Die Küste

ARCHIV FUR FORSCHUNG UND TECHNIK AN DER NORD= UND OSTSEE

ARCHIVE

FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST



Heft 34

Die Külte

ARCHIV FUR FORSCHUNG UND TECHNIK AN DER NORD= UND OSTSEE

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

HERAUSGEBER: KURATORIUM FUR FORSCHUNG IM KUSTENINGENIEURWESEN

Heft 34 - 1979

DRUCK UND KOMMISSIONSVERLAG: WESTHOLSTEINISCHE VERLAGSANSTALT BOYENS & CO. HEIDE I. HOLST.



Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BARTHEL, Volker, Dipl.-Ing., Am Radarturm 1, 2850 Bremerhaven; BERGER, Udo, Dr.-Ing., Burgacker 1, 4330 Mülheim; Büsching, Fritz, Dr.-Ing., Oberingenieur, Thedinghausenstr. 7, 3300 Braunschweig; BURKHARDT, Ole, Prof. Dr.-Ing., In den Kämpen 7, 3008 Garbsen 9; CAROW, Uwe, Dipl.-Ing., Regierungsbaudirektor, Saarbrückenstr. 38, 2300 Kiel; Christiansen, Hermann, Dr.-Ing., Lentzkai, 2190 Cuxhaven; DAEMRICH, Karl-Friedrich, Dr.-Ing., Osteroder Weg 10, 3000 Hannover 21; DOLATA, Ludwig F., Heimhuder Str. 71, 2000 Hamburg 13; ELAHI, Khawaja Zafar, Quaid-i-Azam-University, Islamabad/Pakistan; ENGEL, Manfred, Dr. rer. nat., Heimhuder Str. 71, 2000 Hamburg 13; FALLDORF, Wilfried, Nienburger Str. 4, 3000 Hannover; FISCHER, Karsten, Dr. rer. nat., Rotebergstr. 13, 6233 Kelkheim; FÜHRBÖTER, Alfred, o. Prof. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; GÖKCESU, Suhan, Dipl.-Ing., TU Berlin – Institut für Wasserbau, Postfach 10 03 20, 1000 Berlin 10; HANSEN, Uwe A., Dr.-Ing., Waldschlößchenstr. 74, 2240 Heide; HARTEN, Hermann, Dipl.-Ing., Bauoberrat, Wedeler Landstr. 157, 2000 Hamburg 56; KALDENHOFF, H., Prof. Dr.-Ing., Neanderstr. 23, 1000 Berlin 49; KOHLHASE, Sören, Dr.-Ing., Oberingenieur, Görlitzer Str. 7, 3000 Hannover; KÜMPEL, Hans-Joachim, Dipl.-Geophys., Olshausenstr. 40-60, 2300 Kiel; MEISSNER, Rudolf, Prof. Dr., Olshausenstr. 40-60, 2300 Kiel; NASNER, Horst, Dr.-Ing., Langenmarckstr. 116, 2800 Bremen; NIEMEYER, Hans Dieter, Dipl.-Ing., An der Mühle 5, 2982 Norderney; PULS, Walter, Dipl.-Phys., Wedeler Landstr. 157, 2000 Hamburg 56; RENGER, Eberhard, Dr.-Ing., Wolfskamp 8, 2300 Kiel-Molfsee; ROHDE, Hans, Dr.-Ing., Ltd. Baudirektor, Moorweidenstr. 14, 2000 Hamburg 13; SCHWARZE, Horst, Dr.-Ing., Nienburger Str. 4, 3000 Hannover; SIEFERT, Winfried, Dr.-Ing., Privatdozent, Lentzkai, 2190 Cuxhaven; STREIF, Hansjörg, Dr., Stilleweg 2, 3000 Hannover 51; SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr., Heimhuder Str. 71, 2000 Hamburg 13; TAUTENHAIN, Erhardt, Dipl.-Ing., Raiffeisenstr. 5, 3008 Garbsen 4; VOLLMERS, Hans, Prof. Dr.-Ing., Werner-Heisenberg-Weg 39, 8014 Neubiberg; WENZEL, Dieter, Dipl.-Ing., Herzog-Adolf-Str. 6, 2250 Husum; YSKER, Jan Stinus, Dr., Mozartstr. 41, 2940 Wilhelmshaven; ZSCHAU, Jochen, Dr., Olshausenstr. 40-60, 2300 Kiel.

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.

Vorsitzender: Ltd. Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. F. ZITSCHER.

Geschäftsführer: Ltd. Baudirektor J. SINDERN, Feldstraße 251/253, 2300 Kiel.

Schriftleiter: Ltd. Baudirektor Dr.-Ing. H. GÖHREN, Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

a) Deutsche Beiträge zur 16. International Conference on Coastal Engineering,	
Guntern Hamburg, 1978	
CHRISTIANSEN, Hermann, DrIng.	
SIEFERT, WINFried, DrIng.	
Grundzuge eines neuen Sturmflutvornersage-Verfahrens für die deutsche Nordsee-	
kuste	1
NASNER, Horst, DrIng.	
Anpassungszeit von Großriffeln bei instationären Strömungen	10
GÖKCESU, Suhan M., DiplIng.	
KALDENHOFF, Hans, Prof. DrIng.	
Bemessungskriterien für Deiche bei Berücksichtigung von Wellenspektren	21
FISCHER, Karsten, Dr. rer. nat.	
Numerische Modelle für Tide und Salzgehaltsverteilung im Mündungsbereich der	
Ems	29
Führböter, Alfred, Prof. DrIng.	
Wahrscheinlichkeiten und Häufigkeiten von Extremsturmfluten	40
NIEMEYER, Hans Dieter, DiplIng.	
Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und	
Küste	53
Zschau, Jochen, Dr.	
Кüмpel, Hans-Joachim, DiplGeophys.	
MEISSNER, Rudolf, Prof. Dr.	
Carow, Uwe, DiplIng.	
Eine neue geophysikalische Methode zur Vorhersage von Sturmfluten	71
Streif, Hansjörg, Dr.	
Die Profiltypenkarte des Holozän – eine neue geologische Karte zur Darstellung	
von Schichtenfolgen im Küstenraum für praktische und wissenschaftliche	
Zwecke	79
SIEFERT, Winfried, DrIng.	
Sturmflutanalyse und -vorhersage über die Windstaukurven	87
HANSEN, Uwe A., DrIng.	
Brandungsstau in Brecherzonen	102
BARTHEL, VOIKer, DiplIng.	
Sturmflutseegang in einem Astuar	104
SUNDERMANN, Jurgen, Prof. Dr.	
VOLLMERS, Hans-J., Prot. DrIng.	
PULS, waiter, DiplPhys.	
rischen Modelle	110
Schwarze Horst Dr. Inc.	118
FALLDORE Wilfried	
TALLOORF, whited	
in Tideflügen infolge der Einleitung von Ahmänne	120
WENZEL Dieter Dipl. Inc.	132
Strand, und Vorstrandantzuicklung in Westerland nach der Sendussen "lung 1072	1.10
HARTEN Harmann Din Ling	140
Ausbaumaßnahmen in Tideästuarien der deutschen Nordeseleitete und die Aussie	
kungen auf das Tidegeschehen	150
Büsching, Fritz, DrIng.	150
Anomale Dispersion zur Darstellung der küstennahen Wellenverformung	159
	1 / /

Kohlhase, Sören, DrIng.	
DAEMRICH, Karl-Friedrich, DrIng.	
BERGER, Udo, DrIng.	
TAUTENHAIN, Ehrhardt, DiplIng.	
BURKHARDT, Ole, Prof. DrIng.	
Mathematisches Verfahren zur Ermittlung der Wellenhöhenverteilung in einem	
Hafen	184
DAEMRICH, Karl-Friedrich, DrIng.	
KOHLHASE, Sören, DrIng.	
Einfluß des Reflexionsgrades eines Wellenbrechers auf die Wellenhöhen im Dif-	
fraktionsbereich	187
Elahi, Khawaja Zafar	
Sündermann, Jürgen, Prof. Dr.	
Die windgetriebene Zirkulation im nördlichen Arabischen Meer	198
DOLATA, Ludwig F.	
ENGEL, Manfred, Dr. rer. nat.	
Sturmflutvorhersagen mit mathematisch-physikalischen Modellen	203
RENGER, Eberhard, DrIng.	
Zweidimensionale Stabilitätsanalyse von Tidebecken und Watteinzugsgebieten größerer Ausdehnung	226

b) Beiträge über die vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen geförderten Forschungsvorhaben

Ysker, Jan Stinus, Dr.																							
Seegangsmessungen in der Jade .		•		÷	•	•	•	•	• •	•	•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	240
ROHDE, Hans, DrIng.																							
Die Forschungsarbeiten des KFKI											•	•		•	•		•		e.	•	•		249

Grundzüge eines neuen Sturmflutvorhersage-Verfahrens für die deutsche Nordseeküste

Von Hermann Christiansen und Winfried Siefert

Zusammenfassung

Die Verfasser stellen ein neues Sturmflutvorhersage-Verfahren vor, mit dessen Hilfe Scheitelwasserstände an der deutschen Nordseeküste 5 bis 6 Stunden (h) im voraus mit einer mittleren Abweichung von \pm 25 cm bestimmt werden können. 3 bis 4 h im voraus liegen sämtliche Werte (ohne Ausreißer) in einem Band von \pm 25 cm in der Höhe und \pm 30 Min. in der Zeit. Bei diesem Verfahren werden keine vorhergesagten Daten verwendet, sondern die aktuellen gemessenen Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen von einer Station vor der Küste sowie die Wasserstände von zwei Tidepegeln. Entwickelt wurde es durch Auswertung von Tide- und Winddaten von 50 Sturmfluten seit 1965. Zur Absicherung des Verfahrens wurden 50 weiter zurückliegende Sturmfluten aus dem Zeitraum 1930 bis 1964 berücksichtigt, von denen jedoch nur ungenaue Windangaben vorlagen. In Form von Nachhersagen wurde das Verfahren an allen Sturmfluten seit 1965 überprüft. Als aktuelles Vorhersageverfahren für die Cuxhavener Küste (SIEFERT u. CHRI-STIANSEN, 1977) wird es seit Herbst 1977 mit sehr gutem Erfolg angewendet.

Summary

A new method of predicting storm surges is described which makes it possible to forecast high water levels on the German North Sea Coast 5 to 6 hours in advance, with a high accuracy. 3 to 4 hours ahead no prediction has a deviation of more than 25 cm in height or \pm 30 min in time. The method is not based on predicted data but on exact wind velocity and direction data from a coastal station and tide data from two gauges. The method was developed by analysing the storm surge curves and wind data of the 50 storm tides that have occurred in the German Bight since 1965. Another 50 storm tides back to 1930 were taken into account though exact wind data was not available for these. The method was tested retrospectively on all storm tides since 1965. It has been used very successfully along the Cuxhaven coast since Autumn 1977 (Siefert, Christiansen, 1977).

Inhalt

1.	Vorbemerkung
2.	Einführung
3.	Pegelstationen für die Vorhersage 3
4.	Frühprognose
5.	Spätvorhersage
6.	Ausblick
7.	Schriftenverzeichnis

1. Vorbemerkung

Die Entwicklung des vorliegenden Sturmflutvorhersage-Verfahrens wurde finanziert von der Stadt Cuxhaven und dem Land Niedersachsen. Hierfür und für die Genehmigung, die Ergebnisse zu veröffentlichen, danken die Verfasser.

2. Einführung

Zur Sicherung von Menschenleben und materiellen Gütern muß einer genauen Sturmflutvorhersage große Bedeutung beigemessen werden. Dies gilt insbesondere für die deutsche Nordseeküste mit ihren Tideflüssen, die sehr häufig Sturmfluten ausgesetzt ist. Das Maß dieser Bedeutung rechtfertigt die Forderung, derartige Verfahren mit der höchstmöglichen wissenschaftlichen Gründlichkeit zu erstellen. Vorhersagemethoden, die auf der Basis von fünf oder 10 nachhergesagten Sturmfluten entwickelt und in der Praxis nicht hinreichend erprobt wurden, erfüllen diese Forderung nicht. Untersuchungen für die Cuxhavener Küste haben gezeigt, daß es auf Grund unterschiedlicher Windverhältnisse und damit verschiedenartiger Überlagerungen von Windstau- und Tidewellen mindestens neun verschiedene Sturmfluttypen gibt.

Einige Sturmflutvorhersage-Verfahren sind in der praktischen Anwendung unbefriedigend, wenn sie auf W e t t e r p r o g n o s e n basieren (hauptsächlich Windgeschwindigkeitsund Windrichtungsentwicklungen), die häufig zu ungenau sind. Andere Gründe für nicht zufriedenstellende Ergebnisse liegen z. T. darin, daß beim Aufbau der Verfahren und in der Vorhersage selbst stets nur der Scheitelwasserstand einer Sturmflut betrachtet wird, also nur ein Punkt auf einer Kurve. Informationen, die aus den Formen der Tide- und Windstaukurven sowie ihrer gegenseitigen Überlagerung zu gewinnen wären, bleiben dabei unberücksichtigt.

Um derartige Unzulänglichkeiten auszuschließen, wurde von den Verfassern ein Vorhersageverfahren entwickelt,

- das auf der Analyse von Windstaukurven (Differenzkurven aus Sturmfluttide- und mittleren Tidekurven) aller seit 1930 registrierten rd. 100 Sturmfluten an verschiedenen Küstenpegeln basiert;
- 2. in dem genaue Windregistrierungen von 50 seit 1965 aufgetretenen Sturmfluttiden berück-



Abb. 1 Übersichtsplan innere Deutsche Bucht

sichtigt wurden (Winddaten vor 1965 konnten wegen zu ungenauer Angaben nur qualitativ einbezogen werden);

3. bei dem für die Vorhersage nur exakt gemessene Tide- und Winddaten verwendet werden.

3. Pegelstationen für die Vorhersage

Zur Vorhersage von Sturmflutwasserständen an einem Küstenort B (s. Abb. 1) werden Eingangswerte von einem sog. R e f e r e n z p e g e l A benötigt, an dem sich bereits frühzeitig die für B zu erwartenden Ereignisse andeuten. Diese Bedingungen erfüllt der westlichste deutsche Küstenpegel bei Borkum (A). Zeitversetzt um 2,5 bis 3 h treten sowohl die astronomische Tide als auch die Windstauwelle bei den für B maßgebenden Sturmwindlagen aus West bei Station A früher auf (s. Abb. 2).



Phasenversatz der Tide- und Windstaukurven von A nach B

Ein Vergleich der Scheitelwasserstände gleicher Sturmflutereignisse an den Pegelstationen A und B (Abb. 3) zeigt bereits einen eindeutigen Trend. Gleichzeitig macht aber die Streuung der Meßwerte deutlich, daß allein die Kenntnis des Scheitelwasserstandes bei A (Borkum) für eine genauere Vorhersage bei B (Cuxhaven) nicht ausreicht.

4. Frühprognose

Bereits zur Tideniedrigwasserzeit, d. h. rd. 5 bis 6 h vor Eintritt des nachfolgenden Hochwassers, können über das Verfahren der sog. Frühprognose erste Abschätzungen der zu erwartenden Scheitelhöhe einer Sturmflut gemacht werden. Dazu werden aus den bekannten Teilen der Sturmfluttidekurven bei A und B die Windstaukurven konstruiert.

Die Windstaukurve an einem Pegel wird definiert als Differenzkurve zwischen der tatsächlich registrierten und der mittleren Tidekurve (Abb. 4). Sie enthält alle von den mittleren Verhältnissen abweichenden Einflüsse wie Wind, astronomische Ungleichheiten,





Vergleich der Sturmflut-Scheitelwasserstände bei A und B

Fernwellen, Luftdruck usw. Die Auswertung von mehr als 100 Windstaukurven der letzten Sturmfluten hat ergeben, daß ihre Analyse sehr brauchbare Aussagen über die weitere Entwicklung einer Sturmflut bis hin zum Scheitelwasserstand ermöglicht.

Nach einem statistischen Verfahren sind die Windstaukurven nach Form und Höhe in neun verschiedene Typen (s. Abb. 5) unterteilt worden. Danach kann über den Vorhersagezeitpunkt (erstmals ab Tnw) hinaus der mit hoher Eintrittswahrscheinlichkeit zu erwartende weitere Verlauf der Windstaukurve bis hin zum HThw prognostiziert werden. Zur Stützung dieser Extrapolation nach Statistik werden als weitere Informationsquelle der bisherige Verlauf der Windstaukurve von Pegel A sowie die bisherige Entwicklung von Windgeschwindigkeit (WV) und -richtung (WR) herangezogen. Wie im vorherigen Kapitel bereits erwähnt, ist vom Pegel A der bekannte Verlauf der Windstaukurve bereits ein guter Indikator für den



Windstaukurve (Definitionsskizze)

mit rd. 3 h Phasenversatz zu erwartenden weiteren Verlauf der Windstaukurve bei B. Da die Extrapolation der Windstaukurve B aus den bisherigen Informationen von A (s. Abb. 6) nur über einen Zeitraum von rd. 3 h als gesichert angesehen werden kann, verbleibt bei einer Prognose für rd. 5,5 h im voraus (bei Vorhersagen z. Z. Tnw_B) eine unsichere Extrapolationszeitlücke von 2,5 h.

Die Genauigkeit bei der Frühprognose von Scheitelwasserständen aus dem statistischen Verfahren und der Windstaukurven-Extrapolation von Pegel A liegt daher im Mittel nur bei \pm 25 cm mit einzelnen Ausreißern bis zu 80 cm, die jedoch nicht bei den höchsten Sturmfluten auftraten. Ihr Wert liegt somit in erster Linie im frühzeitigen Erkennen der zu erwartenden Größenordnung.

5. Spätvorhersage

M e t h o d e I : Zur Analyse der Ausreißer aus Abb. 3 wurden die Abweichungen der Meßwertpaare von einer mittleren Trendgeraden mit den Winddaten von der Station Scharhörn korreliert. Die Annahme, hier sinnvoll Zusammenhänge zu finden, gründete auf der Überlegung, daß Starkwindlagen bestimmter Richtungen bei der gegebenen Küstenformation (Abb. 1) nicht zwangsläufig zu vergleichbaren Sturmflutwasserständen bei A und B führen müssen. Bei normal zur Küstenlinie bei A herrschenden Winden (nördliche Richtung) wird der Windstau bei A im Verhältnis zu dem bei B relativ hoch sein, bei westlichen Winden entsprechend niedriger. Die Auswertung verschiedener Korrelationsansätze ergab folgendes:

- Die Abweichungen der Meßpunkte von der Trendgeraden $HThw_B = 1,2 \cdot HThw_A 80$ cm lassen sich über eine Korrelation mit den Winddaten optimal reduzieren, wenn die Entwicklung von Windgeschwindigkeit und Windrichtung aus einem 3-h-Intervall vor dem Vorhersagezeitpunkt einbezogen werden. Diese sog. Windbeiwerte sind in Abb. 7 und 8 dargestellt.
- Die Windverhältnisse nach Erreichen des Scheitelwasserstandes bei A (das sind rd. 2,5 bis 3 h vor dem Scheitel bei B) sind für die Vorhersage nicht mehr von Bedeutung.

