 \neq 0$ ) und nichtlinearen Effekten (0,5  $H/b \neq 0$ , aber meistens  $b^2/L^2 \cdot 0,5 H/b \approx 0$ ).

Numerische Modelle wie das Modellsystem des BSH (DICK et al., 2001) basieren dagegen auf den sogenannten primitiven Gleichungen. Primitiv deutet an, dass die Gleichungen für die vollständigen Größen gelöst werden. Allerdings werden im Allgemeinen statistisch gemittelte Gleichungen gelöst, in denen dann aus den nichtlinearen Termen der Gleichungen resultierende Korrelationen durch gemittelte Größen ausgedrückt werden. Hinzu kommt in numerischen Modellen noch die Parametrisierung von Prozessen, die in der Gitterauflösung des betrachteten Modells nicht erfasst werden. (Dazu gehören in BSH-Modellen auch kurze Windwellen und Dünung.)

Unterschiede ergeben sich in primitiven Gleichungen durch verschieden starke Vernachlässigung von Termen in der Gleichung für die vertikale Komponente des Impulses. In nichthydrostatischen Modellen muss diese Gleichung in prognostischer Form gelöst werden; zusätzlich wird eine Poisson-Gleichung für den Druck berücksichtigt (MARSCHALL et al., 1997a,b). Hydrostatische Formulierung und Boussinesq-Gleichungen unterscheiden sich dagegen relativ wenig. Beide berechnen die vertikale Geschwindigkeit diagnostisch aus der Gleichung für die Massenerhaltung und den Druck durch Integration der Gleichung für die vertikale Komponente des Impulses zu (BORK et al., 2007)

$$p_{bs} = p_{\eta} + \int_{r}^{\eta} \rho \nabla_{\nu} \phi dr$$
$$p_{B} = p_{\eta} + \rho_{0} \int_{r}^{\eta} \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{r'} \nabla_{h} \cdot \vec{v}_{h} dr'' dr' + \int_{r}^{\eta} \rho \nabla_{\nu} \phi dr$$

Die Gleichung für  $p_B$  enthält im Vergleich zum hydrostatischen Druck nur einen wesentlichen zusätzlichen Term. Dieser ermöglicht allerdings Dispersion (Frequenzdispersion).

Für beide Arten von Modellen gelten die gleichen Gültigkeitsbeschränkungen wie für die entsprechenden analytischen Betrachtungen.

# 3.3 Ausbreitung und Modifikation im Nahfeld

Der Einfluss der Advektion in der horizontalen Impulsgleichung und in den Oberflächenrandbedingungen ist ebenso wie der des turbulenten, horizontalen Impulsaustausches gering. Trotzdem können beide die Form des sich dann im tiefen Ozean ausbreitenden Tsunami entscheidend modifizieren.

Die Simulation der Modifikation und Ausbreitung eines Tsunami im Nahfeld erfordert die Lösung der nichthydrostatischen Gleichungen für viskose Medien, um Dispersion und anschließende Dissipation der kurzwelligen Signalanteile und die resultierende Schwächung des führenden Signals zu reproduzieren. Bei dreidimensionalen Simulationen punktähnlicher Anfangsverteilung oder langsamen Bodenänderungen (ANDROSOV et al., 2005) kann der Unterschied zwischen hydrostatischen und nichthydrostatischen Berechnungen weniger problematisch sein als bei langen Verwerfungen oder impulsartiger Bodenänderung.

#### 3.4 Ausbreitung im tiefen Ozean

Bei der weiteren Ausbreitung im tiefen Ozean spielt Dispersion nur dann eine wesentliche Rolle, wenn sich im Nahfeld ein Gleichgewichtsignal (z.B. ein Soliton) aus kurzen und langen Wellen eingestellt hatte. Andernfalls sind die kurzen Wellen dissipiert, und die Ausbreitung des verbleibenden langperiodischen Signals wird gut mit der hydrostatischen Annahme simuliert. In MOST (TITOV et al., 1997) wird sowohl für die Simulation der Ausbreitung im Nahfeld als auch im tiefen Ozean ein hydrostatisches Modell benutzt. Dort wird jedoch Dispersion bewusst über das gewählte numerische Verfahren wieder eingeführt. GJEVIK et al. (1997) haben den Einfluss numerischer Dispersion für finite Differenzen auf einem Arakawa-C-Gitter bei einer Tsunami-Simulation untersucht. Sie fanden, dass sich numerische Dispersion nicht immer in physikalisch sinnvoller Weise verhält. Trotzdem sind die Ergebnisse hydrostatischer Modelle brauchbar (HORRILLO et al., 2006).

Entscheidend für die Ausbreitung langer Wellen ist eine gute Kenntnis der Bodentopographie. Unterseeische Rücken und Berge werden einen Tsunami modifizieren und ablenken. MOFJELD et al. (2000) definieren z.B., basierend auf der linearen Theorie, einen Parameter, der die Bedeutung von Streuung und Reflexion an verschiedenen unterseeischen Strukturen für Tsunami charakterisiert.

Insbesondere Laufzeiten lassen sich bei Kenntnis der Tiefenverteilung mit guter Nährung aus der Integration des mit der lokalen Geschwindigkeit  $\sqrt{gh}$  zurückgelegten Wegs ermitteln (ANNUNZIATO et al., 2005). Solche Berechnungen sind sehr schnell und geben bei entsprechender Auflösung der Topographie bis in den Küstenbereich sinnvolle Ergebnisse, besonders bei Berücksichtigung von Diffraktion (Beugung) an Inseln und Küstenvorsprüngen. Die Autoren (ANNUNZIATO et al., 2005) haben eine Erweiterung ihres Modells auf eine ebenso schnelle Energieabschätzung angekündigt. Im Bericht (BUCH et al., 2005) des Danish Meteorological Institute (DMI) zum Tsunami-Risiko finden sich derartige Laufzeitberechnungen für die Startpunkte Kap Farvel (Grönland), Färöer Inseln und Hanstholm (Dänemark). NIRUPAMA et al. (2006) haben mit einer Auflösung der Bodentopographie von 2 Bogenminuten, das sind etwa 3,7 km am Äquator und etwa 2,1 km im Bereich der Nordsee, Laufzeiten für 118 Startorte im gesamten Atlantik berechnet.

# 3.5 Modifikation am Kontinentalhang

Eine entscheidende Modifikation erfährt ein Tsunami am Kontinentalhang. Vor Sumatra liegt der Kontinentalhang dicht vor der Küste. Für die deutsche Nordseeküste ist er ein weit entferntes, dynamisch gesondert zu betrachtendes Gebiet. Am Kontinentalhang nimmt  $\sqrt{gh}$  stark ab, während die Phasengeschwindigkeit  $gT_{kurz}/2\pi$  kurzer Wellen von der Tiefe unabhängig ist. Für  $gT_{kurz}/2\pi > \sqrt{gh}$  könnten die kurzen Wellen jetzt die langen wieder einholen (MIRCHINA et al., 2001) und das führende Signal stärken. Im realen Ozean werden jedoch die sehr kurzen Wellen gedämpft, und die vormals mittellangen Wellen werden bei abnehmender Tiefe wegen des kleiner werdenden Quotienten h/L zu langen Wellen. Daher wird im Allge-

meinen Dispersion das führende Signal weiter schwächen. Zur Berücksichtigung dieser Prozesse fordert RUBINO et al. (1998) nicht-hydrostatische Simulationen.

Im langwelligen dispersionsfreien Teil werden führende Wellen von nachfolgenden eingeholt, und durch die Überlagerung entsteht ein höheres Signal. Zusätzlich werden die einzelnen Wellen an der Schelfkante verkürzt und ihre Energie auf kleinerem Raum konzentriert ("shoaling"). Ein Teil der prinzipiell verfügbaren Energie wird jedoch am Kontinentalhang zurück in den tiefen Ozean reflektiert.

Eine Abschätzung für einzelne lange Wellen erlaubt die lineare hydrostatische Theorie (MASSELINK, 2005). Die Wellenhöhe ändert sich danach entsprechend  $H/H_{tief} = (h_{tief}/h)^{0,25}$ ; also würde sie beim Übergang von 4000 m auf 1000 m um einen Faktor 1,41 zunehmen. Die Vernachlässigung jeglicher Energiedissipation führt weiter dazu, dass auch die Periode der Welle beim Übergang zu flacherem Wasser erhalten bleibt. Dann verkürzt sich die Wellenlänge entsprechend  $L/L_{tief} = (h/h_{tief})^{0,5}$  und die Steilheit nimmt mit  $S/S_{tief} = (h_{tief}/h)^{0,75}$  zu. Für die Tiefen 4000 m und 1000 m würde die Wellenlänge halbiert und die Steilheit verdreifacht. Dies gilt jedoch nur bei sehr sanften Bodenänderungen. Der Kontinentalhang ist eher eine abrupte Tiefenänderung. Bei senkrechtem Auftreffen gilt  $H/H_{tief} = 2h_{tief}^{0,5}/(h_{tief}^{0,5} + h^{0,5})$  (CAM-FIELD, 1990). Für die obigen Werte nähme die Wellenhöhe also um einen Faktor 1,33 statt 1,41 zu. Bei CAMFIELD (1990) finden sich entsprechende Gleichungen auch für andere Bodenprofile und Einfallswinkel.

Hydrostatische Modelle wie NEA (KERRIDGE, 2005) und das Nordostatlantikmodell des BSH reproduzieren die topographische Modifikation der Ausbreitungsgeschwindigkeit und das Verkürzen der Wellenlänge mit abnehmender Tiefe. Da die Gleichungen des Modells Reibungsterme enthalten, bleibt jedoch *T* nicht mehr konstant, und die einfache lineare Abschätzung  $L = T_{tief} \sqrt{gh}$  für eine einzelne Welle gilt wie in der Natur nur näherungsweise. Die Wellenhöhe der einzelnen Wellen nimmt in den Modellsimulationen am Kontinentalhang zwar zu, jedoch sind lokale Erhöhungen bis auf Ausnahmen (Abb. 7) eine Folge der Überlagerung der Einzelwellen.

Eine explizite Betrachtung der Energiebilanz im Modell hinsichtlich Reflexion, Nichtlinearität und Dissipation wurde nicht vorgenommen. Aber es ist bekannt, dass die numerische Approximation analytischer Gleichungen, besonders der Nichtlinearitäten, Einfluss auf die Größe der Dissipation hat.

Bisher wurden nur barotrope Modellsimulationen erwähnt. In geschichteten Medien können durch Tsunami auch interne Wellen entstehen, die am Kontinentalhang ebenfalls modifiziert werden. Ihre Anregung durch Tsunami wurde z. B. von HAMMACK (1974) untersucht.

# 4. Modellsimulationen mit dem Nordostatlantikmodell des BSH

Das Nordostatlantikmodell des BSH wurde entwickelt, um langen meteorologisch erzeugten Wellen, die aus dem Nordostatlantik in die Nordsee eindringen, bei der Ermittlung des Windstaus in der Deutschen Bucht Rechnung zu tragen. Die Sturmflutforschung hat für solche Wellen den Begriff Fernwellen geprägt. Das Nordostatlantikmodell ist ein barotropes, nichtlineares hydrostatisches Modell. Eine signifikante Anpassung erfolgte gegenüber dem operationellen Modell hinsichtlich der horizontalen Auflösung. Die folgenden Untersuchungen wurden für das Nordostatlantikmodell mit einer neuen feineren Auflösung von etwa 10 km durchgeführt (zukünftige Version des BSH mit Topographie der entsprechenden Modellversion des Dänischen Meteorologischen Instituts). Das Modellgebiet (Abb. 1) umfasst den Kontinentalhang und den Schelf, zwei Bereiche starker Modifikation von einlaufenden Tsunami.

Am Rand werden Signale in analytischer Form vorgegeben. Es gibt zwar Modelluntersuchungen, die konkretere Anfangs- und Randbedingungen liefern könnten (z.B. BONDEVIK et al., 2005), zur Beantwortung der Frage, was vorhandene Modelle leisten können, ist jedoch ein einfaches Randsignal, dessen Modifikation leicht nachzuvollziehen ist, sinnvoller. Die Übernahme realistischer Rand- und Anfangsbedingungen ist ein sekundäres Problem. Der in die Modellgebiete einlaufende Wellenzug besteht jeweils aus drei aufeinander folgenden positiven Einzelwellen, die am entsprechenden Rand über die Geschwindigkeit der Wasserteilchen  $u = H \sqrt{gh}/h \sin^2 (2T/2\pi t)$  beschrieben werden. Das entspricht einem von der Tiefe unabhängigen positiven Eingangssignal für die Oberflächenauslenkung  $\eta = uh/\sqrt{gh}$ . Die Eingangswellenhöhe orientiert sich an der Storegga-Hangrutschung. Die Wellenhöhe von 3 m wurde so gewählt, dass potentielle Randbedingungen für die Nordsee (Abb. 7) von gleicher Größenordnung sind wie bei der in Abschnitt 5 angenommenen analytischen Randbedingungen (H = 5,0 m).

Für eine Periode von 30 Minuten zeigen die Simulationen die Entwicklung von relativ gut aufgelösten Signalen mit 35 Gitterpunkten pro Einzelsignal in 4000 m Tiefe und etwa noch 15 Gitterpunkten pro Einzelsignal in 1000 m Tiefe.

Im Einzelnen wurden folgende Simulationen durchgeführt:

- Wellenzug aus Norden (*H* 3 m, *T* 1800 s, Abb. 2 und 5–7)
- Wellenzug aus Süden (*H* 3 m, *T* 1800 s, Abb. 3 und 5–7)
- Wellenzug aus Westen (*H* 3 m, *T* 1800 s, Abb. 4 und 5–7)



Abb. 1: Tiefenverteilung des verwendeten Nordostatlantikmodells mit 1000-m-Tiefenlinie (schwarz, fett)

# 4.1 Ausbreitung

In tiefem Wasser ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Tsunami bzw. von deren Energie sehr hoch (etwa 200 m s<sup>-1</sup> bei 4000 m Tiefe im Vergleich zu 20 m s<sup>-1</sup> bei 40 m Tiefe). Bei dem im Modell gewählten numerischen Verfahren ist dann auch die numerische Energiedissipation höher, als sie aus physikalischen Gründen zu erwarten wäre. Trotzdem ist vereinzelt eine Erhöhung einzelner Signale durch "shoaling" in den Abbildungen 2-4 zu erkennen (vergleiche auch Abb. 7). Häufiger liegen lokale Zunahmen an einer Überlagerung der drei Einzelsignale nach Ablenkung durch die Bodentopographie. Die wesentlichen Modifikationen während der Ausbreitung im tiefen Ozean und über den Kontinentalhang repräsentieren alle den Einfluss der Änderung von  $\sqrt{gh}$  mit der Tiefe. So werden die Einzelsignale am Schelfrand zusammengedrängt und verkürzt. Der gewählte Ansatz für den turbulenten Impulsaustausch (DICK et al., 2001) erlaubt eine klare Unterscheidung der drei Einzelsignale auch noch bei sehr kleinen Wellenlängen auf dem Schelf. Die durch die Modellgleichungen unterdrückte Frequenzdispersion kann in den Simulationen dieses Abschnitts theoretisch nicht auftreten, da alle Einzelsignale identische Perioden haben. Die diskrete Darstellung des Eingangssignals zerstört jedoch diese Eigenschaft, und das Signal wird im weiteren Verlauf durch numerische Dispersion modifiziert.

In allen Simulationen konnte sich das führende Eingangssignal 12 Stunden lang ausbreiten. Die folgenden Abbildungen zeigen jeweils einen Zeitpunkt, zu dem alle drei Einzelsignale im Modellgebiet angekommen sind und ihre Entwicklung bis zum Erreichen des nördlichen Randes der Nordsee bzw. des Eingangs zum Kanal. In den Abb. 2–4 haben sich die drei ursprünglich gleichartigen und im gleichen zeitlichen Abstand am Rand einlaufenden Signale nach 1,5 Stunden unterschiedlich weit voneinander entfernt. Beim Übergang zu flacherem Wasser jenseits der eingezeichneten 1000 m Tiefenlinie sind die vorderen Wellen von den hinteren eingeholt worden. Besonders deutlich ist dies in Abb. 4 über der Rockall Bank. Im tiefen Wasser der Norwegen See haben sich die Wellen dann wieder weiter voneinander entfernt.

Ein Signal vom nördlichen Modellrand erreicht die Nordsee nach etwa 2,5 Stunden (Abb. 2). Das am Südrand vorgegebene Signal erreicht in 5 Stunden Nordschottland (Abb. 3) und nach 7 Stunden als schwaches Signal die nördliche Nordsee. Der Kanaleingang wird auf Grund der geringeren Wassertiefe nicht wesentlich schneller erreicht und im Kanal erfolgt die Ausbreitung sehr langsam. Das von Westen kommende Signal hat nach 3,5 Stunden Schottland erreicht. Abgelenkt zum flacheren Wasser läuft es nach etwa 4,5 Stunden fast senkrecht in die Nordsee ein (Abb. 4).



Abb. 2: Wasserstandsverteilung nach 1,5 Std. (links) und nach 2,5 Std. (rechts) (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale aus N, *T* 1800 s, *H* 3 m, Nordostatlantikmodell 10 km)



Abb. 3: Wasserstandsverteilung nach 1,5 Std. (oben links), 2,5 Std. (oben rechts), nach 5 Std. (unten links) und nach 7 Std. (unten rechts) (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, *T* 1800 s, *H* 3 m aus S, Nordostatlantikmodell 10 km)

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.



Abb. 4: Wasserstandsverteilung nach 1,5 Std. (oben links), 2,5 Std. (oben rechts), nach 3,5 Std. (unten links) und nach 4,5 Std. (unten rechts) (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, T 1800 s, H 3 m aus W, Nordostatlantikmodell 10 km)

# 4.2 Laufzeiten und Wasserstände

Genauer sind die Laufzeiten in den Zeitreihen der Wasserstandswerte abzulesen. Plymouth (Abb. 5) wird nach etwa 3 Stunden von dem ersten Maximum des Signals aus Süden erreicht. Das Signal aus Westen braucht etwa doppelt solange und ist deutlich schwächer als das Eingangssignal.

Wick (Abb. 6) wird von dem Signal aus Norden später als der offene Nordrand der Nordsee (Abb. 7) erreicht. Es trifft hier fast zeitgleich mit dem Signal aus Westen ein, hat aber eine deutlich unterschiedliche Form. Das Signal aus Süden trifft 2 Stunden später ein. In allen Fällen ist der maximale Wasserstand kleiner als die Wellenhöhe des Randsignals.

Am offenen Nordrand der Nordsee (60,05 N und 1,25 W) dagegen ist mit fast 5 m maximalem Wasserstand ein deutlicher "shoaling"-Effekt für das Signal aus Norden zu erkennen (Abb. 7). Das Signal aus Westen hat hier etwa die gleiche Höhe wie in Wick. Es



Abb. 5: Wasserstandsverlauf in Plymouth (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Periode 1800 s, Wellenhöhe 3 m, aus Norden N, Süden S und Westen W, Nordostatlantikmodell 10 km)



Abb. 6: Wasserstandsverlauf in Wick (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Periode 1800 s, Wellenhöhe 3 m, aus Norden N, Süden S und Westen W, Nordostatlantikmodell 10 km)



Abb. 7: Wasserstandsverlauf bei Shetland (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Periode 1800 s, Wellenhöhe 3 m, aus Norden N, Süden S und Westen W, Nordostatlantikmodell 10 km)

zeigt aber noch deutlich die Form des Eingangssignals (3 positive Einzelwellen, *T* 1800 s), während das Signal aus Westen in Wick (Abb. 6) über mehr als 4 Stunden Wasserstände bis 2 m erreicht.

5. Modellsimulationen mit Nordseemodellen des BSH

Im Wasserstandsvorhersagedienst des BSH wird sowohl ein baroklines, dreidimensionales Zirkulationsmodell (DICK et al., 2001) als auch ein barotropes, zweidimensionales Windstaumodell ("Nordsee 10 km", MÜLLER-NAVARRA et al., 2003) genutzt. Die meisten der hier vorgestellten Modellsimulationen basieren auf einer eigens für diese Untersuchung erstellten barotropen zweidimensionalen Modellversion "Nordsee 2 km". Sie hat nicht nur einen kleineren horizontalen Gitterabstand von 1,8 km als das operationelle Windstaumodell, sondern verwendet auch eine für die feinere Auflösung neu erstellte Tiefenverteilung (Abb. 8). Beide Modelle lösen hydrostatische nichtlineare Gleichungen bei variabler Topographie und Bodenreibung.



Abb. 8: Tiefenverteilung des Modells "Nordsee 2 km"

# 5.1 Modellanpassung

Wasserstands- und Sturmflutmodelle wie z. B. die des BSH basieren auf hydrostatischen Gleichungen und implizieren damit eine Vernachlässigung der Frequenzdispersion, die in manchen Stadien der Entwicklung eines Tsunami wichtig ist, nicht jedoch in der Nordsee außerhalb der unmittelbaren Küstenregion. So ergab auch eine nichthydrostatische Vergleichsrechnung der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) mit dem Modell MARTIN (MILBRADT, 2002) für den Wasserstandsverlauf in Helgoland erwartungsgemäß nur geringe Abweichungen (PLÜSS, 2005; persönliche Mitteilung). Auf eine derartige Anpassung kann daher auf dem Schelf bis in Küstennähe verzichtet werden.

Wesentlichen Einfluss auf die Güte der Simulationsergebnisse hat dagegen die horizontale Auflösung eines Modells. Die in diesem Artikel vorgestellten Simulationen wurden mit zwei zweidimensionalen, barotropen Modellversionen durchgeführt. Abb. 9 zeigt die Wirkung der Reduktion des Gitterabstands von etwa 10 km auf 2 km. Da beide Modelle leicht unterschiedliche Gebiete abdecken und die Simulationen nicht zur gleichen Zeit gestartet wurden, ist in den Abb. 10 und 11 die Zeitachse so verschoben worden, dass die Signale simultan Wick an der schottischen Küste erreichen. Das Eingangssignal (drei positive Signale, Periode 30 Minuten, Wellenhöhe 5 m, siehe Abschnitt 5.2) ist in Wick im gröber auflösenden Modell (Abb. 10 grün) noch kaum modifiziert und in den ersten beiden Signalen höher als das im feiner auflösenden Modell (Abb. 10 rot). Cuxhaven wird in beiden Modellen zuerst von dem auf dem Schelf geschwächten Ausläufern des Eingangssignals erreicht, danach von einem höheren, durch Beugung entstandenen Signal (Abb. 9). Die Simulationen sind ähnlich, unterscheiden sich jedoch in zwei wichtigen Punkten: Zum einen ist in der gröber aufgelösten Simulation (Abb. 11 grün) das primäre Signal höher und das sekundäre niedriger als in der Rechnung mit dem feineren Modell (Abb. 11 rot). Zum anderen erreicht im gröberen Modell das primäre Signal Cuxhaven etwa zwei Stunden später; das sekundäre Maximum tritt eine Stunde später auf. Da in dem feiner auflösenden Modell auch eine verbesserte Bodentopographie (Abb. 8) verwendet wurde, ist jedoch auf Grund dieser Ergebnisse keine sichere Aussage zur Abhängigkeit der Ausbreitungsgeschwindigkeit von der Gitterauflösung möglich. Mit dem angepassten Modell (Nordsee 2 km) kann der langwellige Anteil eines hypothetischen Tsunami mit Perioden ab 30 Minuten bis in Küstennähe angemessen aufgelöst werden (36 Gitterpunkte/Wellenlänge bei 500 m Tiefe, 20 bei 50 m und 9 bei 10 m).

Weitere Anpassungen wurden nicht gemacht. Modelle wie die des BSH reproduzieren die Modifikation einlaufender Signale durch Beugung an Küstenformationen, Reflexion in



Abb. 9: Wasserstandsverteilung bei gleichem Eingangssignal (3 positive Einzelsignale, Periode 1800 s, Wellenhöhe 5 m) und unterschiedlichen Modellen. Links: Modell "Nordsee 10 km" (nach 8 Stunden), rechts: Modell "Nordsee 2 km" (nach 9 Stunden)

Buchten, Reflexion und Refraktion durch Bodentopographie, sowie "shoaling" einzelner Wellen und das Einholen vorderer Wellen einer Gruppe durch nachfolgende bei abnehmender Tiefe. Insbesondere können auf dem Schelf verlässliche Laufzeiten angegeben werden. Nichtlineare hydrostatische Gleichungen überschätzen im flachen Wasser jedoch wegen der Vernachlässigung der Dispersion die Energiedichte pro Flächeneinheit. Für einen breiten, flachen Schelf wie die Nordsee ist wichtig, dass die Modelle auch die Dissipation durch Bodenreibung berücksichtigen. Dadurch stehen für die Prozesse im unmittelbaren Küstenbereich der Deutschen Bucht wesentlich energieärmere Signale zur Verfügung als bei Küsten mit schmalem, vorgelagertem Schelf. Allerdings führen numerische Verfahren fast immer zu künstlicher zusätzlicher Energiedissipation.



Abb. 10: Zeitlicher Wasserstandsverlauf in Wick mit zwei Modellen. Modell "Nordsee 10 km" (grün), Modell "Nordsee 2 km" (rot) bei gleichem Eingangssignal (3 positive Einzelsignale, Periode 1800 s, Wellenhöhe 5 m)



Abb. 11: Zeitlicher Wasserstandsverlauf in Cuxhaven mit zwei Modellen. Modell "Nordsee 10 km" (grün), Modell "Nordsee 2 km" (rot) bei gleichem Eingangssignal (3 positive Einzelsignale, Periode 1800 s, Wellenhöhe 5 m)

In Küstennähe verlieren die Modelle des BSH (und ähnliche Modelle) ihre Gültigkeit, wenn die Wellenlängen so kurz werden, dass Dispersionseffekte wieder eine Rolle spielen. Diese Einschränkung betrifft Aussagen zum Wasserstand relativ wenig. Vergleichsrechungen (PEDERSEN, 2004) zeigen, dass hydrostatische Modelle den Wasserstand angemessen simulieren, die Geschwindigkeit der Wasserteilchen aber unterschätzen. Stärker wird der Gültigkeitsbereich der Modellannahmen dadurch eingeschränkt, dass sie für brechende Wellen nicht mehr gerechtfertigt sind. Angegebene Wasserstandsverläufe sind daher mit Vorbehalt zu interpretieren.

#### 5.2 Randbedingungen

Wenn für die Nordsee davon ausgegangen wird, dass die Quelle des Tsunami außerhalb des Modellgebiets liegt, ist es notwendig, den Tsunami als in das Modellgebiet einlaufendes Signal vorzugeben. Dadurch ergeben sich zwei Arten von Problemen: das Signal muss physikalisch sinnvoll sein, d. h. es muss das aus einer potentiellen Quellregion ankommende Signal angemessen darstellen, und das Geschehen am Rand muss numerisch korrekt modelliert werden.

Für die Simulation hypothetischer Tsunami sind verschiedenartige Randbedingungen gewählt worden. LEHFELDT et al. (2008, in diesem Heft) geben eine einzelne solitäre Welle am Rand vor (Modell MARTIN, finite Elemente). Bei den Simulationen im DMI-Bericht (BUCH et al., 2005; Modell MOG2D, finite Elemente) ist das Problem für die Nordsee durch Gitternetzverfeinerung gelöst. WINTER (2005) nutzte eine Simulation des Tsunami, ausgelöst von der Storegga-Hangrutschung (BONDEVIK et al., 2005), um Randwerte für Ausbreitungsrechnungen (Modell Delft3D, horizontaler Gitterabstand etwa 5 km) in die Nordsee hinein zu erhalten. Ähnlich wird im DEFRA-Bericht (KERRIDGE, 2005) die Simulation eines Tsunami durch eine potentielle Hangrutschung (Run H) im feineren Modell (N10, 2D, horizontale Auflösung 3,5 km) mit Randwerten aus einem gröberen Modell (NEA, 2D, horizontale Auflösung 35 km) fortgesetzt. In weiteren Simulationen wird für NEA eine aus Süden kommende Welle vorgegeben, und wieder werden die in NEA berechneten Größen an N10 als Randwerte übergeben. Es wurde sowohl ein positives als auch ein Signal mit führender negativer Auslenkung, jeweils mit einer Periode von einer Stunde, genutzt. In einer Ergänzung zum DEFRA-Bericht (SMALLMAN, 2006) wird das Modell NEA durch eine Erweiterung des britischen operationellen Windstaumodells (FLATHER, 2000; 2-D, horizontale Auflösung 12 km) ersetzt und von einer bekannten Anfangsverteilung gestartet. Es übergibt Randwerte an ein Modell mit variablem Gitterabstand (TELEMAC-2D, finite Elemente, horizontaler Gitterabstand 12 km bis 1 km).

Im operationellen Betrieb besteht das Modellsystem des BSH auch aus "genesteten" Modellen. Auf eine Übergabe der Ergebnisse des Nordostatlantikmodells (Abschnitt 4) als Randwerte an das Nordseemodell wurde verzichtet, da die Randbedingungen des Nordostatlantikmodells willkürlich gewählt wurden und das Modell nicht alle Aspekte der Modifikation eines Tsunami im tiefen Wasser und am Kontinentalrand reproduziert. Im Nordseemodell (Modell "Nordsee 2 km", 2-D, horizontale Auflösung 1,8 km) wurden daher auch analytische Signale als Randbedingung vorgegeben. Der in die Modellgebiete einlaufende Wellenzug besteht jeweils aus drei aufeinander folgenden positiven Einzelwellen. In den Berechnungen der Abschnitte 5.3 und 5.4 wurden sie am entsprechenden Rand über die Geschwindigkeit der Wasserteilchen  $u = H \sqrt{gh/h} \sin^2 (2T/2\pi t)$  vorgegeben. Das entspricht einem von der Tiefe unabhängigen positiven Eingangssignal für die Oberflächenauslenkung  $\eta = uh/\sqrt{gh}$ . Das ist eine fiktive Konstruktion. Sie erlaubt jedoch eine einfache Interpretation der Ausbreitung und Modifikation des Randsignals.

Standardmäßig hatten die Einzelsignale eine Wellenhöhe von 5 m. Trotz der für das Storegga-Ereignis rekonstruierten höheren Wasserstände bei den Shetland Inseln (BONDEVIK et al., 2005) scheint 5 m eine angemessene Wellenhöhe für das Randsignal zu sein. Denn solche höheren Wasserstände können durchaus auf lokalen Prozessen beruhen. Mit dem Standardsignal werden in der Simulation z. B. in Lerwick Wasserstände von über 10 m erzeugt (Abb. 12). Die Zeit ist in den Abbildungen der Abschnitte 5.1 bis 5.4 jeweils bezogen auf den ersten Eintritt des Signals in das Modellgebiet. Für Vergleichsrechnungen wurde die Wellenhöhe des Eingangssignals bei gleicher Periode auch auf 6 m, 7 m und 8 m erhöht.



Abb. 12: Wasserstandsverlauf in Lerwick für verschiedene Wellenhöhen des Eingangssignals (3 positive Einzelwellen, Periode 1800 s, Nordseemodell 2 km)

Im Einzelnen wurden folgende Simulationen mit dem Modell "Nordsee 2 km" durchgeführt:

- Wellenzug aus Norden (*H* 5 m, *T* 1800, linke Abb. 13–18 und 20–22)
- Wellenzug aus Norden, konstante Wassertiefe von 500 m (*H* 5 m, *T* 600, rechte Abb. 13–18)
- Wellenzug aus Norden (*H* 6, 7 und 8 m, *T* 1800, Abb. 12, 19, 21 und 22)
- Wellenzug aus Westen (H 5 m, T 1800, Abb. 23 und 24)

und mit dem Modell "Nordsee 10 km" :

• Wellenzug aus Norden (H 5 m, T 1800, Abb. 9 links).

Diese Simulationen beschreiben Signale, die in eine 'ruhende' (keine Sturmflut, keine Wellen, keine Gezeitenströme) Nordsee einlaufen. Eine Vergleichsimulation mit konstanter größerer Wassertiefe (Abb. 13–18 rechts) gibt einen Eindruck vom Einfluss der Dissipation

und erlaubt eine optische Separation der Einflüsse von Küstenverlauf und Bodentopographie.