In allgemeiner Form ergibt sich aus diesen Zusammenhängen, daß zwischen Windeinwirkung und dadurch hervorgerufener Wasserstandsveränderung eine Phase von etwa 3 h liegt.







^{*)} Entscheidungshilfen liefert bisheriger Verlauf Windstau BOR

Abb. 5 Extrapolationsanweisung für Windstautypen bei Cuxhaven



Abb. 6 Extrapolation der Windstaukurve B nach dem Trend von A

Untersuchungen vor der niederländischen und englischen Küste stehen mit dieser Beobachtung in guter Übereinstimmung (WEENINK, 1958).

Für die Berechnung des Hochwasserscheitels bei B ergibt sich aus den o. g. Zusammenhängen folgende Gleichung:

$$HThw_{B} = 1.2 \cdot HThw_{A} + WV + WR - 80 \text{ cm}$$
 Gleichung (1)

Alle für die Berechnung von Gleichung () erforderlichen Daten sind Meßwerte. Für das HThw_A sind Werte von 5 cm Genauigkeit ausreichend. Die zur Bestimmung von WV und WR erforderlichen Winddaten müssen mit einer Genauigkeit von ± 1 m/s bzw. 10° vorliegen; übliche Angaben, wie z. B. "10 Bft aus NW", wären also in jedem Fall zu ungenau.



7



Abb. 8 Windrichtungsbeiwerte WR in cm



Abb. 9 Vergleich vorhergesagter und eingetretener HThw-Werte Cuxhaven

M e t h o d e II: Zur Absicherung der Vorhersage nach Gleichung (1) ist ein Kontrollverfahren entwickelt worden, bei dem über eine Extrapolation der Windstaukurve der Hochwasserscheitel bei B ermittelt werden kann. Diese Extrapolation ist möglich, da, wie bereits erwähnt, die Windstaukurven bei A und B ähnlich und um rd. 3 h phasenversetzt sind (s. Abb. 2 unten). Dazu wird, wie schon bei der Frühprognose, der Verlauf der Windstaukurve A aus dem Zeitraum der letzten 3 h vor dem Vorhersagezeitpunkt vom Endpunkt der Windstaukurve B als Extrapolation für die folgenden 3 h abgetragen (Abb. 6). Der Windstau z. Z. des erwarteten HThw_B (H) ergibt, addiert mit dem MThw, die erwartete Scheitelhöhe:

$$HThw_B = MThw_B + H$$
 Gleichung 2

Die Höhenvorhersagen nach den Gleichungen (1) und (2) liegen meist nur wenige dm auseinander und ermöglichen so eine gute gegenseitige Kontrolle. Für die endgültige Höhenvorhersage wird der Mittelwert aus dem Ergebnis beider Gleichungen gewählt.

Ein Vergleich der so vorhergesagten Scheitelwasserstände für Cuxhaven mit den eingetretenen Werten (Abb. 9) zeigt gute Übereinstimmung.

6. Ausblick

Obgleich das Vorhersageverfahren auf physikalisch sinnvollen und größtenteils bekannten Zusammenhängen beruht, ist es ein empirisches Verfahren. Alle Informationen, die folgende Sturmfluten liefern, müssen daher im Sinne einer ständigen Überprüfung und ggf. Erweiterung des Verfahrens einbezogen werden. Während die Zeit- und Höhenprognosen bei den Spätvorhersagen (3 bis 4 h im voraus) ausreichend genau erscheinen, wäre eine Verbesserung der Frühprognosen wünschenswert. Dies wäre erreichbar, wenn die Entwicklung der Windverhältnisse für 2 bis 3 h im voraus mit genügender Genauigkeit vorhergesagt werden könnte. Die gegenwärtige Unsicherheits-Zeitenlücke bei der Extrapolation nach dem Verfahren der Frühprognose könnte damit geschlossen werden. Der Wunsch nach einer Wind-Kurzzeit-Prognose an die Adresse der Meteorologen sollte eigentlich erfüllbar sein, wo sogar Wetterprognosen auf Tage im voraus zukünftig befriedigt werden sollen.

7. Schriftenverzeichnis

SIEFERT, W. und CHRISTIANSEN, H.: Entwicklung eines neuen Sturmflutvorhersage-Verfahrens für Cuxhaven (unveröff.). Cuxhaven, 1977.

WEENINK, M. P. H.: A Theory and Method of Calculation of Wind Effects on Sea Levels in a Parlyenclosed Sea, with Special Application to the Southern Coast of the North Sea. Staatsdrukkerij, s'Gravenhage, 1958.

Anpassungszeit von Großriffeln bei instationären Strömungen

Von Horst Nasner

Zusammenfassung

In den folgenden Ausführungen wird das zeitabhängige Verhalten der Sohlformen von den gegebenen hydraulischen Verhältnissen beschrieben. Die Ergebnisse können wie folgt kurz zusammengefaßt werden:

- Es zeigt sich, daß die Anwendung von Ergebnissen aus Laboruntersuchungen auf natürliche Flüsse problematisch ist. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den Abmessungen der Sohlformen und den Fließbedingungen kann sich bei stationären Verhältnissen einstellen. In der Natur passen sich die Sohlformen mit einer zeitlichen Verzögerung an die wechselnden Abflüsse an. Dieser Vorgang vollzieht sich jedoch auch bei den Großformen kurzfristig.
- Die aus Laboruntersuchungen gewonnene Erkenntnis, daß sich bei kleinen FROUDEschen Zahlen mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit höhere Sohlformen ausbilden, gilt offenbar nur für geringe Wassertiefen. Bei Flüssen mit größerer Wassertiefe ist die Strömungsgeschwindigkeit maßgebend, durch die – abhängig vom Sohlenmaterial – die Grenzhöhe der Sohlformen bestimmt wird. Die Flüßsohle kann sich trotz kleiner FROUDEschen Zahlen im Übergangsbereich befinden, so daß sich bei höheren Abflüssen und Strömungsgeschwindigkeiten durch Erosion kleinere Riffelhöhen einstellen. Bei fallenden Wasserständen und geringeren Strömungsgeschwindigkeiten können die Sohlformen durch Sedimentation wieder größer werden.
- Die Untersuchungen haben ergeben, daß die Sohle sehr empfindlich auf veränderte Abflußbzw. Strömungsbedingungen reagiert. Die Änderungen der Riffelhöhen sind deutlich stärker als die Schwankungen des mittleren Wasserstandes. Die Großformen bewirken grundsätzlich eine Stabilisierung der Flußsohle im Sinne einer Verzögerung des Ausräumprozesses. Die Geschiebefracht wird gegenüber einer glatten Sohle durch die nur örtliche Umlagerung des Sohlenmaterials erheblich verringert. Die Riffelhöhe ist dabei von untergeordneter Bedeutung, da sie sich ebenso wie die Fortschrittsgeschwindigkeit der Sohlformen an die gegebenen Strömungsgeschwindigkeiten anpaßt und nicht umgekehrt.

Summary

The paper seeks to describe the magnitude of the time lag in bed formation under unsteady flow conditions. It has proved difficult to apply the results of model experiments to natural rivers as although a clear relationship between bed shape and flow conditions can be established for steady flow, such steady flow does not occur in nature and the bed of the river adjusts to the changing hydraulic conditions after a time lag. However this is a short term process even for large bed formations in deep rivers.

The results of laboratory experiments which show that for low Froude numbers increasing velocities will produce higher bed formations appear to apply only to limited water depths. The significant parameter for rivers of greater depths is the flow velocity. This, combined with the sediment characteristics, determines the limiting height of the bank. Despite low Froude numbers the river bed may be in a transition zone so that higher discharges and flow velocities cause erosion and reduce the height of banks. When water levels are falling and current velocities are lower the banks can build up again as a result of sedimentation.

The investigation showed that the river bed reacts very sensitively to changes in discharge and flow conditions. The variations in the height of banks is clearly of a greater order of magnitude than the fluctuations in mean water levels. In principle these large bed formations have a stabilizing effect and reduce the removal of sediments. The sand transport in the purely local redistribution of bed material is much less than would occur on a flat bed. In this respect the height of the bank is of minor significance, as the height and the migration velocity of the bed formation is soverned by the mean velocity of the flow and not vice versa.

Inhalt

1.	Einleitung	11
2.	Sohlformen und Strömungsbedingungen	12
3.	Änderung der Sohlformen bei Tideeinfluß	12
	3.1 Verlagerung während der Tide	12
	3.2 Oberwasser und Riffelhöhe	13
4.	Phasendiagramme	13
	4.1 Vorbemerkung	13
	4.2 Riffelhöhe – Abflußdiagramm für die Weser	14
5.	Zeitliche Entwicklung von Riffelhöhe und Abfluß	17
6.	Mittlerer Wasserstand und Riffelhöhe	18
7.	Schriftenverzeichnis	20

1. Einleitung

In vielen Veröffentlichungen, die auf theoretischen Überlegungen oder Versuchen im Modell beruhen, wird die Forderung erhoben, daß zwischen hydraulischen Bedingungen und Sohlformparametern eindeutige Beziehungen bestehen, die allgemeine Gültigkeit besitzen. Diese für stationäre Verhältnisse und begrenzte Wassertiefen ermittelten Gesetze können jedoch nicht ohne Vorbehalt auf natürliche Flüsse übertragen werden. Die Sohlformen passen sich nicht unmittelbar an die veränderlichen Strömungsverhältnisse an. Bei wechselnden





Abflüssen benötigt die Sohle eine bestimmte Zeit, um sich neu zu gestalten. Diese Zeitverschiebungen sind in der Vergangenheit an einer Vielzahl von Flüssen beobachtet worden. Eine Zusammenstellung dieser Untersuchungen wurde von ALLEN (1976, b) durchgeführt.

In dem folgenden Beitrag wird der Versuch unternommen, die Anpassungszeit der Sohlformen bei instationären Strömungsverhältnissen in ihrer Größenordnung zu erfassen.

2. Sohlformen und Strömungsbedingungen

Die Bildung und Bewegung der verschiedenen Sohlformen ist in zahlreichen grundlegenden theoretischen Arbeiten und Modellversuchen für stationäre Verhältnisse und geringe Wassertiefe untersucht worden. Zur Erläuterung der Begriffe soll hier die Darstellung in Abb. 1 dienen. Sie zeigt für die Beziehung zwischen der Schubspannung an der Sohle und der Abflußgeschwindigkeit, welche Sohlformen auftreten, wenn die Fließgeschwindigkeit des Wassers zunimmt.

Im unteren Regime, bei strömendem Abfluß, bilden sich je nach Fließgeschwindigkeit Kleinriffel oder Dünen aus. Wenn die Abflußgeschwindigkeit auf ein bestimmtes Maß gesteigert wird, werden die Dünen ausgeräumt. Bei weiterer Steigerung der Abflußgeschwindigkeit können im oberen Regime stehende Sohlenwellen und Antidünen auftreten, die entgegen der Strömungsrichtung wandern. Das obere Regime tritt nur für FROUDEsche Zahlen Fr > 1 im Bereich des Schießens auf.

Flüsse mit großer Wassertiefe und Tideströme sind durch kleine FROUDEsche Zahlen gekennzeichnet. Nach dem vorstehend genannten Beispiel wären größere Dünen bzw. Riffel bei höheren Abflußgeschwindigkeiten zu erwarten. Für instationäre Bedingungen müßten sich die maximalen Dünenabmessungen mit einer zeitlichen Verzögerung nach dem Höchstabfluß einstellen.

3. Änderung der Sohlformen bei Tideeinfluß

3.1 Verlagerung während der Tide

Aus Modellversuchen mit Tideströmungen ist bekannt, daß sich die Strömungsriffel nach kurzer Zeit in die jeweils herrschende Flut- oder Ebbestromrichtung umkehren (DILLO, 1960).

Bis zu welcher Höhe sich die Riffel in Tideflüssen den wechselnden Strömungsrichtungen anpassen, untersuchte TERWINDT (1970) an 923 Riffelfeldern in holländischen Tideflüssen. Danach ergibt sich folgendes Ergebnis: "Die Asymmetrie von Riffeln (H = 30 bis 100 cm) kann sich mit dem Wechsel der Tideströmungen ändern; dies ist jedoch nicht immer der Fall. Die Asymmetrie von Riffeln (H = 100 bis 200 cm) wechselt in den meisten Fällen nicht mit der Tideströmung." Das bedeutet, daß die Anpassungszeit der kleineren Formen weniger als eine Flut- oder Ebbestromdauer beträgt. Bei den an der Nordseeküste auftretenden halbtägigen Gezeiten sind dies weniger als sechs Stunden. Die Form der größeren Riffel (H > 1 m) bleibt trotz der Tidebewegung erhalten, d. h., die Anpassungszeit beträgt mehr als sechs Stunden. Es finden lediglich Umlagerungen im Kammbereich statt (NASNER, 1974a).

3.2 Oberwasser und Riffelhöhe

Im oberen Teil eines Tideflusses werden die Strömungsgeschwindigkeiten zunehmend durch das Oberwasser beeinflußt. Durch langjährige Untersuchungen von vier ausgeprägten Riffelfeldern in der Schiffahrtsrinne der Unterweser zwischen Bremen und Bremerhaven (Abb. 2) wurde nachgewiesen, daß die Höhe und Bewegung der Sandwellen maßgeblich von der langfristigen Änderung der Ebbestromgeschwindigkeiten als Folge des veränderlichen Oberwasserabflusses bestimmt wird (NASNER, 1974a, 1974b). Die Charakteristik der Sohlformen wird durch die Tideströmungen nicht beeinflußt. Die mittleren Riffellängen liegen in der Größenordnung von 50 m, die mittleren Höhen können Werte von mehr als 2,5 m erreichen. Die halbtägigen Gezeiten sind sehr regelmäßig, der mittlere Tidehub beträgt etwa 3,5 m.



Abb. 2. Die deutsche Nordseeküste

4. Phasendiagramme

4.1 Vorbemerkung

Eine Möglichkeit, die Zeitverschiebungen zwischen der Änderung der Strömungskenngrößen und der Anpassung der Dünencharakteristiken zu bestimmen, ist durch Phasendia-

gramme gegeben (ALLEN 1973, 1976a, 1976b; JACKSON II, 1976). Dies kann z. B. dadurch geschehen, daß man die Riffelhöhe abhängig vom Abfluß aufträgt, wobei beide Parameter eine Funktion der Zeit sind. Es ergeben sich Kurven, die im Idealfall geschlossen sind, wobei die Zeit im oder gegen den Uhrzeigersinn laufen kann.

4.2 Riffelhöhe - Abflußdiagramm für die Weser

Wenn man die mittlere Riffelhöhe \overline{H} von etwa 40 Riffeln als Funktion vom Oberwasser Q_o in einem Phasendiagramm aufträgt, ergibt sich für die Weser beispielhaft das in Abb. 3 dargestellte Diagramm für die Zeit vom September 1966 bis zum Oktober 1967.



Abb. 3. Mittlere Riffelhöhe H und Oberwasser Qo

Für die Weser ergeben sich extrem große Zeitunterschiede zwischen maximalem Abfluß und maximaler Riffelhöhe, die etwa sieben bis neun Monate betragen können (ALLEN, 1976b). Dieses Ergebnis gibt jedoch nicht das wirkliche Verhalten zwischen Sohlformcharakteristik und Abfluß wieder, wie die folgenden Ausführungen zeigen.

Nach den eingangs gegebenen Beschreibungen möglicher Sohlformen ist die Wesersohle zwar weit vom Übergangsbereich entfernt, da die FROUDEsche Zahl etwa bei Fr = 0,1 liegt. Bei den großen Wassertiefen von rd. 10 m ist die FROUDEsche Zahl jedoch nicht mehr maßgebend.

Die Riffelhöhe H wird durch die Strömungsgeschwindigkeiten über dem Kamm bestimmt. Ein Gleichgewichtszustand stellt sich ein, wenn die Geschwindigkeit über dem Kamm einen vom Sohlenmaterial abhängigen Grenzwert erreicht, der in der Weser in der Größenordnung von 1,0 m/sec liegt (NASNER, 1974a, 1974b).

Schematisch ergibt sich das in Abb. 4 dargestellte Phasendiagramm.



Abb. 5. Strömungsgeschwindigkeit, Wassertiefe und Sohlformen (SIMONS and RICHARDSON, 1960)



1972)

Bedingt durch die instationären Verhältnisse gibt es keine eindeutige Zuordnung von Riffelhöhe und Oberwasser (Abb. 4). Bei gleichem Oberwasser ($Q_{a, b}$) können verschiedene Riffelhöhen auftreten (H a; H b). An anderer Stelle wurde in erster Näherung davon ausgegangen, daß ein Gleichgewichtszustand in der Weser erreicht ist, wenn der Oberwasserabfluß etwa 30 Tage annähernd konstant ist (NASNER, 1974a, 1974b). Mit zunehmendem Oberwasser wird der Gleichgewichtszustand gestört und Erosion der Riffelkämme verursacht; die Riffel sind größer als sie sein sollten (verzögerte Erosion). Bei abnehmendem Oberwasser sind die Riffel kleiner als sie sein sollten (verzögerte Sedimentation). Grundsätzlich sind die kleineren Riffel dem höheren Oberwasser zuzuordnen, was nach Abb. 1 dem Ubergangsbereich entspricht.

Interessant sind in diesem Zusammenhang die Laboratoriumsversuche von SIMONS und RICHARDSON (1960). In Abb. 5 sind Strömungsgeschwindigkeit, Wassertiefe und die verschiedenen Sohlformen in Abhängigkeit von der FROUDEschen Zahl angegeben. Selbst bei Wassertiefen von nur 0,30 m beginnt der Übergangsbereich bei einer Fließgeschwindigkeit von etwa 1,0 m/sec. Dieser vom Sohlenmaterial abhängige Grenzwert wurde durch systematische Modellversuche mit Wassertiefen bis zu 1,00 m mit Wesersand in einem Kreisgerinne bestätigt (ZANKE, 1976). Für verschiedene Sande stellte sich die größte Höhe der Sohlformen bei mittleren Strömungsgeschwindigkeiten zwischen etwa 1,0 m/sec bis 1,20 m/sec ein. Die vorstehenden Ausführungen für die Weser haben gezeigt, daß dieser Wert auch für größere Wassertiefen gilt.

5. Zeitliche Entwicklung von Riffelhöhe und Abfluß

Wie sich die Riffelhöhen den wechselnden Abflüssen anpassen, geht anschaulich aus Abb. 6 hervor. Für die hydrologischen Jahre 1966 bis 1972 werden die täglichen Oberwasserabflüsse Q_o der Weser mit den mittleren Riffelhöhen H verglichen. Das Beispiel zeigt den dauernden Auf- und Abbauprozeß, dem die Sohlformen unterworfen sind.