Ebenfalls in eine ,ruhende' Nordsee läuft eine mit einem Gezeitensignal überlagerte solitäre Welle in LEHFELDT et al. (2008, in diesem Heft) ein. In Abschnitt 5.5 wird der Randbedingung einer extremen Sturmflut (JENSEN et al., 2007) die Oberflächenauslenkung des oben beschriebenen Signals (drei aufeinanderfolgende Einzelsignale,  $\eta = H \sin^2 (2T/2\pi t)$ ) überlagert. Beide treffen auf eine von Gezeit und meteorologischem Antrieb bereits modifizierte Nordsee. Es wurde nur ein Beispiel gerechnet.

# 5.3 Signal aus Norden

Die folgenden Abbildungen zeigen im linken Teil die Ausbreitung des im Abschnitt 5.2 beschriebenen Randsignals (drei positive Signale, *T* 1800 s und *H* 5 m). Küstenverlauf und Bodentopographie beeinflussen Ausbreitung und Modifikation von Wellen mit Perioden im Tsunamibereich in vielfältiger Weise. Prinzipiell sind Wellenerscheinungen wie Diffraktion, Reflexion und Refraktion verstanden (z.B. MASSELINK, 2005) und für Tsunami zusammengestellt worden (CAMFIELD, 1990; MOFJELD et al., 2000). Zur Separation des Einflusses von Küstenverlauf und Bodentopographie wurden zusätzlich Rechnungen mit konstanter Wassertiefe von 500 m in der gesamten Nordsee und mit gleichartigen Randsignalen, aber für eine Periode von 600 s durchgeführt.

# 5.3.1 Ausbreitung

Deutlich erkennbar ist der Einfluss einer realen Bodentopographie auf die schnellere Ausbreitung in tieferen Bereichen der Nordsee wie der Norwegischen Rinne. Im Norden werden markante lokale Wasserstandsmaxima simuliert (Abb. 13 und 14, links). Sie entstehen durch Richtungsänderung und nachfolgende Überlagerung innerhalb der Einzelsignale bei inhomogenem Tiefengradienten (Refraktion). Diese Maxima treten in den Vergleichsrechnungen mit flachem Boden (rechte Abbildungen) nicht auf.

Beugung und Reflexion erzeugen in Buchten, Flussmündungen und an Inseln zum Teil sehr hohe Wasserstände (z. B. Lerwick, Abb. 12). Solche Prozesse werden durch den Küstenverlauf und die Lage der Inseln bestimmt. Eine variable Bodentopographie kann sie jedoch durch ihren Einfluss auf Ausbreitungsrichtung und Geschwindigkeit stark modifizieren (z.B. Abb. 15).

Die deutsche Küste liegt im Wellenschatten Norwegens. Sie wird zuerst von Ausläufern des auf dem Schelf geschwächten Eingangssignals getroffen (Abb. 16 und 9). Später erreicht ein durch Überlagerung von Beugungserscheinungen entstandenes sekundäres Signal ebenfalls die Küste (Abb. 18). Es wird vorwiegend durch Beugung und Reflexion an der britischen Küste erzeugt. In den Simulationen mit flachem Boden ist es deutlicher zu erkennen, findet sich aber auch als signifikantes Signal in Modellzeitreihen bei realistischer Topographie.

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.



Abb. 13: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km") Links: nach 1,5 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 0,5 Stunden bei konstanter Wassertiefe (*b* 500 m, *T* 600 s)



Abb. 14: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km") Links: nach 3 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 1 Stunden bei konstanter Wassertiefe (*h* 500 m, *T* 600 s)

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.



Abb. 15: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km") Links: nach 5 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 2 Stunden bei konstanter Wassertiefe (*h* 500 m, *T* 600 s)



Abb. 16: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km") Links: nach 8 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 3 Stunden bei konstanter Wassertiefe (*b* 500 m, *T* 600 s)

Die Küste, Heft 72 (2007), Seiten 200, E 35 680 Lit.



Abb. 17: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km") Links: nach 11 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 4 Stunden bei konstanter Wassertiefe (*b* 500 m, *T* 600 s)



Abb. 18: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km") Links: nach 14 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 5 Stunden bei konstanter Wassertiefe (*b* 500 m, *T* 600 s)

#### 5.3.2 Dissipation

Die Simulation mit realistischer Topographie (und T 1800 s) zeigt in weiten Teilen geringere Wasserstände als die Simulation mit einer konstanten Wassertiefen von 500 m (und T 600 s). Das liegt am Einfluss der Bodenreibung. Der langwellige Anteil eines Tsunami spürt schon bei 500 m Wassertiefe den Boden und der Einfluss der Bodenreibung nimmt mit abnehmender Wassertiefe zu. Trotzdem wäre in einer Nordsee mit konstanter Tiefe von 70 m (mittlere Tiefe) die Wirkung der Dissipation relativ gering. Entscheidend ist die zusätzliche sanfte Abnahme der Tiefe zur Küste hin.

Nach linearer reibungsfreier Theorie für eine sanfte, einmalige Tiefenänderung würde sich die Wellenhöhe einer einfachen Flachwasserwelle entsprechend  $H/H_{tief} = (h_{tief}/h)^{0,25}$ ändern. Danach sollte bei einer Tiefenänderung von 500 m (charakteristische Tiefe am nördlichen Modellrand) auf 70 m (mittlere Tiefe der Nordsee) die Wellenhöhe um einen Faktor 1,63 zunehmen, also von 5 m auf 8,17 m. Gleichzeitig sollte, da *T* im reibungsfreien Fall konstant bleibt, die Wellenlänge entsprechend  $L/L_{tief} = (h/h_{tief})^{0,5}$  um einen Faktor 0,37 verkürzt werden und damit die Energie der Welle auf eine kleinere Fläche konzentriert werden.

Bei kontinuierlicher Tiefenabnahme (auf einer langen Rampe) kann unter bestimmten Bedingungen die stetige Energiekonzentration durch solches "shoaling" die Dissipation durch Bodenreibung soweit erhöhen, dass die Wellenhöhe mit abnehmender Tiefe einem asymptotischen Wert zustrebt (KLEINE, 2005; BORK et al., 2007). Mit dem Ansatz  $\kappa (E/h)^{1,5}$ für die Dissipation durch Bodenreibung ( $\kappa$  Dissipationskoeffizient) und einer als konstant angenommenen Neigung des Bodens  $\sigma > 0$  beschreibt das Energiebilanzmodell von KLEINE die kontinuierliche Änderung der Wellenhöhe einer repräsentativen Flachwasserwelle  $E = gH^2/8$  durch

$$H/H_{tief} = b \left| \left( b \; \frac{h^{0,25}}{h_{tief}^{0,25}} + \frac{\kappa}{5\sqrt{2}\sigma} \; H_{tief} \left( 1 - \frac{h}{h_{tief}} \right) \right)$$

Für  $\kappa = 0$  ergibt sich wieder die reibungsfreie Beziehung. Für  $\kappa \neq 0$  erreicht die Wellenhöhe dagegen in Küstennähe  $h \rightarrow 0$  einen asymptotischen Wert gemäß  $\frac{H}{h} \rightarrow 5\sqrt{2} \frac{\sigma}{\kappa}$ . Tabelle 3 zeigt für  $\kappa = 6 \cdot 10^{-3}$  das asymptotische Verhalten bei ausgewählten Bodenneigungen.

	Bodenneigung	H (asymptotisch)	H (asymptotisch, h = 20 m)
Nordsee	1:4000	0,27 h	5,4 m
Deutsche Bucht	1:2500	0,43 h	8,6 m
Thailand	1:1000	1,08 h	21,7 m

Tab. 3: Asymptotische Wellenhöhe für verschiedene Bodenneigungen

Die Grenze der Gültigkeit der betrachteten Energiebilanz ist bei Bodenneigungen von 1:1000 erreicht. Für die Nordsee erlaubt sie eine gute Abschätzung. Das Ergebnis ist allerdings zusätzlich auf relative Wellenhöhen von  $H/h \le 1$  beschränkt.

Innerhalb des Gültigkeitsbereichs gibt es zwei wichtige Aussagen: Erstens steht auf einem breiten, flachen Schelf in Küstennähe deutlich weniger Energie zur Verfügung als auf einem schmalen, steilen Schelf. Zweitens ist der asymptotische Wert für die Wellenhöhe unabhängig von der Eingangswellenhöhe.

In den verwendeten barotropen zweidimensionalen Modellen der Nordsee wird die Energiedissipation durch innere und durch Bodenreibung in komplexer Form berücksichtigt (DICK et al., 2001). Abb. 22 zeigt in Cuxhaven kein asymptotisches Verhalten der Wellenhöhe, aber eine Begrenzung. Eine sukzessive Erhöhung der Eingangswellenhöhen um 1 m führt in Küstennähe (Cuxhaven) nur zu einer Erhöhung von etwa 0,05 m für die dort einlaufenden Wellen (erstes Signal in Abb. 22). Cuxhaven ist jedoch kein gut gewähltes Beispiel, da dort auch das primäre Signal nur eine Beugungserscheinung ist (siehe Abschnitt 5.3.1). In Abb. 19 sind Scheitelwasserstände für Orte entlang der Nordseeküste gegeben. Die Linien zwischen Wick und Borkum (H 5 m und H 8 m) sind repräsentativ für einen Vergleich mit dem analytischen Ergebnis. Die hohen Werte in North Shields spiegeln neben der Dissipation den Einfluss anderer Modifikationen. Die zusätzlichen Werte im Bereich zwischen Ijmuiden und Hirtshals repräsentieren die sekundären Maxima im zeitlichen Wasserstandsverlauf (siehe Abb. 20 und 22).



Abb. 19: Scheitelwasserstände an ausgewählten Orten (Eingangssignal: 3 positive Signale, *T* 1800 s, *H* 5 m [dunkelblau] und *H* 8 m [hellblau], von N; Modell: "Nordsee 2 km")

#### 5.3.3 Lokaler Wasserstandsverlauf

In Abb. 20 sind Wasserstandsverläufe für zwei Stationen an der englischen Ostküste (Immingham, Lowestoft) und zwei in der südlichen Nordsee (Borkum, Ijmuiden) dargestellt. Neben dem Ausgangssignal ist an allen Orten ein sekundäres, auf Beugungs- und Interferenzmuster und Reflexion zurückzuführendes Signal zu erkennen. Die Stationen wurden so gewählt, dass die Orte etwa die gleiche geographische Breite haben. Entsprechend erreichen z. B. sowohl das primäre Wellensignal als auch das sekundäre Signal Borkum vor Ijmuiden. In den flächenhaften Darstellungen in Abschnitt 5.3.1 ist im Westen und Norden das primäre Signal das höhere, während im Südosten der Nordsee das sekundäre Signal ausgeprägter ist. Das spiegelt sich auch in Abb. 19 bis 22 wider.

Das primäre Signal ist östlich von etwa 5° E niedrig, da das einlaufende Signal den Wellenschatten von Norwegen nur durch Beugung erreicht. Die Küsten im Westen dagegen spüren das volle, nur durch Dissipation geschwächte Eingangssignal (siehe Abb. 19).

In den Abb. 21 und 22 (sowie in Abb. 12) ist zusätzlich der Einfluss einer Erhöhung des Eingangssignals auf den lokalen Wasserstandsverlauf eingetragen. An der deutschen Küste ist der Einfluss im Gegensatz zu Aberdeen (Abb. 21) gering. Für Cuxhaven (Abb. 22) nimmt der sekundäre Teil stärker zu als der primäre.



Abb. 20: Wasserstandsverläufe für Orte an der westlichen und östlichen Nordsee (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, T 800 s, H 5 m [dunkelblau] und H 8 m [hellblau], aus Norden, "Nordsee 2 km")

5.3.4 Laufzeiten

Mit einer Gruppengeschwindigkeit von  $c_0 = \sqrt{gh_0}$  und einer konstanten Tiefe von 70 m (mittlere Tiefe der Nordsee) errechnen sich für eine Entfernung von 1000 km, 500 km und 100 km Laufzeiten von 10,6 Stunden, 5,3 Stunden bzw. 1,1 Stunden.

Die Laufzeit vom Nordrand der Nordsee bis Borkum (Abb. 20) stimmt mit etwa 8 Stunden für das primäre Signal gut mit dieser einfachen Abschätzung überein. Cuxhaven wird in dieser Simulation nach etwa 9 Stunden von dem in Höhe der Shetlandinseln startenden Wellenzug erreicht (Abb. 22). Von Aberdeen (Abb. 21) aus braucht das Signal etwa 6 Stunden. Die auch hier gute Übereinstimmung zwischen der einfachen Abschätzung zu Beginn dieses Abschnitts und der Modellsimulation liegt an der im Modell gemachten hydrostatischen Annahme. Die Eintrittszeit des zweiten Signals kann dagegen nicht durch solch einfache Abschätzung vorhergesagt werden. Es erreicht sein Maximum in Cuxhaven etwa 7 Stunden nach dem schwächeren primären Maximum (Abb. 22).



Abb. 21: Wasserstandsverläufe für Aberdeen (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, *T* 1800 s, *H* 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km")



Abb. 22: Wasserstandsverläufe für Cuxhaven (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, *T* 1800 s, *H* 5 m, aus Norden, "Nordsee 2 km")

# 5.4 Signal aus Westen

Auch im Westen wurde ein analytischer Wellenzug (3 positive Einzelwellen, Periode 1800 s, Wellenhöhe 5 m) als Eingangssignal gewählt. Es ist im Westen des Englischen Kanals und bei Nordschotland identisch und startet dort zur gleichen Zeit (t = 0). Entsprechend den Modellsimulationen für den Nordostatlantik (Abschnitt 4) würde ein aus Westen kommendes Signal abgelenkt werden und zusätzlich aus Norden die Nordsee erreichen. Der Klarheit halber wurde das Eingangssignal auf den westlichen Rand beschränkt.

Das Eingangssignal führt sowohl im Norden als auch im Kanal zunächst lokal zu sehr hohen Wasserständen (Abb. 23 links). In Plymouth werden z.B. etwa 8 m erreicht. Im Norden breiten sich die Einzelwellen dann ringförmig aus (Abb. 23 rechts) und überlagern sich später mit Beugungswellen von der norwegischen Küste (Abb. 24 links). Insgesamt ist das Signal in der Nordsee schwächer als ein gleichartiges, das aus Norden kommt (Abschnitt 5.3). Das liegt zunächst daran, dass insgesamt weniger Energie zur Verfügung steht (Einlaufen der Signale über einen kürzeren Randabschnitt). Dann verlängert sich die Wellenfront durch die ringförmige Ausbreitung, während in den Simulationen der Abschnitte 5.3 und 5.5 die Wellenfront zunächst eine relativ konstante Länge behält.

Im Kanal schreitet das Signal nur langsam fort. Die feine Auflösung erlaubt es jedoch, seine Ausbreitung entlang der kontinentalen Küste bis in die Nordsee hinein zu simulieren (Abb. 24).



Abb. 23: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Westen, "Nordsee 2 km") Links: nach 1,5 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 3 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s)



Abb. 24: Wasserstandsverteilung (Eingangssignal: 3 positive Einzelsignale, Wellenhöhe 5 m, aus Westen, "Nordsee 2 km") Links: nach 6 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s) Rechts: nach 9 Stunden bei realistischer Tiefenverteilung (*T* 1800 s)

5.5 Signal aus Norden mit extremer Sturmflut (sowie Gezeit und Fernwelle)

Bis jetzt unberücksichtigt blieb, dass in der Nordsee ein Tsunami nicht in ruhendes Wasser einläuft, sondern auf von Gezeiten und Wind geprägte Strömungen und Wasserstände trifft. Hauptanteile von Gezeit und Tsunami liegen in den Perioden relativ weit auseinander, daher ist eine starke Wechselwirkung nicht zu erwarten. Trotzdem können beide Einflüsse nicht einfach addiert werden. Ähnliches gilt auch für das Zusammentreffen von Sturmfluten und einlaufendem Tsunami.

Da zum Zeitpunkt der hier vorgestellten Modellrechnungen der meteorologische Antrieb noch nicht an die neue Version (Modell "Nordsee 2 km") angepasst worden war, wurde das derzeitige zweidimensionale barotrope Modell der Nordsee und der westlichen Ostsee mit einer horizontalen Auflösung von etwa 10 km (Nordsee 10 km, JANSSEN, 1996) genutzt, um einen Eindruck von der Wechselwirkung mittellanger Wellen mit Gezeit und Sturmflut zu geben.

Zunächst wurden dazu die Simulationen mit realistischer Topographie aus Abschnitt 5.3 mit gleichem Eingangssignal und wie dort ohne Gezeit und ohne meteorologischen Antrieb wiederholt (Abb. 9 links). Die Ergebnisse unterscheiden sich zwar in Ausbreitungsgeschwindigkeit und Signalhöhe in Cuxhaven (siehe Abschnitt 5.1), sind aber ähnlich genug, um mit diesem Modell, Nordsee 10 km, das Zusammenwirken von Sturmflut, Fernwelle, Gezeit und hypothetischem Tsunami zu demonstrieren. Hierfür wurde der Fernwelle einer extremen Sturmflut (JENSEN et al., 2007) am nördlichen Rand das reine "Tsunamisignal" so überlagert, dass das zweite Maximum der Simulation ohne Sturmflut (Abb. 26 und 27, dünne untere Kurve) in Cuxhaven zur gleichen Zeit eintritt wie der Scheitelwasserstand der reinen Sturmflutsimulation (Abb. 26 und 27, dünne obere Kurve). Zusätzlich wurden bei dieser Simulation im Gegensatz zu den vorher beschriebenen Untersuchungen ein meteorologischer Antrieb (Luftdruck und Windschub) entsprechend der extremen Sturmflut und die Gezeit berücksichtigt.

In Wick, nahe am nördlichen Modellrand, überlagern sich "Tsunamisignal" und Sturmflutsignal nahezu linear (Abb. 25). Die Erhöhung der Scheitelwasserstände in Cuxhaven ist geringer als das einfache Signal (Abb. 26). In Borkum dagegen entspricht das Ergebnis im Scheitelwasserstand fast einer linearen Überlagerung (Abb. 27).



Abb. 25: "Tsunamisignal" mit extremer Sturmflut und Gezeit. Wasserstandsverlauf in Wick ("Nordsee 10 km")



Abb. 26: "Tsunamisignal" mit extremer Sturmflut und Gezeit. Wasserstandsverlauf in Cuxhaven (dicke Kurven, "Nordsee 10 km"). Reine Sturmflut (dünne Kurve) und reines "Tsunamisignal" (mitteldicke Kurve unten)



Abb. 27: "Tsunamisignal" mit extremer Sturmflut und Gezeit. Wasserstandsverlauf in Borkum (dicke Kurven, "Nordsee 10 km"). Reine Sturmflut (dünne Kurve) und reines "Tsunamisignal" (mitteldicke Kurve unten)

# 6. Modellkonzepte im Küstennahfeld

# 6.1 Ausbreitung und Modifikation im Küstenbereich und in Ästuaren

Die Ausbreitung von Tsunami im Küstenbereich war Gegenstand verschiedener Modelltests. PEDERSEN (2004) findet, dass Dispersion für diesen Testfall wichtig ist, die Berücksichtigung von Nichtlinearität dagegen weniger. Entscheidend in numerischen Simulationen ist die Gitterauflösung. CHUBAROV et al. (2003) erzielten bei der Reproduktion des Anstiegs des Wasserstands im Wellenschatten einer Insel auch mit einem hydrostatischen Modell gute Ergebnisse, allerdings bei einem Gitterabstand von 50 m. Außerdem zeigten Vergleichsrechnungen (PEDERSEN, 2004), dass hydrostatische Modelle zwar den Wasserstand angemessen simulieren, die Geschwindigkeit der Wasserteilchen aber unterschätzen.

Der Tsunami vom Dezember 2004 hat für den Indischen Ozean im Bereich der Modellierung von küstennahen Prozessen auch in Deutschland zu einer Intensivierung der Entwicklungsarbeiten geführt. Das Zentrum für Marine und Atmosphärische Wissenschaften (ZMAW), das Institut für Küstenforschung des GKSS-Forschungszentrums (GKSS) und andere deutsche Institutionen haben das Thema aufgegriffen (siehe z.B. ANDROSOV et al., 2005). In der GKSS wird im Rahmen eines Projektes des BMBF das Modell MIKE21 BW verwendet, ein Modell auf Grundlage der Boussinesq Gleichungen (GÜNTHER et al., 2005). Von diesen Untersuchungen könnten auch Simulationen im deutschen Küstenbereich profitieren. Es ist nach Abschnitt 5.3.2 zu erwarten, dass Prozesse an deutschen Küsten zwar ähnlich, aber weniger energiereich ablaufen werden als vor Sumatra.

Die Modellierung von Boren erfordert Lagrangesche Modelle (KOJI, 2007) oder Parametrisierungen. Tsunami, die in Ästuare einlaufen, werden sich wie Gezeitenwellen unter dem Einfluss von Bodenreibung und Querschnittsverengung ebenfalls verkürzen, erhöhen und im vorderen Teil steiler werden. Dies wird von nichtlinearen und auch von hydrostatischen Modellen reproduziert. Das BSH Modellsystem enthält allerdings kein Ästuarmodell.

### 6.2 Ausbreitung auf Land

Die Ausbreitung auf Land ("run up") wurde vor dem Tsunami vom Dezember 2004 von operationellen Modellen zur Warnung vor Tsunami nicht berücksichtigt. Seitdem gelang es, sowohl in MOST als auch in das japanische Modell Tsunami-N2 (IMAMURA et al., 2006) die Simulation von Überschwemmungen zu integrieren und bereits registrierte Tsunami zu reproduzieren (GEIST et al., 2006). Ein neuerer Vergleich unterschiedlicher Modelle hinsichtlich ihrer Fähigkeit, "run up" zu simulieren, findet sich in der Arbeit von HORRILLO et al. (2006).

BSH-Modelle simulieren problemlos das Kommen und Gehen des Wassers in den Wattgebieten, ihr Trockenfallen und Überfluten. Die Überströmung höher liegenden Landes und von Deichen wird jedoch nicht reproduziert.

Schließlich ist bei einer tatsächlichen Überschwemmung durch einen Tsunami in norddeutschen Marschlanden zu bedenken, dass Gras einem als Bore auflaufenden Tsunami wenig Energie entzieht und dass ein Tsunami sich in kleinen Kanälen wegen der größeren Tiefe schneller ausbreiten würde als auf Land. (Im Normalfall muss jedoch ein Tsunami einen Deich überströmen, ehe Marschland überflutet wird, so dass danach wenig an Wellenstruktur erhalten bleibt.)

#### 7. Ergebnisse

Am BSH steht ein Modellsystem aus nichtlinearen hydrostatischen Modellen zur Verfügung. Es besteht aus dreidimensionalen baroklinen und zweidimensionalen barotropen Modellen für die Nord- und Ostsee sowie einem zweidimensional barotropen für den Nordostatlantik. Tsunami liegen bezüglich Frequenz und Wellenlänge zwischen Seegang und Gezeiten/Sturmflut. Modelle sind aus praktischen Gründen nicht universell, sondern enthalten für den zu simulierenden Prozess sinnvolle Annahmen. Insbesondere unterscheiden sich Seegangsmodelle und Gezeiten-/Sturmflutmodelle grundlegend. Beide Modellarten sind nicht ohne Weiteres "tsunamitauglich". Trotzdem sind die beim BSH und auch an anderen Institutionen vorhandenen Modelle mit gewissen Einschränkungen und nach einigen Modifikationen zur Simulation der Ausbreitung von "tsunamiähnlichen" Signalen in der Nordsee geeignet. Bei den beschriebenen Simulationen wurden fast ausschließlich zweidimensionale barotrope Modelle benutzt. Modellsimulationen mit dem Nordostatlantikmodell des BSH geben einen realistischen Eindruck von der räumlich sehr variablen Ausbreitung mittellanger Signale sowie von Laufzeiten bis zur Nordsee. Das für die Simulationen in Abschnitt 5 genutzte Nordseemodell ("Nordsee 2 km") ist ein barotropes nichtlineares hydrostatisches Modell und geeignet, die Ausbreitung, Modifikation und Schwächung von Tsunami mit Perioden ab 1800 s auf dem Schelf zu berechnen. Für Simulationen von Prozessen im Küstennahfeld sind die Modelle des BSH in ihrer jetzigen Form dagegen nicht geeignet.

Die wichtigsten Ergebnisse der Modellsimulationen am BSH lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Das vorgegebene Signal (3 positive Einzelwellen, T 1800 s, H 5 m) benötigt vom Nordrand der Nordsee (z.B. Shetlandinseln) etwa 7 Stunden bis Esbjerg und etwa 9 Stunden bis Cuxhaven.
- Vorwiegend durch Beugung und Reflexion an Küstenstrukturen entsteht in der Nordsee ein sekundäres, in Cuxhaven höheres Signal, das einige Stunden später eintrifft.
- Das vorgegebene Standardsignal aus Norden führt bei Ausbreitung in einer anfangs ruhenden Nordsee in Cuxhaven zu Wasserständen von 0,5 m für das primäre Signal und etwa 1 m für das sekundäre. Eine sukzessive Erhöhung des Eingangssignals um 1 m erhöht das sekundäre, höhere Signal in Cuxhaven nur um jeweils 0,1 m.
- Beim gleichzeitigen Auftreten von Sturmflut und Tsunami treten regional sehr unterschiedliche Effekte auf. An einzelnen Orten kann es zu einer nahezu linearen Überlagerung der Signale kommen.

Obwohl Prozesse im Küstennahbereich bei den Simulationen nicht realistisch behandelt werden konnten, scheint zusammenfassend dennoch die Aussage zulässig, dass die Deutsche Bucht durch ihre Lage im Wellenschatten von Norwegen, am Ende eines breiten, flachen Schelfgebiets sowie durch die Kanalenge vor katastrophalen Auswirkungen eines hypothetischen, aus dem Atlantik in die Nordsee einlaufenden Tsunami geschützt ist.

# 8. Liste der Symbole

C <sub>0</sub>	Referenzausbreitungsgeschwindigkeit
Ĕ	Wellenenergie
g	Betrag der Schwerebeschleunigung
ĥ	ungestörte Wassertiefe
$b_0$	Referenzwassertiefe
$b_{tief}$	Referenzwassertiefe für tiefes Wasser
$H^{\mu\nu}$	Wellenhöhe (doppelte Amplitude)
$H_{tief}$	Wellenhöhe in tieferem Wasser
L	Wellenlänge
$L_{tief}$	Wellenlänge im tieferen Wasser
$p_R$	Druck (Boussinesq-Gleichungen)
$p_{hs}$	Druck (hydrostatische Gleichungen)
$p_{n}$	Oberflächendruck
r	vertikale Koordinate
S	Wellensteilheit
Stief	Wellensteilheit im tieferen Wasser
t	Zeit
Τ	Wellenperiode
$T_{tief}$	Wellenperiode in tieferem Wasser
$T_{kurz}$	Wellenperiode kurzer Wellen
и	horizontale Strömungsgeschwindigkeit
U	Ursellparameter
$\stackrel{\rightarrow}{\nu}$	Strömungsgeschwindigkeit des Wassers
$\vec{\nu}_{b}$	– horizontale Komponente
$\phi$	Schwerepotential
$\eta$	Auslenkung der Wasseroberfläche
к	Dissipationskoeffizient
ρ	Dichte des Wassers
$ ho_{ m O}$	Referenzdichte des Wassers
$\sigma$	Bodenneigung
$\nabla$	Nabla
$\nabla_{b}$	– horizontale Komponente
$\nabla_{\nu}$	– vertikale Komponente

# 9. Schriftenverzeichnis

- ANDROSOV, A. and RUBINO, A.: Tsunami Propagation on Complex Bathymetric Features: Numerical Studies. Vortrag, Workshop "Tsunami – eine Gefahr für unsere Küste?", Hamburg, 21.6.2005.
- ANNUNZIATO, A. and BEST, C.: The Tsunami Event Analyses and Models. (2005, 10.4: ANN05).
- BERINGHAUSEN, W. H.: Tsunamis and Seismic Seiches Reported from the Eastern Atlantic South of the Bay of Biscay. Bulletin of the Seismological Society of America 54, 1, 430–442, 1964.
- BONDEVIK, S.; LØVHOLT, F.; HARBITZ, C.; MANGERUD, J.; DAWSON, A. and SVENDSEN, J. I.: The Storegga Slide Tsunami – Comparing Field Observations with Numerical Simulations. Marine and Petroleum Geology, 22, 195–208, 2005.
- BORK, I.; DICK, S.; KLEINE, E. and MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Tsunami Untersuchungen für die Nordseeküste. Berichte des BSH 41, 2007.
- BOUSSINESQ, J.: Théorie de l'intumescence liquide appelée onde solitaire ou de translation se propageant dans un canal rectangulaire. Comptes Rendus des Séances de l'Académie des Sciences, 72, 755–759, 1871.
- BRYANT, E.: Tsunami. The Underrated Hazard. Cambridge University Press, 2001.
- BUCH, E.; BATHOLDY, J.; GREGERSEN, S.; GRAUERT, M.; HANSEN, A. W.; HØJERSLEV, N.; LAUS-TRUP, C.; LOMHOLT, S.; KLIEM, N.; NIELSEN, J. W.; PEDERSEN, G. K.; RISBO, T. and TSCHERNING, C. C.: TSUNAMI Risikovurdering for danske, færøske og grønlandske farvande. DMI – Teknisk Rapport no. 05–08, Danish Meteorological Institute, Kopenhagen, 2005.
- BURGERS, J. M.: The Nonlinear Diffusion Equation: Asymptotic Solution and Statistical Problems. Reidel, Dordrecht, 1974.
- CAMFIELD, F. E.: Tsunami. In: Herbich, J. B. (ed.), Handbook of Coastal and Ocean Engineering, 1, 591–634, 1990.
- CHUBAROV, L. B. and FEDOTOVA Z. I.: A Method for Mathematical Modelling of Tsunami Runup on a Shore. In: Yalçiner, A. C. et al. (ed.), Submarine Landslides and Tsunamis. Kluver Academic Publishers, Dordrecht, Nato Science Series, Serie IV, 21, 203–216, 2003.
- COUPER, A. (ed.): The Times Atlas of the Oceans. Times Books, London, 58-59, 1983.
- DERBYSHIRE, D. and HIGHFIELD, R.: Tsunami Turned Britain into an Island Overnight. TsuInfo Alert 5, 2, 7, 2003.
- DICK, S.; KLEINE, E.; MÜLLER-NAVARRA, S. H. and KOMO, H.: The Operational Circulation Model of BSH (BSHcmod) – Model Description and Validation. Berichte des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie, 29, 2001.
- FINE, I. V.; RABINOVICH, A. B.; THOMSON, R. E. and KULIKOV, E. A.: Numerical Modeling of Tsunami Generation by Submarine and Subaerial Landslides. In: Yalçiner, A. C. et al. (ed.), Submarine Landslides and Tsunamis. Kluver Academic Publishers, Dordrecht, Nato Science Series, Serie IV, 21, 69–88, 2003.
- FINE, I. V.; RABINOVICH, A. B.; BORNHOLD, B. D.; THOMSON, R. E. and KULIKOV, E. A.: The Grand Banks Landslide-Generated Tsunami of November 18, 1929: Preliminary Analysis and Numerical Modeling. Marine Geology, 215, 45–57, 2005.
- FLATHER, R. A.: Existing Operational Oceanography. Coastal Engineering 41, 13–40, 2000.
- FRÖHLE, P.; KOHLHASE, S. and WEISS, D.: Seegang und Brandung. Die Küste 65, 34–142, 2002.
- GEIST, E. L.; TITOV, V. and SYNOLAKIS, C. E.: Lehren aus der Monsterwelle. Spektrum der Wissenschaft, April, 74–82, 2006.
- GILL, A. E.: Atmosphere Ocean Dynamics. International Geophysics Series 30, Academic Press, New York, 1982.
- GISLER, G.; WEAVER, R.; MADER, C. and GITTINGS, M.: Two- and Threedimensional Simulations of Asteroid Ocean Impacts. Science of Tsunami Hazards 21, 2, 119–133, 2003.
- GJEVIK, B.; PEDERSEN, G.; DYBESLAND, E.; HARBITZ, C. B.; MIRANDA, P. M. A.; BAPTISTA, M. A.; MENDES-VICTOR, L.; HEINRICH, P.; ROCHE, R. and GUESMIA, M.: Modeling Tsunamis from Earthquake Sources near Gorringe Bank Southwest of Portugal. Journal of Geophysical Research 102, C13, 27,931–27,949, 1997.

- GLIMSDAL, S.; PEDERSEN, G.; DYPVIK, H.; LANGTANGEN, H. P. and SHUVALOV, V.: Tsunami Generation and Propagation from the Mjølnir Asteroid Impact. Meteoritics and Planetary Science, 42, 9, 1473–1493, 2007.
- GÜNTHER, H. und GAYER, G.: Tsunamis und Küste. Vortrag, Workshop "Tsunami eine Gefahr für unsere Küste?", Hamburg, 21.6.2005.
- HAMMACK, J. L.: Tsunamis in a Stratified Ocean. Tsunami Research Symposium, 15, 225–239, 1974.
- HARBITZ, C. B.: Model Simulations of Tsunamis Generated by the Storegga Slides. Marine Geology, 105, 1–21, 1992.
- HORRILLO, J.; KOWALIK, Z. and SHIGIHARA, Y.: Wave Dispersion Study in the Indian Ocean Tsunami of December 26, 2004. Marine Geodesy, 29, 3, 149–166, 2006.
- IMMAMURA, F.; YALÇINER, A. C., OZYURT, G.: Tsunami Modelling Manual. 2006, Entwurf.
- JANSSEN, F.: Auswirkungen unterschiedlicher Windschubspannungsansätze auf die Qualität von Wasserstandsvorhersagen mit einem numerischen Nordseemodell. Diplomarbeit im Fach Ozeanographie, Universität Hamburg, 1996.
- JENSEN, J.; MUDERSBACH, C.; MÜLLER-NAVARRA, S. H.; BORK, I.; KOZIAR, C. and RENNER, V.: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der Deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 71, 2007, in Druck.
- KERRIDGE, D.: The Threat Posed by Tsunami to the UK. Report to DEFRA, the Department for Environment, Food and Rural Affairs, 2005.
- KLEINE, E.: Tsunami in der Nordsee? Versuche einer Skizze. Vortrag, Workshop "Tsunami eine Gefahr für unsere Küste?", Hamburg, 21.6.2005.
- KODOMTSEV, B. B. and PETVIASHVILI, V. I.: On the Stability of Solitary Waves in Weakly Dispersing Media. Soviet Phys. Dokl., 15, 539–541, 1970.
- KOJI, F.: Tsunami Runup in Lagrangian Description. In: KUNDU, A. (ed.): Tsunami and Nonlinear Waves. Springer-Verlag, Berlin, 191–207, 2007.
- KOMAR, P. D.: Beach Processes and Sedimentation. Prentice-Hall, INC., Englewood Cliffs, New Jersey, 1976.
- KORTEWEG, D. J. and DE VRIES, G.: On the Change of Form of Long Waves Advancing in a Rectangular Canal, and on a New Type of Long Stationary Waves. Phil. Magazine, Series 5, 39, 422–443, 1895.
- KUNDU, A. (ed.): Tsunami and Nonlinear Waves. Springer-Verlag, Berlin, 2007.
- LEHFELDT, R.; MILBRADT, P.; PLÜSS, A. and SCHÜTTRUMPF, H.: Ausbreitung einer Tsunamiwelle in die Nordsee. Die Küste, H. 72, 2008, in diesem Heft.
- LIU, P. L.-F. and LOSADA, I. J.: Wave Propagation Modeling in Coastal Engineering. Journal of Hydraulic Research, 40, 3, 229–240, 2002.
- LIU, P. L.-F.; YEH, H. and SYNOLAKIS, C. (ed.): Advanced Numerical Models for Simulating Tsunami Waves and Runup. Advances in Coastal and Ocean Engineering 10, 2008, in Druck.
- MADER, CH. L.: Numerical Modeling of Water Waves. CRC Press, Boca Raton, 2004.
- MADSEN, P. A.; MURRAY, R. and SØRENSEN, O. R.: A New Form of the Boussinesq Equations with Improved Linear Dispersion Characteristics. Coastal Engineering, 15, 371–388, 1991.
- MADSEN, P. A. and SØRENSEN, O. R.: A New Form of the Boussinesq Equations with Improved Linear Dispersion Characteristics. Part 2. A Slowly-Varying Bathymetry. Coastal Engineering, 18, 183–204, 1992.
- MARAMAI, A.; GRAZIANI, L. and TINTI, S.: Updating and Revision of the European Tsunami Catalogue. In: Yalçiner, A. C. et al. (ed.), Submarine Landslides and Tsunamis. Kluver Academic Publishers, Dordrecht, Nato Science Series, Serie IV, 21, 25–32, 2003.
- MARSHALL, J.; HILL, C.; PERELMAN, L. and ADCROFT, A.: Hydrostatic, Quasi-Hydrostatic, and Nonhydrostatic Ocean. Journal of Geophysical Research, 102, C3, 5733–5752, 1997a.
- MARSHALL, J.; ADCROFT, A.; HILL, C.; PERELMAN, L. and HEISEY, C.: A Finite-Volume, Incompressible Navier Stokes Model for Studies of the Ocean on Parallel Computers. Journal of Geophysical Research, 102, C3, 5753–5766, 1997b.
- MASSELINK, G.: Waves. In: Schwartz, M. L. (ed.): Encyclopaedia of Coastal Science, Springer Verlag, Dordrecht 1069–1074, 2005.
- MILBRADT, P.: A Stabilized Finite Element Method for Systems of Instationary Advection-Dominated Equations in Multi-Dimensional Domains. Proceedings of 5th World Congress on Computational Mechanics, WCCM V, Vienna, Austria, 2002.

- MIRCHINA, N. and PELINOVSKY, E.: Dispersive Intensification of Tsunami Waves. IST Proceedings, 7, 7–10, 789–794, 2001.
- MOFJELD, H. O., TITOV, F. I., GONZÁLEZ, F. I. ANDNEWMAN, J. C.: Analytic Theory of Tsunami Wave Scattering in the Open Ocean with Application to the North Pacific. NOAA Technical Memorandum OAR PMEL-166, 2000.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.; LANGE, W.; DICK, S. and SOETJE, K. C.: Über die Verfahren der Wasserstands- und Sturmflutvorhersage: Hydrodynamisch-numerische Modelle der Nordund Ostsee und ein empirisch-statistisches Verfahren für die Deutsche Bucht. promet 29, 1–4, 117–124, 2003.
- NIRUPAMA, N.; NISTOR, I.; PONNAMBALAM, K. and MURTY, T. S.: Tsunami Travel Time Atlas for the Atlantic Ocean. Marine Geodesy, 29, 3, 179–199, 2006.
- OKADA, Y.: Surface Deformation due to Shear and Tensile Faults in a Half-Space. Bulletin of the Seismological Society of America 75, 1135–1154, 1985.
- PEREGRINE, D. H.: Equations for Water Waves and the Approximation Behind Them. In: Meyer, R. E. (ed.): Waves on Beaches and Resulting Sediment Transport. Academic Press New York, 1972.
- PEDERSEN, G.: Benchmark problem 1. Vortrag, The Third International Workshop on Long-Wave Runup Models, Catalina Island, Juni 2004.
- RUBINO, A.; PIERINI, S. and BACKHAUS, J.: Dispersive Mudslide-Induced Tsunamis. Nonlinear Processes in Geophysics, 127–136, 1998.
- SABATIER, P. C.: Formation of Wave by Ground motion. In: Encyclopedia of Fluid Mechanics, Gulf Publishing Company, Houston, 723–759, 1986.
- SHUTO, N.: Tsunamis of Seismic Origin. In: Yalçiner, A. C. et al. (ed.), Submarine Landslides and Tsunamis. Kluver Academic Publishers, Dordrecht, Nato Science Series, Serie IV, 21, 1–8, 2003.
- SMALLMAN, J. (Ed): Tsunami Assessing the Hazards for the UK and the Irish Coasts. Report to DEFRA, the Department for Environment, Food and Rural Affairs, 2006.
- STOKES, G. G.: On the Theory of Oscillatory Waves. Trans. Cambridge Phil. Soc., 8, 441–455, 1847.
- TITOV, V. V. and GONZALESZ, F. I.: Implementation and Testing of the Method of Splitting Tsunami (MOST) Model. NOAA Technical Memorandum ERL PMEL-112, 1997.
- URSELL, F.: The Long Wave Paradox in the Theory of Gravity Waves. Proceedings of the Cambridge Philosophical Society 49, 685–694, 1953.
- VOIT, S. S.: Tsunamis. Annual Reviews of Fluid Mechanics, 19, 217–236, 1987.
- WARD, S. N.: Landslide Tsunami. Journal of Geophysical Research 106, B6, 11201–11215, 2001.
- WARD, S. N.: Tsunamis. In: Meyers, R. A. (ed.): Encyclopedia of Physical Science and Technology, 2002.
- WEISS, R.; WÜNNEMANN, K. and BAHLBURG, H.: Numerical Modeling of Generation, Propagation and Run-up of Tsunamis Caused by Oceanic Impacts. – Geophysical Journal International 167, 1, 77–88, 2006.
- WHITHAM, G. B.: Linear and Nonlinear Waves. John Wiley & Sons, INC. New York, 1999.
- WINTER, C.: Tsunami Animation. Vortrag, Workshop "Tsunami eine Gefahr für unsere Küste", Hamburg, 21.6.2005.
- YALÇINER, A. C.; PELINOVSKY, E. N.; OKAL, E. and SYNOLAKIS, C. E. (ed.): Submarine Landslides and Tsunamis. Kluver Academic Publishers, Dordrecht, Nato Science Series, Serie IV, 21, 2003.

# Propagation of a Tsunami-Wave in the North Sea

By RAINER LEHFELDT, PETER MILBRADT, ANDREAS PLÜSS and HOLGER SCHÜTTRUMPF

# Zusammenfassung

Die Tsunami-Katastrophe in Asien am 26. Dezember 2004 war der Anlass, das Risiko für einen Tsunami in der Nordsee und die Auswirkungen für die deutsche Küste zu untersuchen. Dazu wurden im Januar 2005 numerische Simulationen durchgeführt, um die Ausbreitung einer Tsunami-Welle in der Nordsee zu studieren und die besonders betroffenen Küstenabschnitte zu identifizieren. Veranlassung waren eine Reihe von Anfragen an die Autoren hinsichtlich des Gefährdungspotentials in der Nordsee. Der vorliegende Beitrag wurde auf der Grundlage dieser Simulationen erstellt. Es konnte gezeigt werden, dass die Deutsche Bucht durch die geringe Wassertiefe des Wattenmeeres gut geschützt ist. Dies ist nicht der Fall für die niederländische Küste und die Britischen Inseln, die erheblich stärker betroffen sein würden. Ein Tsunami, der durch den Ärmelkanal einlaufen würde, hätte keine wesentlichen Auswirkungen in der Nordsee, da diese Welle bereits im Ärmelkanal reflektiert und gedämpft würde.

#### Summary

The tsunami disaster in Asia on December 26, 2004, was a reason to reconsider the risk of a tsunami in the North Sea and the risk of a tsunami impact on the German coast. Therefore, numerical simulations were performed in January 2005 in order to study the propagation of a tsunami wave in the North Sea and to find out the most affected areas in the North Sea and in the German Bight. Motivation for this work were questions put to the authors concerning the risk potential in the North Sea. This paper sums up the findings of numerous simulations. It could be shown that the German Bight is well protected against a tsunami wave by the shallow water of the wadden sea. This is not the case for the Dutch coast and the British Isles which would be significantly affected by a tsunami. A tsunami entering the North Sea through the English Channel will not have any severe consequences in the North Sea, since this wave will be reflected and dampened in the English Channel.

# Keywords

North Sea, German Bight, tsunami risk, tsunami modeling, shallow water waves, multi model simulation, wave propagation.

#### Contents

1.	Introduction and Motivation	106
2.	Tsunami Wave Theory	106
	2.1 Shoaling	108
	2.2 Bay effect	108
	2.3 Wave Run-up	109
3.	Model Set-up and Boundary Control	110
	3.1 Model Area and Model Grid	110
	3.2 Boundary Control	112
	3.3 Short Description of Applied Numerical Models	114
	3.3.1 Untrim	115
	3.3.2 Martin	115

	3.3.3 Telemac	115
4.	Model Results	116
	4.1 Tsunami Propagation without Tidal Influence	116
	4.2 Tsunami Propagation with Tidal Influence	121
	4.3 Tsunami Propagation Simulated in Different Models	121
5.	Summary and Conclusions	123
6.	References	123

### 1. Introduction and Motivation

The earthquake of December 26, 2004, in the vicinity of the island of Sumatra and the resulting tsunami wave caused one of the major natural disasters of the last centuries. The majority of tsunamis are generated by seaquakes, but tsunamis can also be generated by volcano eruptions or flank failures due to slope instabilities for which the eruption of the Krakatau in 1883 and the Storegga-sliding about 6000 B.C. are prominent examples. The probability of sea quakes is lower in the Atlantic Ocean than in the Asian region due to the continental drift. Nevertheless, disastrous tsunamis have also occurred in the Atlantic Ocean. An example is the destruction of Lisbon in 1755 by a tsunami wave.

Thus, the generation of a tsunami in the Atlantic Ocean and its propagation into the North Sea is possible. However, no data is available concerning the propagation of a tsunami wave in the shallow North Sea and its impact on the coastlines and estuaries. Hence, the objective of the present study is the propagation of a tsunami wave in the North Sea. The probability of occurrence and the cause for a tsunami were not investigated.

Different hydrodynamic numerical models were applied to study this phenomenon. The input wave at the seaward boundary was calculated analytically both from the solitary wave theory and an approximation by long waves. The propagation of the waves was investigated for three different scenarios:

- without tidal influence,
- including tidal influence,
- under storm surge conditions.

After that, the different scenarios were compared, and the impact of a tsunami on the German coast was determined from the maximum wave height. In addition, areas of high morphodynamic strain can be identified from an evaluation of maximum velocities.

Finally, some conclusions for future research are drawn.

#### 2. Tsunami Wave Theory

Tsunamis generated by seaquakes are long periodic waves ranging between wind and tidal waves (Fig. 1). A tsunami wave can have a wavelength L exceeding 100 km and a wave period in the order of one hour in "deep water". Because of its length, a tsunami is always a shallow-water wave, which is characterized by a very small ratio between the water depth and its wave length (d/L < 0.05). Shallow-water waves move with a celerity

$$c = \sqrt{g \cdot d}$$

with g = acceleration of gravity, d = water depth.
In the North Sea with a mean water depth of about 90 m the ratio between the water depth and the wave length for a tsunami wave is about d/L = 0.001 under the assumption of L = 100 km.

In free surface flow within relatively thin layers, the horizontal velocities are of primary importance, and the problem can be reasonably approximated by a quasi 2-dimensional system. The resulting equations, called shallow-water equations, include a term for the free-surface elevation H in addition to the horizontal velocities and can be written in the same conservational form as the 2D Euler equations for isothermal compressible flow where the water depth is equivalent to the gas density in Euler equations. Therefore, experience obtained from 2D Euler flow can be applied to the simulation of tsunamis:

- Singular impulsive disturbance which displaces the water column.
- Vertical displacement which is normally caused by seismic events, underwater landslides or a combination of the two.



Fig. 1: Classification of surface waves according to the amplitude spectrum, after DIETRICH et al. (1975)

Using the Ursell parameter as a means to determine the importance of nonlinearities

$$U_r = \frac{(H/L)}{(d/L)^3}$$

we conclude based on the ratios  $H/L \ll 1$  and  $d/L \ll 1$  that nonlinear effects can be neglected in large parts of the Atlantic ocean.

Assuming a tsunami wave entering from the Atlantic Ocean with an amplitude of H = 1 m at the Northern entrance (d  $\approx$  300 m) and a wavelength L  $\approx$  100 km, the Ursell parameter is in the order of U<sub>r</sub> = 400. This means, that the influence of the nonlinearities is increasing.

A Tsunami wave travelling across the North Sea towards the shoreline is transformed mainly by shoaling, refraction and reflection. In this region, nonlinearities cannot be neglected anymore, and the fully nonlinear shallow water equations must be applied to solve the problem. The Ursell-Parameter increases rapidly in shallow waters reaching about  $Ur \approx 10^7$  in 10 m water depth. Thus, the importance of considering nonlinearities in the governing equations is demonstrated.

Wave shoaling causes a significant increase of wave heights in very shallow water. Another cause for locally increasing wave heights is the bay effect, which explains why severe damage occurred predominantly in bays during previous tsunamis. Both effects are described below.

## 2.1 Shoaling

Fig. 2 shows the shoaling effect according to linear wave theory. Even though linear theory is not valid in this region the main processes can be approximated by it. Wave shoaling follows a relationship  $H \sim 1/d_x^{1/4}$  where  $d_x$  is the water depth in the onshore direction. In addition, the wave length is decreasing resulting in a steeper wave. Thus, shoaling is an important effect to be considered.



Fig. 2: Shoaling (according to Linear Wave Theory)

2.2 Bay effect

The wave height at position x is increasing with decreasing bay width and water depth. The bay effect can be calculated by Green's law (1837), which assumes no energy losses, no reflection and small wave heights:

$$\frac{H_x}{H_0} = \sqrt[2]{\frac{b_0}{b_x}} \sqrt[4]{\frac{d_0}{d_x}}$$

with: H = wave height, b = bay width, d = water depth, index 0 = offshore, x = onshore.



Fig. 3: Bay effect calculated by Green's law

Fig. 3 shows the dependency of the relative wave height  $(H_x/H_0)$  on the relative bay width  $b_0/b_x$  and the relative water depth  $d_0/d_x$ . Thus, it can be concluded that the wave evolution follows the laws  $H_x \sim 1/d_x^{1/4}$  and  $H_x \sim 1/b_x^{1/2}$ . This was confirmed experimentally by SYNOLAKIS and SKJELBREIA (1993) for solitary waves using various laboratory data.

In addition to the processes described above, the tsunami wave is transformed by wave refraction, wave diffraction, wave breaking and energy losses due to bottom friction and wave breaking. These processes will not be discussed in detail in the present study.

## 2.3 Wave Run-up

Finally, a solitary wave hits the shoreline and can flood the hinterland thereby causing disaster. Several attempts were made to describe the run-up process by using Boussinesq-equations (STRYBNY, 2004) or the nonlinear shallow-water equations (CARRIER and GREEN-SPAN, 1958; TUCK and HWANG, 1972; SPIELVOGEL, 1976; SYNOLAKIS, 1987). Engineering equations to describe the run-up process were derived by SYNOLAKIS (1987) and LI and RAICHLEN (2001) for solitary waves:

$$\frac{R}{h_0} = 2,831\sqrt{\cot\beta} \left(\frac{H}{h_0}\right)^{5/4} + 0,104\cot\beta\frac{H}{h_0}$$

where H = solitary wave height,  $h_0$  = water depth at the toe of the slope and  $\beta$  = slope. R is the wave run-up height, defined as the vertical distance between SWL and the highest point of wave run-up.

Numerical calculations of wave run-up and wave run-down for solitary waves were performed by LIN et al. (1999) by using a RANS-model and by STRYBNY (2004) by using a Boussinesq-model. These processes can also be approximated by hydrodynamic numerical

simulation models based on the shallow water equations with sophisticated flooding and drying algorithms.

Flooding of the hinterland by tsunami-waves is similar to wave run-up for non-breaking waves on smooth slopes. The up-rushing water is travelling far inland with high run-up velocities and therefore high wave run-up levels. In addition, high velocities also occur during wave run-down. These are reasons for the disastrous effects of tsunami waves.

3. Model Set-up and Boundary Control

3.1 Model Area and Model Grid

The set-up of a hydrodynamic numerical (HN)-model of the North Sea and the German Bight including the German estuaries first described by PLÜSS (2003) requires a

- substantial extent of the modeling domain,
- relatively high resolution of the bathymetry data within the coastal area and the estuaries and, consequently,
- large number of nodal points.

The high flexibility and variability of the computational grid needed for this integrated modeling approach can only be realized by an unstructured triangular grid topology.

The domain of the North Sea model covers the entire area between Scotland/England and Norway/Denmark/Germany in West/East direction and North/South between a line near



Fig. 4: The model area of the North Sea and detailed bathymetry reproductions in the German Bight and the Elbe estuary

Fair Island/Stavanger and Plymouth/Ile de Batz in the English Channel. The bathymetry data used here were was provided by the British Oceanographic Data Centre (BODC) and various German authorities responsible for the German Bight and the German estuaries.

In its present state, the model has 111,000 nodes with a grid spacing between 14 km in the outer North Sea and about 200 to 600 m in the German Bight (for details refer to: http://www.baw.de/vip/abteilungen/wbk/Publikationen/fachz/NSEE\_Modell\_BAW DH.pdf). The extent of the model area and the bathymetry are shown in Fig. 4 with detailed views of the German Bight and the Elbe estuary.

All scenarios with long waves are carried out in this domain with identical computational grids. The computational grid must resolve the input signal adequately, i.e. by at least 5 to 7 nodes per wave length. This condition is easily met by the existing tidal model with maximum grid size of 14 km in the boundary region.

In order to approximate a tsunami wave according to the solitary wave theory illustrated in Fig. 5, the grid spacing was refined. By assuming a wave length of about 15 km in deep water (d = 300 m) a grid resolution of about 3 km is necessary at the Northern entrance of the North Sea.



Fig. 5: Wave length of a solitary wave for d = 300 m

By refining the existing model a high-resolution grid with about 485,000 nodes and grid sizes ranging from maximum node spacing of 2.5 km at the Northern entrance to 10 m in coastal waters was created.

Fig. 6 shows the four main features which characterize the bathymetry of the North Sea. The Norwegian Trench with a depth of  $d \ge 200$  m, two shallow areas, i.e. the Ling Bank at the Northern entrance and the Doggerbank with d = 30 m in the South West, which are surrounded by rather uniform water depths of d = 100 m and the wide shallow waters along the Dutch, German and Danish coasts. These features are clearly reflected in the propagation of all tsunami scenarios discussed below.



Fig. 6: Bathymetry features of the North Sea

## 3.2 Boundary Control

Since the propagation of a fictitious tsunami was investigated variations of wave height and wave shape were simulated. So-called "long geometrical waves" as well as solitary waves (see Fig. 7) with a given height and period were generated as boundary conditions. The solitary wave was calculated for an average water depth of d = 300 m according to the formulations by DEAN and DALRYMPLE (1991) based on the shallow water wave theory developed by KORTEWEG and DEVRIES in 1895:

$$\eta = H \sec h^2 \left( \sqrt{\frac{3 \cdot H}{4 \cdot d^3}} \cdot c \cdot t \right)$$

with 
$$\eta$$
 = surface elevation, H = wave height, d = water depth,  
t = time, c = wave celerity =  $\sqrt{g(H+d)}$ 

The amplitudes of the boundary waves are chosen in the range of the measured amplitudes of the Sumatra tsunami as shown in Fig. 8 and Fig. 9. The tidal elevations of the Sumatra tsunami were determined from satellite data (NOAA) about 2 hours after the seaquake. The tidal elevations in the Indian Ocean were <1 m (Fig. 8). It has to be mentioned, however, that



Fig. 7: Long geometrical waves in comparison to solitary wave

wave heights of the Sumatra tsunami measured nearshore, i.e. including the shoaling effect, were more than 1 m. Thus, a wave height in between 1 m and 2 m appears to be a realistic estimate on the continental shelf while higher waves are likely to occur nearshore.



Fig. 8: Satellite data from Sumatra Tsunami (NOAA MAGAZINE, 2005)



Fig. 9: Water level measurements at Male, December 26, 2004 (DEPARTMENT OF METEOROLOGY, MALDIVES, 2004)

Therefore, boundary wave heights were varied between H = 1 m and H = 6 m, which is assumed to be a realistic range. The periods of the fictitious tsunami in the North Sea are in good agreement with the observed periods of the Sumatra tsunami (Fig. 9) which were in the order of 15 to 20 min at Male (Maldives).

In addition, a tsunami entering the English Channel was also generated. The results showed that the water level elevations in the German Bight are not significantly influenced by this tsunami because of wave damping and wave reflection in the channel. Hence, this scenario is not presented here.

#### 3.3 Short Description of Applied Numerical Models

Motivation for the multi model simulation was to study the propagation of tsunami waves in the relatively shallow North Sea and to estimate the effects related to their entering the German estuaries. Applicable numerical models have to represent shallow water effects and must handle the flooding and drying processes satisfactorily (PLÜSS and SCHÜTTRUMPF, 2004).

The chosen simulation models Untrim (CASULLI and WALTERS, 2000), Martin (MIL-BRADT, 2000) and Telemac (HERVOUET, 2007) are using unstructured grids for discretizing the bathymetry with variable grid resolution according to the bathymetric structures to be covered. The grid topology outlined in section 3.1 is identical for all three numerical schemes. However, the water depth is taken at the location of the grid nodes in Martin and Telemac, while it is taken at the center of the grid edges in Untrim.

Untrim can be run in hydrostatic and non-hydrostatic modes for comparison of 2d and 3d simulations. There was little difference in the resulting water levels and velocities for the selected test cases and no further details will be given here.

## 3.3.1 Untrim

Untrim is a Finite Element/Finite Volume model which solves the 2D/3D Reynoldsaveraged Navier Stokes (RANS) equations for an unstructured orthogonal grid. Untrim was developed by CASULLI and WALTERS (2000) with a validation document provided at http://www.baw.de.

Untrim models the following processes within a water body:

- Propagation of long and short waves at the free surface,
- advective transport,
- horizontal and vertical turbulent diffusion,
- hydrostatic and non-hydrostatic pressures,
- Coriolis acceleration,
- horizontal and vertical gradients of density and
- bottom and wind friction.

Thus, Untrim can be applied to the present problem. In addition, Untrim can be used for transport calculations (sediment, heat, salt), which was not required for the present study.

# 3.3.2 Martin

The Martin simulation system is a powerful integrated public domain modeling tool for free-surface flows. Martin-Current2d is used to simulate free-surface flows in two dimensions of horizontal space. At each point of the mesh, the program calculates the water elevation and the two velocity components.

Martin-Current2d takes into account the following phenomena:

- Propagation of long waves, taking into account non-linear effects,
- bed friction,
- influence of Coriolis force,
- influence of meteorological factors: atmospheric pressure and wind,
- turbulence,
- influence of horizontal temperature or salinity gradients on density and
- dry areas in the computational domain: intertidal flats and flood plains.

Martin-Current2d solves the transient shallow water equations using a high-precision stabilized finite-element method on an unstructured grid of triangular elements. The controlling of the internal time steps takes place automatically and as a function of the selected time integration schema. The implemented strategy for flooding and drying is highly volume conserving.

The model is implemented in AnsiC and a paralleled version of the software is also available based on OpenMP. A detailed description of the code is available online (MILBRADT, 2000).

# 3.3.3 Telemac

The mathematical model Telemac-2D is based on the finite element approach. Telemac-2D was designed to solve several depth-integrated transient non-linear partial differential equations. The model is actually used to study one or more of the following physical processes:

• Transport of water (conservation of the water mass),

- transport of linear momentum (conservation of linear momentum),
- transport of turbulent kinetic energy and turbulent kinetic energy dissipation (conservation of the turbulent kinetic energy) and
- transport of salinity (conservation of the dissolved salt mass).

Telemac-2D was developed by Laboratoire Nationale d'Hydraulique of Electricté de France, Direction des Etudes et Recherches (EDF-DER), Chatou-Paris. A detailed description of the code (HERVOUET, 2007) is available at http://www.baw.de/vip/en/ departments/ department\_k /methods/hnm/mac2d/mac2d-en.html.

# 4. Model Results

The models used differ considerably with respect to numerical schemes and physical approximations and simplifications, respectively, which are in turn reflected in the simulation results. Intercomparison of these results shows, that such model effects introduce an uncertainty which defines a range of validity for results of different input scenarios. For the tsunami scenarios we conclude that the three models perform in a very similar way.

## 4.1 Tsunami Propagation without Tidal Influence

The propagation of an incoming tsunami at the Northern boundary of the North Sea between Wick (Scotland) and Stavanger (Norway) with a height of about 6 m (time t = 4.0 h) was investigated (Fig. 10) using the geometric wave input signal.

The wave celerity  $c = \sqrt{g \cdot d}$  in the Norwegian Trench with water depths of more than 200 meters is much higher than in the central part of the North Sea with water depths between d = 100 to 120 m. This results in a spreading of the incoming tsunami including a decrease of the wave height (time t = 5.5 to 7.0 h).

Now, the wave is propagating along the Danish coast towards the German Bight. The first tsunami wave hits the German coast about 7 hours after arrival in the North Sea (time t = 11.5 to 13.0 h).

Shallow water regions such as the Ling Bank (d = 60 to 70 m) or the Doggerbank (d = 20 to 30 m) cause refractions and an increase of the wave height. The resulting wave enters the Northern entrance of the English Channel.

The tsunami wave hitting the English coast is partially reflected and propagates as a second wave from West to East. This second wave enters the German Bight between times t = 8.5 to 14.5 h.

The reflection effect can be clearly seen at time 8.5 h east of the Firth of Forth. At this time, the second wave train is generated and travels towards the German Bight. In addition, the bay effect is obvious in the Firth of Forth at the same time.

Finally, wave disturbances generated by reflection effects in the entire North Sea can be observed (Fig. 10). At 14.5 hours after arrival at the Northern entrance two regions in the Southern North Sea are considerably affected. Wave heights of about 1.5 m appear at the Northern Dutch coast along the West Frisian Islands and at the Dutch West coast.



Fig. 10: Propagation of a tsunami (H = 6 m, geometrical wave input signal, coarse grid) in the North Sea



Fig. 11: Wave disturbance in the North Sea after passage of a tsunami

An analysis of wave heights at locations indicated in Fig. 11 along the English coast shows a double maximum at Newcastle, which occurs about 5 hours after arrival of the tsunami in the North Sea. The double peaks arrive at the English Channel (Cromer) and at the Dutch coast (Texel) with a time lag of about 2 to 3 hours. The time difference between the double peaks increases in the German Bight to up to 6 hours at Cuxhaven (Fig. 12).



Fig. 12: Deformation of a tsunami wave in the North Sea (H = 3 m at Northern boundary)

The wave height of the tsunami decreases in the German Bight significantly to about 1/6 of the wave height at the Northern boundary of the North Sea. Fig. 13 illustrates the damping of the double peaks at the island of Helgoland, and for the onshore locations Emden, Wilhelmshaven, Bremerhaven and Cuxhaven at the entrances of the German estuaries. In this case, the initial tsunami wave height of H = 6 m is reduced to values of  $H \approx 1$  m along the German coast with maximum values at Emden, which are due to the generally larger wave heights observed at the Dutch coast as shown in Fig. 11.



Fig. 13: Tsunami wave height at locations in the German Bight (H = 6 m at Northern boundary)

An analysis of wave heights on transects along the German barrier islands in the North Sea shows that the distribution of the maxima and minima is very non-uniform. The computed wave heights along the transect Borkum–Helgoland–Sylt are plotted in Fig. 14. During the passage time of the tsunami wave the hourly profiles document regions with quite different amplitudes in variation of wave heights.



Fig. 14: Wave heights along the German coast (H = 6 m at Northern boundary)

The lowest wave heights have been found between the Elbe estuary and Eiderstedt while the highest ones occur along the East Frisian Islands in keeping with Fig. 11 and also in the neighbourhood of the island of Sylt.

The tsunami propagates in an estuary like a tidal bore up to the tidal limit without a significant decrease of the wave heights. Several individual waves are generated in the estuaries by reflection with amplitudes in the order of the first wave. Three maxima have been found at Zollenspieker (Fig. 15).



Fig. 15: Tsunami propagation in the Elbe estuary (H = 6 m at Northern boundary)

Water level variations of up to 2 metres within 1 to 2 hours result in rapid filling and draining processes of the wadden areas and the intertidal bays causing high local current velocities (Fig. 16). Computed velocities of approx. 1.0 m/s are in the same order of magnitude as observed during the Sumatra tsunami (SCHEFFER, 2005).



Fig. 16: Current velocities and water level variations (H = 6 m at Northern boundary)

#### 4.2 Tsunami Propagation with Tidal Influence

To investigate the influence of tidal motion on a tsunami wave propagating towards the German Bight, three model runs were set up:

- 1. Only tidal motion (tide only),
- 2. tsunami wave input added to the tidal motion (tide + tsunami) and
- 3. only tsunami wave (tsunami only).

H = 3 m was chosen as forcing tsunami wave height for a geometric wave.

The difference between run 2 and 1 results in time series of water level variations due to a tsunami superposed on a tidal wave (tide + tsunami – tide), where the propagation of the tsunami wave is influenced by the tidal motion. In relation to run 3 the effect of the tidal water levels and the currents can be evaluated.