Die für die Weser gewonnenen Ergebnisse können verallgemeinert werden und lassen sich auch auf andere Flüsse übertragen (NASNER, 1974a), wo sich bei steigenden Wasserstän-



Abb. 7. Riffelhöhen H im Niger bei verschiedenen Wasserständen h (NEDECO, 1959)



Abb. 8. Mittlere RiffelhöhenH, Strömungsgeschwindigkeiten v und Wasserstände h im Rio Paraná (Stückrath, 1969)

den infolge der beschleunigten Strömungsgeschwindigkeiten kleinere Riffeln ausbilden (Erosionsphase) als bei fallenden Wasserständen (Sedimentationsphase). Als Beispiele seien hier die Untersuchungen der NEDECO (1959) im Niger und die von STÜCKRATH (1969) im Rio Paraná genannt (Abb. 7 und 8).

6. Mittlerer Wasserstand und Riffelhöhe

In Abb. 9 sind vom September 1966 bis zum Dezember 1967 außer der Oberwasserganglinie und den mittleren Riffelhöhen zusätzlich die monatlichen Tidehalbwasserstände aufgetragen worden. Es zeigt sich hier ebenfalls, wie sich die Höhen rasch an die veränderten Abflüsse angleichen und daß die Zeitverschiebung zwischen Abflußänderung und Angleichung der Sohlformen ein kurzfristiger Vorgang ist.

Ein bemerkenswertes Ergebnis ist die Tatsache, daß die Schwankungen des Tidehalbwasserstandes deutlich geringer sind als die Änderungen der Riffelhöhe. Die "feste Grenzschicht" reagiert empfindlicher auf Abflußänderungen als die "freie Oberfläche". Die Höhenänderung vollzieht sich bei annähernd konstanter Tallage vor allem durch Erosion und Sedimentation im Kammerbereich der Dünen (NASNER, 1976a). Die wesentliche Einflußgröße ist die Strömungsgeschwindigkeit, an die sich die Sohle anpaßt. Interessant ist in diesem Zusammenhang, daß in Geschiebegleichungen die Sohlformen durch einen zusätzlichen Rauhigkeitsfaktor berücksichtigt werden. Die Stabilisierung der Sohle gegen Ausräumung ist durch die Mechanik der Großformen bedingt, durch die die Geschiebefracht gegenüber einer glatten





Sohle erheblich verringert wird (FÜHRBÖTER, 1967). Inzwischen ist auch im Naturversuch nachgewiesen worden, daß sich der Sohlenlängstransport bei einer mit Dünen bedeckten Sohle im wesentlichen durch örtliche Umlagerung des Geschiebes entsprechend der Wandergeschwindigkeit vollzieht (NASNER, 1976b).

7. Schriftenverzeichnis

- ALLEN, J. R. L.: Computational models for dune time-lag: general ideas, difficulties and early results. Sediment. Geol., 15, 1976 (a).
- ALLEN, J. R. L.: Time-lag of dunes in unsteady flows: An analysis of Nasner's data from the river Weser, Germany. Sediment. Geol., 15, 1976 (b).
- ALLEN, J. R. L.: Phase differences between bed configuration and flow in natural environments, and their geological relevance. Sedimentology 20, 1973.
- DILLO, H. G.: Sandwanderung in Tideflüssen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Hochschule Hannover, Heft 17, 1960.
- ENGELUND F. and HANSEN, E.: A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Copenhagen, 1967.
- FÜHRBÖTER, A.: Zur Mechanik der Strömungsriffel. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Hochschule Hannover, Heft 29, 1967.
- JACKSON II, R. G.: Largescale ripples of the lower Wabash River. Sedimentology 23, 1976.
- NASNER, H.: Über das Verhalten von Transportkörpern im Tidegebiet. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Universität Hannover. H. 40, 1974 (a).
- NASNER, H.: Prediction of the Height of Tidal Dunes in Estuaries. Proc. 14th Intern. Conf. on Coastal Eng., Copenhagen, 1974 (b).
- NASNER, H.: Regeneration of Tidal Dunes after Dredging. World Dredging Conf., Wodcon VII, San Francisco, Proc. Wodcon VII, 1976 (a).
- NASNER, H.: Transport Mechanism in Tidal Dunes. Proc. 15th Intern. Conf. on Coastal Eng., Honolulu, 1976 (b).
- NEDECO: River Studies and Recommendations on Improvement of Niger and Benue. Amsterdam, 1959.
- STÜCKRATH, T.: Die Bewegung von Großriffeln an der Sohle des Rio Paraná. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Hochschule Hannover, H. 32, 1969.
- SIMONS, D. B. and RICHARDSON, F. V.: Resistance to Flow in Alluvial Channels. Proc. ASCE, Vol. 86, NY 5, 1960.
- ZANKE, U.: Über den Einfluß von Kornmaterial, Strömungen und Wasserständen auf die Kenngrößen von Transportkörpern in offenen Gerinnen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Universität Hannover, H. 44, 1976.

Bemessungskriterien für Deiche bei Berücksichtigung von Wellenspektren

Von Suhan M. Gökcesuund Hans Kaldenhoff

Zusammenfassung

An einem Deich mit glatter Oberfläche wurden großmaßstäbliche Modellversuche (1:2 bis 1:5) mit verschiedenen Wellenspektren durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten bei verschiedenen Wassertiefen, Böschungsneigungen (1:3 bis 1:10) und gebrochenen Böschungen.

Als Hauptergebnis der Modellversuche konnte gezeigt werden, daß die Auflaufverteilung mit einer RAYLEIGH-Verteilung beschrieben und mit dem Wellenspektrum korreliert werden kann, und zwar mit Hilfe der Exponenten der jeweiligen Verteilungsfunktion. Diese Beziehung ermöglichte es, ein Bemessungsverfahren zu erarbeiten, mit dem die Wellenauflaufverteilung für verschiedene Deichformen in Abhängigkeit von Wellenspektren zu berechnen ist. Außerdem ist es möglich, die Häufigkeit des Überlaufs zu bestimmen.

Die Versuche wurden mit regulären Wellen der Höhe $H_{1/3}$ wiederholt. Der mittlere Auflauf ist etwa 1,5mal höher bei regulären Wellen; der höchste Auflauf tritt bei Wellenspektren ein.

Summary

A large scale model investigation (Scale 1:2 to 1:5) was carried out of a smooth surfaced sea dyke, using random wave conditions. The test programme was run with various spectra, water depths and embankment slopes (from 1:3 to 1:10) as well as with changing slopes.

The main result of the model tests was to show that the run-up distribution could be described by a Rayleigh distribution function and correlated with the wave spectra using only the exponents of the respective distribution function. This relationship made it possible to develop a design procedure for calculating the run-up distribution for various shapes of dyke taking account of the wave spectra. In addition it is also possible to calculate the frequency of overtopping. The tests were repeated using regular waves of $H_{1/3}$ height. The mean run-up was about 1.5 times higher with regular waves but the highest run-up occured with wave spectra.

Inhalt

1.	Einführung															21
2.	Physikalische Voraussetzungen										 					22
3.	Modellversuche und Ergebnisse										 					23
4.	Schriftenverzeichnis															28

1. Einführung

Thema dieses Beitrages sind Modellversuche zum Wellenauflauf auf ebenen Böschungen bei natürlichen Seegangsbedingungen. Dieses Projekt wurde durchgeführt, um die bei der Deichbemessung auftretenden Fragen besser bearbeiten zu können (GÖKCESU, 1976).

Frühere Arbeiten auf diesem Gebiet wurden unter der grundlegenden Annahme durchgeführt, daß der natürliche Seegang durch reguläre Wellen mit einer signifikanten Wellenhöhe dargestellt werden kann. Tatsächlich aber ist der Seegang das Ergebnis von Überlagerungen

vieler Wellen mit unterschiedlichen Perioden, Längen und Amplituden, und sie haben sogar unterschiedliche Fortschrittsrichtungen. Die Größen dieser Parameter sind zufallsverteilt.

Man muß die Frage aufwerfen, ob die Ergebnisse früherer Forscher, die mit regulären Wellen gearbeitet haben, ausreichend sind, um die Vorgänge zwischen Wellen und Bauwerken hinreichend zu beschreiben. Eingetretene schwere Schäden an Bauwerken erfordern, bessere Bemessungskriterien zu erarbeiten.

2. Physikalische Voraussetzungen

Es ist nicht möglich, die komplexen Eigenschaften der Windwellen, die Nichtlinearität und die Irregularität ihrer Variablen ausschließlich durch hydrodynamische Gesetze zu beschreiben. Deshalb wird es erforderlich, auch statistische Gesetzmäßigkeiten, die Topographie und klimatische Bedingungen zu berücksichtigen.

Eine allgemein bekannte und zweckmäßige Methode hierfür ist die Betrachtung des Energiespektrums, also die Energiedichte als Funktion ihrer Frequenz. Eine zweite Methode beschreibt die Wahrscheinlichkeit der Wellenamplitude und Frequenz mit einer Verteilungsfunktion; damit ist es möglich, Wellenparameter für Bemessungsprozeduren direkt zu bestimmen. Das ist einer der Gründe, warum Ingenieure diese Methode vorziehen.

Die RAYLEIGH-Verteilung wird hier oft angewendet, weil sie die normalisierte Amplituden- und Wellenhöhenverteilung sehr gut beschreibt, und zwar sowohl im tiefen wie im flachen Wasser. Diese Verteilungsfunktion ist stetig und eindimensional. Sie wird in folgender Form für die Beschreibung der normalisierten Wellenhöhe $n = H/\overline{H}$ und Wellenperiode $T = T/\overline{T}$ angesetzt:

$$F(\eta = H/\overline{H}) = 1 - \exp(-\frac{\pi}{4} \eta^{\emptyset} H)$$
$$F(\Gamma = T/\overline{T}) = 1 - \exp(-\frac{\pi}{4} \Gamma^{\emptyset} T)$$

Dieses sind fortschreitende Wellen, und zwar zur Küste oder zu anderen Hindernissen; sie werden reflektiert und/oder refraktiert, und sie verursachen sogar einen gewissen Massentransport. Die durch sie ausgelöste Bewegung auf Böschungen ist der sogenannte Auflauf einschließlich aller Vorgänge des Brechens. In Abhängigkeit der Wellen- und Böschungspara-



Abb. 1. Bezeichnungen zum Auflauf auf Böschungen

meter ergeben sich nun verschiedene Auflaufzustände; ihre Beschreibung erfolgt mit Abb. 1 durch

- R_{ZR} = Höhe zwischen Auflauf (oberer Wendepunkt) und dem folgenden tiefsten Ablauf (unterer Wendepunkt),
- $R_{ZA} =$ Höhe zwischen Ablauf und folgendem Auflauf und
- S_Z = Höhe zwischen Ruhewasserspiegel (SWL) und unterem Wendepunkt (positiv oder negativ zum SWL).

Der Auflauf ist die wichtigste Höhe, besonders bei Bemessungsvorgängen. Leider gibt es aber keine ausreichende physikalische Beschreibung zwischen Auflauf und Ablauf in Abhängigkeit von den jeweils ankommenden Wellen. Es scheint jedoch möglich, eine Beziehung zwischen den statistischen Kennwerten des Seeganges und der Auflaufschwingung herzustellen. Da der Seegang durch die statistische Verteilung seiner Parameter (z. B. mit der RAYLEIGH-Verteilung) beschrieben werden kann, wird postuliert, daß der Auflauf ebenfalls durch eine RAYLEIGH-Verteilung seiner Parameter festgelegt ist.

3. Modellversuche und Ergebnisse

Um das zuvor aufgestellte Postulat zu verifizieren, wurden Modellversuche notwendig. Die Laborausrüstung ermöglichte es, jeden beliebigen Seegang in einem Freispiegelkanal zu erzeugen und auf eine Böschung mit unterschiedlicher Neigung (1:3 bis 1:10) auflaufen zu



Abb. 2. Funktionsverlauf des Exponenten der Wellenamplituden-Verteilungsfunktion Ø gegen die normalisierte signifikante Amplitude C_{1/3} (gerechnet)

lassen. Die Verteilungsfunktion der Wellenparameter ist grundsätzlich die der deutschen Nordseeküste. Sie wurden in einer über zehn Jahre andauernden Meßreihe von der Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk aufgenommen und statistisch wie oben beschrieben analysiert (siehe SIEFERT und KALDENHOFF, 1975). Die Exponenten der Verteilungsfunktion der Wellenhöhen sind in Abb. 2 als Funktion der normalisierten signifikanten Höhe $C_{1/3}$ dargestellt.

Die physikalischen Versuche wurden unter Variation der folgenden Parameter durchgeführt:

- Exponenten der Verteilungsfunktion der normalisierten Wellenhöhe, mittlere Wellenhöhe und mittlere signifikante Wellenhöhe,
- Wassertiefe,
- konstante Böschungsneigung 1:3, 1:4, 1:6, 1:10,
- gebrochene Böschungsneigungen mit Bermen.

Das gesamte Versuchsprogramm wurde so aufgestellt, daß der Auflauf durch eine eindimensionale Verteilungsfunktion für verschiedene Parameter beschrieben werden konnte und sich auch für Bemessungsprozeduren eignet.

Der Wellenkanal ist 90 m lang, 4 m breit und 2 m tief, und es können beliebige Wellen bis



Abb. 3. Typisches Amplituden-Zeitdiagramm für obere Linie: Wellenerreger; mittlere Linie: Wasseroberfläche am Böschungsfuß; untere Linie: Wellenauflauf



Abb. 4. Funktionsverläufe der C1/3-Werte des Seeganges und des Auflaufs

zu 0,6 m Amplitude erzeugt werden. Die Wellenpegel arbeiten nach dem Prinzip der Wasserwiderstandsmessung, und ihr linearisiertes Signal konnte durch einen Prozeßrechner direkt (on-line) weiterverarbeitet werden.

Es wurde ein besonderes Verfahren zur Seegangserzeugung ermittelt. Dieses Verfahren basiert auf der Erzeugung verschiedener Wellengruppen, die so geändert werden konnten, daß verschiedene Wellenzüge entstanden. Alle diese Wellenzüge hatten die gleiche Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion, und ihre Parameter stimmten ganz ausgezeichnet mit den Naturbedingungen überein. Zusätzlich wurde auch die normalisierte Wellenhöhe variiert. Von allen diesen möglichen Wellenzügen wurden sechs für die Modellversuche ausgewählt. Die Wassertiefe im Modell wurde von 1,0 m über 1,25 m auf 1,50 m geändert.

Abb. 3 gibt einen Eindruck der Oszillationen des Wellengenerators (obere Kurve), der Wasseroberfläche vor der Böschung (mittlere Kurve) und des Auflaufes (untere Kurve). Die in Abb. 3 angegebenen Parameter wurden durch den Rechner ausgewertet, wobei die folgenden Annahmen und Gleichungen angesetzt wurden:

a) Der normalisierte Auflauf pie ist RAYLEIGH-verteilt, falls die normalisierte Wellenhöhe der gleichen Funktion folgt.

$$\begin{split} & F\left(\eta=H/\overline{H}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4} \eta^{\emptyset}H\right) \\ & F\left(\rho^{**}=\frac{R_{ZA}+S_{Z}}{R_{ZA}+S_{Z}}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4}\rho^{**}\left(R_{ZA}+S_{Z}\right)\right) \end{split}$$

 b) Entsprechend der Wellenstatistik wird angenommen, daß die Exponenten der Auflaufverteilung Funktionen ihrer C_{1/3}-Werte sind.

$$^{\emptyset}(R_{ZA}+S_{Z}) = f(C_{1/3}(R_{ZA}+S_{Z})) = \frac{(R_{ZA}+S_{Z})1/3}{R_{ZA}+S_{Z}}$$

c) Die Verteilungsfunktionen des normalisierten Auflaufes und der Wellenparameter haben jeweils den gleichen Funktionswert, wenn ihre $C_{1/3}$ -Werte betrachtet werden, auch wenn ihre Exponenten unterschiedlich sind (s. Abb. 4).

Unter der Voraussetzung von a) bis c) wird es möglich, den Ø-Exponenten der RAYLEIGH-Gleichung für die Auflauf-Variablen auszurechnen, und zwar unter Verwendung des $C_{1/3}$ -Wertes des Seeganges und des $C_{1/3}$ -Wertes der Auflaufversuche.

$$^{\emptyset}(R_{ZA}+S_{Z}) = ^{\emptyset}_{H} (\frac{\ln C_{1/3(H)}}{\ln C_{1/3(R_{ZA}+S_{Z})}})$$

- d) Es wurde weiterhin angenommen, daß die Mittelwerte der Auflaufhöhen eine Funktion der mittleren Wellenhöhen, der Parameter des Bauwerkes und der Wassertiefe sind.
- e) Schließlich wurde die Annahme getroffen, daß es zulässig ist, die mittleren Wellenhöhen und die Auflaufhöhen mit den mittleren $C_{1/3}$ -Werten bei konstanter Wassertiefe zu korrelieren.

Die Gültigkeit der obigen Annahmen konnte mit Methoden der mathematischen Statistik, wie dem X²- und KOLMOGOROV-Test mit verschiedenen Signifikanzniveaus für den Nachweis der Grundgesamtheit sowie der Korrelations- und Regressionsanalyse zum Auffinden der Funktionswerte, nachgewiesen werden. Die Fehlerwahrscheinlichkeit war geringer als 5 %. Der enorme Aufwand an Berechnungen konnte nur mit einem Rechner bewältigt werden; für den praktischen Gebrauch wurden Diagramme mit dimensionsfreien Parametern entwickelt.



Abb. 5. Regression zwischen signifikanter und mittlerer Wellenhöhe (dimensionslos)



Abb. 6. Regression zwischen dem Exponenten der Amplitudenverteilungsfunktion Ø und der normalisierten signifikanten Amplitude C_{1/3} für sechs Wellenzüge



Abb. 7. Regression zwischen mittlerer Wellenhöhe und mittlerem Auflauf (dimensionslos)



Abb. 8. Regression zwischen dem Exponenten der Auflaufverteilungsfunktion Ø und dem normalisierten signifikanten Auflauf für sechs Wellenzüge

Die ersten Ergebnisse bestätigten die Richtigkeit und Brauchbarkeit der Annahmen. Die Abhängigkeit zwischen dimensionsloser signifikanter Wellenhöhe und dimensionsloser mittlerer Wellenhöhe zeigt Abb. 5. Der Korrelationskoeffizient von 0,9729 bestätigt die lineare Korrelation zwischen diesen Parametern aus den ausgewählten sechs Grundgesamtheiten. Die Regressionsgerade geht durch den Ursprung und beweist die physikalische Richtigkeit dieser Beziehung. Der Quotient aus $\overline{H}_{1/3}/\overline{H} = 1,587$ weicht nur wenig von dem theoretischen Wert von 1,598 ab, der von LONGUET-HIGGINS 1952 angegeben wurde.

Abb. 6 zeigt die Beziehung zwischen dem Exponenten der Wellenhöhenverteilungsfunktion und dem $C_{1/3}$ -Wert der sechs Wellenzüge. Die Korrelation ist nicht linear, aber der Koeffizient von 0,9913 zeigt wieder die ausgezeichnete Korrelation der Exponenten an und unterstreicht, daß der Verteilungsexponent \emptyset eine Funktion des $C_{1/3}$ -Wertes ist.