It is obvious from Fig. 17 that the tsunami wave is deformed at low tide due to the tidal current propagating against the tsunami. Variations of the tsunami wave at high tide are small compared to the variations at low tide.



Fig. 17: Influence of tide on tsunami propagation, gauge Helgoland (H = 3 m at Northern boundary)

#### 4.3 Tsunami Propagation Simulated in Different Models

Three different modeling approaches outlined in section 3.3 were used to study the propagation of a tsunami wave in the North Sea. The results given in Fig. 18 are comparable. The phase is quite similar while the maximum height and the length of the tsunami are slightly different. The differences are generated partly at the boundary because of the different forcing algorithms. These results are in keeping with a recently published study regarding the development of tsunami waves in the North Sea by BORK (2007).



Fig. 18: Tsunami propagation in three different models

#### 5. Summary and Conclusions

The shape and bathymetry of the North Sea and the German Bight are a good protection against tsunami waves. However, the Dutch coast and the British Island are not as well protected as the German coast. An incoming tsunami wave at the Northern boundary of the North Sea is transformed by shoaling, refraction, reflection and energy losses mainly by wave breaking. The amplitudes of a tsunami wave at the German North Sea coast can be compared to the water level elevations during a storm surge event. The governing processes are, of course, different.

## 6. References

- BORK, I.; DICK, S.; KLEINE, E. and MÜLLER-NAVARRA, S.: Tsunami a study regarding the North Sea coast. Berichte des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie, Nr. 41/2007.
- CARRIER, G. F. and GREENSPAN, H. P.: Water Waves of Finite Amplitude on a Sloping Beach. J. Fluid Mech., 95, pp. 401–414, 1958.
- 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, No. 3, pp. 331–348, 2000.
- DEAN, R. G. and DALRYMPLE, R. A.: Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. World Scientific. Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 2, 1991.
- DEPARTMENT OF METEOROLOGY, MALDIVES: Time Series of Water Level at Male. 2004. http://ilikai.soest.hawaii.edu/uhslc/iot1d/male1.html
- DIETRICH, G.; KALLE, K.; KRAUSS, W. and SIEDLER, G.: Allgemeine Meereskunde Eine Einführung in die Ozeanographie. Bornträger, Stuttgart, 1975.
- HERVOUET, J.-M.: Hydrodynamics of Free Surface Flows. Modelling with the finite element method. Wiley, Chichester, p 341, 2007.
- KORTEWEG, D. J. and DEVRIES, G.: On the Change of Form of Long Waves Advancing in Rectangular Channel, and on a New Type of Long Stationary Waves. Philos. Mag. 5th Ser., Vol. 39, pp. 422–433, 1895.
- LI, Y. and RAICHLEN, F.: Solitary Wave Run-up on Plane Slopes. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. Vol. 127, No. 1, pp. 33–44, 2001.
- LIN, P.; CHANG, K. and LIU, P.: Runup and Rundown of Solitary Waves on Sloping Beaches. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 125, No. 5, pp. 247–255, 1999.
- MILBRADT, P.: Martin Strömungsmodell. 2000. http://www.bauinf.uni-hannover.de/~milbradt/ Martin/Current/current.html
- NOAA MAGAZINE: NOAA scientists able to measure tsunami height from space, 2005. http:// www.noaanews.noaa.gov/stories2005/s2365.htm
- PLÜß, A. D. and SCHÜTTRUMPF, H.: Comparison of Numerical Tidal Models for Practical Applications. In JM Smith (ed) Proc. 29<sup>th</sup> Intl. Conf. Coastal Engineering. World Scientific, New Jersey, pp. 1199–1211, 2004.
- PLÜß, A.: Das Nordseemodell der BAW zur Simulation der Tide in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 76, pp. 83–127, 2003.
- SCHEFFER, H. J.: Tsunami-Schäden auf Sri-Lanka. HANSA. 142. Jahrgang. Nr. 3, pp. 56–57, 2005.
- SPIELVOGEL, L. Q.: Single Wave Run-up on Sloping Beaches. Journal of Fluid Mechanics. No. 74, pp. 685–694, 1976.
- STRYBNY, J.: Dissertation. Ein phasenauflösendes Seegangsmodell zur Ermittlung von Bemessungsparametern für Küstenstrukturen. Dissertation, Institut für Strömungsmechanik, Universität Hannover, Bericht Nr. 69, 2004.
- SYNOLAKIS, C. E.: The Run-up of Solitary Waves. Journal of Fluid Mechanics. Vol. 185, pp. 523–545, 1987.
- SYNOLAKIS, C. E. and SKJELBREIA, J. E.: Evolution of Maximum Amplitude of Solitary Waves on Plane Beaches. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 119, No. 3, pp. 323–342, 1993.
- TUCK, E. O. and HWANG, L. S.: Long Wave Generation on a Sloping Beach. J. Fluid Mech., 51, pp. 449–461, 1972.

# Untersuchungen zur Schwebstoffdynamik im Elbeästuar auf Basis von ADCP-Messungen

#### Von Christian Maushake

#### Zusammenfassung

Die Bundesanstalt für Wasserbau – Dienstelle Hamburg führt in Kooperation mit der niederländischen Firma AquaVision B.V. ein mittelfristiges Untersuchungsprogramm (2006–2008) zur Erfassung suspendierter Sedimente im Elbeästuar durch. Diese Arbeiten finden im Rahmen planrechtlicher Untersuchungen zur weiteren Fahrrinnenpassung der Elbe sowie für Zwecke der Weiterentwicklung und Validierung von numerischen Modellverfahren und Systemstudien zur ästuarinen Schwebstoffdynamik statt.

Zur messtechnischen in-situ-Erfassung von Schwebstoffen hat sich die Verwendung der Rückstreusignale von akustischen Doppler-Strömungsmessgeräten (ADCP) zu einem leistungsfähigen Werkzeug entwickelt. Hierbei ist die Kalibrierung der akustischen Signale der aufwändigste und sensitivste Punkt. Daher sind weitere Ziele des Programms

• die Optimierung der Messstrategie,

- die Reduzierung des für die Kalibrierung erforderlichen Aufwandes sowie
- eine Aussage zur Sensitivität des eingesetzten Verfahrens.

Es wurden sowohl schiffsgestützte Messungen auf Quer- und Längsprofilen sowie stationäre Messungen in Verankerungen durchgeführt.

Die Ergebnisse der ersten Messkampagne im Herbst 2006 zeigen, dass die gewählte Methode gut für die Validierung hoch auflösender numerischer 3-D-Modelle geeignet ist

#### Summary

The coastal department of the German Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW-DH) and the Dutch company AquaVision B.V. are conducting a medium-term (2006– 2008) field investigation of suspended sediments in the Elbe estuary. The results are part of a decision supporting expertise about the effects of dredging and maintenance works in the navigation channel of the Elbe and will be used to validate a 3D numerical model of the area.

Due to its non-intrusive nature and the high spatial resolution the use of ADCP backscatter signals has become a powerful tool for in-situ studies of suspended sediments. Calibration of the deployed instruments is the most crucial point in that context and takes up a major part of the project. Thus, to find an optimal strategy for the measurements and, thereby, to reduce the amount of calibration work and quantify the sensitivity of the method are important goals of the study.

For the fieldwork ship-borne ADCP measurements on transects across and along the river have been combined with stationary ADCP measurements on fixed positions.

The results of the first measurement campaign (in fall 2006) show that the method is very suitable for the data requirements of 3D numerical modelling.

#### Keywords

ADCP, backscatter, Schwebstoff, BAW, SSC, suspended solids, measurements, Elbe estu-

#### Inhalt

1. Einleitung	. 126
2. Messtechnische Grundlagen	. 128
3. Verwendetes Messsystem	. 130
3.1 Acoustic Doppler Current Profiler	. 130
3.2 Kalibriereinheit	. 131
3.3 Orientierungssensoren	132
3.4 Messwerterfassung	132
4. Messungen	133
5. Ergebnisse	. 134
5.1 Längsprofile	. 134
5.2 Querprofile	137
5.3 Stationäre Messungen	140
6. Zusammenfassung und Ausblick	141
7. Danksagung	142
8. Schriftenverzeichnis	142

#### 1. Einleitung

Im Rahmen der planrechtlichen Projektarbeiten zur geplanten weiteren Fahrrinnenanpassung der Elbe werden bei der Abteilung Küste der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-DH) umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Mit den Methoden der wasserbaulichen Systemanalyse sind fundierte Aussagen zur Veränderung der abiotischen Systemzustände zu erarbeiten. Über die aktuelle Fragestellung der weiteren Fahrrinnenanpassung hinaus werden zukünftig Prognoseverfahren für die mittel- und langfristige Entwicklung des Feststoffhaushaltes im Elbeästuar eine hohe Bedeutung gewinnen. Die zukünftige Entwicklung von Baggermengen, neue Bagger- und/oder Verklappungskonzepte, aber auch Langfristprognosen zu strombaulichen Maßnahmen sind Beispiele für Fragestellungen von hoher ingenieurpraktischer und volkswirtschaftlicher Bedeutung und wichtiger Bestandteil eines Vorgehens, für welches heute der übergeordnete Begriff des "Sedimentmanagement" verwendet wird (NETZBAND u. WITTE, 2007).

Für die Methoden der wasserbaulichen Systemanalyse stellen diese anspruchsvollen Fragestellungen eine große Herausforderung dar, zumal die prägenden physikalischen Prozesse zur ästuarinen Schwebstoffdynamik vielfach erst unzureichend und mit großen Unsicherheiten beschreibbar sind. Hier besteht auf allen Feldern der wasserbaulichen Untersuchungsmethoden noch großer Forschungs- und Entwicklungsbedarf, sowohl bei den Labor- und Naturuntersuchungen wie auch bei numerischen Simulationsverfahren.

Den numerischen Verfahren kommt in diesem Zusammenhang eine besondere Bedeutung zu, denn eine Prognose zukünftiger Entwicklungen ist nur möglich, wenn leistungsfähige dreidimensionale hydro- und morphodynamische Simulationsmodelle zur Verfügung stehen, die in der Lage sind, neben der Hydrodynamik auch die Prozesse des Transportes, der Akkumulation, Sedimentation und Erosion von Feststoffen zu analysieren. Derartige Verfahren werden bei der BAW-DH vorgehalten und – soweit sie validiert und überprüft sind – für die Projektbearbeitung operationell eingesetzt und in Kooperation mit Universitäten und anderen Instituten ständig weiterentwickelt und verbessert.

Unverzichtbar und komplementär mit der Methode der numerischen Modellierung verknüpft ist die Anforderung, in-situ Messdaten von Kenngrößen des Feststofftransportes zu erheben, wobei durch die Bereitstellung derartiger Messdaten ein Mehrfachnutzen entsteht:

- Validierungsdaten für die numerische Modellierung,
- (Weiter)-Entwicklung prozessorientierter Modellansätze,
- wissenschaftliche Basisdaten für Beweissicherungs- und Prognoseverfahren
- und nicht zuletzt ein eigenständiger Beitrag zum Verständnis der ästuarinen Transportprozesse.

Aus dieser Notwendigkeit und Motivation heraus hat die BAW-DH ein Messprogramm zur Erfassung von Kenngrößen der Schwebstoffdynamik im Elbeästuar aufgelegt, welches neben den bereits genannten Zielen (aktuelles Planfeststellungsverfahren "weitere Fahrrinnenanpassung Elbe" und Aufbau von Sedimentmanagement-Methoden) auch einen Beitrag zur Weiterentwicklung von Messkonzepten und -verfahren liefern soll. Hierzu besteht eine fachliche Kooperation mit der niederländischen Firma AquaVision B.V. Die Durchführung der Messungen wird durch die Hamburg Port Authority (HPA) und die Wasser- und Schifffahrtsämter Hamburg und Cuxhaven unterstützt. Das Programm ist zunächst auf drei Jahre ausgelegt (2006 bis 2008) und beinhaltet jeweils im Herbst jeden Jahres die Durchführung einer Messkampagne.

Als Messverfahren wurde das System VISEA/PDT des niederländischen Kooperationspartners AquaVision B.V ausgewählt, weil es zum einen ein hohes Innovationspotential besitzt und zum anderen weitgehend am Markt verfügbare Technologien und Systeme einbindet. Im Kern basiert dieses Verfahren auf der schiffsgestützten Erfassung akustischer Backscattersignale mit einem Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP). Damit ist es möglich, die Wassersäule nahezu vollständig mit einem hohen räumlichen und zeitlichen Auflösungsvermögen zu erfassen und Transportbilanzen über Messquerschnitte zu erstellen.



Abb. 1: Untersuchungsgebiet

In Kap. 2 wird dieses Verfahren erläutert; das eingesetzte Messsystem wird in Kap. 3 beschrieben. In Kap. 4 wird das Messprogramm vorgestellt, dessen erste Ergebnisse in Kap. 5 dargestellt und diskutiert werden. Da das gesamte Programm erst im Jahre 2008 endet, kann es sich erst um erste Ergebnisse und Bewertungen handeln.

## 2. Messtechnische Grundlagen

Für die in-situ-Erfassung von Schwebstoffkenngrößen stehen direkte und indirekte Methoden zur Verfügung. Bei den direkten Messungen wird mit mechanischen Verfahren meist auf Basis von Pump- und Schöpfersystemen eine Suspensionsprobe aus der Wassersäule entnommen. Die Analyseergebnisse – z.B. Schwebstoffkonzentrationen, organischer Anteil durch Glühverlust und Körnungslinien – entstehen durch labortechnische Behandlung der Proben. Diese direkte Beprobung des Wasserkörpers ist auch für alle indirekten Verfahren für die Kalibrierung der Geräte unverzichtbar und muss Bestandteil jedes Messkonzeptes sein.

Für die indirekte Messung von Schwebstoffkenngrößen werden hauptsächlich optische und hydroakustische Sensoren eingesetzt.

Beide Verfahren haben Vor- und Nachteile. Generell lässt sich sagen, dass optische Sensoren sehr gut geeignet sind, um feinkörnige Sedimente zu erfassen. Optische Signale verhalten sich über große Messbereiche (mehr als 3 Größenordnungen) weitgehend linear zur Messgröße Schwebstoffkonzentration (*Suspended Sediment Concentration*, SSC). Dies ist in natürlichen Systemen, in denen die Konzentrationen stark variieren können, ein Vorteil. Optische Messungen können allerdings nur als Punktmessungen bzw. sehr kleinräumig durchgeführt werden, was das räumliche und zeitliche Auflösungsvermögen einschränkt und ein großer operationeller Nachteil ist. Prinzipiell bedeutet jeder Sensor, der an den Ort der Messung in der Wassersäule gebracht werden muss, auch immer eine lokale Störung des zu messenden Umfeldes.

Hydroakustische Geräte wie z.B. akustische Strömungsprofiler (ADCP) oder auch Echolote sind in der Lage, die gesamte Wassersäule berührungslos und mit hoher räumlicher und zeitlicher Auflösung zu beschallen. Für die Erfassung von Schwebstoffkonzentrationen macht man sich hierbei die von den Schwebstoffteilchen in der Wassersäule erzeugte Rückstreuung zunutze, den so genannten akustischen Backscatter (HOITINK u. HOEKSTRA, 2005).

Für die Modellierung des von einem ADCP in einer Suspension erzeugten akustischen Backscatter wird die auf Basis der sogenannten "Sonargleichung" von (MEDWIN u. CLAY, 1998) entwickelte Gebrauchsformel von (DEINES, 1999) verwendet:

$$S_v = 2\alpha R + (E - E_r) + 10\log_{10}\left[\frac{T_T R^2}{L P_T}\right] + C$$
(1)

mit:

S <sub>v</sub>	absoluter Backscatter (volumenspezifische Rückstreuung)	[dB]
α	Attenuationskoeffizient	
	(Dämpfung durch Wasser und Schwebstoffe)	[dB/m]
R	Schrägentfernung zum Messvolumen	[m]
K	Skalierungsfaktor	[dB/m]
Е	empfangene Echostärke	[counts]
E	Rauschniveau des Schallwandlers	[counts]

Т <sub>т</sub>	Schallwandler – Temperatur	[°C]
L	Länge des Sendeimpulses	[m]
P <sub>T</sub>	Sendeleistung	[W]
Ċ	Konstante	[dB]

Es wird also gezeigt, dass der absolute Backscatter von

- geometrischen (entfernungsabhängigen)
- instrument-spezifischen und
- Attenuations-Termen

abhängt. Die geometrischen Abhängigkeiten lassen sich durch Laufzeitmessung der Schrägentfernung R (Echolotung) gut erfassen. Die instrument-spezifischen Anteile können ebenfalls durch Messung (z.B. der Temperatur T<sub>T</sub> oder der Echostärke E) bzw. durch Kalibrierung beim Instrumentenhersteller (z.B. E<sub>r</sub> und K<sub>c</sub>) berücksichtigt werden.

Wesentlich komplexer unter in-situ-Bedingungen ist die Berücksichtigung der Attenuation  $\alpha$ . Es gilt:

$$\alpha = \alpha_w + \alpha_s \tag{2}$$

Das Rückstreuverhalten der hydroakustischen Signale hängt also vom Attenuationsverhalten  $\alpha_{vv}$  des Wasserkörpers und der in ihm suspendierten Schwebstoffe  $\alpha_{s}$  ab.  $\alpha_{vv}$  wird nach einem empirischen Ansatz von FRANÇOIS and GARRISON (1982) berücksichtigt, die  $\alpha_w$  als Funktion der Wassertemperatur und des Salzgehaltes darstellen – zwei Parameter, die auch unter in-situ-Bedingungen gut zu erfassen sind.

 $\alpha_{s}$  ist von URICK (1948) untersucht und formuliert worden:

$$\alpha_{s} = \left[\frac{k^{4}\alpha^{3}}{96\rho_{s}} + \frac{k(\sigma-1)^{2}s}{2\rho(s^{2}+(\sigma+\delta))}\right]\frac{20}{\ln(10)}$$
 (3)

Hierin sind u.a.:

s 
$$s = \left[1 + \frac{2}{\beta \langle \alpha \rangle}\right] \frac{9}{2\beta \langle \alpha \rangle}$$
 (3a)

$$\sigma \quad \sigma = \frac{\rho_s}{\rho_w} \tag{3b}$$

$$\delta \quad \delta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{9}{\beta \langle \alpha \rangle} \right] \tag{3c}$$

$$\beta \quad \beta = \sqrt{\frac{\pi f}{\nu}} \tag{3d}$$

Κ	Wellenzahl = $2\pi/\lambda$	
a	Partikelradius	[m]
Μ	Massenkonzentration der Sedimente	[kg/m <sup>-3</sup> ]
ρ	Dichte des Wassers	[kg/m <sup>-3</sup> ]
v	Viskosität des Wassers	$[m^2/s^{-1}]$
f	Ultraschallfrequenz (typischerweise 1.2 oder 0.6 Mhz)	[Mhz]

Diese Zusammenhänge gelten unter der Annahme, dass das Gesetz der "Rayleigh-Streuung" erfüllt ist. Hiernach kann die Form der Partikel vernachlässigt werden, solange die Größe der Partikel im Verhältnis zur akustischen Wellenlänge klein ist (*ka* « 1).

In Gleichung (3) wird gezeigt, dass die Attenuation durch die Schwebstoffe  $\alpha_s$  wiederum abhängig ist von Sedimenteigenschaften selbst, wie z.B. der Korngrößenverteilung und der Dichte und Form der Partikel – und damit also von Eigenschaften, die man eigentlich erfassen möchte. Das bedeutet, dass eine explizite Funktion für die Berechnung von Schwebstoffkonzentrationen aus akustischem Backscatter nicht möglich ist, sondern auf ein Iterationsverfahren (die sogenannte inverse Modellbildung) zurückgegriffen werden muss. Dieses Problem ist in der Literatur u.a. von THORNE u. HANES (2002) beschrieben.

Aus praktischen Erwägungen wird es jedoch unter in-situ-Bedingungen nicht möglich sein, alle charakteristischen Kenngrößen so zu erfassen, dass eine direkte Berechnung der Schwebstoffkonzentrationen (SSC in [mg/l]) aus Messrohdaten (akustische Rückstreuung in [counts]) möglich ist. Daher wird für die endgültige Umrechnung des akustischen Backscatters in Schwebstoffkonzentrationen eine Kalibrierfunktion auf der Basis von Schwebstoffproben aus der Wassersäule angewendet. Sie lautet:

$$10\log_{10}(SSC_{[mg/l]} = a * s_{\nu [dB]} + b$$
(4)

Hierin ist:

s<sub>v</sub> absoluter Backscatter gemäß Gleichung (1) [dB] b und a Steigung und Achsenabschnitt einer Regressionsgeraden aus Schwebstoffproben vs. absolutem backscatter.

Wie im Folgenden noch zu zeigen sein wird, ist insbesondere die Ermittlung der Kalibrierkonstanten a und b eine große praktische Herausforderungen bei der Umrechnung akustischer Backscatter-Daten in Schwebstoffkonzentrationen unter ästuarinen Bedingungen.

## 3. Verwendetes Messsystem

Das für das "Schwebstoffmessprogramm Elbe 2006–2008" konzipierte Messsystem basiert im Wesentlichen auf der Durchführung hydroakustischer Profilmessungen mit Acoustic Doppler Current Profilern, die sowohl ortsfest in Verankerungen als auch vom fahrenden Schiff aus eingesetzt werden.

# 3.1 Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP)

Kernstück des eingesetzten Messsystems sind ADCPs der Firma RDInstruments vom Typ Workhorse Rio Grande (600 Khz) bzw. verankerte Systeme des Typs Workhorse SC (600, bzw. 1200 Khz). Die ADCPs dienen hierbei sowohl als Backscatter-Sensor als auch als Strömungssensor. Für Schwebstoffmessungen können prinzipiell auch andere hydroakustische Instrumente verwendet werden, die den Verlauf der akustischen Signale durch die Wassersäule digital aufzeichnen, wie z.B. moderne Vermessungsecholote. Da es sich beim akustischen Backscatter um eine skalare Messgröße handelt, sind die vier Schallwandler eines ADCP für eine Schwebstoffmessung prinzipiell nicht erforderlich. ADCP haben jedoch zwei Vorteile:

- ADCPs sind originär als Strömungsprofiler konstruiert, so dass identisch zum aufgezeichneten Backscatter-Profil – auch ein Strömungsprofil erfasst wird. Das heißt, dass die ermittelten Schwebstoffkonzentrationen dann mit den Strömungswerten z.B. in Transportraten auf Messquerschnitten verrechnet werden können.
- Es gibt mittlerweile eine Vielzahl von Studien und Untersuchungen die sich mit der Umrechnung von ADCP-Backscatter-Daten in Schwebstoffkonzentrationen befassen, so dass die in Kapitel 2 dargestellten theoretischen Grundlagen als recht gut untersucht und abgesichert gelten können. Darüber hinaus stehen für den verwendeten Gerätetyp mindestens 2 kommerziell verfügbare Softwareprodukte für die Kalibrierung und Umrechnung der Backscatter-Daten zur Verfügung:

- SEDIVIEW der Dredging Research Ltd., UK

und das für das hier vorgestellte Messprogramm in einer modifizierten Version verwendete

- VISEA / PDT der AquaVision B.V., Niederlande.

Beide Verfahren sind in verschiedenen Projekten erfolgreich eingesetzt worden, so dass eine für die Projektbearbeitung unverzichtbare Betriebssicherheit vorausgesetzt werden kann.

# 3.2 Kalibriereinheit

Die für die Kalibrierung des akustischen Backscatter-Signals erforderlichen Daten werden mit einer Multisonden-Einheit auf Fierprofilen vom Bord des Messschiffes aus erfasst (siehe Abb. 2). Folgende Sensoren werden eingesetzt bzw. Messgrößen werden erfasst:

- Valeport CTD 606 zur Messung von
  - Leitfähigkeit
  - Temperatur
  - Tiefe (Druck)
  - Optischer Rückstreuung (Seapoint OBS)
- LISST 100 Laser Scattering und Transmissionsmessung
  - Korngrößenverteilung in 32 Stufen von 2.5 bis 500 micron
  - Volumenkonzentration der Suspension (µl/l)
  - Optische Transmission
  - Druck/Temperatur
- Pumpsystem zur Entnahme von Schwebstoffproben aus der Wassersäule.

Die Sensoren sind so in einem Fierrahmen installiert, dass die Daten bzw. die Pumpproben zeitgleich aus nahezu demselben Wasservolumen entnommen werden (Abstand der Sensorköpfe < 50 cm).

Mit diesem Sensorsystem werden alle für eine Umrechnung und Kalibrierung des Backscatter-Signals erforderlichen gewässerphysikalischen Zustandgrößen erfasst.



Abb. 2: Kalibriereinheit an Deck

#### 3.3 Orientierungssensoren

Für die Geo-Referenzierung (Ortsbestimmung) des Messfahrzeuges bzw. der Messgeräte wird ein DGPS-System verwendet, dessen WGS84-Koordinaten in Echtzeit in das Landessystem (Gauß-Krüger, Bessel) transformiert und in den Rohdatensatz integriert werden. Für die Nordorientierung des ADCP-Instrumentenkoordinatensystems wird ein Glasfaserkreisel eingesetzt, der darüber hinaus auch die Drehwinkel "Roll" und "Pitch" zur Verfügung stellt. Hierfür reichen in der Regel allerdings auch die Werte des integrierten ADCP-Sensors.

#### 3.4 Messwerterfassung

Die gesamte Erfassung und Steuerung des Messablaufs wird durch die Software VISEA/ PDT (VISEA sprich "Visi", PDT = Plume Detection Toolbox) vorgenommen. Hierbei ist VISEA das Grundmodul für die Durchführung von ADCP-Strömungsmessungen. Die PDT ist ein Zusatzmodul für die Normierung und Transformation der aufgezeichneten akustischen Backscatterdaten in Schwebstoffkonzentrationen. Das ADCP wird direkt über VISEA/PDT konfiguriert und gesteuert. Alle anderen Sensoren (CTD, LISST etc.) werden zwar über die jeweilige instrumentenspezifische Software konfiguriert und gestartet, die Daten werden dann aber zentral in VISEA/PDT erfasst und gespeichert und erhalten hierbei einen einheitlichen, vom System generierten Zeitstempel, so dass eine exakte zeitliche und örtliche Zuordnung aller Sensordaten zueinander gewährleistet ist. Dies schließt auch die Pumpensteuerung zur Entnahme der Schwebstoffproben aus der Wassersäule ein, um die Daten der späteren Laboranalyse mit den Daten der anderen Mess-Systeme, insbesondere den Backscatter-Daten aus den einzelnen ADCP-Messzellen zu synchronisieren. Diese strenge zeitliche Synchronisierung ist von zentraler Bedeutung für die Datenqualität.

Darüber hinaus entsteht eine einheitliche, projektbezogene Daten- und Verzeichnisstruktur.

Dieses konsistente Datenkonzept und die synchronisierte Erfassung aller relevanten Sensorrohdaten vereinfachen auch die Durchführung erforderlicher Korrekturrechnungen, so z.B. das Anbringen einer Kompasskorrektur oder die Berücksichtigung unterschiedlicher Salzgehalte.

## 4. Messungen

Die Elbe stellt mit ihrer Schifffahrtsrinne auf einer Länge von ca. 120 km die Verbindung zwischen der Nordsee und dem größten deutschen Seehafen Hamburg her. Neben dieser wirtschaftlichen Funktion als Verkehrsweg ist die Elbe aber auch ein Umweltsystem mit ausgedehnten Wattflächen im Außenbereich und einer Vielzahl von Nebenarmen, Einmündungen, Sänden und Inseln, das komplexen hydro- und morphologischen Wechselwirkungen unterliegt und in etwa drei Bereiche unterteilt werden kann (siehe Abb. 1):

- die marin geprägte Außenelbe
- die Unterelbe mit dem Hafenbereich: limnisch geprägt
- und eine Trübungszone (estuarine turbidity maximum = ETM) im Bereich der Elbinsel "Rhinplatte".

Um die unterschiedlichen Randbedingungen in diesen Teilgebieten zu berücksichtigen, ist das auf drei Jahre ausgelegte Messprogramm so konzipiert worden, dass die Messungen im gesamten Elbeästuar zwischen Cuxhaven und Hamburg, wie folgt, durchgeführt werden:

- a) Schiffsgestützte Messungen auf Längsprofilen zwischen Cuxhaven und Hamburg, bzw. umgekehrt. Die Messfahrten wurden bei Anpassung an die Verkehrssituation im Revier jeweils etwa in Fahrrinnenmitte durchgeführt.
- b) Schiffsgestützte Messungen auf Querprofilen (Ganztidenmessungen über ca. 13 Std.), je ein Querschnitt von Ufer zu Ufer in den charakteristischen Teilgebieten des Ästuars:
  - Außenelbe, Cuxhaven (marin)
  - Hafen, EADS / Nienstedten (limnisch)
  - Rhinplatte, Glückstadt (ETM)
- c) Ortsfeste Messungen im Bereich der Querprofile entsprechend b) über einen Zeitraum von ca. 4 Wochen, jeweils von ca. 2 Wochen vor der Ganztidenmessungen bis ca. 2 Wochen danach. Die verankerten Geräte wurden außerhalb des Fahrwassers in der Nähe des Tonnenstrichs positioniert.

Die Messungen werden jeweils im Herbst durchgeführt. Dieser einheitliche Zeitraum ist gewählt worden, um eine möglichst vergleichbare Grundsituation in der Hydrologie, der Sedimentologie, der Biologie und der Meteorologie zu erfassen (z.B. Oberwasser, Algenblüte, Wetter). Während der ersten im Herbst 2006 durchgeführten Messkampagne konnten so folgende Datensätze erhoben werden:

- ca. 400 km ADCP-Profilfahrten auf Längsschnitten zwischen Hamburg und Cuxhaven. Hierbei wurden auf ca. 70 Stationen Kalibrierungsmessungen durchgeführt, bei denen u.a. mehr als 200 Schwebstoffproben zur Laboranalyse entnommen wurden.
- Insgesamt ca. 200 Querungen auf den drei Messprofilen, jeweils über eine Tide, bei denen insgesamt auf ca. 160 Kalibrierstation über 300 Schwebstoffproben entnommen wurden.
- Insgesamt über 100 Tage stationäre ADCP-Daten auf vier Lokationen im Messgebiet, bei denen 5-Minuten-Mittelwerte in Messlotrechten erfasst wurden.

Wie in Kap. 2 erläutert, kommt der Kalibrierung zur Ermittlung der Koeffizienten a und b aus Gleichung (4) eine hohe Bedeutung für die Qualität der Messergebnisse zu. Die Durchführung der Kalibriermessungen ist bei schiffsgestützten Profilmessungen kein großes praktisches Problem, da die erforderlichen Kalibriereinrichtungen (siehe Abb. 2) direkt von Bord des Messfahrzeuges eingesetzt werden können. Ein Nachteil ergibt sich dadurch, dass der Messbetrieb (die Quer- oder Längsprofilfahrt) während dieser Zeit unterbrochen werden muss. Die bisher gemachten Erfahrungen zeigen, dass mindestens eine Kalibriermessung pro Stunde eingeplant werden muss, um den wechselnden Randbedingungen in einem Ästuar (Wasserstand, Strömungsverhältnisse, Schwebstoffzusammensetzung etc.) Rechnung zu tragen. Hierdurch liegt der Aufwand für die Durchführung der Kalibriermessungen derzeit noch bei ca. 30–50 % der Gesamtzeit, so dass die Datendichte im Vergleich zu konventionellen ADCP-Querprofilfahrten reduziert ist.

Die Kalibrierung der verankerten Systeme ist deutlich aufwändiger, da hier die Verankerungspositionen extra angefahren werden müssen, um entsprechende Kalibrierungsmessungen durchführen zu können. Im Zeitraum der Messkampagne Herbst 2006 ist dies insgesamt 4-mal gemacht worden. Die spätere Auswertung hat jedoch gezeigt, dass dies nicht ausreichte, um eine vertrauenswürdige Kalibrierung zu erzielen.

# 5. Ergebnisse

Entsprechend der durchgeführten Messungen liegen Ergebnisdatensätze in drei unterschiedlichen Kategorien vor:

- schiffsgestützte Längsprofile
- schiffsgestützte Querprofile
- stationäre Messungen in Verankerungen.

# 5.1 Längsprofile

Längsprofile sind gut geeignet, um die aktuelle Lage und Ausdehnung der Trübungszone (ETM) im Ästuar zu identifizieren. Da es aber nicht möglich ist, die gesamte Längsachse des Ästuars zeitgleich oder auch "tidephasengleich" abzufahren, ist bei der Interpretation darauf zu achten, die Ergebnisse an einem bestimmten Ort auf der Längsachse (Stromkilometer) der entsprechenden Tidephase zuzuordnen.

Abb. 3 zeigt die Ergebnisse von 2 Längsfahrten zwischen Cuxhaven und Hamburg vom 27. September 2006 und 2. November 2006, in denen sich die Lage der Trübungszone zu zwei



Abb. 3: Schwebstoffverteilung in der Elbe entlang eines Längsprofils zwischen Hamburg und Cuxhaven an zwei Tagen. Oben: 27. September 2006, unten: 2. November 2006 (Sturmtief Britta)

unterschiedlichen hydrologischen Grundsituationen zeigt. Die Abflussverhältnisse am Pegel Neu-Darchau waren an beiden Tagen mit 266 bzw. 306 m<sup>3</sup>/s in etwa vergleichbar auf einem niedrigen Niveau, verglichen mit dem langjährigen mittleren Abfluss von 720 m<sup>3</sup>/s (Abb. 4).

Die Tideverhältnisse jedoch waren sehr unterschiedlich: Während die Messfahrt am 27. September bei "normalen" Tidebedingungen stattfand, waren die Verhältnisse am 2. November noch stark geprägt von dem einen Tag zuvor über die Nordsee ziehenden Orkantief "Britta". Die Pegelkurve in Abb. 3 (unten) zeigt für die Tide am 1. November Wasserstände von zum Teil deutlich über 4 m NN. Die Tideverhältnisse hatten sich am 2. November (Tag der Messfahrt ) zwar wieder normalisiert, die Lage und Ausdehnung der Trübungszone war aber offensichtlich noch deutlich bestimmt durch die Sturmtide. Die Schwebstoffkonzentrationen, die sich bei "normalen" Verhältnissen (27. September) deutlich als Trübungszone zwischen Strom-km 660 und 690 abzeichnen, reichen nun weit stromaufwärts bis in den Bereich "Lühe"/"Blankenese" bei Strom-km 630.

Die Einflussfaktoren auf die Lage und Ausdehnung der Trübungszone in Ästuaren sind vielfältig und seit Jahren Gegenstand von Untersuchungs- und Forschungsprogrammen (z.B. BERGEMANN, 2004). Die bisher durchgeführten Analysen basieren dabei zumeist auf der Entnahme von Oberflächenproben aus der Fahrwassermitte, z.B. durch tidephasengleiche Probenentnahme von der Oberfläche aus einem Helikopter. Mit der hier vorgestellten Technologie ist es nun möglich, einen nahezu geschlossenen Längsschnitt der Schwebstoffverteilung in sehr kurzer Zeit zu erheben und so die Schwebstoffdynamik in der gesamten Wassersäule zu analysieren.



Abb. 4: Verlauf des Oberwasserzuflusses der Elbe am Pegel Neu-Darchau. In Rot: Zeitpunkte der Längsprofilfahrten

# 5.2 Querprofile

Für Transportbilanzen und eine tidebezogene Analyse der Schwebstoffdynamik sind Messungen auf Querschnitten über den Zeitraum eines Tidezyklus (ca. 12:25 h) durchgeführt worden.



Abb. 5: Schwebstoffverteilung auf einem Messquerschnitt an der Rhinplatte (Übersichtsplan oben links, rote Linie) kurz vor Tnw (~0.5 m/s Ebbstromgeschwindigkeit). Das Zeitreihendiagramm zeigt den querschnittsgemittelten Verlauf der Schwebstoffkonzentration über die gesamte Messtide (roter Punkt: Zeitpunkt des dargestellten Messquerschnittes) Bei der Querprofilmessung wird ein Messquerschnitt in quasi-kontinuierlicher Fahrt abgefahren, unterbrochen durch die erforderlichen Kalibriermessungen, wie unter 4. beschrieben. Damit liegen Schwebstoff- und Strömungsprofile desselben Messquerschnittes fast über die gesamte Wassersäule und den Zyklus einer Tide vor, so dass geschlossene Transportbilanzen vorgelegt werden können. Ausgenommen hiervon sind die Messbereiche, die von einem ADCP nicht erfasst werden können:

- 1. Eine durch Sensoreintauchtiefe und Schallwandler-Blanking nicht erfasste Oberflächenschicht von ca. 2 m.
- 2. Eine durch akustische Nebenkeuleneffekte verursachte Schicht von ca. 6% + ½ AD-CP-Tiefenzelle (hier = 25 cm) der Wassertiefe an der Gewässersohle.

3. Die Böschungsbereiche am linken und rechten Ufer.

Auswertealgorithmen die – wie bei der ADCP-Abflussmessung – diese Profilanteile an der Schwebstoffbilanz rechnerisch berücksichtigen, liegen bei der BAW derzeit noch nicht vor. Ihre Entwicklung ist u.a. Bestandteil des laufenden Untersuchungsprogramms.

Abb. 5 zeigt beispielhaft die Schwebstoffverteilung des Messquerschnittes an der Rhinplatte (ca. Strom-km 677) ca. 30 Min. vor Tideniedrigwasser bei 0.5 m/s Ebbstromgeschwindigkeit. Der Messquerschnitt hat die seewärtige Öffnung der Glückstädter Nebenelbe, die durch die Elbeinsel "Rhinplatte" abgetrennt, wird mit einbezogen (Die Lage der Rhinplatte ist in der Querprofildarstellung angedeutet). Zu der in Abb. 5 gezeigten Tidephase konzentrieren sich die Schwebstoffe im Bereich der Rhinplatte, in der Glückstädter Nebenelbe und am linken Rand des Hauptfahrwassers. Im Rahmen des durchgeführten Messprogramms sind auf dem Messquerschnitt "Rhinplatte" insgesamt 46 derartige Querfahrten aufgenommen worden.

In Tab. 1 sind die maximal auftretenden Kennwerte der Schwebstoffkonzentration, der Transportrate und der Strömungsgeschwindigkeit jeweils als Flut-/Ebb- und tidegemittelter Wert aller drei untersuchten Querschnitte aufgetragen. Die jeweils höchsten Schwebstoffkonzentrationen treten an der Rhinplatte mit 435 mg/l (Flut) und 735 mg/l (Ebbe) auf. Die maximale Schwebstoffkonzentration tritt an der "Rhinplatte" also bei Ebbstrom auf und ist fast doppelt so hoch, wie die maximale Flutstromkonzentration, obwohl die maximal gemessene Flut- und Ebbstromgeschwindigkeit nahezu gleich groß ist. Beim Querschnitt "Hafen" ist dieses Verhältnis fast umgekehrt: Die maximale Flutstromkonzentration ist mit 417 mg/l fast doppelt so groß wie die maximale Ebbstromkonzentration. In Cuxhaven ist das Verhältnis der maximalen querschnittsgemittelten Schwebstoffkonzentrationen bei Flut- und Ebbstrom nahezu ausgeglichen.

Querprofil		Flut			Ebbe		tide-ge	emittelte
	*querschnittsgemittelter Maximalwert				Werte			
	max*. SSC	max*. flux	max.* velocity	max.* SSC	max.* flux.	max.* velocity	SSC	flux
	[mg/l]	[g/m <sup>2</sup> /s]	[m/s]	[mg/l]	$[g/m^2/s]$	[m/s]	[mg/l]	$[g/m^2/s]$
Hafen (limnisch)	417	289	1.47	202	155	1.08	151	110
Rhinplatte (ETM)	435	354	1.02	735	373	0.98	298	144
Cuxhaven (marine)	137	125	1.26	119	100	1.34	69	50

Tab. 1: charakteristische Tidekennwerte der Schwebstoffkonzentration (SSC), des Transportes (flux) und der Strömungsgeschwindigkeit (velocity) in den drei untersuchten Messquerschnitten

Wie unter 4. erläutert, sind während der Querprofilmessungen stündlich Messungen zur Kalibrierung des Systems durchgeführt worden. Hierdurch ist es möglich, den aufgezeichneten ADCP-Backscatter Daten zeit- und ortsnah ermittelte Kalibrierfunktionen zuzuordnen.

In Abb. 6 sind alle während der Ganztidenmessungen auf den drei Messquerschnitten ermittelten und in Gleichung (4) eingeführten Kalibrierkoeffizienten als Zeitreihe aufgetragen und in Bezug zur Tidephase gesetzt worden. Die hierbei auftretende Varianz der Koeffizienten (a ~ 0.02 bis 0.075, b ~ 3–6) macht deutlich, dass es unter den komplexen Bedingungen der ästuarinen Schwebstoffdynamik derzeit nur mit zeitnah durchgeführten Kalibrierungsmessungen möglich ist, die akustischen Backscatter-Daten zuverlässig in Schwebstoffkonzentrationen zu transformieren.



Abb. 6: Verlauf der Koeffizienten a und b in den drei Messquerschnitten über den Verlauf der Tide (Anmerkung: die Tidekurve ist schematisch und soll den Bezug zur Tidephase herstellen, tatsächlich sind die Messungen in den drei dargestellten Querschnitten zu unterschiedlichen Tiden durchgeführt worden)

Abb. 6 zeigt weiterhin, dass es im Verlauf der Tide offensichtlich Korrelation zwischen der Tidephase und dem Verlauf der Koeffizienten gibt. Andererseits zeigt der Verlauf der Graphen, dass sie sich im Niedrigwasser zu Beginn und zum Ende der Messung teilweise nicht gut schließen oder sogar auseinander laufen (z.B. Abb. 6, oben, blaue Linie). Die aus der bisherigen Messkampagne im Herbst 2006 vorliegenden Kalibrierdatensätze reichen noch nicht aus, um eine eindeutige – z.B. tidephasenbezogene – funktionale Beschreibung abzuleiten. Dies wird Gegenstand der weiteren Arbeiten in diesem Projekt sein.

#### 5.3 Stationäre Messungen

Da schiffsgestützte Profilfahrten, wie in 5.1 und 5.2 beschrieben, aufgrund des hohen Aufwandes nur kampagnenbezogen über kurze Zeiträume durchgeführt werden können, ist es ein langfristiges Ziel, die hier vorgestellte Technologie auch auf festen Messstationen betreiben zu können. Für das hier vorgestellte Messprogramm sind zu diesem Zweck in einem Zeitraum von 2–3 Wochen vor und nach den Ganztidenmessungen insgesamt fünf ADCP-Geräte an Verankerungen im Bereich der drei Messquerschnitte ausgebracht worden. Hiermit ist es möglich, die Strömungs- und Schwebstoffdynamik in einer einzelnen Messlotrechten über längere Zeiträume zu erfassen, wobei die Messung bei dem gewählten Verankerungstyp am Rand der Fahrrinne stattfindet. Die Durchführung von "Langzeit"-Messungen ermöglicht eine bessere Beurteilung der hydrologischen Gesamtsituation und unterstützt so auch die Interpretation der hoch auflösenden Quer- und Längsprofilmessungen gemäß 5.1 und 5.2. Im Unterschied zu den schiffsgestützten Messungen ist es bei den Verankerungen jedoch nur möglich, punktuell über jeweils relativ kurze Zeiträume Kalibriermessungen durchführen.



Abb. 7: Schwebstoffkonzentrationen über ca. 1,5 Tiden auf der Position "Brammer Bank" am westlichen Fahrrinnenrand im Bereich "Rhinplatte" (siehe Übersichtsplan Abb. 5)

So sind alle während der durchgeführten Längs- und Querprofilfahrten "in der Nähe" der Verankerungen durchgeführten Kalibriermessungen einbezogen worden, um die entsprechenden Koeffizienten a und b (gemäß Gleichung (4)) für die Umrechnung der in den Verankerungen aufgezeichneten Backscatter-Daten abzuleiten. Aufgrund der in 5.2 bei den Querschnittsmessungen gezeigten hohen Varianz der Koeffizienten reicht die Anzahl der vorliegenden Datensätze jedoch nicht aus, um vertrauenswürdige Kalibrierfunktionen für die Umrechnung der in den verankerten ADCPs aufgezeichneten Backscatter-Daten über längere Zeiträume abzuleiten. Eine qualitative – nicht kalibrierte – Aussage bleibt aber auch auf Basis der vorliegenden Daten möglich. Das heißt, dass sich Phasen verstärkter oder verminderter Schwebstoffaktivität eindeutig identifizieren lassen.

Abb. 7 zeigt die Schwebstoffkonzentrationen auf der Position "Brammer Bank" während einer Tide am 8./9. Oktober 2006. Man erkennt deutlich, dass mit der an diesem Tag höher auflaufenden Tide im Flutast auch die Schwebstoffkonzentrationen deutlich stärker ansteigen, als bei den Nachbartiden. Die scheinbar hohen Werte, die teilweise im Bereich der Oberfläche auftreten, sind auf akustische Wechselwirkungen mit der Oberfläche zurückzuführen und nicht als Schwebstoffkonzentrationen zu interpretieren. Für die Kalibrierung der Schwebstoffkonzentrationen ist ein aus allen verfügbaren Koeffizienten gebildeter mittlerer Wert verwendet worden.

Für die Langzeitbeobachtung von Schwebstoffkonzentrationen aus akustischem Backscatter in festen Messstationen sind unter den Randbedingungen eines Ästuarsystems noch umfangreiche Arbeiten und Untersuchungen über die Zusammenhänge bei der Kalibrierung erforderlich.

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Mit diesem Bericht wird der erste Teil eines auf drei Jahre ausgelegten Untersuchungsprogramms zur Erfassung der Schwebstoffdynamik auf der Basis akustischer Backscatter-Messungen mit einem ADCP dokumentiert. Diese erstmalig von der BAW-DH im Rahmen der Projektbearbeitung eingesetzte Methode zeichnet sich insbesondere durch folgende Leistungsmerkmale aus:

- Bei einem schiffsgebundenem Einsatz können quasi geschlossene Schwebstoff- und Transportbilanzen auf beliebigen Messquerschnitten mit einer sehr hohen räumlichen und zeitlichen Auflösung erstellt werden.
- Sehr gute Eignung, das prozessorientierte Verständnis der Schwebstoffdynamik in einem Tideästuar zu verbessern. Damit wird ein unverzichtbarer Beitrag für die Validierung der bei der BAW betriebenen numerischen Modellverfahren geliefert.
- Gute Absicherung der Ergebnisse durch ein multimodales Sensorkonzept und eine synchronisierte Datenerfassung in einem konsistenten Datenmodell.

Die messtechnische Herausforderung besteht derzeit in der Kalibrierung des Systems, da es unter in-situ-Bedingungen praktisch nicht möglich ist, alle charakteristischen Kenngrößen so zu erfassen, dass eine direkte Berechnung der Schwebstoffkonzentrationen aus den Messrohdaten möglich ist. Eine zuverlässige Umrechung gelingt derzeit nur, wenn Kalibrierdatensätze vorliegen, die mit geringer zeitlicher und örtlicher Distanz zu den ADCP-Messungen aufgenommen wurden. Insofern kann die Datenqualität bei den durchgeführten Längs- und Querprofilfahrten aufgrund der hohen Kalibrierdatendichte als hoch eingeschätzt werden. Aber auch ohne ausreichende Kalibrierung ist eine qualitative, normierte Aussage in jedem Fall möglich, so dass Systemstudien zur Schwebstoffdynamik möglich sind. Dies gilt z.B. für die durchgeführten verankerten Messungen.

Die Methode soll im weiteren Verlauf des noch bis 2008 weiterlaufenden Messprogramms operationell weiter optimiert werden. Das betrifft z.B. die Betriebssicherheit in der Anwendung der komplexen Messanlage oder auch die Einbindung und Interpretation ergänzender Sensorik, wie z.B. dem in der Kalibriereinheit installierten LISST 100. Durch Einbindung eines zweiten – in der Frequenz unterschiedlichen – ADCP sollen die frequenzabhängigen Terme in Gleichung (3) bzw. (3d) bessere Berücksichtigung finden.

Das Verständnis der Faktoren, die die Kalibrierung des Systems beeinflussen, soll weiter verbessert werden, um den Aufwand für die Kalibrierung bei der schiffsgestützten Messung zu reduzieren, mittelfristig auch Daten aus verankerten Stationen zuverlässig analysieren zu können und damit einen wichtigen Beitrag zum Langzeitmonitoring von Schwebstoffen anbieten zu können.

Das Projekt wird in der ersten Jahreshälfte 2009 abgeschlossen und in einem Abschlussbericht dokumentiert.

## 7. Danksagung

Umfangreiche Messkampagnen, wie die hier vorgestellte, sind ohne die Kooperationsbereitschaft der beteiligten Institutionen und die Einsatzbereitschaft jedes Einzelnen nicht durchführbar. Besonderer Dank gilt in diesem Zusammenhang:

- Hamburg Port Authority (HPA) für die Kooperation und Personal- und Schiffsgestellung des Taucherschiffes "Düker To" und des gewässerkundlichen Messschiffes "Reinhard Woltman",
- HPA, Stackmeisterei Finkenwerder für den Aufbau der Verankerungen,
- WSA Hamburg, Abz. 1 Wedel für Anker- und Betonnungsmaterial, sowie Notbergungseinsatz,
- WSA Cuxhaven für Gestellung des gewässerkundlichen Messschiffes "Vogelsand" und Unterstützung beim Ausbringen von Verankerungen,
- AquaVision B.V., dem Kooperationspartner der BAW für gute Zusammenarbeit
- und nicht zuletzt den beteiligten Kollegen in der BAW.

#### 8. Schriftenverzeichnis

BERGEMANN, M.: Die Trübungszone in der Tideelbe – Beschreibung der räumlichen und zeitlichen Entwicklung, interner Kurzbericht der ARGE Elbe, download unter http://www. arge-elbe.de/wge/Download/DTexteH.html, 2004.

- DEINES, K. L.: Backscatter Estimation Using Broadband Acoustic Doppler Current Profiles, Oceans 99 MTS/IEEE proceedings, San Diego, 1999.
- FRANCOIS, R. E. u. GARRISON, G. R.: Sound Absorption Based on Ocean Measurements: Part I. Pure Water and Magnesium Sulfate Contributions, Journal of Acoustic Society of America 72, S. 896–907, 1982.
- FRANCOIS, R. E. u. GARRISON, G. R.: Sound Absorption Based on Ocean Measurements: Part II. Boric Acid Contribution and Equation for Total Absorption, Journal of Acoustic Society of America 72, S. 1879–1890.
- HOITINK, A. J. F. u. HOEKSTRA P.: Observations of Suspended Sediment from ADCP and OBS Measurements in a Mud-dominated Environment, Coastal Engineering 52 (103–118), Elsevier, 2005.
- MEDWIN, H. u. CLAY, C. S.: Fundamentals of Acoustical Oceanography, Academic Press, 1998.

- NETZBAND, A. u. WITTE, H-H.: Vorhersageverfahren und -modelle für Sediment- und Schadstofftransport, Optimierungsverfahren für Unterhaltungsbaggerungen, HANSA International Maritime Journal, 144. Jahrgang – Nr. 1, 2007.
- URICK, R. J.: The Absorption of Sound in Irregular Particles, Journal of Acoustic Society of America 20, S. 283–289, 1948.
- THORNE, P. D. u. HANES, D. M.: A Review of Acoustic Measurements of Small-scale Sediment Processes, Continental Shelf Research, 22(4), S. 603–632, 2002.
# Tidewasserstandsanalyse in Ästuaren am Beispiel der Elbe

Von Marko Kastens

### Zusammenfassung

In einem harmonisch-statistischen Analyseverfahren werden äußere Einflüsse auf das Wasserstandssignal aus diesem herausgefiltert, so dass das verbleibende Signal überwiegend Änderungen innerhalb des Systems darstellt. Am Anfang wird dazu das Messsignal über einen Tiefpassfilter in ein stochastisches und ein harmonisches Signal aufgeteilt. Aus Letzterem werden Tidekennwerte abgeleitet und in einen funktionalen Zusammenhang zu Referenzkennwerten, Mittelwasser und Oberwasserzufluss gestellt. Eine Regression ermittelt die Parameter der Funktion. Die Differenz zwischen gemessenen Kennwerten und über den funktionalen Zusammenhang berechneten Kennwerten stellt jetzt das um äußere Einflüsse bereinigte Signal dar. In einem zweiten Teil wird ähnlich mit dem stochastischen Anteil des Signals verfahren, nur ohne den Umweg über Kennwerte. Die Schwächen und Voraussetzungen des Verfahrens werden zusammenfassend diskutiert.

#### Summary

A harmonic-statistical analysis method is presented where external influences on a measured water level signal are filtered out. The residual signal after the filtering represents changes within the system. The method initially divides the measured signal into stochastic and harmonic parts using a low-pass filter. Tidal characteristic values are derived from the harmonic part and a functional relationship between these values and the total discharge, the mean water level and the reference characteristic tidal values is established. The parameters of the function are determined with a regression fit. The residual of the fit represents the characteristic tidal values free of external influences. The same procedure is performed on the stochastic part of the measured signal but without calculating characteristic tidal values. Finally, the assumptions made and the limitations of the method are discussed.

# Keywords

Harmonisch-statistische Zeitreihenanalyse, spektrale Analysemethoden, Spektrum, Partialtiden, Digitalfilter, Tiefpassfilter, Fouriertransformation, Regression, Wasserstände, Tidekennwerte, Mittelwasser, Nodaltide

Harmonic-statistical analysis of time series, spectral analysis, spectrum, partial tides, digital filter, low-pass filter, Fourier transformation, regression, water level, characteristic tidal values, mean water level, nodal tide

## Inhalt

1.	Einleitung	146
2.	Grundlagen	147
	2.1 Der Wasserstand	147
	2.2 Die spektrale Repräsentation des Wasserstands	147
	2.3 Tidekennwerte	149
	2.4 Die Nodaltide	150

3. Harmonisch-statistisches Regressionsverfahren
3.1 Übersicht und Ablauf des Verfahrens
3.2 Tiefpassfilterung
3.3 Sichtbare Phänomene aus Messergebnissen 153
3.4 Modellfunktion
3.5 Ergebnisse
3.6 Das Modellverfahren unter bestimmten Bedingungen 160
3.6.1 Trendbehaftete Zeitreihen
3.6.2 Nodaltide
3.6.3 Verschiedene Referenzzeiträume 162
4. Mittelwasseranalyse
5. Voraussetzungen für die Analyse 166
5.1 Die Auflösung der Wasserstandszeitreihen – die Abtastfrequenz
5.2 Bestimmung der Filterfrequenz 168
6. Zusammenfassung und Ausblick 168
7. Schriftenverzeichnis

### 1. Einleitung

Ein Blick in relevante Veröffentlichungen zur Ermittlung von Wasserstandsveränderungen zeigt, dass in vielen Untersuchungen ein statistisches Verfahren (Regression) benutzt wird. Für die Regression kommen sowohl Jahresmittel (SIEFERT, 1992; SIEFERT u. JENSEN, 1993; SIEFERT, 1998) als auch Monatsmittelwerte (NIEMEYER, 1998) zum Einsatz.

Harmonische bzw. spektrale Methoden im Zusammenhang mit Wasserstandszeitreihen wurden beispielsweise eingesetzt von LIEBIG (1994) zum Schließen von Datenlücken oder von GÖNNERT et al. (2004) zur Charakterisierung der Tidekurve.

Hier soll nun ein Verfahren vorgestellt werden, das sowohl harmonische wie auch statistische Verfahren miteinander kombiniert. Außerdem werden keine Monats- bzw. Jahresmittelwerte benutzt, sondern es wird jedes Einzelereignis (Tnw, Thw, Thb) berücksichtigt.

Die Pegelstandorte, die in dieser Untersuchung Eingang gefunden haben, sind in Abb. 1 zu sehen.



Abb.1: Standorte der untersuchten Pegel

Grundlagen
Der Wasserstand

Die Aufzeichnung eines Wasserstandssignals zeigt beispielhaft die Abb. 2. Ein Großteil der Schwankungen einer Wasserstandsmessung in einem tidebeeinflussten Gewässer geht auf die astronomische Konstellation von Erde, Mond und Sonne zurück (z.B. GODIN, 1988; CARTWRIGHT, 1999). Ferner unterliegt der Wasserstand den Einflüssen der Meteorologie, wie dem Wind und dem Luftdruck (PUGH, 2004).

Weitere Beschreibungen und Analysen gerade im deutschsprachigen Raum finden sich bei GÖNNERT et al. (2004).



Abb. 2: Das Wasserstandssignal aufgenommen am Pegel St. Pauli

Der Oberwasserzufluss spielt bei weiter stromauf gelegenen Pegeln eine zunehmende Rolle. Der Impuls des Oberwasserzuflusses ist dem Impuls aus der Nordsee bei Flutstrom entgegengerichtet, so dass die resultierende Energie geringer ist. Bei zunehmendem Oberwasserzufluss wird daher der Tidehub an einer stromauf gelegenen Pegelmessstation geringer.

Eine weitere Einflussgröße ist die Topographie/Bathymetrie. Damit verbunden spiegeln sich Änderungen dieser Größe auch im Wasserstand wider, seien sie natürlichen oder, wie im Falle von Ausbauten, menschlichen Ursprungs.

Schließlich hat auch die Dichte des Wassers, die ihrerseits beeinflusst wird durch Salz-, Schwebstoffgehalt und Temperatur, einen Einfluss. Sie bleibt bei den folgenden Analysen unberücksichtigt.

# 2.2 Die spektrale Repräsentation des Wasserstands

Da große Teile von Wasserstandsschwankungen an der Nordsee-Küste ursächlich auf astronomische Konstellationen zurückgehen, also harmonisch sind, lassen sie sich durch harmonische Funktionen wie Sinus- und Kosinusfunktionen beschreiben. Die bekannteste Methode zur harmonischen Analyse ist die Fourieranalyse, die ein Signal in sein Spektrum transformiert. Wird eine Wasserstandsmessung mittels Fouriertransformation in ein Amplituden- und Phasenspektrum zerlegt, sind die Harmonischen an den Spitzen (Peaks) im Amplitudenspektrum erkennbar (s. Abb. 3). Jeder dieser Peaks repräsentiert eine Sinusfunktion, die einer Partialtide zugeordnet wird, wenn die Spitze des Peaks genau an einer Frequenz einer Partialtide liegt. Die Höhe des Peaks entspricht dann der Amplitude einer Partialtide. Im dazugehörigen Phasenspektrum kann die Phase abgelesen werden. Eine Liste mit 148 Partialtiden einschließlich ihrer astronomischen Zusammensetzung ist zu finden bei KASTENS (2006).



Abb. 3: Oben: Logarithmische Darstellung des Amplitudenspektrums des Pegels Helgoland (2000– 2006). Unten: Ein kleiner Ausschnitt des oberen Spektrums in linearer Darstellung. In der Vergrößerung sind die Spitzen (Peaks), die jeweils eine Partialtide repräsentieren, deutlich erkennbar. Zusätzlich sind die Namen der Partialtiden eingetragen

Der nicht-harmonische Teil des Wasserstands, der hauptsächlich durch die Meteorologie generiert wird, wird im weiteren Verlauf schlicht (meteorologisch-stochastisches) Rauschen genannt, um ihn vom harmonischen Signal abzugrenzen.

Dieses Rauschen ist im oberen Teil von Abb. 3 jenes breite Band, aus dem sich die Partialtiden hervorheben. Die Werte des Bandes nehmen im Mittel mit zunehmender Frequenz ab. Das meteorologische Rauschen wirkt auf allen Frequenzen und stört damit auch die Amplituden und Phasen der Partialtiden.

# 2.3 Tidekennwerte

Um der Komplexität der Tidekurve zu entgehen, wird versucht, sie mit wenigen abgeleiteten charakteristischen Werten (Kennwerten) zu beschreiben. Die Vergleichbarkeit dieser Kennwerte ist deutlich einfacher als ein Vergleich zweier Tidekurven. Die wichtigsten Kennwerte sind der Tidehub und das Mittelwasser sowie Tidehoch- und Tideniedrigwasser als Scheitelpunkte. Eine Übersicht der Kennwerte zeigt Abb. 4.



Abb. 4: Schema der Tidekennwerte des Wasserstands (aus DIN 4049-Teil 3, Okt. 1994; leicht verändert)

# 2.4 Die Nodaltide

Neben den in Kap. 2.2 erwähnten Partialtiden gibt es noch sehr langwellige Phänomene wie beispielsweise die Nodaltide. Sie ist ein 18,61-jähriger Zyklus, verursacht durch die Rotation des aufsteigenden Knotens der Mondbahn. Die Tide, die durch die Konstellation des Mond-Erde-Sonne-Systems geprägt ist, verändert sich folglich auch in einem Rhythmus von 18,61 Jahren. Die Nodaltide äußert sich in einer Modulation des Tidehubs. Erste Analysen am Pegel Helgoland zeigen, dass die Modulation des Tidehubs dort etwa 3 cm beträgt (ca. 3 % des Tidehubs) und im Jahr 2006 ein Nodalminimum vorliegt (KASTENS, 2006). Zur Veranschaulichung (s. Abb. 5) wurde hier ein Betrag von 10 cm gewählt.



Abb. 5: Schematische Darstellung der Beeinflussung des Wasserstands/Tidehubs durch die Nodaltide

3. Harmonisch-statistisches Regressionsverfahren

3.1 Übersicht und Ablauf des Verfahrens

Im harmonisch-statistischen Regressionsverfahren wird das Wasserstandssignal (s. Kapitel 2) über einen Tiefpassfilter aufgeteilt in ein statistisches und ein harmonisches Signal. Die Analyse des statistischen Signals wird in Kap. 4 beschrieben. Aus dem harmonischen Signal werden die Kennwerte (Tidehub, Tideniedrigwasser, Tidehochwasser) bestimmt und anschließend die Zusammenhänge mit dem Oberwasserzufluss, dem Mittelwasser und dem jeweiligen Kennwert an einer Referenzstation gezeigt. Daraus lässt sich ein Modell mit einer Funktion ableiten, deren Parameter über eine Regression ermittelt werden. Damit können Kennwerte für einen Pegel berechnet und das Residuum aus berechneten und gemessenen Kennwerten gebildet werden. Dieses Residuum stellt das um äußere Einflüsse weitestgehend bereinigte Signal dar.

## 3.2 Tiefpassfilterung

Wie in Kap. 2.2 erwähnt, besteht das gemessene Signal des Wasserstands aus einem harmonischen und einem stochastischen Teil. Der Anfangsbereich des Spektrums stellt dabei weitestgehend den stochastischen Teil dar. Transformiert man diesen Teil mit der inversen Fouriertransformation zurück, erhält man ein Signal, das Mittelwassercharakter hat. Um sich vom Begriff des Mittelwassers aus der DIN 4049 abzugrenzen, wird noch eine Eigenschaft dieses Signals verwendet: die *Stetigkeit*. Der überwiegend stochastische Teil im Anfangsbereich des Spektrums wird im Folgenden *stetiges Mittelwasser* genannt. Man erhält ihn durch Tiefpassfilterung der Wasserstandszeitreihe. Die Bestimmung der Trennfrequenz des Tiefpassfilters erläutert Kapitel 5.2.

Der zweite Teil des Spektrums besteht überwiegend aus Partialtiden und stellt somit den harmonischen Teil des Signals dar. Diesen Teil erhält man, indem von dem Messsignal das *stetige Mittelwasser* abgezogen wird. Die Aufteilung in ein harmonisches bzw. statistisches Signal ist nicht vollkommen, da im langwelligen unteren Teil des Spektrums theoretisch auch Partialtiden auftreten können, die jedoch vom stochastischen Teil überdeckt werden (s. Abb. 6). Ebenso verbleibt im harmonischen Signalteil ein Rest vom stochastischen Anteil (s. Abb. 7).



Abb. 6: Die roten Linien in diesem Spektrum entsprechen bekannten langwelligen Partialtiden. Erkennbar sind viele Peaks, jedoch keine Spitzen an den Positionen der roten Linien. Die Amplituden der Partialtiden sind hier zu klein gegenüber dem sie umgebenden Rauschen in diesem Amplitudenspektrum aus einer einjährigen Zeitreihe

Die Tiefpassfilterung wird im Frequenzbereich vorgenommen. Es wurden mehrere Tiefpassfilter untersucht. Ein guter Filter für die hier verwendete Signalteilung ist ein Filter, der im Amplitudengang monoton ist. Filter mit Restwelligkeit können je nach Art, Ordnung und Länge der Zeitreihe Partialtiden nahe der Grenzfrequenz verstärken bzw. dämpfen. Es wird im Folgenden ein Butterworthfilter hoher Ordnung (20) eingesetzt, der die geforderten Eigenschaften besitzt (s. ANTONIOU, 1993; OPPENHEIM, 2004).