Die Beziehung zwischen der mittleren dimensionslosen Wellenhöhe und ihrer mittleren dimensionslosen Auflaufhöhe zeigt Abb. 7. Das Ergebnis bestätigt die Annahme, daß die mittlere Auflaufhöhe mit der mittleren Wellenhöhe korreliert, und zwar in Abhängigkeit von der Böschungsneigung. Außerdem zeigt das Diagramm, daß die von WEBBER und BULLOCK 1968 vorhergesagte Tendenz zwar stimmt, aber daß die absoluten Zahlenwerte doch erheblich abweichen. Die lineare Abhängigkeit zwischen Auflauf und kennzeichnendem Auflauf mit einem Korrelationskoeffizienten von 0,9795 ist auch aus Abb. 7 zu entnehmen.

Abb. 8 zeigt nun die Abhängigkeit des Exponenten der Verteilungsfunktion von dem Auflauf und die zugehörigen $C_{1/3}$ -Werte. Die Meßpunkte liegen auf einer Parabel mit einem Korrelationskoeffizienten von 0,9766.

Es kann abschließend festgestellt werden, daß die Gültigkeit der Eingangsvoraussetzung nachgewiesen und eine Beziehung zwischen der Wellenhöhe und dem Auflauf gefunden wurde.

Diagramme für die praktische Handhabung unter Berücksichtigung weiterer Parameter und gebrochener Neigungen werden veröffentlicht.

4. Schriftenverzeichnis

- GÖKCESU, S.: Beitrag zum Auflaufvorgang des natürlichen Seeganges im Flachwassergebiet auf glatten Böschungen. Inst. für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Berlin, Mitt. Nr. 87, Berlin, 1976.
- LONGUET-HIGGINS: On the statistical distribution of the heights of sea waves. J. Mar. Res. Vol. 11, 3, 1952.
- SIEFERT, W. u. KALDENHOFF, H.: Analysis of random waves in shallow water and laboratory reproduction. Proc. 16th Congr. IAHR, Sao Paulo, 1975.
- WEBBER, N. u. BULLOCK, G.: A model study of the distribution of runup of wind generated waves on sloping sea walls. Proc. 11th Conf. Coast. Eng., London, 1968.

Numerische Modelle für Tide und Salzgehaltsverteilung im Mündungsbereich der Ems

Von Karsten Fischer

Zusammenfassung

Zur Simulation der Tidebewegung und der Salzgehaltsausbreitung im Mündungsbereich der Ems werden zwei numerische Modelle vorgestellt. Das eine Modell arbeitet mit vertikal gemittelten Zustandsgrößen, während das andere ein dreidimensionales, vertikal diskretisiertes Modell ist. Es wird gezeigt, daß das dreidimensionale Modell die Tidebewegung und die Salzgehaltsausbreitung mit nur drei Modellparametern in befriedigender Weise wiedergibt, während das vertikal gemittelte Modell eine wesentlich kompliziertere Parametrisierung benötigt.

Summary

Two numerical models for simulating the tidal motions and salinity intrusion in the Ems estuary are described. One model makes use of vertically averaged state variables, while the other is a three-dimensional, vertically discretized model. It is shown that the three-dimensional model represents the tidal motions and the salinity distribution in a satisfactory way by using only three model parameters, while the vertically averaged model needs a much more complicated set of parameters.

Inhalt

1.	Einführung
2.	Beschreibung der numerischen Modelle 30
2.1	Das eindimensionale Modell 31
2.2	Das zweidimensionale Horizontalmodell 31
2.3	Das zweidimensionale Vertikalmodell 32
2.4	Das dreidimensionale Modell
2.5	Randbedingungen
3.	Modellanwendungen
3.1	Das vertikal gemittelte Modell für die Hydrodynamik
3.2	Das barokline, vertikal diskretisierte Modell
4.	Modelleichung und Ergebniskontrolle
5.	Schlußfolgerungen
6.	Würdigungen
7.	Schriftenverzeichnis

1. Einführung

Infolge der zunehmenden wirtschaftlichen Nutzung von Mündungsgebieten hat der Bedarf an Ästuarmodellen für Forschung und Vorhersage zu großen Entwicklungen auf diesem Gebiet und zur Herausbildung einer komplexen Modelltechnologie in neuerer Zeit geführt. Je nach Art des vom Ingenieur zu bearbeitenden Problems können die Komplexität der Modelle und die Kosten beim Betreiben dieser Modelle sehr unterschiedlich sein, und es ist nicht immer von vornherein klar, welche physikalischen Effekte mit Sorgfalt behandelt und

welche vernachlässigt werden können, damit man ein Modell erhält, das zugleich genau und wirtschaftlich arbeitet.

Tide- und Salzgehaltsmodelle werden benutzt, um Informationen über Salzgehaltsverteilung und Sedimenttransport in Ästuarien zu erhalten. Sie können als Ausgangsbasis für kompliziertere ökologische Modelle benutzt werden (KROGH et al., 1978).

Zwei Probleme ergeben sich bei der Konstruktion von Salzgehaltsmodellen: Erstens sind die numerischen Fehler der einfacheren Lösungsalgorithmen für die Advektionsgleichung nicht vernachlässigbar, und zweitens ist die Anwendung vertikal gemittelter Modelle fraglich, da die treibenden Kräfte der Salzintrusion eine starke Veränderlichkeit in der Vertikalen aufweisen.

Andererseits ist eine Lösung von Bewegungs- und Transportgleichungen mit sehr aufwendigen numerischen Verfahren in einem dreidimensionalen Gitternetz von genügend feiner Diskretisierung selbst auf den schnellsten, heute allgemein verfügbaren Rechenanlagen kaum möglich. Daraus ergeben sich zwei wesentliche Fragestellungen für numerische Tideund Salzgehaltsmodelle:

- a) Welches Maß an numerischem Aufwand wird benötigt, um welches Maß an Genauigkeit der Ergebnisse zu erzielen und
- b) welche Vereinfachungen (durch Vernachlässigungen und Mittelungen usw.) sind möglich, wenn eine vorgegebene Genauigkeit erreicht und das Modell auf die wesentlichen physikalischen Wechselwirkungen beschränkt werden soll?

Die erste Frage ist sehr schwierig zu beantworten und ist (nach Meinung des Autors) noch niemals in etwas allgemeinerer Form untersucht worden.

Unter der Annahme, daß die zweite Frage unabhängig von der ersten behandelt werden kann, wird dieses Problem in der vorliegenden Arbeit durch Anwendung verschiedener Modelle auf das Ems-Ästuar untersucht.

2. Beschreibung der numerischen Modelle

Die komplizierte Struktur von geometrischen und physikalischen Bedingungen, die man gewöhnlich in Ästuarien vorfindet, war der Grund zur Entwicklung einer Familie von Computer-Programmen zur Berechnung von Tide- und Salzgehaltsbewegungen. Informationen über die einzelnen Glieder dieser Programmfamilie werden im folgenden gegeben. Die einzelnen Programme vollziehen eine Simulation der wesentlichen partiellen Differentialgleichungen auf der Grundlage eines expliziten Differenzenverfahrens unter Verwendung eines geschachtelten Gitternetzes mit massenerhaltenden und transportartigen (stromauf-) Differenzenausdrücken. Die Modelle sind ähnlich wie die Modelle von HANSEN (1962), LEEN-DERTSE (1967), SÜNDERMANN (1971) und SIMONS (1973). Sie können als selbständige Einheiten oder als Unterprogramme betrieben werden, und sie sind leicht einsetzbar für Kopplung und Schachtelung von Teilmodellen. Die vorliegende Arbeit gibt ein Beispiel für die Kopplung von zwei Teilmodellen. Anwendungen der Programmfamilie werden durch eine dynamische Speicherplatzverteilung stark erleichtert. Da es sich um Programme für Forschungs- und Entwicklungszwecke handelt, sind alle Einheiten streng gegliedert, damit man Untereinheiten leicht austauschen und ersetzen kann. Es wurde keine komfortable Ein-/Ausgabestruktur (z. B. eine problemorientierte Sprache) entwickelt, weil man davon ausgehen kann, daß eine solche Struktur nur sinnvoll ist, wenn das Modellkonzept nicht mehr geändert werden muß; ein derartiger Grad der Modelltechnik ist jedoch nach Auffassung des Autors für Tide- und Salzgehaltsmodelle noch nicht erreicht.

2.1 Das eindimensionale Modell

Bewegungsgleichung:

$$u_t + u u_x + \frac{r}{h} | u | u - \frac{\lambda}{h} | W | W - Au_{xx} + \frac{1}{\varrho} \overline{p}_x = O$$
(1)

Hier und im folgenden wird die Differentiation durch untere Indizes dargestellt. t ist die Zeitkoordinate, u die Geschwindigkeit längs der x-Achse, h die Wassertiefe, ϱ die Dichte, \overline{p} der mittlere hydrostatische Druck, W die Windgeschwindigkeit, r der Bodenreibungsparameter, λ der Windschubparameter und A die horizontale turbulente Viskosität.

Hydrostatische Druckgleichung:

$$p(z) = g \int_{z}^{h} \varrho(z) dz$$
(2)

Hier ist z die vertikale Koordinate und g die Erdbeschleunigung.

Kontinuitätsgleichung:

$$b \zeta_t + (Fu)_x = O \tag{3}$$

wobei ζ der tide-veränderliche Anteil von h ist, b die Breite der Oberfläche und F die Querschnittsfläche.

Transportgleichung:

$$F\varrho_{t} + (uF\varrho)_{x} = (BF\varrho_{x})_{x}$$
(4)

wobei B der horizontale Dispersionskoeffizient ist.

2.2 Das zweidimensionale Horizontalmodell

Bewegungsgleichungen:

$$u_{t} + uu_{x} + vu_{y} - f v - A (u_{xx} + u_{yy}) + \frac{1}{\varrho} \overline{p}_{x} + \frac{r}{h} | u | u - \frac{\lambda}{h} | ^{x}W |^{x}W = O$$
(5)

$$v_{t} + uv_{x} + vv_{y} + f u - A (v_{xx} + v_{yy}) + \frac{1}{\varrho} \overline{p}_{y} + \frac{r}{h} |v| v - \frac{\lambda}{h} |yW| |yW = O$$
(6)

wobei u und v die Geschwindigkeitskomponenten längs der horizontalen Ortskoordinaten x und y sind, ^xW und ^yW die Komponenten der Windgeschwindigkeit und f die Coriolisbeschleunigung.

Kontinuitätsgleichung:

$$\zeta + (\mathrm{uh})_{x} + (\mathrm{vh})_{y} = O \tag{7}$$

Transportgleichung:

$$h\varrho_t + (u\varrho h)_x + (v\varrho h)_y = (Bh\varrho_x)_x + (Bh\varrho_y)_y$$
(8)
2.3 Das zweidimensionale Vertikalmodell

Bewegungsgleichung:

$$u_t + uu_x - Au_{xx} - {}^zAu_{zz} + \frac{1}{\varrho}p_x = O$$
⁽⁹⁾

wobei ^zA die vertikale turbulente Viskosität ist.

Kontinuitätsgleichung:

$$(^{x}Fu)_{x} + (^{z}Fw)_{z} = O$$
⁽¹⁰⁾

wobei w die Vertikalgeschwindigkeit ist, ^xF und ^zF die Querschnittsflächen des Kontrollvolumens, senkrecht zur x- und z-Achse genommen.

Transportgleichung:

$$b\varrho_{t} + (ub\varrho)_{x} + b (w\varrho)_{z} = (bB\varrho_{x})_{x} + b (^{z}B\varrho_{z})_{z}$$
(11)

wobei ^zB die vertikale turbulente Diffusivität ist.

2.4 Das dreidimensionale Modell

Bewegungsgleichungen:

$$u_t + uu_x + vu_y - fv - A(u_{xx} + u_{yy}) - ^ZAu_{zz} + \frac{1}{\rho}p_x = 0$$
 (12)

$$v_t + uv_x + vv_y + fu - A(v_{xx} + v_{yy}) - Av_{zz} + \frac{1}{\rho}p_y = 0$$
 (13)

Kontinuitätsgleichung:

$$({}^{x}Fu)_{x} + ({}^{y}Fv)_{y} + ({}^{z}Fw)_{z} = 0$$
 (14)

Transportgleichung:

$$\varrho_{t} + (u\varrho)_{x} + (v\varrho)_{y} + (w\varrho)_{z} = (B\varrho_{x})_{x} + (B\varrho_{y})_{y} + ({}^{z}B\varrho_{z})_{z}$$
(15)

2.5 Randbedingungen

In den vertikal diskretisierten Modellen 2.3 und 2.4 sind die Transportgleichungen für die oberste und die unterste Schicht etwas komplizierter als Gl. (11) oder (15) wegen der variablen Schichtdicke, aber diese Formeln wurden der Kürze halber weggelassen. Windschub und Bodenreibung werden für die oberste bzw. unterste Schicht vorgegeben, und durch die entsprechenden Reibungskoeffizienten wird die Verringerung der Turbulenz in der Nähe dieser Berandungen berücksichtigt. Die vertikalen Viskositäts- und Diffusionsterme werden mit impliziten Differenzenausdrücken dargestellt, damit einige Stabilitätseinschränkungen entfallen. Oberfläche, Boden und seitliche feste Ränder werden durch verschwindende Dichtegradienten in Normalrichtung und (teilweise) durch Haftbedingungen für die Geschwindigkeiten simuliert. An den offenen Rändern werden Wasserstand (oder Normalkomponente der Geschwindigkeit), Dichte und Normalkomponenten des Geschwindigkeitsgradienten benötigt, wobei die letzteren häufig zu Null gesetzt werden können.

3. Modellanwendungen

Verschiedene Modelle wurden auf das Gebiet der Emsmündung angewandt. Abb. 1 zeigt das Modellgebiet und die Berandungen.



Abb. 1. Lageplan Ems-Ästuar

Teile der seeseitigen offenen Berandung wurden durch geschlossene Berandungen ersetzt, wie in Abb. 1 dargestellt, aber diese künstlichen geschlossenen Ränder liegen in Gebieten flachen Wassers und niedriger Strömungsgeschwindigkeiten. Das Ästuar wurde durch ein horizontales, zweidimensionales Gitternetz von 1,5 km Gitterweite dargestellt, ergänzt durch einen horizontalen, eindimensionalen Anhang von 1,0 km Schrittweite für den Oberlauf der Ems; der Zeitschritt war 90 s, bedingt durch eine maximale Tiefe von etwa 16 m. Da nur eine begrenzte Anzahl von Meßdaten verfügbar war, mußten mehrere Annahmen gemacht werden. Als Tidebewegung wurde ein Tidezyklus ausgewählt, der einer Normaltide nahekam, und dieser Zyklus von 12 Std. 25 Min. wurde als periodische Randbedingung für den seeseitigen Wasserstand vorgegeben. An drei verschiedenen Stellen wurde ein mittlerer Süßwasserzufluß vorgegeben. Als Randbedingung für den Salzgehalt wurde ein geeignet ausgewählter und gemittelter Satz von Meßdaten am Ort K 1 vorgegeben und zum Vergleich mit den Rechenergebnissen an den Punkten BW 1 und T 27 benutzt (siehe Abb. 1).

3.1 Das vertikal gemittelte Modell für die Hydrodynamik

Der erste Schritt bei der Modellentwicklung war die Aufstellung eines vertikal gemittelten Modells für die Tidedynamik. Dieses Modell wurde benutzt, um Informationen über Bodenreibungskoeffizienten zu erhalten und die Modellgeometrie zu überprüfen. Später wurde das Modell durch den Teil mit Salzgehaltstransport ergänzt und zum Zwecke des Vergleichs mit dem vertikal diskretisierten Modell betrieben.

3.2 Das barokline, vertikal diskretisierte Modell

Dieses Modell hatte sechs Schichten von 2 bis 3 m Dicke in den horizontal zwei- und eindimensionalen Modellteilen. Die Kopplung der Modellteile wurde unter vollständiger

Massenerhaltung für Wasser und Salzgehalt durchgeführt. Folgende Parameter ergaben die beste Übereinstimmung zwischen Rechenergebnissen und Meßdaten:

Bodenreibung	r = 0.006
turbulente Viskositäten	$^{z}A = 0.0019 \text{ m}^{2}/\text{s}$
	A = O
turbulente Diffusivität	$^{z}B = 0.00023 \text{ m}^{2}/\text{s}$
	B = O

Einige Ergebnisse der Rechnung werden in Abb. 2 gezeigt.



Abb. 2. Strömungsgeschwindigkeit und Salzgehalt a) beim Flut-Kenterpunkt, b) beim Ebbe-Kenterpunkt; Pfeile unterhalb der Grafik: 1 m/s; Salzgehalt in %

Hierbei sind die Daten für Geschwindigkeit und Salzgehalt vertikal gemittelte Werte aus dem dreidimensionalen Modell. Große Wattflächen erscheinen in Abb. 2b; der Mechanismus des Überflutens und Trockenfallens wurde in der obersten Modellschicht simuliert. In Abb. 2a ist die relative Unbeweglichkeit des Salzgehalts in flachen Gebieten und Uferzonen zu erkennen; dieser Mechanismus ist von größter Bedeutung für die Dispersion. Die Unregelmäßigkeiten der Geschwindigkeiten am offenen Rand sind ein rechnerischer Effekt und haben keinen Einfluß auf die Ergebnisse im Inneren, weil hierdurch nur die Tangentialkomponenten am Rand beeinflußt werden.

Man sieht in Abb. 2, daß die Umgebung des Dollart nur sehr schematisch durch das Modell dargestellt wird, und hier treten auch die größten Abweichungen auf.

Der Informationsgehalt eines dreidimensionalen Modells ist sehr groß; der Kürze wegen

soll hier nur noch ein weiteres Detail gezeigt werden. Abb. 3 stellt die zeitliche Variation der Vertikalprofile

- a) der West-Ost-Komponente der Geschwindigkeit und
- b) des Salzgehalts
- im Punkt BW 1 dar.



Abb. 3. a) Vertikale Geschwindigkeitsprofile, b) vertikale Salzgehaltsprofile am Ort BW 1. Zahlen an den Kurven bezeichnen die zeitliche Abfolge

Die typischen Deformationen der Vertikalprofile durch die baroklinen Kräfte sind in Abb. 3a nicht zu erkennen, denn diese Deformationen sind zwei Größenordnungen kleiner als die Tidegeschwindigkeiten. Dennoch sind diese Deformationen von größter Wichtigkeit für den Prozeß der Salzausbreitung. Die Anomalie in den Kurven während der Flutphase wird durch Corioliskräfte und geometrische Effekte bewirkt.

Die zugehörigen Salzgehaltsprofile in Abb. 3b zeigen während der Ebbphase eine bestimmte Schichtung an, die während der Flutphase wieder verschwindet. Dieser Effekt wird durch die schnellere Bewegung der oberen Schichten verursacht; während der Flut kann eine instabile Schichtung entstehen, der eine rasche Durchmischung in der Vertikalen folgt.

Eine Testrechnung ohne barokline Kraftterme zeigt keine wesentlichen Änderungen in den Vertikalprofilen von Abb. 3 für einen vollen Tidezyklus.