Das stetige Mittelwasser, das man nach einer Tiefpassfilterung des gemessenen Wasserstandssignals erhält, ist in Abb. 8 zusammen mit dem originalen Messsignal zu sehen. Berech-



Abb. 7: Im hauptsächlich harmonischen Anteil des Signals, das durch deutliche Peaks gekennzeichnet ist, finden sich im Untergrund (Amplituden kleiner 1 cm) noch viele kleine Peaks, die mit zunehmender Frequenz immer kleiner werden. Sie stellen den stochastischen Rest im harmonischen Signal dar



Abb. 8: Messsignal (schwarz) und stetiges Mittelwasser (blau/<13 Grad/h)

net man die Differenz aus dem Messsignal und dem *stetigen Mittelwasser*, erhält man das Wasserstandssignal ohne *stetiges Mittelwasser*. Dieses Signal besteht fast ausschließlich aus Harmonischen und wird in Abb. 9 gezeigt. Beide Signale werden im Folgenden getrennt betrachtet.



Abb. 9: harmonisches Tidesignal ( $\geq$  13 Grad/h)

3.3 Sichtbare Phänomene aus Messergebnissen

Für den ersten Teil der Analyse wird das Wasserstandssignal ohne *stetiges Mittelwasser* verwendet. Aus diesem Signal werden die Kennwerte bestimmt und weiter verarbeitet.

Zur Veranschaulichung der Abhängigkeit eines Kennwertes von diversen Größen werden diese als Scatterplot dargestellt. Beispielhaft wird der Kennwert Tidehub verwendet.



Abb. 10: Scatterplot vom Tidehub St. Pauli (links)/Geesthacht (rechts) zum Tidehub Helgoland

Die Abb. 10 zeigt den Tidehub am Pegel Helgoland im Vergleich zum Tidehub am Pegel St. Pauli (links) bzw. am Pegel Geesthacht (rechts). Die blauen Punkte liegen im Kalenderjahr 1998, während die roten Punkte die Kalenderjahre von 1999–2006 repräsentieren. In der linken Abb. ist ganz deutlich ein linearer Zusammenhang erkennbar: mehr Tidehub (allgemeiner: Energie) in der Nordsee bedeutet (linear) mehr Tidehub (Energie) in St. Pauli. Die rechte Abb. dagegen scheint überhaupt keinen Zusammenhang darzustellen. Das kann nur bedeuten, dass ein anderer Prozess, der viel stärker den Tidehub beeinflusst, den Zusammenhang überdeckt.

Am Pegel Geesthacht ist ein großer Oberwassereinfluss sehr wahrscheinlich. Wie in Kapitel 2.1 dargelegt, ist zu erwarten, dass bei hohem Oberwasserzufluss der Tidehub sinkt. Die Scatterplots aus den Messungen belegen den Einfluss des Oberwassers deutlich (s. Abb. 11).



Abb. 11: Tidehub St. Pauli (links) und Geesthacht (rechts) in Abhängigkeit vom Oberwasserzufluss

Auf der rechten Abb. ist am Pegel Geesthacht gut ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Oberwasserzufluss und Tidehub zu erkennen. In der linken Abb. für den Pegel St. Pauli ist das nicht der Fall. Offenbar spielt hier der Oberwasserzufluss keine dominante Rolle.

In einer dreidimensionalen Darstellung wird die Abhängigkeit des Tidehubs Geesthacht vom Tidehub Helgoland und dem Oberwasserzufluss noch deutlicher (Abb. 12).



Abb. 12: Der Tidehub in Geesthacht in Abhängigkeit vom Tidehub am Pegel Helgoland und dem Oberwasserzufluss in Neu Darchau in drei Dimensionen und zwei verschiedenen Ansichten

In Abb. 12 links deutlich erkennbar ist der nichtlineare Einfluss des Oberwasserzuflusses. Auf der rechten Seite, in einem geänderten Betrachtungswinkel, ist der lineare Einfluss des Tidehubs vom Pegel Helgoland gut zu erkennen. Bei längerer Betrachtung wird ersichtlich, dass sich die Punkte im Raum um eine gedachte Ebene scharen, wenngleich die Streuung um diese Ebene recht groß ist.

Eine weitere wichtige Größe, die einen Einfluss auf den Tidehub ausübt, ist das Mittelwasser. Die Reibung und damit der Energieverlust der Tidewelle verhalten sich etwa reziprok zur Wassertiefe. Das muss bedeuten, dass bei einem höheren Mittelwasser auch der Tidehub ansteigt, da über die geringere Reibung der Tidewelle weniger Energie verloren geht. Weiterhin bekannt ist, dass bei einer Erhöhung des Oberwasserzuflusses auch das Mittelwasser ansteigt. Andererseits wirkt ein erhöhter Oberwasserzufluss, wie in Abb. 11 und 12 gezeigt, auch dämpfend auf den Tidehub. Damit ist der Einfluss des Mittelwassers nicht mehr eindeutig: der Anstieg des Mittelwassers bewirkt eine Erhöhung des Tidehubs, wenn die Mittelwassererhöhung ursächlich aus der Nordsee kommt. Liegt die Erhöhung des Mittelwassers ursächlich an einem höheren Oberwasserzufluss, so wirkt es sich dämpfend auf den Tidehub aus. Dieses Phänomen ist in den obigen Abb. (s. Abb. 12) nicht erkennbar. Um diesen Effekt sichtbar zu machen, wird der dominante Einfluss des Tidehubs bei Helgoland zuvor mit einer einfachen linearen Modellfunktion entfernt. Es sei

$$Kennwertrest_{Pegel} = Kennwert_{Pegel} - a \cdot Kennwert_{Helgoland} + z$$

Die Koeffizienten (a und z) der Modellfunktion werden über eine Regression ermittelt. In der folgenden Abbildung (Abb. 13) ist der Kennwert Tidehub gewählt. Der Tidehubrest, der Oberwasserzufluss und das Mittelwasser am Pegel Geesthacht sind in Abb. 13 dargestellt.



Abb. 13: Tidehubabhängigkeit vom Mittelwasser und Oberwasserzufluss. Der Differenztidehub (Thb-Rest) bezeichnet die Änderung des Tidehubs hervorgerufen durch das Mittelwasser und/oder den Oberwasserzufluss

Jetzt ist die oben beschriebene Abhängigkeit des Tidehubs vom Oberwasserzufluss und vom Mittelwasser erkennbar. Die Punkte scharen sich sehr gut um eine gekrümmte Fläche im Raum. Die Streuung um diese Ebene ist gering. Für andere Pegel entlang der Elbe gilt Ähnliches. Der einzige Unterschied besteht in den unterschiedlichen Steigungen der Fläche in X und/oder Y-Richtung sowie in der Krümmung (Nichtlinearität), was einem unterschiedlichen Einfluss der Parameter Oberwasserzufluss und Mittelwasser charakterisiert.

Mit den Abb. 10–13 wurde anhand von Messwerten gezeigt, dass der Tidehub an einem Pegel von den drei Größen äußerer Tidehub, Oberwasserzufluss und Mittelwasser abhängt. Entsprechendes gilt für die Kennwerte Tideniedrig- und Tidehochwasser.

# 3.4 Modellfunktion

Die oben beschriebenen Phänomene können direkt in eine Modellfunktion einfließen: Der Kennwert an einem Pegel hängt linear von einem Referenzkennwert, linear vom *stetigen Mittelwasser* und nicht linear vom Oberwasserzufluss ab. Für den nichtlinearen Teil wird ein Potenzansatz gewählt. Es sei:

 $Kennwert_{Pegel} = a \cdot Kennwert_{Helgoland} + b \cdot Oberwasser_{NeuDarchau}^{n} + c \cdot Mittelwasser_{Pegel} + z$ 

Die Koeffizienten dieses Modells (a, b, c, z, n) werden über ein Regressionsverfahren bestimmt. Wichtig für eine stabile und belastbare Regression ist u.a. eine ausreichende Anzahl von Datenpunkten. Verwendung finden hier alle Einzelereignisse, also beispielsweise jedes Tideniedrigwasser im Jahr. Es wird keine Mittelung der Einzelereignisse vorgenom-



Abb. 14: Messpunkte und Modellfunktion. Der verbleibende Differenztidehub (Thb-Rest) wird hier in Abhängigkeit von Oberwasserzufluss und Mittelwasser dargestellt (s. Text)

men; damit findet auch kein Informationsverlust statt. Für einen Regressionszeitraum von einem Jahr stehen damit etwa 700 Datenpunkte zur Verfügung.

Für die Darstellung der Zusammenhänge wäre eine vierdimensionale Darstellung erforderlich. Um die Lösung trotzdem in perspektivischen drei Dimensionen zu zeigen, wurde zuvor mit der linearen Modellfunktion der äußere Tidehubeinfluss eliminiert. Die Lösungsfunktion der Abb. 14, in der die Koeffizienten über eine Regression von Messwerten aus dem Jahr 1998 ermittelt wurden, entspricht damit der Abb. 13 mit dem Unterschied, dass nur Werte/Punkte für das Kalenderjahr 1998 dargestellt sind.

Die Punkte (Messungen) liegen sehr nahe an der Modellfunktion (Ebene). Die Streuung ist gering.

Um die Güte von Modellen beschreiben zu können, wird die Varianz (Streumaß) des Residuums verwendet. Sie wird für die deskriptive Statistik definiert (HARTUNG, 2005):

$$s^{2} = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^{n} (\mathbf{x}_{i} - \overline{\mathbf{x}})^{2}$$

 $\overline{\mathbf{x}}$  = Mittelwert über das Residuum

Das Residuum ist der Rest bzw. die Abweichung des Modells von den Messwerten. Es ist der Teil, der nicht vom Modell erklärt werden kann.

Um dies deutlicher zu machen, wird ein Modell mit und ohne Mittelwasser verwendet. Das Ergebnis zeigt Tab. 1. Die Mitberücksichtigung des Mittelwassers reduziert die Varianz des Residuums. Das Modell mit Mittelwasser kann folglich mehr erklären.

Tab. 1: Varianz des Residuums mit und ohne Mittelwasser am Beispiel des Pegels Geesthacht

	Modell ohne Mittelwasser	Modell mit Mittelwasser	
Varianz des Residuums	921 cm <sup>2</sup>	373 cm <sup>2</sup>	

# 3.5 Ergebnisse

Das unter Kapitel 3.4 beschriebene Modell wird benutzt, um die Kennwerte Tidehub, Niedrig- und -hochwasser um die Randwerte (Pegel Helgoland und Oberwasserzufluss Neu Darchau) zu bereinigen. Anschließend weisen sie in der Hauptsache nur noch lokale Entwicklungen auf. Diese zeigen die folgenden Abb. 15–17 für die Kennwerte ausgewählter Pegel ab 1998.



Abb. 15: Um Mittel-, Oberwasser und Tnw-Helgoland bereinigte Entwicklung des MTnw seit 1998 (ohne *stetiges Mittelwasser*)



Abb. 16: Um Mittel-, Oberwasser und Thw-Helgoland bereinigte Entwicklung des MThw seit 1998 (ohne *stetiges Mittelwasser*)



Abb. 17: Um Mittel-, Oberwasser und Thb-Helgoland bereinigte Entwicklung des MThb seit 1998

Die Modellkoeffizienten, die für das Kalenderjahr 1998 bestimmt wurden, zeigt die folgende Tab. 2.

	Regressionsparameter Tnw				
Pegelort	a	b	c	n	Z
Cuxhaven	1.084	-0.104	-0.009	0.617	-10.538
Brokdorf	0.880	-73.613	-0.050	0.049	82.885
Stadersand	0.807	-153.234	-0.049	0.023	139.355
St. Pauli	0.803	-117.789	-0.032	0.014	56.822
	Regressionsparameter Thw				
Pegelort	a	b	с	n	Z
Cuxhaven	1.077	3.1E-07	0.053	2.154	-13.306
Brokdorf	0.856	42.801	0.047	0.031	-52.897
Stadersand	0.792	66.984	0.079	0.055	-90.568
St. Pauli	0.880	125.165	0.082	-0.004	-99.618
	Regressionsparameter Thb				
Pegelort	a	b	с	n	Z
Cuxhaven	1.061	0.003	0.056	1.117	6.896
Brokdorf	0.822	117.168	0.085	0.042	-118.831
Stadersand	0.753	233.449	0.114	0.032	-225.856
St. Pauli	0.802	183.071	0.100	0.007	-80.849

Tabelle 2: Regressionsparameter für den Zeitraum Kalenderjahr 1998

3.6 Das Modellverfahren unter bestimmten Bedingungen

3.6.1 Trendbehaftete Zeitreihen

Betrachtet man einen Trend in einer Zeitreihe und sieht sich das zugehörige Amplitudenspektrum an, so stellt man fest, dass der Trend sich im langwelligen Anfangsbereich des Spektrums widerspiegelt (s. Abb. 18). Durch die Tiefpassfilterung verbleibt der Trend im *stetigen Mittelwasser*.



Abb. 18: Linearer Trend von -50 cm/Jahr (links) und Amplitudenspektrum davon (rechts)

#### 3.6.2 Nodaltide

Eine Vorhersage, wie das in Kapitel 3.4 erwähnte Modell unter Beeinflussung der Nodaltide reagiert, ist nicht so einfach. Wenn bekannt wäre, wie welche Partialtide in Amplitude und Phase von der Nodaltide beeinflusst wird, so könnte das Verhalten von statistischen Verfahren daran studiert werden. Da aber keine etwa 44-jährige äquidistante Zeitreihe vorliegt, können diese Einflüsse auch nicht ermittelt werden. In dieser Situation können nur die im Folgenden beschriebenen Annahmen weiterhelfen.

Es werden zwei nodal beeinflusste Zeitreihen künstlich erzeugt, die aus den drei lunaren – also auch nodal beeinflussten – harmonischen Komponenten M2, M4 und M6 und einer solaren Komponente S2 bestehen. Die angenommene Nodalvariation dieser Komponenten beträgt – in Anlehnung an den Betrag aus Kapitel 2.4 – 3 % ihrer Amplitude. Als Vorlage dienen die Amplituden und Phasen von Helgoland bzw. St. Pauli. Die Scheitelwerte der erzeugten zwanzigjährigen Zeitreihen der synthetischen Pegel Helgoland und St. Pauli sind in Abb. 19 dargestellt.

Die Punkte des Scatterplots liegen nicht auf einer Geraden. Damit ist sofort ersichtlich, dass mit einem linearen Modell zur Berücksichtigung des äußeren Tidehubs (was einer Gerade entspricht), nicht der genaue Verlauf abgebildet wird. Mit dem linearen Modell entsteht ein Fehler, dessen Größe berechnet werden kann. Der Tidehub für den Pegel St. Pauli wird über ein lineares Modell aus dem Tidehub Helgoland ermittelt, steht aber gleichzeitig aus der synthetischen Zeitreihe fest. Die Differenz aus beiden wird über das Kalenderjahr gemittelt und ist in Abb. 20 dargestellt.



Abb. 19: Scatterplot des Tidehubs zweier synthetischer Pegel über einen Nodalzyklus



Abb. 20: Differenz zwischen der Berechnung und der Messung bei Verwendung eines linearen Ansatzes zur Berücksichtigung des äußeren Tidehubs

Für das beschriebene Beispiel folgt daraus: Im Jahr 1900 würde eine Berechnung des Tidehubs am Pegel St. Pauli aus dem Pegel Helgoland eine exakte Vorhersage liefern. Der Fehler wäre Null. Im Jahr 1904 würde die Berechnung zwei Zentimeter weniger ergeben als die Messung. Als Folge könnte man auf die Idee kommen, dass der Tidehub in St. Pauli um 2 cm zugenommen habe. Im Jahr 1914 würde die Berechnung etwa 4 cm zuviel Tidehub ergeben, also eine Absenkung des Tidehubs in St. Pauli um 4 cm. Letztlich aber hat sich das dynamische System nicht verändert – alle scheinbaren Änderungen sind systemimmanent. Die durch das Modell ermittelten Änderungen sind auf die Nichtberücksichtigung der Nodaltide zurückzuführen.

Der bei Anwendung des Modells gemachte Fehler schwankt zyklisch mit der Periode der Nodaltide. Im vorliegenden Fall (vier Partialtiden) bewegt sich der Fehler zwischen +3 und – 4 cm.

Die Größe des tatsächlichen Fehlers hängt von der Nodalmodulation der Partialtiden ab und kann heute noch nicht exakt für alle Pegel bestimmt werden, da die vorhandenen äquidistanten Zeitreihen zu kurz sind. Eine erste Analyse der Nodaltide für den Pegel Helgoland zeigt, dass die Größenordnung des hier dargestellten Beispiels mit der Größenordnung der Analyse übereinstimmt (s. Kapitel 2.4).

# 3.6.3 Verschiedene Referenzzeiträume

Eine wichtige Frage für die Bestimmung der Koeffizienten der Modellfunktionen ist die Frage nach dem Regressionszeitraum. In diesem Zeitraum *lernt* das Modell gewissermaßen, wie die Ausgangsgröße (Kennwert) durch die Eingangsgrößen (Referenz-Kennwert, Mittelund Oberwasserzufluss) beeinflusst wird. Wie sensitiv ist nun die Wahl des Regressionszeitraums? Was passiert bei der Wahl von anderen Regressionszeiträumen?

Das hier vorgestellte Modell impliziert eine Stationarität, die vom Benutzer gewährleistet sein muss. Das bedeutet, dass etwaige Trends in den Zeitreihen nicht vorhanden sein dürfen, da sonst ein Vergleich zwischen zwei Jahren strenggenommen nicht mehr zulässig ist. In diesem Fall wurden eventuell langfristige Trends bereits durch das Entfernen des *stetigen Mittelwassers* herausgefiltert (s. Kapitel 3.6.1).

Bezüglich der Qualität der Regression lässt sich anmerken, dass die Koeffizienten über etwa 700 Punkte/Tide bestimmt werden, was eine akzeptable Datenbasis darstellt. Lediglich der Bereich des hohen Oberwasserzuflusses ist unsicher, da hier wenige Punkte zur Bestimmung der Ebene vorliegen.

Im Folgenden werden verschiedene Referenzzeiträume und ihre Auswirkungen auf das Ergebnis betrachtet (s. Abb. 21).

Wie zu erwarten, verschiebt sich die Kurve des Referenzjahres 1998 um etwa die Differenz zwischen 1998 und einem neuen Referenz-/Regressionsjahr. Die Form bleibt in etwa gleich, was bedeutet, dass sich das Systemverhalten nicht grundsätzlich verändert hat. Ermittelt man den Differenztidehub zwischen den Jahren 1998 und 2005, so liegt dieser unabhängig von der Wahl des Differenzzeitraums bei etwa 10 cm am dargestellten Pegel St. Pauli.

Eine kleine Abweichung ist lediglich im Jahr 2002 mit dem sehr hohen Augusthochwasser zu erkennen. Der Wertebereich bzw. die Dynamik des Oberwasserzuflusses ist in jedem Jahr verschieden. Die Modellfunktion gibt aber nur das Verhalten des Hochwassers des Referenzjahres wieder. Ist die Dynamik größer (der Wertebereich größer), so extrapoliert die Funktion. Diese Extrapolation ist unterschiedlich gut; daher kommt es im Jahr 2002 mit dem extremen Hochwasser zu leicht unterschiedlichen Werten.



Abb. 21: Entwicklung des Tidehubs am Pegel St. Pauli unter Verwendung verschiedener Referenzzeiträume

### 4. Mittelwasseranalyse

Bei dem oben dargestellten Verfahren wurde das *stetige Mittelwasser* zuvor entfernt und nur der weitgehend harmonische Teil des Signals betrachtet. An dieser Stelle soll nun die Entwicklung des überwiegend stochastischen Anteils des gemessenen Wasserstands, also das *stetige Mittelwasser* betrachtet werden.

Ebenso wie der Tidehub hängt auch das lokale Mittelwasser ab vom äußeren Mittelwasser und dem Oberwasserzufluss (s. Abb. 13). Und ähnlich wie die Modellfunktion für die Kennwerte Tnw, Thw und Thb lässt sich ein Modell mit einer Modellfunktion für das Mittelwasser aufstellen. Zuvor muss das *stetige Mittelwasser* eines Pegels um den Betrag der Laufzeit zu dem Vergleichspegel zeitlich verschoben werden. Diese Laufzeitbestimmung geschieht über die Minimierung der Fehlerquadrate zwischen den beiden Zeitreihen und ist genauer beschrieben in KASTENS (2006). Nach der zeitlichen Verschiebung sei die Modellfunktion:

$$Mittelwasser_{Pegel} = a \cdot Mittelwasser_{Helgoland} + b \cdot Oberwasser_{NeuDarchau}^{n} + z$$

Die Koeffizienten a, b und z und der Exponent n werden mittels Regression ermittelt. Eine Lösung dieser Gleichung für den Pegel Geesthacht zeigt die Abb. 22.

An der geringen Krümmung der Fläche in der Abbildung 22 ist gut erkennbar, dass selbst am Pegel mit dem stärksten Oberwassereinfluss (Geesthacht) die Nichtlinearität nicht besonders ausgeprägt ist. Ab dem Pegel Bunthaus weiter stromab wird deshalb das lineare Modell eingesetzt (der Exponent n wird in der Modellfunktion damit zu Eins).

Als eine Plausibilitätsprüfung wird die Varianz des Residuums verwendet. Man erwar-



Abb. 22: Das Mittelwasser in Geesthacht (Messwerte in blau) in Abhängigkeit vom Mittelwasser in Helgoland und dem Oberwasserzufluss in Neu Darchau

tet, dass mit zunehmender Entfernung eines Pegels zu einem Referenzpegel die lokalen Einflüsse wie beispielsweise Luftdruckschwankungen, Wind oder Dichteänderungen (Salz- und Schwebstoffgehalt) zunehmen und damit auch die Varianz ansteigt.

Die Tab. 3 enthält alle Koeffizienten der Pegel sowie die Varianz des Residuums. Diese Varianz ist in Abb. 23 als Transekt aufgetragen. Ein (monotoner) Anstieg der Varianz mit zunehmender Entfernung zum Referenzpegel wird bestätigt. Zusätzlich zeigt der Verlauf, dass es keine großen Qualitätssprünge gibt, so dass keine Pegel oder ganze Pegelgruppen von der Analyse ausgeschlossen werden müssen.

	Koeffizienten [-]				Varianz des
Pegelort	a	b	Z	n	Residuums [cm <sup>2</sup> ]
Vogelsand	1.097468	0.001672	-43.589739	1	6.7
Cuxhaven	1.124731	0.001006	-49.593414	1	26.0
Otterndorf	1.155954	0.001559	-65.251344	1	36.1
Brunsbüttel	1.204845	0.001110	-81.592792	1	53.4
Brokdorf	1.224660	0.002502	-82.062160	1	70.3
Glückstadt	1.212969	0.004444	-78.072038	1	77.4
Krautsand	1.190626	0.003236	-65.315205	1	86.5
Kollmar	1.208056	0.005920	-74.427354	1	82.4
Grauerort	1.199013	0.006212	-67.154468	1	89.3
Stadersand	1.179490	0.006767	-57.160148	1	97.5
Lühort	1.151825	0.010923	-46.886372	1	95.9
Schulau	1.182943	0.012036	-60.936889	1	98.1
Blankenese	1.211405	0.016233	-77.985918	1	104.3
St. Pauli	1.183431	0.016706	-62.595400	1	113.0
Bunthaus*	1.091416	0.057543	-8.170904	0.950890	121.6
Over*	1.052217	0.128688	21.753472	0.895894	142.2
Zollenspieker*	0.948729	0.311742	67.780132	0.842488	153.9
Geesthacht*	0.804803	0.603153	125.151451	0.831418	196.4

Tab. 3: Koeffizienten der einzelne	n Pegelstandorte fü	r das Mittelwasserm	nodell; mit *	gekennzeichnete
Pe	gel benutzen das nie	chtlineare Modell		



Abb. 23: Entwicklung der Varianz des Residuums nach dem Bereinigen durch das Modell

Wird die Modellfunktion mit den zuvor ermittelten Koeffizienten (und Exponenten) auf das Mittelwasser eines Pegels angewendet, so wird ein Großteil der äußeren Einflüsse entfernt, und nur noch lokale Einflüsse dominieren. Beispielhaft soll die um äußere Einflüsse bereinigte Entwicklung an vier Pegeln dargestellt werden (s. Abb. 24).

Deutlich erkennbar ist ein Absinken des Mittelwassers ab 1998 bis 2000. In den folgenden Jahren ist zwar eine leichte Veränderung zu sehen, jedoch findet sich kein so deutlicher Sprung wieder. Dieses starke Absinken kann zum Großteil der letzten Fahrrinnenanpassung im Jahr 1999 zugeordnet werden.



Abb. 24: Mittelwasserentwicklung an ausgewählten Pegeln (nach Bereinigung)

## 5. Voraussetzungen für die Analyse

Für den in dem Verfahren verwendeten Tiefpassfilter ist eine Fouriertransformation notwendig. Um diese durchführen zu können, bedarf es hoch aufgelöster Wasserstandszeitreihen mit äquidistanten Zeitintervallen. Die zum Teil sehr langen Wasserstandszeitreihen, die etliche Jahrzehnte in die Vergangenheit reichen, bestehen fast ausschließlich aus Scheitelwerten, die auf einem nicht äquidistanten Zeitraster liegen und damit der Fourieranalyse nicht zugänglich sind. Mit Einzug der digitalen Messwertaufzeichnung, die ab dem 1.11.1997 im Bereich der WSD-Nord offiziell begann, stehen hoch aufgelöste äquidistante Zeitreihen zur Verfügung, die auch Analysen mit Fouriermethoden zulassen. Diese Zeitreihen sind über die Beweissicherungsdatenbank der Elbe für jedermann zugänglich (www. bs-elbe.de). Bedingt durch Ausfälle des Messwertgebers weisen diese Zeitreihen jedoch teilweise mehr oder weniger lange Lücken auf. Um trotzdem Fouriermethoden einsetzen zu können, müssen sie vervollständigt werden. Die Lücken können im ersten Ansatz durch eine Transferfunktion zu einem Nachbarpegel geschlossen werden. Diese Transferfunktion muss zuvor aufgestellt und ihre Parameter über Regressionsverfahren ermittelt werden. Weitere Informationen zum Schließen von Lücken findet man bei KASTENS (2006). Sehr große Lücken (mehrere Monate) sollten nicht mit diesem Verfahren geschlossen werden, da sonst der Charakter und die Aussagekraft der Wasserstandsaufzeichnung für den Pegel verloren gehen.

# 5.1 Die Auflösung der Wasserstandszeitreihen – die Abtastfrequenz

Die Zeitreihen der Wasserstände eines Pegels liegen in einminütiger Auflösung vor. Diese Auflösung scheint viel zu hoch, und die Datenmengen wachsen mit der Zeit schnell an. Beispielsweise besteht eine einjährige Zeitreihe aus mehr als einer halben Million Datenpunkten. Viele Algorithmen sind von der Ordnung  $N^2$  oder  $N \ln N$  (N = Anzahl der Datenpunkte). Das heißt, dass eine Verzehnfachung der Datenpunkte im ungünstigen Fall eine Verhundertfachung der Bearbeitungszeit bedeutet.

Eine wesentliche Vereinfachung wäre ein Ausdünnen der Zeitreihen ohne Informationsverlust. Die Frage, die man sich stellen muss, lautet: Wie groß darf der Messwertabstand maximal werden, so dass noch alle relevanten Informationen im Signal vorhanden bleiben? Eine Antwort liefert das Nyquist-Shannon-Abtasttheorem (BUTZ, 2003).

Die Grenzfrequenz  $\Omega_{Nv}$  für die einminütige Zeitreihe (dt = 60 s) beträgt:

$$\Omega_{Ny} = \frac{N}{2} \cdot \frac{360[Grad] \cdot 3600[s/h]}{dt[s] \cdot N} = \frac{180[Grad] \cdot 3600[s/h]}{dt[s]} = 10\ 800\ [Grad/h]$$

Das heißt, dass Zeitreihen mit einer zeitlichen Auflösung von einer Minute Informationen bis Frequenzen von 10800 Grad/h beinhalten. Eine zehnminütige Auflösung lässt noch Informationen bis 1080 Grad/h zu. Selbst in einer halbstündigen Auflösung können noch Informationen bis 360 Grad/h detektiert werden.

Beim Betrachten eines Spektrums einer Zeitreihe (s. Kap. 2.2) wird ersichtlich, dass die meiste Energie und damit Information im Anfangsbereich des Spektrums liegt. Ab 180 Grad/h ist die Wahrscheinlichkeit sehr gering, Peaks bzw. Partialtiden mit einer Amplitudengröße von über einem Zentimeter anzutreffen.

Für die folgende Untersuchung kann also ohne nennenswerte Einbußen an Information die Wasserstandszeitreihe auf halbstündige Terminwerte ausgedünnt werden. Die Analysezeit sinkt dadurch in den Minutenbereich und damit auf handhabbare Dimensionen. Extremwerte (Tnw bzw. Thw), die nicht auf dem halbstündigen Raster liegen, gehen <u>nicht</u> verloren, da genügend Informationen/Punkte vorhanden sind, um sie zu rekonstruieren.

## 5.2 Bestimmung der Filterfrequenz

Bei der Analyse vieler Spektren aus den Bereichen der Nordsee, Elbe, Weser und Hunte hat sich für Spektren aus <u>einjährigen</u> Wasserstandszeitreihen Folgendes herausgestellt:

- Bewegt man sich vom langwelligen zum kurzwelligen Bereich eines Spektrums, so tritt die erste signifikante Partialtide bei einer Frequenz von ca. 13,4 Grad/h auf (Q\_1) (s. Abb. 7).
- Das Umgebungsrauschen liegt bei Frequenzen ≥ 13 Grad/h unter einem Zentimeter (s. Abb. 7).
- In langwelligen Bereichen (< 13 Grad/h) nimmt das Rauschen zu, und zwar so stark, dass Peaks von langwelligen Partialtiden (<13 Grad/h) nicht mehr erkennbar sind (s. Abb. 6).
- Kurzwellige Partialtiden (> 13 Grad/h) können gut detektiert werden, wenn die Amplitude > 1 cm ist.

Diese Erkenntnisse führten dazu, dass die Filterfrequenz für den Tiefpassfilter zur Bestimmung des *stetigen Mittelwassers* auf 13 Grad/h festgelegt wurde.

# 6. Zusammenfassung und Ausblick

Zusätzlich zu den Analyseverfahren, wie sie in Kap. 1 erwähnt sind, ist hier das Mittelwasser und sein Einfluss auf die Kennwerte dargestellt. Auch finden hier erstmals alle Kennwerte Verwendung, da auf eine Mittelung verzichtet wird. Dieses Mehr an Information wirkt sich äußerst positiv auf die Robustheit des Verfahren aus: auch bei der Wahl unterschiedlicher Referenzzeiträume wird das Systemverhalten sehr gut wiedergegeben und Ergebnisse sind vergleichbar. Die Sensitivität bei der Auswahl eines Referenzzeitraums ist dadurch stark vermindert worden.

Die Aufteilung des gemessenen Wasserstandssignals in ein stetiges Mittelwasser und ein harmonisches Signal eröffnet neue Möglichkeiten, beispielweise in der Berechnung von Windstaukurven. Da das harmonische Signal die Summe aller Partialtiden inklusiv vieler nichtlinearer Wechselwirkungen untereinander darstellt, entspricht das stetige Mittelwasser als der Rest des Signals einer Windstaukurve.

Mit dem vorgestellten Verfahren können die Kennwerte Tnw, Thw, Thb an Pegeln aus den bekannten Größen Referenzkennwert, Mittelwasser und Oberwasserzufluss vorherbzw. nachher-gesagt werde. Zukünftig soll es auch an anderen Ästuaren eingesetzt werden.

# 7. Schriftenverzeichnis

- ANTONIOU, A.: Digital Filters: Analysis, Design and Applications; McGraw-Hill; NewYork, 1993.
- BUTZ, T.: Fouriertransformation für Fußgänger, 3. Auflage; B.G. Teubner Verlag; Wiesbaden, 2003.
- CARTWRIGHT, D. E.: Tides A Scientific History; Cambridge University Press; Cambridge, 1999.
- DIN 4049 Teil 3: Hydrologie: Begriffe zur quantitativen Hydrologie, Okt. 1994.

GODIN, G.: Tides; ANADYOMENE Edition; Ottawa, 1988.