4. Modelleichung und Ergebniskontrolle

Testrechnungen mit dem vertikal gemittelten Modell zeigten, daß eine befriedigende Simulation der Tidebewegungen mit einem konstanten Bodenreibungskoeffizienten für das gesamte Modellgebiet mit Ausnahme des Dollart erreicht werden konnte. Weil nur eine begrenzte Menge von Meßdaten zur Verfügung stand und weil diese Arbeit eine erste Studie zur Erkundung der Modelleigenschaften war, wurde eine Beschränkung auf globale, örtlich und zeitlich konstante Parameter vorgenommen. Diese Beschränkung ist von praktischem Interesse, weil der Eichaufwand minimal wird; denn ein dreidimensionales Modell ist wegen seines numerischen Aufwandes schwierig zu eichen.

Als erster Schritt wurde die Tidedynamik durch Anpassung von Bodenreibungskoeffizient und vertikaler turbulenter Viskosität geeicht. Der Programmteil für Salzgehaltstransport wurde in dieser Phase nicht benutzt. Als zweiter Schritt wurde der Salztransport durch Änderung der vertikalen turbulenten Viskosität geeicht; daraufhin mußte die Bodenreibung korrigiert werden, um die Tidedynamik wieder zu optimieren. Dieser zweite Schritt mußte mehrmals wiederholt werden. Für jede Berechnung des Salztransports wurden sechs Tidezyklen gerechnet, ausgehend von dem vorher erreichten Zustand. Schließlich wurde die Schichtung durch Variation des vertikalen turbulenten Diffusionskoeffizienten angepaßt; dieser Schritt hatte keine Rückwirkung auf die vorhergehende Eichung. Testrechnungen zeigten, daß die horizontalen Austauschparameter A und B zu Null gesetzt werden konnten.



Abb. 4. Berechneter (----) und gemessener (----) Wasserstand in Abhängigkeit von der Zeit

Abb. 4 zeigt die Ergebnisse für die Wasserstandsberechnungen an drei Orten im Ästuar. Die Abweichungen der berechneten Werte von den Meßdaten werden hauptsächlich durch die zu starke Schematisierung des Dollart verursacht; sie zeigen sich in den Kurven für Oterdum (nahe der Zusammenführung von Ems und Dollart) und Pogum (stromauf). Die Schematisierung der seeseitigen offenen Berandung führt zu keinen wesentlichen Abweichungen.

Abb. 5 zeigt Salzgehaltskurven für drei Orte im Ästuar. Die oberen Kurven (K1) zeigen die "gemessenen" und die vorgegebenen Randbedingungen; für das Modell wurde eine vertikal vollständig durchmischte Randbedingung angenommen. Der Salzgehalt im Inneren des Modellgebietes ist systematisch zu hoch wegen der starken numerischen Diffusion des verwendeten Differenzenschemas. Andererseits sind die "gemessenen" Daten Mittelwerte von mehreren Meßeinsätzen unter verschiedenen Tidebedingungen (STRÖHMER et al., 1976), und man muß ihnen beträchtliche Streuungen zuordnen. Daher sollte die Übereinstimmung mit der berechneten Modelltide nicht allzu eng sein. Offenbar sind Tidephase und -amplitude, mittlerer Salzgehalt und Schichtung für praktische Zwecke hinreichend genau wiedergegeben.



Abb. 5. Berechneter (glatte Linien) und "gemessener" (Polygonzüge) Salzgehalt in Abhängigkeit von der Zeit. Jedes Kurventripel stellt den Salzgehalt am Boden, in der Mitte und an der Wasseroberfläche dar



Das Verschwinden der Schichtung während der Flutphase wird in der Abbildung deutlich, und es ist in den Meßdaten ebenfalls schwach angedeutet.

Der Salzgehalt am offenen Rand K1 wurde variiert, um die Auswirkung dieser Randbedingung im Innenbereich zu untersuchen. Bei einem konstanten Wert von 30 % anstelle der zeitlichen Variation in Abb. 5 änderten sich die Ergebnisse im Inneren des Modellgebietes kaum. Dieses Ergebnis zeigt, daß der Mittelwert des Salzgehalts am Rande wichtig ist, aber kleine zeitliche Variationen die Ergebnisse nicht stark beeinflussen. Folglich ist es nicht nötig, die offene Modellberandung so weit außen in die See zu legen, daß es praktisch keine Tideschwankungen des Salzgehalts gibt; im vorliegenden Fall war ein konstanter Salzgehalt vollkommen ausreichend. Wegen des verwendeten Differenzverfahrens (stromauf) war es nicht notwendig, ein- und ausströmende Randbedingungen besonders zu unterscheiden.

Schließlich ist in Abb. 6 noch eine Ergebniskontrolle dargestellt.

Hier werden die Extremwerte des Salzgehalts während eines Tidezyklus entlang der Mittellinie des Ästuars (strichpunktierte Linie in Abb. 1) für die Rechnung, die hydraulischen Modelluntersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau (VOLLMERS et al., 1976) sowie ein Satz von gemittelten Meßdaten aufgetragen. Da die verschiedenen Kurven unter verschiedenen Tide- (und möglicherweise Durchfluß-)bedingungen ermittelt wurden, kann man keine perfekte Übereinstimmung erwarten. Die größten Abweichungen treten im Dollart auf, sowohl für das mathematische als auch für das hydraulische Modell. Die Abbildung zeigt, daß die Approximation der Meßdaten durch beide Modelle von vergleichbarer Güte ist.

Eine weitere Simulation der Salzausbreitung wurde mit dem vertikal gemittelten Modell unternommen. Wie in einem anderen Bericht (FISCHER, 1978) erläutert, gelang es nicht, durch Anpassung eines Bodenreibungsparameters und eines einzigen horizontalen Diffusionsparameters zufriedenstellende Ergebnisse für den Salzgehalt zu errechnen. Weitere Versuche mit orts- und zeitabhängigen Diffusionsparametern wurden nicht unternommen, aber vermutlich kann man mit hinreichend vielen Freiheitsgraden gute Modellergebnisse erreichen.

5. Schlußfolgerungen

Eine zufriedenstellende Simulation der Salzausbreitung in einem durchmischten Ästuar ist in einem räumlich dreidimensionalen Modell mit drei freien Parametern durchgeführt worden. Die Ergebnisse des mathematischen Modells sind vergleichbar mit Resultaten von hydraulischen Modelluntersuchungen. Die Salzausbreitung wird hauptsächlich durch die kombinierte Wirkung von vertikaler turbulenter Viskosität und Bodenreibung beeinflußt. Der vertikale turbulente Diffusionsparameter konnte separat angepaßt werden und hat nur eine Auswirkung auf die vertikale Schichtung. Die Genauigkeit der Simulation war eingeschränkt durch die Grobheit des Gitternetzes und künstliche Diffusion auf Grund des numerischen Verfahrens. Eine analoge Simulation mit einem vertikal gemittelten Modell mit konstantem horizontalem Diffusionsparameter ergab keine ausreichenden Resultate.

Ausgehend von einer bestimmten, in den Ergebnissen zu erreichenden Genauigkeit, die hauptsächlich durch die Genauigkeit der verfügbaren Daten gegeben ist, konnte unter den folgenden Einschränkungen ein befriedigendes Ergebnis erzielt werden:

- a) konstante vertikale turbulente Viskosität,
- b) konstante Bodenreibung,
- c) konstante vertikale turbulente Diffusivität,
- d) konstanter Salzgehalt am offenen Rand,

e) ein grobes Gitternetz in der horizontalen Ebene und

f) nur sechs Gitterpunkte in der Vertikalen.

Diese Einschränkungen ermöglichten die Simulation der vertikalen und lateralen dispersiven Strömungen in einem Modell bei mäßigem Rechenzeitbedarf.

Für praktische Zwecke kann die folgende Einteilung von Modellen und ihren Anwendungen vorgenommen werden. Vertikal gemittelte Modelle sind zur Berechnung der Tidedynamik nützlich, und hierbei können die baroklinen Kräfte weggelassen werden. Bei starker lateraler Tiefenvariation ist eine laterale Diskretisierung notwendig. Für die Salzausbreitung in einem d u r c h m i s c h t e n Ästuar sollte ein vertikal diskretisiertes Modell benutzt werden; auch hier sollte eine laterale Diskretisierung bei starker lateraler Tiefenvariation verwendet werden. Für die Salzausbreitung in einem g e s c h i c h t e t e n Ästuar gelten dieselben Bedingungen; in diesem Fall muß jedoch vermutlich eine vertikale Viskosität benutzt werden, die vom Grade der Schichtung abhängig ist.

6. Würdigungen

Die vorliegende Arbeit wurde durch Mittel der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Sonderforschungsbereich 79, finanziert. Der Autor ist den Herren D. Steen vom Wasser- und Schiffahrtsamt Emden für den größten Teil der Meßdaten, Dr. P. Ströhmer von der Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz für einen Bericht über Salzgehaltsmessungen in der Ems sowie der Bundesanstalt für Wasserbau Hamburg für die hydraulischen Meßergebnisse zu Dank verpflichtet.

7. Schriftenverzeichnis

- FISCHER, K.: Numerical Salinity Intrusion Models. Proc. Int. Conf. on Water Resources Engineering, Bangkok, 1978.
- HANSEN, W.: Hydrodynamical Methods Applied to Oceanographic Problems. Mitt. Inst. Meereskunde, Univ. Hamburg, 1, 1962.
- KROGH, O., DAHL-MADESEN, K. I., GARGAS, E., SCHRØDER, H.: A Numerical Model of Oxygen Conditions in a Two-Layered Marine Environment. Proc. Int. Conf. on Water Resources Engineering, Bangkok, 1978.
- LEENDERTSE, J. J.: Aspects of a Computational Model for Long-Period Water Wave Propagation. Rand Memorandum 5294, 1967.
- SIMONS, T. J.: Development of Threedimensional Numerical Models of Great Lakes. Canada Center for Inland Waters, Scientific Series 12, Burlington, 1973.
- STRÖHMER, P. u. WANDER: Untersuchungen über den chemischen und biologischen Zustand, über das Selbstreinigungsvermögen und über die Belastbarkeit des Ems-Ästuars. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, 1976.
- SÜNDERMANN, J.: Die Hydrodynamisch-Numerische Berechnung der Vertikalstruktur von Bewegungsvorgängen in Kanälen und Becken. Mitt. Inst. Meereskunde, Univ. Hamburg, 19, 1971.
- VOLLMERS, H. u. OHLMEYER, F.: Modellversuche für die Umleitung der Ems, Teil 3, Salzgehaltsverteilung. Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg, 1976.

Wahrscheinlichkeiten und Häufigkeiten von Extremsturmfluten

Von Alfred Führböter

Zusammenfassung

Die Nordsee stellt als Flachwassergebiet einen äußerst empfindlichen Indikator für Klimaänderungen dar, insbesondere für solche Wetterlagen, die Sturmfluten erzeugen können. Die Sturmflutkatastrophe in den Niederlanden im Jahre 1953, die Februarsturmflut 1962 an der deutschen Nordseeküste, der Adolph-Bermpohl-Orkan 1967 mit mittleren Windgeschwindigkeiten von 37 m/s über fünf Stunden, der extreme Kontinentalorkan im November 1972 mit schwersten Sturmschäden von Frankreich bis Polen, die Sturmflutkette im Herbst 1973 und die extremen Januarsturmfluten 1976 können als Anzeichen für Änderungen der meteorologischen Bedingungen gewertet werden. Es sollen im folgenden einige Gedankenmodelle vorgestellt werden, mit denen aus den Änderungen der beobachteten Häufigkeiten auch Änderungen der damit verbundenen Wahrscheinlichkeiten nachgewiesen werden können.

Summary

The North Sea, as a very shallow sea greatly affected by high winds, acts as an extremely sensitive indicator of climatic changes and especially of weather conditions which produce surges. The flood disasters in the Netherlands in 1953, in Germany in 1962, the Adolph-Bermpohl-Orkan (1967), with mean wind speed of 37 m/sec over 5 hours, the severe inland storm of November 1972 which damaged forests from France to Poland, the series of six bad floods in November/December 1973 and the two severe floods in January 1976 with the highest water levels ever registered in the German Bight all indicate some change in meteorological conditions.

The paper introduces some conceptual models which show how the frequencies and probabilities of severe storm surges are changing over time.

Es ist bekannt, daß wegen der komplexen Überlagerungen der sturmfluterzeugenden Parameter wie Windgeschwindigkeit, -richtung, -dauer usw. mit dem Tidegeschehen keine exakte Angabe für einen höchstmöglichen Sturmflutwasserstand gegeben werden kann; es sind nur Wahrscheinlichkeitsaussagen möglich. Bereits 1939 zeigte WEMELSFELDER, daß bei der Auftragung der beobachteten Häufigkeiten von Extremwasserständen (z. B. der jährlichen HThw) in einem halblogarithmischen Koordinatensystem der Bereich der höchsten Wasserstände (= geringste Häufigkeiten) eine nahezu lineare Beziehung zwischen Wasserstand und Häufigkeit aufweist; wird diese Gerade extrapoliert, so können dann die Wahrscheinlichkeiten von Wasserständen berechnet werden, die - im Mittel natürlich! - einmal in 100 Jahren, 500 Jahren usw. zu erwarten sind. Vorausgesetzt wird dabei, daß die betrachteten Ereignisse (= Sturmflutwasserstände) voneinander unabhängig sind und daß die sturmfluterzeugenden Zufallsprozesse zeitlich stationär sind. Weiterhin sind zur Anwendung dieses Verfahrens genügend lange Zeitreihen erforderlich. Lange Zeitreihen stehen an der deutschen Nordseeküste an den Pegeln Cuxhaven (1813 bis 1976, n = 164 Werte), Wilhelmshaven (1854 bis 1976, n = 123 Werte) und Husum (1876 bis 1976, n = 110 Werte) zur Verfügung; bei diesen Pegeln kann angenommen werden, daß keine nennenswerten Beeinflussungen durch Baumaßnahmen usw. in den betrachteten Zeiträumen aufgetreten sind.

Abb. 1 zeigt für den Pegel *Cuxhaven* die halblogarithmische Darstellung der Häufigkeitsverteilung einmal der Originalwerte und ebenfalls der Werte, die mit dem Säkularanstieg (für den Pegel *Cuxhaven:* 23 cm/Jahrhundert) auf das Jahr 1975 beschickt wurden; eine solche Beschickung ist für jeden Pegel notwendig, damit die bekannten langjährigen Trends ausgeschaltet werden, die nicht unmittelbar mit den aktualmeteorologischen Ursachen von Sturmfluten verbunden sind. Am Beispiel *Cuxhaven* ist zu sehen, daß durch diese Beschickung die Sturmflut von 1825 vom dritten auf den zweiten Platz rückt (Abb. 1); es werden im folgenden stets Werte verwendet, die mit dem Säkularanstieg des entsprechenden Pegels auf das Jahr 1975 beschickt wurden.

Abb. 1 zeigt beobachtete Häufigkeiten, aus denen die abstrakten Wahrscheinlichkeiten (nach POISSON, 1841) in Form einer mathematischen Verteilungsfunktion ermittelt werden sollen. Wie Abb. 1 zeigt, ordnen sich die zahlreichen Punkte im Bereich der niedrigeren Wasserstände (= große Häufigkeiten) gleichsam von selbst





zu einer leicht gekrümmten Verteilungsfunktion an, während die zahlenmäßig geringere Gruppe der Werte für die hohen Wasserstände (Extremsturmfluten) sich asymptotisch der Funktion einer Geraden nähert (WEMELSFELDER, 1939).

Für den Bemessungswasserstand der Küstenschutzbauten wie Deiche usw. ist aber gerade die Gruppe der Extremereignisse und deren Verteilungsfunktion von Interesse, die nach WEMELSFELDER (1939) eine einfache Exponentialfunktion ist und daher im halblogarithmischen Koordinatensystem eine lineare Näherung ergibt; die Verteilung der niedrigeren Sturmfluten ist hier ohne Bedeutung. Es bedarf nun aber einer genaueren Definition dessen, was ein "Extremereignis" exakt ist. Begriffsfestlegungen wie "schwere" oder "sehr schwere"

Sturmflut entweder nach Wasserstand oder nach Häufigkeit helfen hier nicht weiter; in beiden Fällen wird mit einer willkürlichen Grenze ein Abschnitt der Häufigkeitsfunktion abgetrennt, beim Wasserstand durch eine waagerechte, bei der Häufigkeit durch eine senkrechte Trennlinie im Koordinatensystem (Abb. 1).

Bei einem Würfelspiel ist jedes "Ereignis" als einzelner Wurf klar definiert, und eine Folge von Würfen als "Kollektiv" ist eine Anzahl von diskreten und voneinander unabhängigen Ereignissen, bei denen die "abstrakten Wahrscheinlichkeiten" deduktiv bekannt sind. Bei Sturmfluten dagegen ist es offenkundig, daß z. B. die beiden Februarsturmfluten 1962, die Sturmflutfolge im Herbst 1973 oder die beiden Januarfluten 1976 keine unabhängigen Ereignisse im Sinne der Wahrscheinlichkeitstheorie sein können; sie stehen als Folgen von Großwetterlagen in engsten Zusammenhängen. Selbst wenn, wie auf Abb. 1, nur die jährlichen HThw als "Ereignisse" gewertet werden, ist es nicht sicher, ob die Großwetterlagen in aufeinanderfolgenden Jahren voneinander unabhängig sind (vgl. z. B. v. MISES, 1972).

Die Frage, was ein "Extremereignis" ist, kann aber in der Art beantwortet werden, daß nacheinander als "Ereignis" das HThw einer Folge von N = 1, 2, 3 . . . bis zu N = 20 Jahren gewertet wird und die dabei auftretenden Veränderungen der Häufigkeitsfunktionen (auf Abb. 1 mit N = 1 Jahr) untersucht werden. Als signifikanter Indikatorwert für die Änderungen der Häufigkeitsfunktionen ist dabei der Wert H₁₀₀ geeignet als der Wasserstand, der nach den Gesetzen der Wahrscheinlichkeit im Mittel einmal in einer Folge von 100 Jahren zu erwarten ist. Die Variation der Zahl der Jahre N, deren Höchstwasserstand (HThw) als Ereignis in das Kollektiv aufgenommen wird, liefert dann Funktionen H₁₀₀(N), deren Verhalten wichtige Aufschlüsse über die Eigenschaften der Zeitreihen von n Jahren ergibt. Die Funktionen H₁₀₀(N), H₅₀(N) und H₁₀(N) zeigen für. alle drei Küstenpegel (*Cuxhaven, Wilhelmshaven* und *Husum*) übereinstimmend ein Verhalten, bei dem für N > 5 Jahre die Kurven auf asymptotische Grenzwerte konvergieren, die bis zu N = 20 Jahre konstant bleiben. Dieses Verfahren liefert also einen Konvergenztest, bei dem die (linearen) Näherungsfunktionen im Bereich zwischen N = 5 Jahre und N = 20 Jahre nahezu unverändert bleiben (FÜHRBÖTER, 1976).

Abb. 2 zeigt die Funktionen H(N) mit ihrem Konvergenzverhalten für N > 5 Jahre; auf den Abb. 3 (*Cuxhaven*), Abb. 4 (*Wilhelmshaven*) und Abb. 5 (*Husum*) sind die linearen Näherungsfunktionen als Ausgleichsgeraden für N = 5, N = 10, N = 15 und N = 20 Jahre dargestellt; es geht aus Abb. 3 bis 5 hervor, daß, unabhängig von der abnehmenden Zahl der Werte, die Lage der Geraden und ihre Anpassungsgüte fast unverändert bleiben; die mittleren Abweichungen Δ H (nach der Methode der kleinsten Quadrate) betragen nur wenige Zentimeter.

Die Ausgleichsgeraden, bei denen sich der "Jahrhundertwasserstand" H_{100} als Interpolation ergibt und höhere Wasserstände extrapoliert werden können, sind jetzt als die "abstrakten Wahrscheinlichkeiten" im Sinne von POISSON zu verstehen.

Als wichtigstes Ergebnis der Konvergenzuntersuchungen (Abb. 2 bis 5) ist festzuhalten, daß jetzt ein "Extremergebnis" als das HThw einer Folge von wenigstens N = 5 Jahren definiert werden kann; außerdem wird dabei aber auch ein Verfahren gewonnen, das zu jeder genügend langen Zeitreihe von Jahren vergleichbare Ereignisse liefert (FÜHRBÖTER, 1976).

Damit ist jetzt auch die Möglichkeit gegeben, zeitliche Veränderungen dieser Wahrscheinlichkeiten zu untersuchen; es soll als signifikanter Wahrscheinlichkeitswert weiterhin der Wert H_{100} verwendet werden, der dann zu einer zeitabhängigen Funktion H_{100} (t) wird.

Liegt eine genügend lange Zeitreihe vor, so kann hier das Gedankenmodell Langlebiger Chronist angewendet werden. Dieser beginnt z. B. beim Pegel Cuxhaven seine Arbeit im Jahre 1862 mit einer Folge von n = 50 Jahren (bei N = 5 Jahre sind dieses 10



Abb. 2. Konvergenztest für die Funktion H(N) (Pegel Cuxhaven, Wilhelmshaven und Husum)























Werte) und berichtigt dann jeweils nach weiteren 5 Jahren die gewonnenen Ergebnisse, bis er bei n = 164 Jahren im Jahre 1976 die gesamte Zeitreihe in seine Berechnung einbezogen hat. Abb. 6 zeigt als Balkendiagramm die Häufigkeitswerte (HThw von N = 5 Jahren) sowie die WASSERSTAND $H_{100}(t)$



Abb. 6. Gedankenmodell "Langlebiger Chronist" (Pegel Cuxhaven)

Funktion H_{100} (t), die von 1862 bis 1961 eine monoton fallende Tendenz aufweist; die Sturmflutereignisse von 1962 und 1976 liefern dagegen Diskontinuitäten in Form positiver Sprünge, die jeweils etwa einen Dezimeter betragen.

Es ist leicht einzusehen, daß die Funktion H_{100} (t) nach Abb. 6 nicht die eines zeitlich stationären Prozesses sein kann; eine solche müßte mit zunehmender Länge der Zeitreihe abnehmende Sprunghöhen um einen gleichbleibenden Mittelwert aufweisen, wie es auf Abb. 7 schematisch dargestellt ist; auf Abb. 6 erscheinen aber Sprünge erst am Ende der Zeitreihe (FÜHRBÖTER, 1976). Im Gegensatz zu dem L a n g l e b i g e n C h r o n i s t e n beginnt der Z u r ü c k e r i n n e r n d e C h r o n i s t seine Arbeit im Jahre 1976 mit den n = 5 Jahren stetig in die Vergangenheit zurück, bis er ebenfalls alle n = 164 Werte der Zeitreihe erfaßt. Das Ergebnis zeigt Abb. 8; die Diskontinuitäten erscheinen hier entsprechend dem veränderten Verfahren bei anderen Sturmfluten als auf Abb. 6. Hier ist ein mit der Zeit zunehmender Trend festzustellen oder, umgekehrt gesehen, der Wasserstand $H_{100}(t)$ wird umso niedriger, je länger die verwendete Zeitreihe wird; das instationäre Verhalten der Kurve auf Abb. 6 tritt auf Abb. 8 in reziproker Form auf.



Abb. 7. Beispiel der Funktion H100 (t) für einen stationären Zufallsprozeß









Sowohl bei dem "Langlebigen Chronisten" als auch bei dem "Zurückerinnernden Chronisten" tritt mit zunehmender Zeitreihe n eine veränderte Wichtung der Zufallsprozesse ein, die als meteorologische Ereignisse die Sturmfluten verursachen. Dieses vermeidet der V er g eßliche Chronist, der wie der "Langlebige Chronist" seine Berechnungen im Jahre 1862 mit der Jahresreihe von n = 50 Jahren von 1813 bis 1862 beginnt, nach jedem weiteren Zeitabschnitt von weiteren 5 Jahren aber den jeweils ältesten Wert, so 1866 den von 1813 bis 1817 "vergißt", so daß bei seiner Auswertung jeweils nur die Ereignisse der letzten 50 Jahre berücksichtigt werden; so ist bei n = konst. = 50 Jahren eine gleichbleibende Wichtung der Ereignisse vorhanden. Entsprechend dieser kürzeren Zeitreihe reagiert der "Vergeßliche Chronist" wesentlich nervöser auf die Ereignisse, besonders auf die von 1962 und 1976; Abb. 9 zeigt, daß hier die Funktion $H_{100}(t)$ mit zwei starken Diskontinuitäten um fast einen Meter ansteigt, während die in den Jahren von 1875 (hier wird die Sturmflut von 1825 "vergessen") bis 1961 nur um wenige Dezimeter schwankt (FÜHRBÖTER, 1976).

Die Zeitreihen der Pegel Wilhelmshaven und Husum zeigen ein ähnliches Verhalten; von hohem Interesse ist, daß ähnliche Erscheinungen auch an der englischen Nordseeküste festgestellt werden. Abb. 10 zeigt das Verhalten der Wasserstände H_{250} , H_{100} , H_{50} und H_{10} für den Pegel *Immingham* nach GRAFF (1979); die zeitlich veränderlichen Zeitreihen "to base 1920" entsprechen dabei dem Gedankenmodell "Langlebiger Chronist", die "to base 1978" dem des "Zurückerinnernden Chronisten".



Abb. 10. Wasserstände H250(t) bis H10(t) für den Pegel IMMINGHAM nach GRAFF (1979)

GRAFF (1979) verwendete dabei die Näherungsfunktion von JENKINSON (1955). Auf Abb. 11 (nach WOLPERS, 1979) sind für den Pegel *Cuxhaven* (N = 5 Jahre) die Werte H₁₀₀ nach verschiedenen Wahrscheinlichkeitsfunktionen denen nach WEMELSFELDER (1939) und denen nach dem Konvergenztest mit N = 5 Jahre (FÜHRBÖTER, 1976) gegenüberstellt. Es geht aus Abb. 11 hervor, daß weniger die Art der Wahrscheinlichkeitsfunktionen als die Länge der verwendeten Zeitreihe die Ergebnisse beeinflussen.



Abb. 11. Vergleich der Ergebnisse verschiedener Wahrscheinlichkeitsfunktionen für den Wert H₁₀₀ (Pegel *Cuxhaven*, Werte auf 1975 beschickt)

Dies veranschaulichen auch die Ausgleichsgeraden für n = 50 Jahre von 1912 bis 1961, 1913 bis 1962 und 1927 bis 1976 für den Pegel *Cuxhaven* auf Abb. 12; die Gegenüberstellung zeigt, daß Unterschiede für H₁₀₀ von fast einem Meter auftreten.

Wie eingangs bemerkt, sind in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts Anomalien in den Großwetterlagen aufgetreten, die zu einer zunehmenden Häufigkeit von Extremsturmfluten geführt haben; verbunden damit ist auch die Zunahme der Sturmflutwahrscheinlichkeiten. Für die zukünftige Entwicklung sind folgende drei Möglichkeiten denkbar (Abb. 13):



Abb. 12. Änderung des Wertes H₁₀₀ bei Verwendung verschiedener Zeitreihen (n = 50 Jahre, Pegel *Cuxhaven*)



Abb. 13. Möglichkeiten zukünftiger Entwicklungen der Wahrscheinlichkeit W von Extremsturmfluten (schematisch)

a) Die Sturmflutwahrscheinlichkeit hat sich nach 1950 in Art eines Flip-Flop-Mechanismus sprunghaft geändert; es sind in der Zukunft höhere, aber gleichbleibende Sturmflutwahrscheinlichkeiten zu erwarten.

b) Die Sturmflutwahrscheinlichkeit fällt nach einem Maximum wieder auf die der ersten Jahrhunderthälfte zurück und

c) als gefährlichste Möglichkeit: Die Sturmflutwahrscheinlichkeit nimmt auch in Zukunft weiter zu.

Bei der zuletzt genannten Möglichkeit kann nicht ausgeschlossen, aber auch nicht bewiesen werden, daß an solchen Entwicklungen bereits anthropogene Einwirkungen auf das

Großklima der Erde beteiligt sind. Es kann von der Meteorologie her noch nicht vorausgesagt werden, welche Möglichkeit eintreten wird (vgl. dazu FLOHN, 1967, und LAMB, 1976); der Erforschung solcher Entwicklungen sollte aber auch von den Ingenieurwissenschaften her verstärkte Aufmerksamkeit gewidmet werden.

Schriftenverzeichnis

FLOHN, H.: Klimaschwankungen in historischer Zeit. Die Wissenschaft, Bd. 122, 1967.

- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremfluten an der deutschen Nordseeküste. (On the Time-Dependent Changes of the Probability of Extreme Storm Floods at the German North Sea Coast.) Mitt. des Leichtweiss-Instituts der Techn. Univ. Braunschweig, Nr. 51, 1976.
- GRAFF, J.: Concerning the Recurrence of Abnormal Sea Levels (zur Veröffentlichung in "Coastal Engineering" 1979 vorgesehen).
- JENKINSON, A. F.: The Frepuency Distribution of the Annual Maximum (or Minimum). Values of Meteorological Elements. Quart. J. Roy. Meteorological Society, April 1955.
- LAMB, H. J.: Remarks on the Current Climatic Trend in its Perspective. Proceedings WMO/ IAMAP, Symposion on Long-Term Climatic Fluctuation, Norwich, August 1975.
- v. MISES: Wahrscheinlichkeit, Statistik und Wahrheit. 4. Auflage, Springer-Verlag Wien, New York, 1972.
- POISSON, S. D.: Lehrbuch der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Deutsche Übersetzung von Dr. Schnuse, G. E. E. Meier Verlag, Braunschweig, 1841.
- WEMELSFELDER, P. J.: Wetmatigheden in het optreden van stormvloeden. De Ingenieur, Maart 1939.
- WOLPERS, F: Über Wahrscheinlichkeitsverteilungen für extreme Sturmflutereignisse. (Zur Veröffentlichung in Mitt. des Leichtweiss-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, 1979 vorgeschen).

Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste

Von Hanz Dieter Niemeyer

Zusammenfassung

Die Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung betreibt seit 1976 das Seegangsmeßprogramm Ostfriesische Inseln und Küste. Die bisher gewonnenen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Es besteht ein enger Zusammenhang zwischen den im seewärtigen Untersuchungsgebiet auftretenden Wellenhöhen und den während der vorausgehenden drei Stunden herrschenden mittleren Windgeschwindigkeiten.

2. Die Dämpfung des Seegangs durch Brandung auf dem Riffbogen vor dem Seegat und dem Nordweststrand der Insel kann quantitativ in Abhängigkeit von den morphologischen Randbedingungen dargestellt werden. Die dort stattfindende starke Energieumwandlung führt zu brandungsfreien Zonen zwischen Riffbogen und Inselstränden sowie Festlandsdeichen.

3. Der sich über die Watten vom Seegat zur Festlandsküste ausbreitende Seegang unterliegt einer fortschreitenden, quantifizierbaren Dämpfung, die auf Refraktion, Shoaling, Diffraktion, Perkolation und Sohlreibung zurückzuführen ist.

4. Die relativ geringere Seegangsbelastung von Vorlanddeichen gegenüber der von Schardeichen kann nicht als Folge des Brechens hoher Wellen auf den Vorländern angesehen werden. Vorländer bestehen nämlich insbesondere dort, wohin sich wegen der morphologischen Gegebenheiten ohnehin nur stark gedämpfter Seegang ausbreiten kann.

5. Es hat nach den bisherigen, noch abzusichernden Untersuchungen den Anschein, als ob die längeren, weniger hohen und nicht die höheren, aber kürzeren Wellen des Spektrums den höheren Wellenauflauf verursachen.

Summary

The Research Station for Island and Coast Protection Norderney has been operating the wave measurement program East Frisian Islands and Coast for two years. This study is supported by the German Federal Ministry for Research and Technology (BMFT) through the German Committee on Coastal Engineering Research. The first results can be summarized in the following manner:

1. There is a high correlation between the wind speed prevailing the last three hours and the heights of local waves subsequently occuring.

2. Wave energy dissipation on the bar enclosing the tidal inlet and the northwestern shore of the island situated eastward of the inlet can be described in a quantitative manner in respect of the different morphological features of the bar.

3. The intensive wave energy dissipation on the bar prevents the breaking of waves spreading out over the tidal flats due to limited water depth, which indicates in spite of that a wave height damping in a certain order of magnitude.

4. The continuous wave damping on the tidal flats leads to such a decreasement of heights that any wave breaking cannot occur there due to restricted water depth not even on dykeforelands during the duration of high storm tide water levels.

5. It seems to be that not the highest, but mainly the longer waves induce the heighest wave run-up on sea dykes.

Inhalt

1.	Einleitung						 						•				54	4
2.	Das Untersuchungsgebiet					 										•	54	4

3.	Seegangserzeugende Kräfte	57
4.	Seegangsdämpfung durch Riffbrandung	59
5.	Seegangsdämpfung auf den Watten	54
6.	Untersuchungen zum Wellenauflauf	57
7.	Schriftenverzeichnis	59
8.	Symbole	69

1. Einleitung

Das Seegangsklima im Küstenvorfeld der südlichen Nordsee ist insbesondere durch die Steilheit und Kurzkämmigkeit der hier auftretenden Windsee gekennzeichnet. Da wegen der geringen Wassertiefen bereits bei einer Windwirkung von wenigen Stunden der Seegang voll ausgereift ist, überlagern sich im allgemeinen verschiedene Systeme. Diese Besonderheiten erschweren seine Abschätzung mit Hilfe konventioneller, in anderen Seegebieten entwickelter Wellenvorhersageverfahren erheblich. Das gilt insbesondere in den morphologisch stark gegliederten Gebieten des Küstenvorfeldes. Ebenso ist eine naturähnliche Beschreibung derart unregelmäßigen Seegangs mit Hilfe deterministischer Wellentheorien nicht möglich.

Um trotz dieser Schwierigkeiten eingehendere Kenntnisse über das Seegangsgeschehen zu gewinnen, wurde nach Schaffung der meßtechnischen Voraussetzungen mit umfangreichen Naturmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste begonnen. Die ersten Untersuchungsprogramme wurden auf den zur See offen liegenden Watten des südlichen Elbmündungsgebietes (SIEFERT, 1974) und in der Brandungszone vor Sylt (FÜHRBÖTER, 1974) vorgenommen.

Seit 1976 betreibt die Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney ein umfangreiches Seegangsmeßprogramm im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste, das aus Mitteln des Bundesministers für Forschung und Technologie über das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen gefördert wird. Hierdurch werden im Bereich der deutschen Nordseeküste erstmals Untersuchungen des Seegangsklimas an einer inselgeschützten Wattküste möglich. Wissenschaftliche Zielsetzung, Konzeption des Meßnetzes und gerätetechnische Ausstattung dieses Seegangsmeßprogramms sind bereits an anderer Stelle eingehend beschrieben worden (LUCK u. NIEMEYER, 1976, 1977).

Im folgenden werden erste Ergebnisse des Programms mitgeteilt, die auf der Grundlage der während der Meßperioden 1976/77 und 1977/78 aufgezeichneten Daten erarbeitet wurden. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf eine Diskussion der meßtechnischen Probleme, die bei den Untersuchungen aufgetreten sind, verzichtet.

2. Das Untersuchungsgebiet

Das Gebiet der Ostfriesischen Inseln und Küste (Abb. 1) ist charakterisiert durch eine Kette seewärts vorgelagerter Düneninseln, die vom Festland durch einen breiten Saum von Watten getrennt sind. Die Füllung und Entleerung dieser Wattgebiete erfolgt im Tiderhythmus durch die zwischen den Inseln liegenden Seegaten mit ihren schmalen, tiefen Rinnen, in welchen sich starke Strömungen ausbilden. Seewärts werden die Seegaten von Ketten wandernder Platen – den Riffbögen – umlagert, in denen der Sand vom Ostende einer Insel zur östlich benachbarten bewegt wird.

Dieses morphologische Formeninventar wird zum einen von der gestaltenden Kraft des



Abb. 1. Ostfriesische Inseln und Küste





Abb. 2. Meßnetz des Seegangsmeßprogramms Ostfriesische Inseln und Küste



Abb. 3. Sektor der für die Seegangsentwicklung effektivsten Windrichtungen

Seegangs mitgeprägt, hat aber zum anderen einen erheblichen Einfluß auf den Seegang bei seiner Fortpflanzung von der offenen See bis an die Inselstrände und Festlandsküste.

Die Untersuchung dieser Vorgänge mußte aus ökonomischen Gründen auf ein Gebiet begrenzt werden, dessen morphologisches Formeninventar als repräsentativ für den gesamten Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste angesehen werden kann. Es wurde daher im Einzugsbereich des Norderneyer Seegats ein von der offenen See bis zur Festlandsküste reichendes Meßnetz mit 13 Wellen-, 4 Wellenauflauf- und 2 Langzeitpegeln errichtet (Abb. 2). Die räumliche Anordnung der Geräte ist an den im folgenden angeführten Hauptuntersuchungszielen des Programms orientiert:

- 1. Entwicklung von Beziehungen für die Seegangsvorhersage an Hand von Winddaten im seewärtigen Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste,
- quantitative Erfassung der Energieumwandlung des Seegangs durch die Brandung auf den Riffbögen unter Berücksichtigung des unterschiedlichen morphologischen Formeninventars,
- 3. Erfassung der Seegangsdämpfung bei Ausbreitung über die Watten,
- Ermittlung von Bemessungsgrößen im Hinblick auf die Seegangsbelastung von Küstenschutzwerken unter Berücksichtigung der hydrologisch-morphologischen und konstruktiven Randbedingungen.