GÖNNERT, G.; ISERT, K.; GIESE, H. u. PLÜSS, A.: Charakterisierung der Tidekurve; Die Küste, H. 68, Hamburg, 2004.

HARTUNG, J. et al.: Statistik, 14. Auflage; Oldenbourg Verlag; München, 2005.

- KASTENS, M. (Bearbeiter): Gutachten: Tidewasserstandsanalysen in Ästuaren am Beispiel der Unter- und Außenelbe, Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg, URL: http://www.bs-elbe.de/html/Main-Seite/GVV/Gutachten/Tidewasserstandsanalysen/ index.html (letzter Aufruf 25.10.2007), 2006.
- LIEBIG, W.: Schließen von Lücken in Pegelaufzeichnungen; Die Küste, H. 56, Hamburg, 1994.
- NIEMEYER, H. D.: Change of Tidal Peaks and Range due to Estuarine Waterway Deepening; Proceedings of Coastal Engineering, Vol. 3, p. 3307–3317; Copenhagen, 1998.
- OPPENHEIM, A. V. et al.: Zeitdiskrete Signalverarbeitung, 2. Auflage; Pearson Studium; München, 2004.
- PUGH, D. T.: Changing Sea Levels: Effects of Tides, Weather and Climate; Cambridge University Press; Cambridge, 2004.
- SIEFERT, W.: Über die Veränderungen der Tidewasserstände in der Elbe als Folge der Fahrrinnen-Vertiefungen; Strom- und Hafenbau Studie Nr. 70; Hamburg (unveröffentlicht), 1992.
- SIEFERT, W. u. JENSEN, J.: Fahrrinnenvertiefung und Tidewasserstände in der Elbe; Hansa, 130. Jahrgang Nr. 10; Hamburg, 1993.
- SIEFERT, W.: Tiden und Sturmfluten in der Elbe und ihren Nebenflüssen Die Entwicklung von 1950 bis 1997 und ihre Ursachen; Die Küste, H. 60, Hamburg, 1998.

# Über die Problematik, im Tidegebiet von Restströmen auf Wasser- und Sedimentverlagerungen zu schließen

Von Ulrich Zanke

## Zusammenfassung

Zu Aussagen über die Sedimentbewegung, insbesondere über Sedimenttransportrichtungen werden der Einfachheit halber immer wieder Berechnungen von Restströmen herangezogen, anstatt morphodynamische Modelle zu betreiben. In diesem Beitrag wird gezeigt, dass EULER-Restströme im Tidegebiet für die Beurteilung der Drift von Wasser unbrauchbar sind, da unrealistische Ergebnisse nicht ausgeschlossen werden können, und andererseits unzutreffende Ergebnisse nicht ohne Weiteres erkennbar sind. LAGRANGE-Reststromwege sind deutlich aufwendiger zu gewinnen, liefern aber physikalisch nachvollziehbare Rückschlüsse auf die Nettowasserbewegungen. Die Richtung von Resttransportwegen der Sedimente kann von denen der Wasserbewegung je nach kritischer Geschwindigkeit der Sedimente zum Teil ganz erheblich abweichen. Die Abweichung ist dabei für verschiedene Kornfraktionen auch noch unterschiedlich. Die Analyse oder Prognose der Transportrichtungen natürlicher Sedimentgemische ist daher mit Reststromüberlegungen eher Glückssache.

## Summary

The evaluation of sediment motion, particularly the direction of transport, is frequently based on residual flow vectors because of the simplicity of the method as compared to a morphodynamic simulation of the processes. In this contribution it is shown that for drifting water bodies the consideration of residual currents after EULER may lead to wrong conclusions which cannot be verified without further investigations. Residual currents derived by a Lagrangian approach are physically more meaningful but the effort is significantly higher. The residual transport of sediment may differ distinctly from that of the water body dependent on the critical velocity of the sediment. Moreover, grain size distribution has an additional effect on transport directions. Consequently, the analysis and/or prediction of a residual sediment transport based on the method of residual currents can hardly be called reliable. However, hydrodynamic-morphodynamic models are capable to give answers on sediment motion.

# Keywords

Tide, Reststrom, Kornfraktionen, Sedimenttransport, Morphodynamik tides, residual current, sediment motion, grain size distribution, morphodynamics

## Inhalt

1.	Einleitung	172
2.	Definition von Reststromwegen der Wasserbewegung	173
	2.1 Vorbemerkung	173
	2.2 EULER-Reststromwege	173

	2.3 LAGRANGE-Reststromwege	175
	2.4 Zwischenbewertung bezüglich des Versatzes von Wasservolumina	177
3.	Anwendung von Resttransport-Betrachtungen auf Sedimentbewegungen	177
	3.1 Einfluss der Transporteigenschaften von Sediment	177
	3.2 Beispiel zum Einfluss der Korngröße auf die Transportwege	179
	3.3 Sonderfall der EULER-Betrachtung bei Sediment-Resttransportwegen	181
4.	Zusammenfassende Bewertung	181
5.	Schriftenverzeichnis	182

### 1. Einleitung

Fließendes Wasser setzt die Sedimente an den Gewässersohlen bei ausreichender Strömungsgeschwindigkeit in Bewegung. Dieser Feststofftransport führt zu natürlichen Veränderungen im Einflussbereich der Gewässer. Tiefen und Untiefen entstehen und vergehen, Flusskrümmungen verlagern sich, Küstenräume verändern sich. In den von Menschen bewohnten Flussniederungen und Küstenräumen entstehen hierdurch Probleme, deren Beherrschung von den Ingenieuren erwartet wird.

Des Weiteren ändert jeder Eingriff, der die Strömung beeinflusst, auch das Sediment-Transportverhalten in der nahen und ferneren Umgebung. Es können unerwünschte Erosionen und Auflandungen hervorgerufen werden, die zu minimieren bzw. deren Gefahren für Bauwerke abzuwehren sind. Nicht selten müssen Bauwerke und Baumaßnahmen über Jahrzehnte hindurch unterhalten, instand gesetzt oder in manchen Fällen sogar umgebaut werden, um der sich stetig ändernden Morphologie angepasst und funktionsfähig zu bleiben. Die Verlandung antiker Häfen, die Erosion weiter Strecken des Rheins oder der drohende Verlust der Insel Sylt an der deutschen Nordseeküste stehen hierfür als Beispiele, ebenso wie die Probleme des Sedimentüberschusses im Gelben Fluss mit der Folge von verheerenden Überflutungskatastrophen.

Ein weiteres zu beherrschendes Problem ist die Vorhersage des Verbleibs von verklappten Sedimenten insbesondere dann, wenn diese mit Umweltgiften kontaminiert sind.

Um Aussagen zu Fragen wie den vorstehend genannten zu gewinnen, kommen grundsätzlich Feststofftransportmodelle in Betracht:

- 1. Physikalische Modelle mit fließendem Wasser und beweglichen Modellsedimenten und
- 2. hydrodynamisch-morphodynamisch-numerische Modelle.

Beide Modellvarianten sind vergleichsweise aufwendig. Daher wurde (und wird) ersatzweise immer wieder versucht, Aussagen über die Sedimentbewegung im Bereich von Gezeitenströmungen auf der Grundlage sogenannter Restströme, oder genauer gesagt Restromwege, zu ermitteln (s. z.B. FÜHRBÖTER, 1979, S. 15; GÖHREN, 1979, S. 97 ff). In diesem Beitrag wird gezeigt, dass Reststrombetrachtungen bereits für die Beurteilung der Netto-Wasserdrift problematisch sind und für die Sedimentbewegungen zu beliebig falschen Ergebnissen führen können (vgl. auch ZANKE, 2002, S. 235/236). 2. Definition von Reststromwegen der Wasserbewegung

2.1 Vorbemerkung

Reststromwege kennzeichnen den Versatz (oder die Drift) von Wasservolumina im Tidegebiet. Als Reststromweg bezeichnet man die Strecke, um die sich ein Wasservolumen nach Ablauf einer vollen Tide vom Startpunkt entfernt hat. Die Reststromwege kennzeichnen mit anderen Worten also die Netto-Verlagerung von Wasser über eine Tide. Sie besitzen eine Größe und eine Richtung. Gelangt ein Wasservolumen mit Ablauf einer Tide genau wieder an seinen Ausgangspunkt zurück, ist der Reststromwege  $\vec{r} = 0$ . Durch die Tidedauer (ca. 44.700 s) dividiert lassen sich die Reststromwege auch als Reststromgeschwindigkeiten ausdrücken.

Zur Berechnung von Reststromwegen stehen zwei Betrachtungsweisen zur Verfügung:

1. Die Betrachtungsweise nach EULER und

2. die Betrachtungsweise nach LAGRANGE.

# 2.2 EULER-Reststromwege

EULER-Reststromwege werden für eine (oder mehrere) festgehaltene Stellen über den Zeitraum einer vollen Tide berechnet. Hierzu wird die Tide in eine Anzahl gleicher Zeitintervalle zerlegt. Für jedes Intervall wird die mittlere Geschwindigkeit v mit der Länge des Zeitintervalls  $\Delta$ t multipliziert, wodurch sich ein

Stromweg  $\vec{s} = \vec{v} \cdot \Delta t$ 

ergibt. Die vektorielle Addition aller Stromwege über die gesamte Tide führt auf den EU-LERschen Reststromweg  $\vec{r}$ . Abb. 1 zeigt den Berechnungsweg an einem einfachen Beispiel. Hier wurde die Tide vereinfacht in vier Zeitintervalle aufgeteilt, und die mittleren Strömungen  $\vec{v}_i$  wurden über die Intervalle i = 1 bis 4 berechnet. Auf der Abbildung links sind die vier zugehörigen Stromwege  $\vec{s}_i = \vec{v}_i \cdot \Delta t$  zu sehen. Die vektorielle Addition der einzelnen Stromwege endet im Beispiel nicht im Ausgangspunkt. Es existiert also ein Reststromweg  $\vec{r}$ (rechtes Bild). Bemerkenswert an diesem Verfahren ist, dass nur die Strömungsverhältnisse des Ausgangspunktes betrachtet wurden und das Strömungsklima der Nachbargebiete ohne Einfluss auf das Ergebnis bleibt. Nur die Strömungen am Auswertepunkt selbst gehen in das Ergebnis ein. Bei zyklisch wiederholten Tiden gelangt man unabhängig davon, zu welchem Tidezeitpunkt man die Berechnung beginnt, immer zu dem gleichen Ergebnis (im Gegensatz zu den LAGRANGEschen Restströmen, s.u.). Abb. 2 zeigt beispielhaft berechnete EULERsche Reststromwege für einen Ausschnitt aus der Deutschen Bucht.



Abb. 1: Zur Definition EULERscher Restströme (links: Stromwege aus einer beispielhaft in vier Zeitintervalle unterteilten Tide, rechts: aus der Vektoraddition ergibt sich der Reststromweg)



Abb. 2: Beispiel für berechnete EULER-Reststromwege in einem Ausschnitt der Deutschen Bucht (Hintergrund: Isoflächen der Sohllage)

#### 2.3 LAGRANGE-Reststromwege

Die Stromwege werden bei diesem Verfahren nicht am selben Punkt ermittelt, sondern man verfolgt die Bahn eines Treibkörpers, der sich vom Startpunkt aus mit den Strömungen des Gebietes, das er gerade durchschwimmt, bewegt. Die Entfernung zwischen Start- und Endpunkt ist der Langrange'sche Reststromweg r. Abb. 3 gibt für den gleichen Tidezyklus innerhalb des Beispielgebietes eine solche Schwimmerbahn wieder. Man erkennt, dass der LAGRANGE-Reststromweg in eine gänzlich andere Richtung zeigt als die EULER-Reststromwege auf Abb. 2. Wiederholt man die Berechnung für andere Startzeitpunkte, erhält man wahrscheinlich (jedoch nicht zwingend) unterschiedliche Endpunkte der jeweiligen Schwimmerbahnen. Das liegt daran, dass die Schwimmer Gebiete mit unterschiedlichem Strömungsklima durchschwimmen. Der mittlere Versatz (= mittlerer Reststromweg) ergibt sich als Mittelwert der verschiedenen Reststromwege über eine Tide. Abb. 4 und 5 zeigen hierzu beispielhaft verschiedene Schwimmerbahnen über eine Tide, die sich um jeweils eine Stunde im Startzeitpunkt unterscheiden. Aus Gründen der Ubersichtlichkeit sind diese auf zwei Abbildungen verteilt dargestellt. Der mittlere Reststromweg, der sich aus dieser Betrachtung ergibt, zeigt in südliche Richtung, während der EULER-Reststromweg an der gleichen Auswerteposition in nördliche Richtung weist. Ein zusätzliches Resultat der stündlich am selben Startpunkt ausgesetzten Schwimmerbahnen ist ein Aufschluss über das Gebiet, über das das Wasser vom betrachteten Startpunkt verteilt wird, erkennbar am Streugebiet der Bahn-Endpunkte.



Abb. 3: Berechnete Schwimmerbahn als Beispiel für einen LAGRANGE-Reststromweg im gleichen Gebiet wie Abb. 2



Abb. 4: Bei Flutstrom in stündlichem Abstand gestartete Schwimmerbahnen



Abb. 5: Bei Ebbestrom in stündlichem Abstand gestartete Schwimmerbahnen

# 2.4 Zwischenbewertung bezüglich des Versatzes von Wasservolumina

Wie man erkennt, können sich je nach Art des gewählten Verfahrens bereits bei einer zyklisch wiederholten Tide gänzlich unterschiedliche Reststromwege ergeben. Das liegt, wie man den Abbildungen entnehmen kann, an der räumlichen Variabilität des Strömungsgebietes. Da die EULER-Betrachtung diese Variabilität aber nicht "kennt", da sie ja ausschließlich die Strömungen am Auswertepunkt berücksichtigt, wird klar, dass

- 1. EULER-Restströme und LAGRANGE-Restströme nur in räumlich nicht variablen Strömungen zu gleichen Ergebnissen gelangen, und dass
- 2. in allen anderen Fällen die Ergebnisse einer EULER-Reststromberechnung mehr oder weniger falsch sind.

# 3. Anwendung von Resttransport-Betrachtungen auf Sedimentbewegungen

3.1 Einfluss der Transporteigenschaften von Sediment

Sedimente setzen sich zu Zeiten geringerer Strömungsstärken ab und werden mit steigenden Strömungsgeschwindigkeiten wieder aufgenommen. Reststromberechnungen wie vorstehend beschrieben gelten daher nur für Wasser und den Versatz von im Wasser schwerelos gelösten Stoffen.

Die Anwendung von Reststrombetrachtungen auf bewegte Sedimente führt auf zusätzliche Schwierigkeiten, denn die Sedimente werden teilweise in überwiegendem Kontakt mit der Sohle als Geschiebe mit reduzierter Geschwindigkeit verfrachtet, aber je nach Korngröße auch zu erheblichen Teilen aufgewirbelt und dann mit dem Wasserkörper bewegt. Zwischen beiden Transportphasen besteht ein ständiger Austausch, der mit den Strömungsgeschwindigkeiten während der Tide veränderlich ist. Auch der Anteil beider Transportarten am Gesamttransport ist mit der Strömungsstärke variabel.

Diese und weitere hier nicht erwähnte Phänomene lassen sich nur in rückgekoppelten hydrodynamisch-morphodynamisch-numerischen Modellen erfassen. Wegen des damit verbundenen Aufwandes scheint es für manche Fragestellungen wie z.B. nach der Transportrichtung naheliegend, vereinfachend Resttransportwege oder Resttransportkapazitäten zu berechnen. Dieser Weg scheitert aber daran, dass sich die Richtungen der Resttransporte für Geschiebe und suspendierte Sedimente sehr unterscheiden (können) und dass sich die Resttransportwege beider Transportarten intern nochmals je nach kritischer Geschwindigkeit unterscheiden. Somit erhält man eine große Spannbreite von Ergebnissen, für die Interpretationen nötig werden. Da Interpretationen aber zu neuen Unsicherheiten führen können, sind Resttransportergebnisse bereits für die Abschätzung der Transportrichtungen sehr problematisch, von Abschätzungen der Sedimentbilanz ganz zu schweigen. Dies wird nachfolgend gezeigt. Es ist außerdem praktisch unmöglich, die effektive kritische Geschwindigkeit für den Suspensionstransport anzugeben, weil in diese auch noch die Raten an sich absetzenden und vom Boden wieder aufgenommenen Sedimentmengen eingehen.

Das Transportverhalten von Sedimenten am Boden wird durch deren kritische Geschwindigkeit v<sub>krit</sub> gekennzeichnet, unterhalb derer das Sediment gar nicht beweglich ist. Die Transportbahnen von Sedimenten sind daher stets kürzer als die der reinen Wasservolumina und verlaufen typischerweise auch anders. Da Sedimente je nach Korngröße unterschiedliche kritische Geschwindigkeiten besitzen, sind auch die Transportwege verschiedener Sedimentklassen unterschiedlich.

In der Natur steigt (und fällt) die transportierte Sedimentmenge etwa mit der 3,5ten bis 4ten Potenz der Differenz von (v–v<sub>krit</sub>). Dies lässt sich bei Berechnungen der LAGRANGE-Resttransportwege nur schwer umsetzen, da die Transportkapazität entlang des Weges steigt und fällt, was einem zeitweise an Volumen zunehmendem oder abnehmendem verfolgten Wasservolumen entspräche. Numerisch ließe sich die Berechnung der Resttransportkapazitäten zwar lösen; aber bereits unter Rücksicht auf die oben geschilderten Schwierigkeiten mit Reststromwegen bei reinem Wasser wären das eher unbeholfene Umgehungen von morphodynamischen Modellen, welche heutzutage den Stand der Technik darstellen und vielfach zur Lösung von Ingenieurproblem in der Praxis eingesetzt werden.

Um die Auswirkungen der Berücksichtigung einer kritischen Geschwindigkeit generell zu veranschaulichen, sind beispielhafte Berechnungen geeignet, bei denen lediglich (v– $v_{krit}$ ) ohne höhere Potenzen berücksichtigt wurde. Abb. 6 zeigt hierzu beispielhaft eine Transportbahn im gleichen Fenster wie die vorstehenden Schwimmerbahnen (Abb. 4 u. 5). Die Resttransportwege sind, wie schon erwähnt, typischerweise kürzer als die Reststromwege, weshalb in Abb. 7 weitere Resttransportwege in einer "Nahaufnahme" verdeutlicht sind.

Der zeitliche Abstand der Bahnen beträgt hier 3 Stunden, weil bei einstündigem Zeitabstand, wie bei den obigen Bildern, die Erkennbarkeit der einzelnen Bahnen verlorengeht. Im



Abb. 6: Transportbahn des Teilchens aus Abb. 3 bei Berücksichtigung einer kritischen Geschwindigkeit (v<sub>krit</sub> = 0,24 m/s)

Ergebnis zeigt sich durch die kritischen Geschwindigkeiten eine wiederum gänzlich andere Richtung der Resttransportwege: sie zeigen hier nach West. Die wirklichen Transportwege unter Berücksichtigung höherer Potenzen können nochmals andere Richtungen aufweisen.



Abb. 7: Nahaufnahme aus Abb. 6 mit mehreren Transportbahnen bei v<sub>krit</sub> = 0,24 m/s (zeitlicher Versatz am Start: 3 Stunden)

# 3.2 Beispiel zum Einfluss der Korngröße auf die Transportwege

Die kritische Geschwindigkeit wird einerseits beim bodennahen Transport (bed load, Geschiebe) wirksam und steuert andererseits den Zeitpunkt der Wiederaufnahme des Sediments in den fließenden Wasserkörper, mit dem es dann verfrachtet wird.

Die Abb. 8 und 9 geben als Ausschnittsvergrößerungen (vgl. hierzu die Maßstäbe auf den Abb.) grundsätzlichen Aufschluss über die Wirkung unterschiedlicher kritischer Geschwindigkeiten.

Es zeigt sich in diesem Beispiel, dass die in Abb. 8 berechneten Resttransportrichtungen je nach kritischer Geschwindigkeit sogar in entgegengesetzte Richtungen zeigen (einige enden südlich des Startpunktes, andere enden nördlich).



Abb. 8: Einfluss einer kritischen Geschwindigkeit auf die Resttransportwege (die Zahlen geben die angesetzten kritischen Geschwindigkeiten in m/s an.)



Abb. 9: Einfluss einer kritischen Geschwindigkeit auf die Resttransportwege (die Zahlen geben die angesetzten kritischen Geschwindigkeiten in m/s an.)

# 3.3 Sonderfall der EULER-Betrachtung bei Sediment-Resttransportrichtungen

Für die Wasserströmungen war gezeigt worden, dass EULER- und LAGRANGE-Reststromwege sich erheblich unterscheiden können. Als Grund hierfür konnte gezeigt werden, dass die "Erfahrungen", die ein Schwimmkörper auf seinem Weg macht, vom momentanen lokalen Strömungsklima abhängt, das anders sein kann als dasjenige am Auswertepunkt bzw. am Startpunkt. Die EULER-Betrachtung berücksichtigt dies nicht.

Weil aber die Transportbahnen insbesondere der Geschiebebewegung mit steigendem  $v_{krit}$  sehr viel kürzer sind als die Bahnen des Wassers (Abb. 8), wird der Fehler der EULER-Betrachtung gegenüber der LAGRANGE-Betrachtung wieder kleiner: Die nahen Nachbargebiete haben ein ähnliches Strömungsklima wie der Auswertepunkt.

# 4. Zusammenfassende Bewertung

Die Reststromwege für Wasser und im Wasser gelöste Stoffe unterscheiden sich je nach Wahl der Berechnungsmethode (EULER-Betrachtung oder LAGRANGE-Betrachtung) gegebenenfalls erheblich. Tidegemittelte Langrange-Reststromwege liefern realitätsnähere Aussagen als die einfacher zu gewinnenden und daher meist benutzten EULER-Reststromwege.

Sedimente besitzen eine Sinkgeschwindigkeit und eine kritische Geschwindigkeit. Die Sediment-Transportwege lassen sich daher durch Wasser-Reststromwege nicht beschreiben.

Festzuhalten sind als Ergebnis dieser Studie mithin folgende Aussagen:

- 1. EULERsche Reststromwege sind in den Tidegebieten selbst für Aussagen zur Netto-Wasserbewegung unbrauchbar, da sie das Strömungsklima der benachbarten Bereiche nicht berücksichtigen und dieses Strömungsklima typischerweise örtlich variiert.
- 2. Über eine Tide (oder einen Spring-Nippzyklus) gemittelte LAGRANGE-Reststromwege sind für Aussagen zur Wasser-Netto-Verlagerung brauchbar.
- 3. Beide Verfahren können daher je nach Örtlichkeit unterschiedlich divergierende Ergebnisse liefern.
- 4. Resttransportrichtungen von Sedimenten können in wiederum andere Richtungen zeigen als diejenigen des Wassers und der im Wasser gelösten Stoffe und sind
- 5. weiterhin auch noch je nach kritischer Geschwindigkeit (also je nach Kornklasse) unterschiedlich.

Nicht unerwähnt bleiben darf, dass

- 6. die suspendiert bewegten Sedimente je nach Sinkgeschwindigkeit unterschiedlich auf die kritische Geschwindigkeit reagieren (feinere verhalten sich eher wie das Wasser, gröbere eher wie die Geschiebe) weshalb
- 7. die Netto-Transportrichtungen von suspendiertem Sediment und Geschiebetransport divergieren können.

Änderungen der Tideverhältnisse beim Übergang von Spring- zu Nipptiden (fallender Tidehub) und umgekehrt haben weitere Einflüsse auf die Ergebnisse von Restbetrachtungen.

Es ist daher irreführend und falsch, selbst hilfsweise für Überschlagsberechnungen Reststromüberlegungen für Aussagen zu Sedimentbewegungen im Tidegebiet heranzuziehen. Hierfür sind allein morphodynamische Modelle geeignet, die die Verfrachtung unter-
schiedlicher Sedimente je nach ihren momentanen und lokalen Transporteigenschaften unter einem instationären und räumlich variablen Strömungsgeschehen realitätsnah wiedergeben.

#### 4. Schriftenverzeichnis

- FÜHRBÖTER, A.: Deutsche Forschungsgemeinschaft: Sandbewegung im Küstenraum. Rückschau, Ergebnisse und Ausblick. Harald-Boldt-Verlag, 1979.
- GÖHREN, H.: Gegenläufige Restströmungen im Küstenmeer zwischen Amrum und Knechtsand und ihr Einfluss auf die Sandbewegung. In: Deutsche Forschungsgemeinschaft: Sandbewegung im Küstenraum. Harald-Boldt-Verlag, 1979.

ZANKE, U. C. E.: Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer. Parey-Verlag, Berlin, 2002.

## Kooperation mit China auf dem Gebiet des Wasserbaus – Eindrücke vom Second Chinese-German Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering, 11. bis 20. Oktober 2004 in Nanjing, China –

Von Sören Kohlhase

#### Hintergrund und Anlass der Reise nach Nanjing

Vor fast 20 Jahren bin ich mit einer Gruppe von Wissenschaftlern Niedersächsischer Hochschulen erstmals nach China gereist, um an der East China Technical University of Water Resources (ECTUWR) in Nanjing an einem Symposium über *Hydrologie und Küsteningenieurwesen* teilzunehmen. Es war die Zeit des politischen Umbruchs und von ersten vorsichtigen Schritten einer Öffnung des Riesenreiches China für Besucher aus dem kapitalistischen Westen.

Nach meinem beruflichen Wechsel von der Universität Hannover an die Universität Rostock bot sich die Gelegenheit, die Kontakte zu Wissenschaftlern aus China auf dem Gebiet des Wasserbaus wieder aufzunehmen. Gemeinsam mit meinem Kollegen und Freund Chia Chuen Kao, Professor an der National Cheng Kung University (NCKU) und Direktor des angegliederten Coastal Ocean Monitoring Center (COMC) in Tainan/Taiwan, haben meine Mitarbeiter und ich auf dem Schloss Hasenwinkel bei Schwerin 1997 ein erstes Symposium über aktuelle Fragen des Küstenwasserbaus (JOINT '97) organisiert, das in der Fachwelt guten Zuspruch fand. Aus dem Symposium und dem Gegenbesuch einer deutschen Delegation in Taiwan (JOINT '99), der von Prof. Kao vorzüglich vorbereitet und durchgeführt worden war, haben sich enge Beziehungen zwischen den universitären Wasserbau-Einrichtungen in Taiwan und Deutschland entwickelt. So haben mit Unterstützung durch den Deutschen Akademischen Austauschdienst (DAAD) mehrere Doktoranden für längere Zeit im Institut für Wasserbau in Rostock gearbeitet. Prof. Kao war als Gutachter bei einer Doktorprüfung in Rostock beteiligt, umgekehrt war ich Gutachter bei Prüfungen in Tainan. Ein absolutes Novum für beide Partner dabei: eine Prüfung in englischer Sprache und eine typisch deutsche Doktorparty danach. Die Doktoranden wollten das nach ihren Erlebnissen in Deutschland so, und es wurde ein großes Fest.

Nach der Vorgeschichte lag es auf der Hand, die Wissenschaftsbeziehungen auf eine noch breitere Basis zu stellen, zumal auch zwischen Wissenschaftlern in China und Taiwan schon seit langer Zeit vielfältige Kooperationsbeziehungen gepflegt werden.

Nach längeren Überlegungen haben Prof. Kao und ich den Schritt gewagt, ein erstes trilaterales Symposium *Coastal and Ocean Engineering* (JOINT '02) zu organisieren, das – freilich nicht unter der Bezeichnung trilateral – im Jahre 2002 an der Universität Rostock erfolgreich durchgeführt wurde.

Die Symposien in Deutschland, Taiwan und Festlandchina umfassten jeweils ein Seminar und eine technische Exkursion. Seit dem Seminar auf Schloss Hasenwinkel wurden sie unter entsprechenden Rahmenabkommen zwischen der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) und dem National Science Conncil (NSC) Taipei bzw. der entsprechenden Einrichtung (NSFC) in Peking finanziell gefördert.

Für die weitsichtige und wohlwollende Art der Unterstützung bin ich der DFG, dem DAAD und den Fördereinrichtungen in China und Taiwan sehr dankbar. Besonders dankbar bin ich dafür, dass ich auch nach meinem offiziellen Ausscheiden im Herbst 2003 als Hochschullehrer in Rostock noch Mitglied der deutschen Delegation sein durfte.

Zwanzig Jahre seit dem ersten Seminar in Nanjing sind eine lange Zeit. Vieles hat sich verändert sowohl im Reich der Mitte als auch in Deutschland, politisch, wirtschaftlich, kulturell. Der Bauboom in China ist unvorstellbar. Vor allem auch unter Betrachtung der heute schwierigen Situation der Bauindustrie in Deutschland kommt man aus dem Staunen nicht heraus. Das betrifft alle Bereiche des Bauwesens: den Hochbau, den Industriebau, das Verkehrswesen und natürlich den Wasserbau. Während in China in großzügiger Weise in den Hochschulbau investiert wird, werden bei uns die Resourcen immer knapper, Studiengänge werden geschlossen, bewährte Abschlüsse verworfen. Es ist das erklärte Ziel der Chinesen, in wenigen Jahren die wirtschaftliche Führung in der Welt zu erreichen. Dieses Ziel erscheint nach den Eindrücken in China, besonders der im Anschluss an das Seminar in Nanjing durchgeführten Exkursion, als durchaus realistisch.

Unverkennbar sind allerdings auch sich abzeichnende soziale Konflikte. Beides, wirtschaftliche Stärke und soziale Probleme für die Bevölkerung im Einzelnen zu reflektieren, ist nicht das Ziel dieses Beitrags. Einen sehr guten Einblick in die Situation des Landes gibt das Sonderheft des Magazins Spiegel *China, Aufstieg zur Weltmacht* (Spiegel spezial, 5/2004), das verschiedenste Aspekte der raschen Veränderungen in China behandelt. Für einen Wasserbauer interessant ist der Hinweis darin, dass der heutige Staats- und Parteichef Hu Jintao seine Karriere mit einem Wasserbau-Studium an der Eliteuniversität Qinghua in Peking begonnen und auch auf diesem Gebiet gearbeitet hat.

Unter dem Blickwinkel der Kooperation auf dem Gebiet des Wasserbaus werden in diesem Beitrag einige dieser Entwicklungen und Eindrücke dargestellt.

#### Die Hohai Universität und das Seminar in Nanjing

Die Hohai Universität habe ich noch unter ihrem früheren Namen East China Technical University of Water Resources kennengelernt.

Dieser Name drückt die große Bedeutung wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Aufgaben im Lande aus. Auch heute noch – unter dem Namen Hohai Universität – steht die Nutzung des Wassers für den Menschen im Vordergrund der Lehre und Forschung.

Der Name *Ho* bedeutet Fluss (Beispiel *Huang Ho* = Gelber Fluss), *Hai* bedeutet Meer (chinesisches Meer = *zhong guo hai*). An der Universität, die 1915 gegründet wurde, studieren heute rund 18.000 Studenten, zu relativ geringer Zahl auch aus dem Ausland. Eine vergleichbare wissenschaftliche Einrichtung für die Nordregion Chinas ist die Qinghua Universität in Peking, und auch an weiteren Universitäten Chinas, z. B. in Dalian (der Partnerstadt Rostocks) und in Quingdao hat der Wasserbau einen großen Stellenwert. Man denke z.B. an das gewaltige Drei-Schluchten-Projekt im Yangtze, das vor der Vollendung steht und dazu beitragen wird, den gewaltigen Energiehunger Chinas zu stillen. Immerhin soll hier aus der Wasserkraft eine elektrische Energie gewonnen werden, die der von 17 modernen Kernkraftwerksblöcken entspricht. Die Voruntersuchungen für dieses Projekt liefen über rund 40 Jahre, die Idee ist sogar 80 Jahre alt. Aus den Medien ist gleichwohl vor allem bekannt, wie umstritten der Eingriff in das natürliche Regime eines der größten Flüsse auf der Erde ist. Die Hohai Universität ist in ihrer heutigen Struktur eine der Schlüssel-Universitäten in China mit Schwerpunkt Ingenieurwissenschaften. Sie genießt wegen ihres Erfolgs und wegen der Bedeutung der Ingenieurwissenschaften für die wirtschaftliche Entwicklung eine bevorzugte Förderung durch den Staat. Hierfür wurde ein spezielles Entwicklungsprogramm für das 21. Jahrhundert beschlossen. Die Hohai Universität wäre hier vielleicht als Elite-Universität zu bezeichnen. Auch auf dem Gebiet der Kunst, in den Geisteswissenschaften sowie den Wirtschaftswissenschaften wird die Führungsrolle gesehen.