3. Seegangserzeugende Kräfte

Für die Seegangsentwicklung seewärts der Untersuchungsgebiete sind Windbewegungen aus westlichen bis nordnordöstlichen Richtungen von besonderer Bedeutung, da in diesem Richtungsbereich die längsten Windwirkwege über verhältnismäßig große Wassertiefen vorhanden sind (Abb. 3). Bei Winden aus diesen Richtungen tritt im Untersuchungsgebiet der stärkste Seegang auf, und zur Ausbildung voll ausgereiften Seegangs ist selbst bei hohen Windgeschwindigkeiten nur eine Wirkdauer von wenigen Stunden erforderlich (NIEMEYER, 1976). Die hydrographischen Merkmale dieses Gebietes lassen für gleiche Windbedingungen die Entstehung eines in seiner Größenordnung fast einheitlichen Seegangs erwarten. Daher wurden erste Untersuchungen zur Überprüfung von Zusammenhängen zwischen Windgeschwindigkeiten und Wellenhöhen im Küstenvorfeld an Hand des in der Station I gemessenen Seegangs und der Windregistrierungen der Wetterwarte Norderney vorgenommen. Als kennzeichnende Größen wurden die signifikante und die maximale Wellenhöhe einer Meßreihe sowie die mittlere Windgeschwindigkeit für die letzten drei oder sechs Stunden vor Beginn der Wellenmessungen ausgewählt. Die Tests wurden dabei vorab lediglich mit der signifikanten Wellenhöhe H1/, ausgeführt, da hierfür eine geringere Streuung als bei der Verwendung von H_{max} zu erwarten war.

An Hand einer linearen Regression konnte dann für das gesamte Datenkollektiv eine recht gute Übereinstimmung zwischen dem Quadrat der mittleren Windgeschwindigkeit, die in den letzten sechs Stunden vor Beginn der jeweiligen Wellenmessung herrschte, und der signifikanten Wellenhöhe erzielt werden (Abb. 4). Um zu dimensionsechten Gleichungen zu gelangen, ist dabei die Wellenhöhe dem Verhältnis von quadrierter Windgeschwindigkeit und Erdbeschleunigung gegenübergestellt worden.

Alternativuntersuchungen mit demselben Datenkollektiv ergaben die beste Übereinstimmung für einen Potenzansatz (Abb. 5). Auch physikalisch entspricht der hier gefundene Ansatz eher den wirklichen Gegebenheiten, da er sich besser dem Ausreifeprozeß des Seegangs anpaßt als ein lineares Gesetz.







Vergleiche des Einflusses der Windwirkdauer zeigen weiterhin, daß eine bessere Übereinstimmung zwischen den Daten und der Anpassungsfunktion erreicht werden kann, wenn für die Windgeschwindigkeit nur das Mittel der letzten drei Stunden berücksichtigt wird (Abb. 6). Ebenso wie für die signifikante Wellenhöhe läßt sich auch für die maximale Wellenhöhe eine derartige Beziehung mit hoher statistischer Absicherung finden (Abb. 7). Diese Ergebnisse zeigen, daß für die Windsee im Untersuchungsgebiet die in den letzten drei Stunden vor ihrem Auftreten herrschenden Windgeschwindigkeiten maßgebend für ihre Höhenentwicklung sind.

Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit denen der Untersuchungen von SCHÜTTRUMPF (1973) in bezug auf die Gültigkeit der Wellenvorhersageverfahren von BRETSCHNEIDER (1954, 1957) für den Bereich der südlichen Nordsee ergibt allerdings, daß ein Einfluß einer länger als dreistündigen Windwirkdauer auf die Höhenentwicklung des Seegangs – bei höheren Windgeschwindigkeiten als den hier bisher erfaßten – nicht ausgeschlossen werden kann. Ebenso wird bei höheren Windgeschwindigkeiten der Einfluß der verschiedenen Windrichtungen erkennbar werden, da dann die längeren Wirkwege mit größeren Wassertiefen wirksam werden.

Allerdings können die hier gefundenen Beziehungen als eine hinreichend genaue Grundlage für die Abschätzung der Wellenhöhen im Küstenvorfeld der Ostfriesischen Inseln und Küste für Zwecke der Wellennach- und -vorhersage angesehen werden.

4. Seegangsdämpfung durch Riffbrandung

Die in das Untersuchungsgebiet von See her einlaufenden Wellen treffen seewärts des Norderneyer Seegats und des Nordweststrandes von Norderney auf den Riffbogen, wo höhere Wellen wegen der geringen Wassertiefen brechen. Bei stark entwickeltem Seegang

branden beinahe alle Wellen auf dem Riffbogen, der dann als ein vom Ostende Juists bis an den Nordstrand von Norderney reichender weißer Ring zu erkennen ist.

Mit zur Niedrigwasserzeit aufgenommenen Luftbildern lassen sich im morphologischen Formeninventar des Riffbogens von Westen nach Osten deutliche Unterschiede erkennen: Die im westlichen Teil dem Seegat vorgelagerten Platen sind wesentlich höher und haben eine erheblich größere räumliche Ausdehnung als die im östlichen vor dem Norderneyer Nordweststrand gelegenen Bereiche (Abb. 8).



Abb. 8. Luftaufnahme des Riffbogens zwischen Juist und Norderney (Blickrichtung von Westen nach Osten)

Die Analyse der in den Stationen I, II und III gemessenen Daten läßt dann auch deutlich erkennen, daß die verschiedenen morphologischen Formen der Platen des Riffbogens entsprechend unterschiedliche Einflüsse auf die dortigen Brandungsvorgänge ausüben. Dies zeigt sich sowohl qualitativ als auch quantitativ: Der Seegang in Lee des östlichen vor dem Norderneyer Nordweststrand gelegenen Teils des Riffbogens ist merklich höher als der landseitig des westlichen Bereichs.

Die Höhe der in Station II gemessenen Wellen zwischen dem östlichen Bereich des Riffbogens und dem Norderneyer Nordweststrand wird stark durch die jeweils zugehörige Wassertiefe beeinflußt. Mit Hilfe der linearen Regression ist ein – wenn auch nicht sehr enger – Zusammenhang zwischen signifikanter Wellenhöhe und Wassertiefe festzustellen (Abb. 9). Allerdings ist der Korrelationskoeffizient zu niedrig, um andere bedeutende Einflüsse auszuschließen. Dies wird auch an der graphischen Darstellung (Abb. 9) deutlich, aus der zu ersehen ist, daß bei einer vorgegebenen Wassertiefe recht unterschiedliche Wellenhöhen auftreten können.

Somit wurden eingehendere Untersuchungen unter Berücksichtigung der seewärts des



Abb. 9. Lineare Regression für die signifikante Wellenhöhe und die Wassertiefe nach den Meßdaten an der Station II

Riffbogens in der Station 1 gemessenen Wellenhöhen vorgenommen. Die Wassertiefe über dem Riffbogen wird dabei durch den mittleren Tidewasserstand während einer Meßperiode repräsentiert, da deren Messung in diesem Bereich beinahe unmöglich ist.

Die Seegangsdämpfung im östlichen Bereich des Riffbogens vor dem Nordweststrand von Norderney wird als das Verhältnis der in Lee und Luv des Riffbogens in den Stationen II



Abb. 10. Dämpfung der signifikanten Wellenhöhe durch die Brandung im östlichen Bereich des Riffbogens



Abb. 11. Dämpfung der maximalen Wellenhöhe durch die Brandung im östlichen Bereich des Riffbogens

und I gemessenen Wellenhöhen und als Funktion der seewärts in Station I anlaufenden Wellen, bezogen auf den zur Meßreihe gehörenden mittleren Tidewasserstand, dargestellt:

$$\frac{H_{II}}{H_{I}} = f \left(\frac{H_{I}}{W_{PN}}\right)$$
(1)

In den Abbildungen 10 und 11 sind als Beispiele für die quantitative Beschreibung der Seegangsdämpfung in diesem Bereich des Riffbogens die Datenkollektive für die signifikanten und maximalen Wellenhöhen entsprechend der Funktionsgleichung (1) aufgetragen. Die Dämpfung der Wellenhöhen läßt sich mit Hilfe eines Exponentialgesetzes darstellen, was durch die hohen Betragswerte von r zum Ausdruck kommt (Abb. 10 u. 11).

Diese Ergebnisse bestätigen in quantitativer Hinsicht eindeutig die bisherige qualitative Erkenntnis, daß der Riffbogen für den strukturell unterversorgten Nordweststrand von Norderney eine bedeutende Schutzfunktion wahrnimmt. Da die Wellenhöhen im Küstenvorfeld bei Sturmtiden wesentlich stärker wachsen als der Wasserstand steigt, nimmt dann die Dämpfung des Seegangs auf dem Riffbogen stark zu. Diese Beobachtung gilt ebenso für die Riffbögen im Bereich der anderen Ostfriesischen Inseln.

Auf den Platen im westlichen Teil des Riffbogens vor dem Norderneyer Seegat sind die Wassertiefen im Verhältnis zu den Höhen des einschwingenden Seegangs wesentlich geringer als im östlichen Bereich. Da hier zudem die flächenmäßige Ausdehnung der Platen erheblich größer ist als dort, findet auch eine viel intensivere Energieumwandlung statt. Die Dämpfung des Seegangs in diesem Bereich des Riffbogens unterliegt somit auch anderen Einflüssen: Für alle vorliegenden Messungen gilt übereinstimmend, daß die jeweilige Wassertiefe auf den Platen keinen erkennbaren Einfluß auf die Stärke der Seegangsdämpfung hat, die sich als Differenz der in den Stationen I und III gemessenen Wellenhöhen see- und landwärts des Riffbogens allein in Abhängigkeit vom seewärtigen Seegangsgeschehen darstellen läßt:

$$\Delta H_{I/III} = f(H_{I})$$
⁽²⁾

Ebenso wie für den östlichen Bereich kann die Seegangsdämpfung im westlichen Bereich des Riffbogens durch quantitative Beziehungen beschrieben werden. Für die signifikanten und maximalen Wellenhöhen aller Meßreihen der Stationen I und III sind entsprechende graphische Auftragungen vorgenommen worden (Abb. 12 u. 13). Statistische Untersuchungen ergaben hierbei einen sehr strengen linearen Zusammenhang zwischen der Seegangsdämpfung auf dem Riffbogen und der seeseitigen Ausgangswellenhöhe, was besonders durch die außerordentlich hohen Korrelationskoeffizienten deutlich wird (Abb. 12 u. 13).

Die Abnahme der Wellenhöhe im Bereich des Seegats ist von erheblicher Bedeutung für die Seegangsverhältnisse auf den Watten und die Wellenbelastung der Seedeiche in den leeseitigen Bereichen der Inseln und an der Festlandsküste. Im Hinblick hierauf haben die Riffbögen der ostfriesischen Seegaten nicht nur eine wesentliche Schutzfunktion für die westlichen und südlichen Bereiche der Inseln, sondern gleichzeitig auch für die Festlandsküste.

Die Stärke der Seegangsdämpfung kann weiterhin sehr deutlich mit Hilfe der an den Stationen II und III in Lee vom Riffbogen gemessenen maximalen Wellenhöhen und Wassertiefen aufgezeigt werden. Das Verhältnis hat als Brecherkriterium für den Flachwasserbereich nach den Naturmessungen von FÜHRBÖTER (1974) und SIEFERT (1974) den Wert:



$$\frac{H_{ij}}{h_{ij}} = 1$$
(3)

Abb. 12. Dämpfung der signifikanten Wellenhöhe durch Brandung im westlichen Bereich des Riffbogens





Abb. 13. Dämpfung der maximalen Wellenhöhe durch Brandung im westlichen Bereich des Riffbogens

In diesem Fall ergeben sich für das Verhältnis nach den Messungen an den Stationen II und III folgende Werte:

$$\frac{\max_{11}}{h} \leq 0,57 \tag{4a}$$

$$\frac{\lim_{b \to \infty} \max_{\text{III}}}{b} \leq 0, 3$$
 (4b)

In Lee des Riffbogens tritt daher keine Flachwasserbrandung im Vorfeld der Inseln und Festlandsküste auf. Erst auf den Inselstränden und an den Deichen selbst bricht der Seegang dann wieder infolge der dort stark abnehmenden Wassertiefen, nachdem er die beruhigten Gebiete durchlaufen hat. In Abb. 14 – aufgenommen vom Nordweststrand der Insel Norderney – ist im Hintergrund die Brandung auf dem Riffbogen als weißer Ring ebenso zu erkennen, wie im Vordergrund das brandungsfreie Gebiet zwischen Riffbogen und Brandungsbereich am Strand.

5. Seegangsdämpfung auf den Watten

Während der Seegang in Lee des östlichen Riffbogenbereiches auf den Nordweststrand von Norderney einschwingt und dort ausbrandet, durchlaufen die nach dem Branden im westlichen Teil regenerierten Wellen das Seegat und breiten sich dann über die Watten bis an die Festlandsküste aus. Obwohl sich infolge der starken Dämpfung im Riffbogenbereich auf den Watten keine Flachwasserbrandung ausbilden kann, ist doch ein bestimmtes Maß an



Abb. 14. Riffbrandung vor dem Nordweststrand von Norderney

Dämpfung des Seegangs zwischen dem Seegat und der Festlandsküste festzustellen. Dieser Effekt ist auf eine sich überlagernde Wirkung von Refraktion, Diffraktion, Shoaling, Sohlreibung und Perkolation zurückzuführen, ohne daß die Anteile der einzelnen Einflüsse größenordnungsmäßig abschätzbar sind.

Bei der statistischen Überprüfung des Datenmaterials stellte sich heraus, daß sich die Dämpfung auf den Watten innerhalb des Höhenspektrums unterschiedlich auswirkt. Auf der Grundlage des bisher allerdings noch wenig umfangreichen Datenmaterials lassen sich dabei



Abb. 15. Dämpfung der maximalen und signifikanten Wellenhöhen bei Ausbreitung auf den Watten (nach Messungen in den Stationen III und VII)

folgende Unterschiede feststellen: Die Dämpfung der hier als Beispiel herangezogenen, in den Stationen III und VII gemessenen maximalen Wellenhöhen am südlichen Ausgang des Norderneyer Seegats und vor einem Schardeich an der Festlandsküste bei Norddeich läßt sich als deren Differenz in Abhängigkeit vom Verhältnis der maximalen Wellenhöhe zur Wassertiefe am Ausgang des Seegats darstellen:

$$\Delta H_{III/VII} = t \left(\frac{H_{III}}{h}\right)$$
(5)

Die Meßdaten sind entsprechend dieser Funktionsgleichung in Abb. 15a aufgetragen, wobei sich an Hand des sehr hohen Korrelationskoeffizienten ein strenger linearer Zusammenhang für das Datenkollektiv nachweisen läßt.

Die Dämpfung der anderen kennzeichnenden Wellenhöhen des Spektrums genügt dagegen einer anders aufgebauten Funktionsgleichung, in der die in der Station VII gemessene Wellenhöhe sowohl von der in der Station III registrierten als auch von deren Verhältnis zur Wassertiefe abhängig ist:

$$H_{VII} = f \left(H_{III}, \frac{H_{III}}{h}\right)$$
(6)

Als repräsentativ für alle Untersuchungen sind die Ergebnisse für die signifikante Wellenhöhe in Abb. 15b aufgetragen, wobei die Funktionsgleichung für diese Darstellung umgeformt wurde.



Abb. 16. Verhältnis von maximalen Wellenhöhen und Wassertiefen an den Stationen VIII vor einem Schardeich und XII auf einem Deichvorland

Die fortschreitende Seegangsdämpfung auf den Watten läßt sich weiterhin durch Vergleich des Verhältnisses von maximaler Wellenhöhe und Wassertiefe an zwei verschiedenen Stationen vor den Deichen der Festlandsküste nachweisen (Abb. 16). Die Station VIII liegt vor einem Schardeich östlich von Norddeich in 8 km Entfernung vom Seegat, die Station XII auf einem Deichvorland in Lee der Insel Norderney, 14 km vom Seegat entfernt. Der Vergleich zeigt, daß sich für beide Bereiche ein gleichbleibendes Verhältnis von maximaler Wellenhöhe und Wassertiefe ergibt. Werden weiterhin die Höhenzunahme der Watten und das Wachsen
der Vorländer bei zunehmendem Abstand vom Seegat als ein charakteristisches morphologisches Merkmal des Untersuchungsgebietes in diesen Vergleich einbezogen, so ergibt sich zwischen örtlichen Watthöhen und örtlichem Seegangsklima ein kausaler Zusammenhang: Wattmorphologie und Seegang stehen in einem ausgewogenen dynamischen Gleichgewichtszustand. Mit zunehmender Entfernung vom Seegat nimmt die Intensität des Seegangs ab und damit auch die Turbulenz, wodurch ein stärkeres Höhenwachstum der Watten bis zur Ausbildung von Vorländern bei Ablagerung auch feinerer Sedimente möglich wird.

Die in den Stationen VIII und XII festgestellten Verhältniswerte unterstützen ebenfalls die These, daß zwischen dem Riffbogen und den Festlandsdeichen eine Zone ohne Flachwasserbrandung liegt. SIEFERT (1974) hat bei seinen Naturmessungen im südlichen Elbmündungsgebiet Verhältniswerte in der gleichen Größenordnung für brandungsfreie Watten festgestellt.

Aus der Gesamtheit dieser Ergebnisse muß weiterhin geschlossen werden, daß die zu beobachtende geringere Seegangsbelastung von Vorlanddeichen gegenüber Schardeichen bei Orkanfluten nicht primär eine Folge der Seegangsdämpfung auf den Vorländern ist. Vielmehr wird der Seegang bereits vor dem Einschwingen auf die Vorländer im vorgelagerten Wattbereich stärker gedämpft als auf den Watten vor Schardeichen, was auf die längere Laufstrecke des Seegangs vom Ausgang des Seegats und der dabei fortschreitenden Dämpfungswirkung der Watten zurückzuführen ist. Erst diese starke Seegangsdämpfung und die damit verbundene Abminderung der Turbulenz erlaubt in entsprechend geschützt gelegenen Wattgebieten das natürliche Wachstum der Vorländer. Die bei Orkanfluten auf den Vorländern vorhandenen, im Verhältnis zu den bereits auf den Watten stark abgeminderten Wellenhöhen, großen Wassertiefen ermöglichen es dem Seegang, ungebrochen bis an die Deiche durchzuschwingen. Eine besondere Dämpfungswirkung auf den Seegang durch Brandung auf den Vorländern ist daher bei Orkanfluten nicht zu erwarten (NIEMEYER, 1977b).

6. Untersuchungen zum Wellenauflauf

Die Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste sind mit synchronen Naturmessungen des Wellenauflaufs an Seedeichen verbunden. Für diese Zwecke sind mittlerweile vier Wellenauflaufmeßgeräte an Deichen eingebaut worden. Ungestörte Messungen des Wellenauflaufs können allerdings nur bei sehr hohen Sturmtidewasserständen ausgeführt werden, da die konstruktive Ausbildung der Deiche im unteren Bereich mit ihren breiten, sehr flach geneigten Außenbermen den Wellenauflauf so stark beeinflussen, daß eine Extrapolation der hier gemessenen Werte für den Eintritt höherer Wasserstände als unzulässig angesehen werden muß. Da derart hohe Wasserstände seit dem Einbau der neuentwickelten Wellenauflaufmeßgeräte noch nicht eingetreten sind, liegen auch keine direkten Messungen des Wellenauflaufs vor, die zu neuen Ergebnissen hätten führen können. Allerdings wurden bereits mit Daten von Naturmessungen (NIEMEYER, 1977b) Untersuchungen über den Zusammenhang von Seegangsparametern und Wellenauflauf vorgenommen und deren Einfluß auf die Höhe des Wellenauflaufs nach den Ergebnissen von HUNT (1959) für monochromatische Wellen sowie denen von van Oorschot und D'ANGREMOND (1968) für Spektren bestimmt. Die allgemein anerkannten Untersuchungsergebnisse zeigen, daß die Höhe des Wellenauflaufs eine Funktion der Periode und der Quadratwurzel der Wellenhöhe ist:

$$\mathbf{R} = \mathbf{f} \quad (\mathbf{T}, \quad \sqrt{\mathbf{H}}) \tag{7}$$

Entsprechend wird der Einfluß des Seegangs auf die Höhe des Wellenauflaufs hier durch ein Auflaufpotential der Wellen beschrieben, wobei nur die Seegangsparameter berücksichtigt und alle anderen Einflüsse ausgeklammert sind (NIEMEYER, 1977a).