Organisatorisch ist die Universität dem Energieministerium (Ministry of Electric Power) und dem Ministerium für Kommunikation (Öffentlichkeit/Verkehr/Nachrichtentechnik) zugeordnet.

Die Fakultäten (colleges) sind wie folgt bezeichnet:

- College of Water Resources and Environmental Engineering,
- College of Water Conservancy and Hydropower Engineering,
- College of Harbor, Waterway and Coastal Engineering,
- College of Civil Engineering,
- College of Electrical Engineering (including Rural Electrification),
- College of Mechanical and Electrical Engineering,
- College of Computer and Information Engineering,
- College of International Industry and Commerce,
- College of Technical Economics,
- College of the Humanities.

Das Symposium on Coastal and Harbor Engineering (JOINT '04) in Nanjing wurde von Prof. Yan und seinen Mitarbeitern vorbereitet, der Dekan des College of Harbor, Waterway and Ocean Engineering und gleichzeitig Vizepräsident der Universität ist. Er ist damit auch Nachfolger seines berühmten Vaters Prof. Yen Kai, der das Fachgebiet Coastal and Ocean Engineering in Nanjing etabliert hat und als früherer Direktor des Nanjing Hydraulic Institute und Präsident verschiedener Fachverbände weltweit auch heute noch höchstes Ansehen genießt. Es war sehr schade, dass Prof. Yen Kai, der in einem wenige Monate dauernden Deutschlandaufenthalt in den 30er-Jahren des vorigen Jahrhunderts die deutsche Sprache gelernt hat, wegen seines altersbedingten Gesundheitszustandes nicht am Seminar teilnehmen konnte. Prof. Yen Kai hat seine Deutschkenntnisse in den in China schwierigen Jahren im Selbststudium immer weiter verbessert und gepflegt, so dass es keine Mühe macht, sich mit ihm auf Deutsch zu unterhalten. Ich habe dies mehrfach auf internationalen Konferenzen erlebt. Nach Aussage seines Sohns spricht er auch Holländisch und andere Sprachen, Englisch natürlich ohnehin.<sup>1</sup>

Im Gruppenfoto (Abb. 1) des ersten Seminars in Nanjing ist Prof. Yen Kai in der Mitte der ersten Reihe zwischen Prof. Partenscky und Prof. Zehle, auf den erste Kontakte zur ECTUWR zurückgehen, zu sehen. Die deutsche Delegation wurde seinerzeit von Prof. Partenscky, dem damaligen Leiter des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen in Hannover, der danach Ehrenprofessor der Hohai Universität wurde, geleitet. Prof. Partenscky, mein langjähriger Chef in Hannover, ist für uns alle überraschend im Dezember 2004 verstorben. Sein Einfluss auf die Kooperation mit China ist noch heute deutlich zu spüren.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Redaktionelle Anmerkung: Prof. Yen Kai ist am 7. Mai 2006 im Alter von 93 Jahren in Nanjing verstorben.



Abb. 1: Teilnehmer am Seminar über Hydrologie und Küsteningenieurwesen 1984 in Nanjing

Auffällig unter den chinesischen Teilnehmern ist der blaue Einheitsanzug, den man heute gar nicht mehr findet. Auch in Nanjing, einer Stadt mit über fünf Millionen Einwohnern, erinnert nicht mehr all zu viel an die frühere Zeit.

Prof. Yixin Yan als Gastgeber hatte außer seinen Kollegen in der Fakultät auch Fachkollegen anderer chinesischer Universitäten eingeladen, so von der Shanghai Jiaotong University, der Shanghai Academy of Environmental Science, der Dalian University of Technology, der Tianjin University, der Dalian Maritime University und der Ocean University of China in Quingdao.

Einschließlich der 12-köpfigen Delegation aus Taiwan unter der Leitung des Vizepräsidenten der National Cheng Kung Universität in Tainan, Prof. Ou, und der deutschen Teilnehmer umfasste das Seminar in Nanjing etwa 90 Wissenschaftler und hatte damit schon fast den Charakter einer Konferenz. Neben Teilnehmern der NCKU nahmen aus Taiwan Delegierte der National Taiwan University in Taipei, der National Sun Yet-sen University in Kaoshiung und der Hualian University sowie einige Behördenvertreter teil.

Die 20-köpfige Delegation aus Deutschland bildeten Teilnehmer von Hochschulen in Berlin, Bremen, Buxtehude, Darmstadt, Essen, Hannover, Kiel und Rostock. Dazu kamen einige Teilnehmer von Ingenieurbüros und Baufirmen. Für die Begleitpersonen war ein besonderes Besichtigungsprogramm organisiert worden.

Die deutsche Delegation wurde von Prof. Zanke (TU Darmstadt) geleitet, dem ich dieses Amt nach meinem offiziellen Ausscheiden aus dem Universitätsleben übergeben habe. Die auf dem Seminar vorgetragenen insgesamt rund 80 Beiträge spiegeln das breite Spektrum des Küstenwasserbaus wider. Sie sollen 2005 entsprechend den früheren JOINT-Veranstaltungen als Proceedings veröffentlicht werden.

Die thematischen Schwerpunkte des Seminars waren:

- Coastal and Estuarine Hydrodynamics
- Waves and Wave Climate
- Coastal and Offshore Structures
- Environment Impact Assessment
- Coastal Zone Management
- Beach Processes and Sedimentation

Der zu Gunsten des Exkursionsprogramms gewählte, vielleicht etwas kurze Zeitrahmen für das Seminar erforderte es, dass die Beiträge in drei parallelen Sessions vorgetragen und diskutiert wurden, so dass eine endgültige Wertung erst nach Druck der Proceedings möglich ist.

Mein persönlicher Eindruck war, dass die Beiträge durchweg auf hohem Niveau standen und fachlich interessant waren. Die Diskussion war – ganz anders als vor 20 Jahren, als es noch größere Sprachprobleme gab – immer sehr lebhaft und offen von allen Seiten.

Vorzüglich und hervorzuheben sind auch der Zustand und die Ausstattung der Seminarräume. Gepolsterte Sitze in einem Hörsaal in einer Qualität, die der in einem Theater gleich kommt, kann man sich in einer deutschen Universität kaum vorstellen. Auch die Hotelunterbringung in unmittelbarer Nähe zur Universität hatte hohen westlichen Standard. Bei der Verständigung in einem Umfeld, in dem man keine Worte lesen oder verstehen kann, konnte man im Vergleich zu 1984 – damals lief die BBC-Sendung *Follow me* in China – deutliche Verbesserungen feststellen.

Unsere chinesischen Betreuerinnen, Studentinnen des Wasserbaus bei Prof. Yan, und seine Kollegen und natürlich die chinesischen Fachkollegen konnten recht gut Englisch. Da gab es überhaupt keine Probleme. Auf der Straße und im Hotel war die Unterhaltung schon etwas schwieriger. Da ich zeichnerisch durch meine Eltern vorbelastet bin, war es nicht allzu schwer, eine zweite Flasche Wein zu bestellen, indem ich das Etikett einer Flasche abmalte und damit zur Rezeption ging. Ansonsten fühlte ich mich oft an das *Can I help you* der damaligen Zeit erinnert, das aufgrund des BBC-Kurses damals jedes Kind kannte. Früher war es mit der Verständigung dann auch schon vorbei.

### Die Universität, das College of Harbor, Waterway and Coastal Engineering und das Nanjing Research Institute

Wenn man aus dem Hotel kommend den Campus der Universität in der Innenstadt Nanjings erreicht, fällt zunächst der gegenüber vor 20 Jahren völlig veränderte Zustand der Gebäude auf. Man fühlt sich wie in einem Kongresszentrum. Über eine breite Treppe, die sich auch vorzüglich für die in China sehr beliebten Gruppenfotos eignet (Abb. 2), gelangt man in einen großen Vorraum, um den herum sich die Vortragsräume gruppieren. Auffällig sind nicht nur die Großzügigkeit der Seminarräume und deren Ausstattung (s. o.). Ein Besucher wie ich, der viele Universitäten in der Welt gesehen hat, wird auch neidisch, wenn er die Sauberkeit der Gebäude betrachtet. Da findet man keine Kritzeleien an der Wand, keine Stöße von Prospekten oder angeklebte und übereinander geheftete Annoncen. Man merkt, es ist ein Privileg für begabte junge Menschen, an so einer Universität zu studieren. Nur ein sehr geringer Prozentsatz der Schulabgänger in China darf überhaupt studieren. Für mich,



Abb. 2: Seminar 2004 Hohai-Universität in Nanjing

seit nunmehr mehr als zwei Jahren Pensionär, ist auch die Tatsache bemerkenswert, dass es für Professoren im Ruhestand ein besonderes Gebäude gibt, *denn ein Professor arbeitet so lange, wie er die Kreide halten kann*, um meinen Kollegen Zygmunt Meyer von der Universität Stettin, heute Marschall (= Ministerpräsident) der Provinz Stettin, zu zitieren.

Gerade fertig geworden ist der riesige Jiangning Campus außerhalb Nanjings, der auf einer Fläche von rund 70 ha für 10.000 Studenten ausgelegt ist. Hier wurde unsere Gruppe in einem Festsaal empfangen und über die Struktur und Aufgaben der Universität wie in einem großen Industrieunternehmen durch eine Breitwand-Präsentation informiert.

Die Studiengänge in China scheinen (einschließlich der bei uns etwas antiquiert wirkenden Zeremonien beim Studienbeginn/-abschluss) dem englisch/amerikanischen Bachelor/Master-Muster zu folgen, das ja auch bei uns in Deutschland unabwendbar erscheint. Es ist ja leider so, dass die Bildungspolitik in Deutschland nicht berücksichtigt, dass dieses keineswegs so neuartige Bildungssystem – abgesehen von der großen Gefahr einer Verschulung – viel mehr Personal erfordert als das klassische deutsche System. Das liegt einfach an der Vielfalt von Wahlmöglichkeiten der gewünschten Spezialisierung, die ein Student in der Zusammenstellung seines Studienganges hat.

Natürlich gehören zu dem Gebäudekomplex des neuen Campus neben den für die Lehre erforderlichen Einrichtungen auch Gebäude für die Unterbringung der vielen Studenten und des Lehrpersonals sowie vielfältige soziale Einrichtungen. So gibt es Sporthallen unterschiedlichster Art, denn die sportliche Ertüchtigung hat einen hohen Stellenwert in den Universitäten. Leider hatte unsere Gruppe nicht so viel Zeit, um alles im Einzelnen zu besichtigen.

Die neuen Gebäude sind auch architektonisch sehr bemerkenswert, und ein Vergleich mit in den letzten Jahren in Deutschland in Architekturwettbewerben prämierten Gebäuden drängt sich auf. Unglaublich ist das für uns unvorstellbare Tempo, in dem der Campus entstand; ganze fünf Jahre haben die Planung und Ausführung der Gebäude und Anlagen gedauert.

Während des Seminars in Nanjing durfte natürlich der Besuch des Nanjing Research Institute nicht fehlen. Bei der Gründung und Ersteinrichtung des Instituts im Jahre 1935 hat es, wie ich aus früheren Gesprächen mit Prof. Yen Kai weiß, intensive Kontakte mit Einrichtungen des wasserbaulichen Versuchswesens in Deutschland gegeben, das einmal führend in internationalen Vergleich war. Bei meinem ersten Besuch in Nanjing vor 20 Jahren habe ich auch einen alten Film gesehen, der Otto Franzius bei seinem Besuch in China zeigt. Prof. Franzius, Gründer der Hannoverischen Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau, die später nach ihm Franzius-Institut genannt wurde, war in den 20er Jahren Berater der chinesischen Regierung für ein flussbauliches Problem am Gelben Fluss.

Heute arbeiten in dem Labor in Nanjing über 1000 Menschen, davon etwa 400 Ingenieure. Vieles erinnert an die großen Hallen der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, in Hamburg, oder an die große Versuchshalle im Franzius-Institut in Hannover. Nur ist alles noch viel größer und wird anders als in Deutschland, wo die großen hydraulischen Flächenmodelle weitgehend durch numerische Modelle abgelöst wurden, auch noch intensiv genutzt.

Das Gelände des Instituts ist mit rund 30 ha, auf denen viele große Hallen untergebracht sind, etwa fünfmal so groß wie das der Außenstelle des Franzius-Instituts, das bekanntlich nach der schweren Sturmflut 1962 für Untersuchungen des Sturmflutgeschehens in den deutschen Tideflüssen, besonders der Elbe, durch die Initiative von Professor Hensen erworben und unter seinen Nachfolgern Prof. Partenscky und Prof. Zimmermann als Labor für großmaßstäbliche Versuche ausgebaut wurde (Großer Wellenkanal, große Hallen). Kernstück einer der Hallen in Nanjing ist ein Modell des Yangtze, das an Wochenenden der Öffentlichkeit zugänglich ist. In dem etwa einen Kilometer langen Modell ist auch der Bereich des Drei-Schluchten-Staudamms bei Chongxing abgebildet. Mit einer speziellen Kohlengrustechnik wurden hier besonders die zu erwartenden Verlandungen im Stauraum untersucht (Abb. 3). Für mich, der ich viel mit Modellversuchen zu tun gehabt habe, stellen sich trotz der riesigen Abmessungen des Modells vielfältige Fragen bezüglich der Übertragbarkeit der Modellergebnisse auf die Natur. Nach den Diskussionen mit chinesischen Fachkollegen sieht es so aus, als dass die Verlandung des Stauraums erheblich schneller verläuft, als aufgrund der aufwändigen und sorgfältigen Voruntersuchungen, die nicht allein in Nanjing gelaufen sind, prognostiziert wurde. Schon 1984 habe ich in Wuhan über Ergebnisse von Modellversuchen diskutiert, die mit einer ähnlichen Technik durchgeführt wurden.

# Eindrücke von der technischen Exkursion und vom Beiprogramm

Als ich die Einladung zur Teilnahme am Seminar JOINT '04 in Nanjing erhielt, dachte ich sofort: die Teilnahme lasse ich mir nicht entgehen, denn ich erwartete einen Besuch der Baustelle des Drei-Schluchten-Staudamms während der Exkursion. Über das Projekt wird bei uns in den Medien viel berichtet. Diese informieren aber weniger über technische Aspekte wie den Bau der Schleusen, das Hebewerk oder das Kraftwerk, sondern mehr über die Folgen für die Umwelt und die Menschen, die dort umgesiedelt werden müssen. Dabei sind die technischen Herausforderungen gewaltig. Das Drei-Schluchten-Projekt ist nur eines von etlichen anderen Staudamm-Großprojekten in China. Nach Informationen in der Financial Times vom 19.12.2000 sind 30 Dämme mit einer Höhe von über 100 m in der Planung. Ein riesiger Staudamm entsteht z. Zt. auch am Gelben Fluss (Huang Ho) mit einer Höhe von 154 m. Er wird hinsichtlich der Energieerzeugung dem Drei-Schluchten-Staudamm am Yangtze vergleichbar sein.

Beim Besuch der chinesischen Delegation in Deutschland anlässlich des Symposiums JOINT '02 in Rostock hatten wir mit Unterstützung durch die Wasserstraßenverwaltung die Großbaustellen der Schleusen in Magdeburg und Hohenwarthe gezeigt. Ein Besuch der viel spektakuläreren Baustelle im Yangtze oder einer vergleichbaren anderen Großbaustelle in China hätte für mich auf der Hand gelegen, war aber wohl deswegen nicht in das Programm aufgenommen worden, weil dieser die Thematik des Seminars gesprengt hätte. Auch sind die Entfernungen in dem Riesenreich China gewaltig, so dass die Veranstalter sich auf den Bereich zwischen Nanjing und Shanghai beschränkt haben.

Der Besuch von Hafenanlagen ist für einen Wasserbauer von besonderem Interesse und so durfte ein Besuch der neuen Umschlagseinrichtungen innerhalb des Besuchprogramms in Nanjing natürlich nicht fehlen (Abb. 4). Im Exkursionsprogramm wurden aber auch die für die Chinesen attraktiven Touristenzentren in Hangzhou und Suzhou nicht ausgeklammert. Beide Städte mit ihren wunderschönes Parks und Seen hatte ich auch anlässlich der Exkursionen 1984 bei meinem ersten Besuch kennengelernt.

Mittelpunkt in technischer Hinsicht bildete jedoch Shanghai (Abb. 5). Wir hatten die Möglichkeit, mit dem neuen Transrapid zu fahren, der die Strecke aus der Innenstadt zum Flughafen in wenigen Minuten zurücklegt und dabei eine Spitzengeschwindigkeit von 430 km/h erreicht. Spektakulär ist die Entwicklung der Stadt Shanghai, in der heute rund 17 Millionen Menschen leben. Das entspricht der Gesamtbevölkerung der ehemaligen DDR.



Abb. 3: Modell zur Stauraumverlandung und morphologischen Veränderungen am Drei-Schluchten-Staudamm bei Chongxieng im Yangtze, Nanjing Hydraulic Institute



Abb. 4: Hafen Nanjing



Abb. 5: Altes und neues Shanghai im Vergleich

Die daraus entstehenden Verkehrsprobleme sind beängstigend. Autobahnähnlich laufen die Straßen übereinander, oft in großer Höhe bis in das Stadtzentrum hinein.

Auf der linken Flussseite des Huangpu wurde in einen Zeitraum von rund 10 Jahren der Stadtteil Pudong als ein riesiger Hochhauskomplex gebaut. Man gibt sich nicht damit zufrieden, das dritthöchste Gebäude der Welt zu besitzen. Planungen laufen bereits, das z.Zt. höchste Gebäude der Welt in Taipei abzulösen.

Mit Beginn der Dunkelheit sind alle Gebäude hell erleuchtet. Licht hat in der Architektur der chinesischen Großstädte eine herausragende Bedeutung. In einem großen Ausstellungsraum mitten in der Stadt sind eindrucksvolle Modelle der Stadt und ihrer künftigen Entwicklung dargestellt, die auch die Weltausstellung Expo 2008 einschließen. Wie bescheiden, aber auch schön nehmen sich die berühmten Art déco-Häuser am Strom aus. Hier, in einem der renommierten Hotels am *Bund* hatte die deutsche Delegation vor 20 Jahren gewohnt, und ich habe am frühen Morgen alte und junge Menschen bei ihrer täglichen Gymnastik (*Tai Chi*) beobachtet, die eine unheimliche Ruhe ausstrahlt.

Zwei Tage in Shanghai sind natürlich viel zu kurz, um die Stadt zu erleben, von der man sagt, sie sei dabei, New York einzuholen, ja sie hätte New York bereits den Rang als wichtigstes Geschäftszentrum abgelaufen. Der Bauboom ist ungebrochen, und jährliche Wachstumsraten von an die 10 % sprechen für sich. Riesige Wohnblocks sind in wenigen Jahren entstanden; die früher für Shanghai so typischen verwinkelten Gassen findet man kaum noch. Alte Quartiere wurden und werden abgerissen zu Gunsten eines modernen China. Einzelne Quartiere hat man glücklicherweise bewusst restauriert und im alten Stil neu aufgebaut. Hier bekommt man zumindest einen Eindruck von Shanghai, wie es einmal war. Trödler, bei denen man antike oder auf antik gemachte Gegenstände, Mao-Bibeln, alte Tassen und dergleichen kaufen kann, findet man in großer Zahl. Im Kontrast dazu sind große, moderne Warenhäuser entstanden, und natürlich haben sich europäische Designer-Firmen mit bei uns großen Namen, Modegeschäfte, Schmuckläden in Shanghai niedergelassen. Auch die Preise haben europäischen Standard. Vor 20 Jahren gab es für Touristen noch eine besondere Währung; wir wurden in etliche sog. Friendship-Stores geführt, um dort einzukaufen. Ich wusste damals zunächst gar nicht, dass ich als Tourist eine besonders privilegierte Währung besaß, und habe lustig im Warenhaus damit eingekauft.

Die Leute dort waren extrem freundlich und – besonders die jungen Menschen – sehr hilfsbereit. In jedem Stockwerk *Can I help you*. Dass die Suche nach einer Flasche Bier (erwartungsgemäß) in einem der großen Häuser vergeblich endete und, im obersten Stockwerk angekommen, sich einer meiner Kollegen – mit meiner Unterstützung – eine Geige gekauft hatte, ist eine schöne Erinnerung an die Zeit damals. Das Wechselgeld beim Einkaufen im Warenhaus wurde mir einmal in der Währung der Chinesen zurückgegeben. Ich habe es erst gemerkt, als man es in einem *Friendship-Store* nicht haben wollte.

Von anderen dienstlich veranlassten Reisen kenne ich verschiedene große chinesische Städte. Ich war in Peking, Chongxing, oft in Hongkong, ich war anlässlich eines Seminars in Shenzen, doch ist der Eindruck von Shanghai im Vergleich dazu am nachhaltigsten (Abb. 6). Shanghai ist eine faszinierende Stadt. Dazu tragen auch die vielen Restaurants, die von einfachen Garküchen über riesige Speisepaläste für 2000 Besucher – dort wird man von einem Team auf Rollschuhen bedient – bis hin zum feinsten Gourmet-Restaurant reichen.

Dass dieser Erfolg nicht von allein kommt, ist natürlich selbstverständlich. Die Menschen in China sind extrem fleißig, auch die Studenten, die wir kennengelernt haben und die uns über ihre tägliche Arbeit und ihr Studium berichtet haben. In der Stadt, auf den schwierigen Baustellen oder bei der Müllentsorgung – um Beispiele zu nennen – arbeiten viele Menschen für sehr wenig Geld. Die Unterschiede zwischen Arm und Reich hätte man sich









Abb. 6: Shanghai, eine Metropole mit 17 Mio. Einwohnern

angesichts der politischen Vergangenheit unter Mao und seinen Nachfolgern kaum vorstellen können.

Von den vielen Wanderarbeitern, die aus wirtschaftlicher Not heraus in die Ballungszentren von Shanghai, Beijing oder Chongxing ziehen, habe ich in Shanghai nicht viel gesehen; doch viele Berichte dazu hat es in letzter Zeit in den Medien gegeben. Bauarbeiter arbeiten als Tagelöhner, schlafen auf Baustellen, oft in den halbfertigen Wohnungen. Dabei drängt es viele Menschen in die Stadt, weil die Lebensbedingungen in den ländlichen Gebieten noch viel schlechter sind. An das Ende und die Folgen einer Entwicklung in ein soziales Ungleichgewicht mag man nicht denken angesichts der immer stärker werdenden Globalisierung der Wirtschaft und sich abzeichnender sozialer Konflikte.

Aus wasserbaulicher Sicht bildete der Besuch des Estuarine & Coastal Science Research Center (ECSRC) in Shanghai den Höhepunkt des Exkursionsprogramms. Ursprünglich stand ein Besuch der Arbeiten zur Regulierung der Yangtze-Mündung für die Schifffahrt auf dem Programm. Die geplante Bootsfahrt zu schon gebauten Strombauwerken musste aber wegen eines Taifuns und hoher Wellen abgesagt und die Tour auf eine Hafenbesichtigung begrenzt werden.

Das für Planungsaufgaben gegründete Center verfügt über eine riesige Versuchshalle (26.000 m<sup>2</sup>) für ein Flächenmodell des Yangtze-Ästuars (Maßstab 1:1000, Abb. 7). Dort befindet sich auch ein 318 m langer Wind-Wellen-Strömungskanal. Man plant einen Wellenkanal mit 560 m Länge, der auch mindestens doppelt so breit sein wird wie der in Hannover. Von den Abmessungen wird der geplante Wellenkanal also bestehende große Versuchseinrichtungen weit in den Schatten stellen. Auch ein großes Wellenbecken (90  $\times$  100 m) ist in der Planung.

Das ECSRC wurde speziell für die wasserbaulichen Aufgaben im Mündungsbereich des Yangtze gegründet. Nach anfänglich staatlicher Finanzierung soll es sich später finanziell allein tragen. Es ist schon beeindruckend, mit welchem Mut wasserbauliche Großprojekte in China in Angriff genommen werden. In einer Zeit, in der man bei uns allein auf der Basis von numerischen Simulationen plant und baut, hat das hydraulische Modell in China offensichtlich noch einen großen Stellenwert. Auch die Geschwindigkeit in der Umsetzung großer Projekte ist faszinierend. Sie ist aber auch beängstigend, wenn man sie mit der zögerlichen Entwicklung in Deutschland vergleicht.

Baumaßnahmen an den deutschen Tideflüssen haben Generationen von Ingenieuren und Wissenschaftlern geplant und umgesetzt. In China, das ist mein Eindruck, soll alles in wenigen Jahren abgeschlossen sein. Ob man sich der Risiken immer bewusst ist?

#### An Stelle einer Zusammenfassung

Während meiner rund 10-jährigen Lehrtätigkeit an der Universität Rostock habe ich den Studenten des Bauingenieurwesens immer wieder den Leitsatz gepredigt: *Ein Deckwerk muss rau und schluckfähig sein wie die Kehle eines Wasserbauers*. Es ist eine Aussage, die ich von Johann Kramer, dem früheren Vorsitzenden des Ausschusses Küstenschutzwerke der HTG, übernommen habe. Für den mit der Materie des Küstenwasserbaus nicht so vertrauten Leser sei vermerkt: ein Deckwerk – in Mecklenburg-Vorpommern sagt man auch Packwerk – ist die Befestigung einer Böschung mit großen Steinen im Hafenbau oder Küstenschutz. Es muss gegen Beanspruchungen aus Seegang, Strömungen und Eis bemessen werden. Ein Deckwerk sollte durchlässig (schluckfähig) sein, damit die Steingewichte der Böschungssicherung gering gehalten werden können und nicht durch äußere und innere Kräfte aus dem



Abb. 7: Besuch des ECSRC und Besichtigung des Modells zur Untersuchung von Strombaumaßnahmen im Mündungsbereich des Yangtze

Verband geschlagen werden. Es muss aus diesem Grunde und damit die Wellen nicht allzu hoch auf die Böschung auflaufen auch rau sein.

Auf den Exkursionen, die wir mit unseren Studenten im Vertiefungsstudium durchgeführt haben, mussten alle, auch die jungen Studentinnen, beim abendlichen Kneipenbummel auch tüchtig das Trinken lernen, um ihre Schluckfähigkeit zu verbessern und im späteren Beruf auf einer manchmal rüden Baustelle bestehen zu können. Ein besonderes Getränk in der studentischen Lehre war immer *Mau Tai*, ein hochprozentiger Schnaps mit über 50 Vol.-% Alkohol, der vor vielen Jahren durch den Besuch des amerikanischen Präsidenten Nixon in China auch in Deutschland bekannt wurde. Ich selbst habe *Mau Tai* vor 20 Jahren in Nanjing kennen gelernt, verbunden mit schönen Erlebnissen, an die ich mich immer wieder gern erinnere.

So saß ich beim Abschlussdinner mit dem Vizepräsidenten der Universität und einer großen Gruppe von Mitarbeitern des Labors an einem der vielen, großen, runden Tische. Es wurde vorzüglich gegessen (das chinesische Essen hat mit dem, was wir überlicherweise bei uns in Deutschland *beim Chinesen* bekommen, nicht allzu viel zu tun), es wurden Reden gehalten, es wurde getrunken.

Ich weiß nicht, wie es an den anderen Tischen war: an meinem Tisch war keiner, der auch nur gebrochen Englisch sprach. Die Unterhaltung beschränkte sich daher auf *gan bei*, zu deutsch: austrinken. Also ging es reihum. Ein Chinese stand auf, brachte einen Toast auf die chinesisch-deutsche Freundschaft aus, dann hieß es *gan bei*. Natürlich habe ich auch einen Toast auf die Freundschaft mit unseren Gastgebern ausgebracht (warum eigentlich in Englisch?) und wenn ich nicht im obigen Sinne trainiert gewesen wäre, hätte es böse enden können.

Pünktlich um elf Uhr war der Spuk dann vorbei. Prof. Yen Kai erhob sich und sagte *party is over*, und alle Chinesen gingen im Gänsemarsch schwankend aus dem Saal. Die deutsche Gruppe folgte. Jeder von uns deutschen Teilnehmern hatte als Gastgeschenk noch eine Flasche *chinese wine*, eine Art Likör, bekommen.

Partys dieser Art habe ich immer wieder erlebt und natürlich auch anlässlich JOINT '04 (Abb. 8). Später, als Delegationsleiter, bin ich mit meinem Freund Prof. Chia Chuen Kao von Tisch zu Tisch gegangen, um mit den Kollegen anzustoßen. Das war nicht ganz ungefährlich, aber doch außerordentlich vertrauensbildend, wie die lange (heute sagt man nachhaltige) deutsch-chinesische Freundschaft zeigt.

In den zwanzig Jahren seit meinem ersten Besuch im Bereich der Mitte hat sich in dieser Hinsicht nicht allzu viel verändert. Oder doch? Natürlich. Die Kommunikation ist viel einfacher. Man braucht keinen Dolmetscher mehr. Eines ist mir besonders aufgefallen. *Karaoke* ist absolut in, sowohl im Festland-China als auch in Taiwan. Im Gegensatz zu der Beteiligung der Chinesen an dieser Gesangsform war die deutsche Beteiligung eher mau. Nur die beiden jungen Teilnehmer aus Berlin haben sich getraut (Abb. 9). Es ist aber anzumerken, dass Frau Dr. Rouault eigentlich Französin ist und Herr Dr. Meng einen chinesischen Vater hat. *Karaoke* ist also ein Programmpunkt, der von deutscher Seite absolut noch verbesserungsfähig ist.

Die Rahmenverträge, die seit vielen Jahren zwischen der Deutschen Forschungsgemeinschaft und den entsprechenden Einrichtungen in Taiwan und Festlandchina bestehen, eröffnen sehr gute Möglichkeiten für eine erfolgreiche Kooperation auf allen universitären Gebieten. Sie werden von der TU Braunschweig, der TU Darmstadt und der Universität Rostock auch intensiv genutzt. In den Abkommen ist beispielsweise geregelt, dass das Gastland jeweils die Aufenthaltskosten, das entsendende Land die Reisekosten trägt. Natürlich ist ein fundierter und begründeter Antrag erforderlich, der auch begutachtet wird. Die DFG





Abb. 9: Karaoke beim Abschlussdinner nach dem Seminar

erwartet, dass aus ersten Kontakten, in unserem Fall durch ein Seminar zu einem Thema von beiderseitigem Interesse, echte Kooperationsbeziehungen, beispielsweise durch ein gemeinsames Forschungsprojekt, entstehen.

Es ist natürlich möglich und oft unumgänglich, zusätzlich zu den Mitteln der DFG andere Quellen zu nutzen, wenn man so ein Seminar in Deutschland plant. Das ist schon deswegen erforderlich, weil die Mittel der Öffentlichen Hand strikten Vorgaben bezüglich der Bewirtschaftung unterliegen. Für die Durchführung von Exkursionen und sog. *social events* (nicht nur *Mau Tai!*) muss man sich also auch rechtzeitig um Spenden bemühen. Bei Reisen ins Ausland finanziert die DFG im Regelfall nur promovierte Angehörige der Universität. Für die Teilnahme von Fachleuten von außerhalb konnten für die Reise nach Nanjing auch Mittel des BMBF durch Prof. Zanke eingeworben werden.

In meinem früheren Arbeitsbereich in Rostock haben wir jahrelang Finanzierungsmöglichkeiten des DAAD und entsprechende Verträge mit Partnerländern im Ausland zusätzlich genutzt, um Studenten und junge Mitarbeiter einzubeziehen und ihnen die Möglichkeit zu geben, interessante andere Länder und ihre Menschen kennen zu lernen. Umgekehrt hatten wir häufig Gäste bei uns. Ich hoffe sehr, dass sich alle ebenso wohl gefühlt haben wie wir auf unseren Reisen in ferne Länder.

Am Ende eines JOINT steht immer ein MOU. MOU ist die Abkürzung für *memorandum of understanding*. Auch in Nanjing wurde der Wille zu einer künftigen Zusammenarbeit paraphiert, es wurden Kontakte zwischen einzelnen Wissenschaftlern und Instituten geknüpft und Schwerpunkte neuer gemeinsamer Forschungsaufgaben formuliert. Ein weiteres JOINT-Seminar wird es im November 2006 in Tainan geben, und in Rostock erwarten wir, wie in den vergangenen Jahren auch, in diesem Jahr wieder Gäste aus Fernost.

Persönlich hoffe ich sehr, dass die Kooperation auch in Zukunft sichtbare Früchte trägt.