Die Daten von 17 an der Station XII auf einem Deichvorland während der Orkanflut vom 20./21. Januar 1976 aufgezeichneten Meßreihen (NIEMEYER, 1977b) wurden zur Berechnung des Auflaufpotentials unter besonderer Berücksichtigung höherer und längerer Wellen ausge-



Abb. 17. Vergleich verschiedener, auf der Grundlage von Naturmessungen berechneter Wellenauflaufpotentiale

wertet. Hierbei war festzustellen, daß etwa die höchsten fünf Prozent des Wellenauflaufs durch den Seegang erzeugt wurden, der innerhalb des Spektrums zu den höchsten oder längsten zehn Prozent gehörte. Der maximale Wellenauflauf wird dabei fast ausschließlich von der höchsten oder längsten Welle hervorgerufen.

In Abb. 17 ist zum Vergleich das Wellenauflaufpotential für alle 17 Meßreihen aufgetragen, wobei wie folgt unterschieden wurde:

- 1. das Wellenauflaufpotential R_{Tmax} der längsten Welle des jeweiligen Spektrums mit der Periode T_{max} und der Höhe H_{Tmax} ,
- 2. das Wellenauflaufpotential R_{Hmax} der höchsten Welle des jeweiligen Spektrums mit der Höhe H_{max} und der Periode T_{Hmax},
- 3. das Wellenauflaufpotential R_{T 1/10} einer Welle mit der mittleren Periode T_{1/10} und mittleren Höhe H_{T 1/10} der 10 Prozent längsten Wellen des jeweiligen Spektrums,
- das Wellenauflaufpotential R_{H 1/10} einer Welle mit der mittleren Höhe H_{1/10} und mittleren Periode T_{H 1/10} der 10 Prozent höchsten Wellen des jeweiligen Spektrums.

Das höchste Wellenauflaufpotential wird zumeist bei den längsten Wellen der jeweiligen Meßreihe hervorgerufen (Abb. 17). Die einzelnen berechneten Wellenauflaufpotentiale stehen zueinander in folgender Beziehung:

$$R_{T 1/10} = 0.82 R_{Tmax}$$
(8a)

$$R_{\text{Hmax}} = 0.78 R_{\text{Tmax}}$$
(8b)
$$R_{\text{H}} _{1/10} = 0.72 R_{\text{Tmax}}$$
(8c)

$$\mathbf{R} = 0.92 \mathbf{R} \tag{6c}$$

 $R_{H 1/10} = 0.92 R_{Hmax}$ (8d)

Nach den bisher erzielten Ergebnissen, die noch durch synchrone Messungen von Seegang und Wellenauflauf abzusichern sind, kann bei einer Überlaufsicherheit von bis zu 5 Prozent der zu erwartende maximale Wellenauflauf nach Gleichung (8a) für Bemessungszwecke um 18 % reduziert werden (NIEMEYER, 1977a).

7. Schriftenverzeichnis

BRETSCHNEIDER, C. L.: Generation of Wind Waves over a Shallow Bottom. Beach Erosion Board, T. M. 51. 1954.

BRETSCHNEIDER, C. L.: Hurricane Design Wave Practise. Proc. ASCE, Vol. 83, WW 2, 1957.

FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. Leichtweiß-Inst. d. TU Braunschweig, H. 40, 1974.

HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakers. Proc. ASCE, Vol. 85, WW 3, 1959.

LUCK, G. u. NIEMEYER, H. D.: Seegangsmessungen im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Watten. Meerestechnik, Bd. 7, H. 4, 1976.

LUCK, G. u. NIEMEYER, H. D.: Das Seegangsmeßprogramm Ostfriesische Inseln und Küste. Dt. Gewässerkdl. Mitt., H. 6, 1977.

NIEMEYER, H. D.: Der Verlauf der Sturmtiden vom Januar 1976 im Bereich der Ostfriesischen Inseln. Jber. 1975, Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz Norderney, Bd. XXVII, 1976.

NIEMEYER, H. D.: The Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security. Proc. 17th IAHR-Congress, Baden-Baden, 1977 (a).

NIEMEYER, H. D.: Seegangsmessungen auf Deichvorländern. Jber. 1976, Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz Norderney, Bd. XXVIII, 1977 (b).

NIEMEYER, H. D.: Wave Climate Study in the Region of the East Frisian Islands and Coast. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng., 1979.

SCHÜTTRUMPF, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. Franzius-Inst. d. TU Hannover, H. 39, 1973.

SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. Leichtweiß-Inst. d. TU Braunschweig, H. 40, 1974.

VAN OORSCHOT, J. H. u. D'ANGREMOND, K.: The Effect of Wave Energy Spectra on Wave Runup. Proc. 11th Intern. Conf. on Coastal Eng., 1968.

8. Symbole

g	Erdbeschleunigung
h	Wassertiefe
h _b	Wassertiefe im Brechpunkt
н	Wellenhöhe
H _b	Brecherhöhe
H _{1/3}	signifikante Wellenhöhe: arithmetisches Mittel der 33 % höchsten Wellen einer Meß-
	reihe
H _{1/10}	arithmetisches Mittel der 10 % höchsten Wellen einer Meßreihe
H _{max}	maximale Wellenhöhe einer Meßreihe
H _{Tmax}	Wellenhöhe der längsten Welle einer Meßreihe
H _{T 1/10}	mittlere Wellenhöhe der 10 % längsten Wellen einer Meßreihe
$H_1, H_{11}, \ldots H_{X11}$	an den Stationen I, II, XII gemessene Wellenhöhen
r n n	Korrelationskoeffizient bzw. Quadratwurzel des Bestimmtheitsmaßes
R	Wellenauflauf
R _{H 1/10}	Auflaufpotential einer Welle mit der mittleren Höhe und Periode der 10 % höchsten
7.70.20.00	Wellen einer Meßreihe
R _{Hmax}	Auflaufpotential der höchsten Welle einer Meßreihe
R _{T 1/10}	Auflaufpotential einer Welle mit der mittleren Periode und Höhe der 10 % längsten Wellen einer Meßreihe

-	-		•
	/	L	1
		L	.,
		•	-

R _{Tmax}	Auflaufpotential der längsten Welle einer Meßreihe
T	Wellenperiode
T _{1/10}	arithmetisches Mittel der 10 % längsten Perioden einer Meßreihe
T _{max}	längste Periode einer Meßreihe
T _{H 1/10}	mittlere Periode der 10 % höchsten Wellen einer Meßreihe
T _{Hmax}	Periode der höchsten Welle einer Meßreihe
u	Windgeschwindigkeit
$\overline{u}_{(\overline{3h})}$	mittlere Windgeschwindigkeit in den letzten drei Stunden vor Beginn der Seegangs-
_	messung
u _(6h)	mittlere Windgeschwindigkeit in den letzten sechs Stunden vor Beginn der Seegangs-
	messung
WPN	mittlerer Tidewasserstand während der Dauer einer Meßreihe
H _{I/III}	Differenz der an den Stationen I und III gemessenen Wellenhöhen

Eine neue geophysikalische Methode zur Vorhersage von Sturmfluten

Von Jochen Zschau, Hans-Joachim Kümpel, Rudolf Meißner, Uwe Carow

Zusammenfassung

Zusätzliche Wassermassen von Sturmfluten beeinflussen Neigungsmessungen auf dem Festland in der gleichen Weise wie es auch Meeresgezeiten tun; sie verursachen eine Änderung der Lotrichtung und eine Kippung der Erdoberfläche in Richtung auf die Wasserlast. Der Einfluß von nicht gezeitenbedingten Meeresspiegelschwankungen der Nordsee auf drei Vertikalpendelstationen wurde mittels Kreuzkorrelationsrechnungen bestimmt. Danach eilen die beobachteten Neigungen der Flut in der Deutschen Bucht bis zu 12 Stunden voraus. Mit Pendelregistrierungen wurde eine Vorhersage der historischen Sturmflutserie vom Nov./Dez. 1973 simuliert. Alle neun Sturmfluten während dieses Zeitraumes hätten bemerkenswert gut vorausgesagt werden können.

Summary

The additional water mass of a storm surge influences tilt measurements inland from the sea in the same way as marine tides influence earth tidal measurements; they cause a deflection of the local vertical as well as a tilt of the crustal surface. Cross correlations were carried out to determine the influence of non tidal sea level variations on the 3 vertical pendulums in use. The measured tilt preceeds the surge in the German Bay by up to 12 hours. Tilt meter records were used to simulate a forecast of the historical storm surge series of Nov./Dec. 1973. All 9 storm surges within this period could be predicted remarkably well.

Inhalt

1.	Einführung
2.	Zeitreihenuntersuchungen 7.
	2.1 Kreuzkorrelationen 7.
	2.2 Simulation einer Vorhersage 77
3.	Diskussion
4.	Schriftenverzeichnis

1. Einführung

Seit einigen Jahren werden Erdgezeitenuntersuchungen als mögliche Methode zur Bestimmung von astronomischen Meeresgezeiten fernab der Küste diskutiert. Erste Versuche hierzu haben Kuo et al. (1979) ausgehend von Gezeitenbeobachtungen der Schwere auf Kontinenten unternommen. Ihre Untersuchungen basieren auf dem "indirekten Effekt", der in besonderem Maße bei Neigungsmessungen auftritt. Er ist in Abb. 1 schematisch am Beispiel von Neigungsmessungen mit dem Vertikalpendel erläutert. Danach wirken die zusätzlichen Wassermassen einer Flut in dreierlei Weise auf Neigungsmessungen:

- 1. Sie verändern die örtliche Lotrichtung auf Grund der gravitativen Anziehung der Wassermassen (NEWTON'sche Neigung);
- 2. Sie bewirken eine Kippung der Erdoberfläche als Folge der wechselnden Belastung des Meeresbodens (primäre Auflastneigung);

3. Infolge der neuen Massenverteilung resultiert eine sekundäre Lotrichtungsänderung (sekundäre Auflastneigung).

Die genannten Effekte bewirken sowohl den Ausschlag eines Vertikalpendels als auch eine Kippung des Pendelgehäuses. Theoretische Abschätzungen von ZSCHAU (1979a) haben gezeigt, daß der Gesamteffekt einer größeren Sturmflut in der Deutschen Bucht einige Zehner mseca (Milli-Bogensekunden) an der Neigungs-Meßstation bei Kiel betragen kann. Die instrumentelle Genauigkeit der benutzten ASKANIA-Vertikalpendel liegt bei 0.2 mseca. (Die M2-Erdgezeiten-Amplitude für Kiel beträgt 6.4 bzw. 5.2 mseca für die Ost-West bzw. Nord-Südrichtung; 1 mseca \approx 5 nanoradian.) Zur Zeit registrieren in Norddeutschland drei dieser Geräte, und zwar in Kiel-Rehmsberg, Heide und Medelby (K,H,M in Abb. 2).



Abb. 1. Wirkung von Hochwasser auf ein Vertikalpendel: NEWTON'sche Neigung (oben), Auflasteffekt (unten)



Abb. 2. Gemittelte Kreuzkorrelationsfaktoren zwischen Wasserspiegelschwankungen der Nordsee am Pegel Büsum und Neigungen der Vertikalpendel bei Kiel-Rehmsberg (K), Heide (H) und Medelby (M), sofern sie 0.5 überschreiten. Die Radien der Sektoren geben die Größe des Korrelationsfaktors für je einen 10°-Bereich an. Gestrichelte Kurve: Korrelationsfaktor = 0.5; Zeitreihenlängen für die einzelnen Stationen: Kiel-R. – 320 Tage, Heide – 135 Tage, Medelby – 74 Tage

2. Zeitreihenuntersuchungen

2.1 Kreuzkorrelationen

Korrelationsbetrachtungen geben Aufschluß über die Ähnlichkeit von Zeitreihen. Der Korrelationsfaktor 1 bedeutet vollkommene Ähnlichkeit zwischen zwei Zeitreihen, –1 eine Vorzeichenumkehr. Für mehrere Monate umfassende Neigungs-Registrierungen aller drei Stationen wurde die Kreuzkorrelationsfunktion mit dem Pegel Büsum (ca. 20 km entfernt von Heide) berechnet. Hierfür wurde der Periodenbereich von 1.5 bis 6 Tagen ausgewählt, um die Korrelationsfunktionen frei von Gezeitenschwingungen und von der nicht-stationären Drift des Pendels zu erhalten. In Abb. 2 sind die mittleren Korrelationsfaktoren für verschiedene Neigungsrichtungen als Radien von Sektoren dargestellt. Sie zeigen ausgeprägte Korrelationen für einen breiten Bereich westlicher Richtungen. Dies war für die Station Kiel schon von ZsCHAU (1979a) gefunden worden. Daraus darf der Schluß gezogen werden, daß sich Wasserstandsschwankungen der Nordsee deutlich in den Pendelaufzeichnungen bemerkbar machen. Die Zeitcharakteristik der Korrelationen gibt detailliertere Informationen über diesen Effekt. In Abbildungen 3 und 4 sind die Korrelationsfunktionen für ein 2 ¹/₂ Monate langes Zeitintervall aus dem Jahre 1977 für verschiedene Himmelsrichtungen mit Verschiebungen von -60 bis +60 Stunden der jeweiligen Zeitreihen gegeneinander dargestellt. Negative



Abb. 3. Normierte Kreuzkorrelationsfunktionen zwischen dem Pegel Büsum und Neigungen an der Station Kiel-R. für Neigungsrichtungen von Süd über West nach Nord in 10°-Abständen; Zeitraum: 18.9. 77 bis 2. 12. 77; schwarz: Korrelationsfaktor über 0.7, grau: Korrelationsfaktor über 0.6 Anterior: Die Neigungen eilen dem Wasserstand voraus; Posterior: Die Neigungen treten gegenüber dem Wasserstand verzögert auf

Verschiebungen bedeuten einen voreilenden Einfluß von Wasserspiegelschwankungen in den Neigungsaufzeichnungen gegenüber dem aktuellen Pegelstand an der Küste. Für die Station bei Kiel (Abb. 3) treten Korrelationsfaktoren von über 0.7 bis –5 Stunden Verschiebung auf, Faktoren über 0.6 bis –8 Stunden. Für Heide (Abb. 4) tritt das voreilende Verhalten des Nordseewasserspiegels in den Neigungsmessungen noch ausgeprägter auf. Maxima bis 0.87 fallen in den "anterior"-Bereich (negative Verschiebungen), Faktoren von über 0.6 erscheinen



bis zu -12 Stunden. Die bisher vergleichsweise wenigen Daten der Station Medelby unterstreichen die Ergebnisse von Kiel und Heide. Diese Berechnungen zeigen, daß Neigungsmessungen tatsächlich Informationen von Fluten vor deren Eintreffen an der Küste liefern.

Gleichartige Kreuzkorrelationen mit Pendeldaten wurden für Luftdruckänderungen und Wasserspiegelschwankungen der Ostsee durchgeführt. Dabei hat sich herausgestellt, daß der Einfluß des örtlichen Luftdrucks auf die Registrierungen von der gleichen Größenordnung ist wie derjenige der Nordseewassermassen. Für die Station Kiel ist der Luftdruckeinfluß als eine Folge der örtlichen Topographie sogar noch stärker. Der verantwortliche Mechanismus ist äußerst kompliziert und umfaßt sowohl Diffusionsvorgänge im Porenraum des Bodens als auch Druckschwankungen im Grundwasser (ZSCHAU, 1979b). Der Luftdruckeinfluß tritt



Abb. 5. Simulierte Vorhersagen für die meteorologische Tide in Büsum, ausgehend von Neigungsbeobachtungen an der Station Kiel-R. Durchgezogene Kurven: gemessener Wasserstand; gestrichelte Kurven: vorhergesagter Wasserstand

allerdings in den Pendelregistrierungen bei allen Stationen um mindestens fünf Stunden gegenüber dem Luftdruck selbst verzögert auf. Bei bekanntem Luftdruck läßt er sich daher im voraus abschätzen und kann so bei Sturmflutvorhersagen berücksichtigt werden. Außerdem liegen die größten Korrelationsfaktoren zwischen Neigung und Luftdruck einheitlich in südsüd-östlicher Richtung und damit etwa senkrecht zu den Neigungsrichtungen, die für eine Flutvorhersage geeignet sind. Im Unterschied zum Luftdruck kann der Einfluß der Ostsee nicht ohne weiteres korrigiert werden, da er mit etwa den gleichen Phasenverschiebungen wirkt wie der Einfluß der Nordsee. Der Effekt ist recht groß für Kiel, kann für Heide und Medelby jedoch vernachlässigt werden.

2.2 Simulation einer Vorhersage

Zur Simulation einer Flutvorhersage für die westliche Nordseeküste wurden die Zeitreihen vom November und Dezember 1973 herangezogen, denn innerhalb dieser zwei Monate bedrohten nicht weniger als neun Sturmfluten die Westküste Schleswig-Holsteins. Mehrdimensionale Regressionen und Korrelationen zwischen der beobachteten Neigung in Kiel, dem Wasserspiegel bei Büsum und dem Luftdruck wurden ausgeführt, um die meteorologische Tide bei Büsum nach Eliminierung der astronomischen Tiden durch Filterung (ZSCHAU, 1979a) "nachherzusagen". Hier traten zwischen dem Pegel Büsum und den Neigungen noch größere Korrelationsfaktoren auf als für den Zeitraum im Herbst 1977 (Abb. 3). Dies ist sicherlich auf die außerordentlich hohe Anzahl von schweren Sturmfluten während der Monate Nov.-Dez. 1973 zurückzuführen. Zur weiteren Verkleinerung des Vorhersagefehlers wurde WIENER's lineare Vorhersage-Filter-Methode angewendet (ROBINSON u. TREITEL, 1967). Die Ergebnisse zeigt Abb. 5. Alle meteorologischen Fluten (4 schwere, 2 mittlere, 3 kleinere) hätten mit hoher Genauigkeit vorausgesagt werden können. Die 9stündige Vorhersage hat einen mittleren Fehler von nur 29 cm, die 6stündige Vorhersage von 18 cm und die 3stündige von nur 11 cm.

3. Diskussion

Die statistischen Untersuchungen (siehe auch ZSCHAU, 1979a) legen nahe, daß der beobachtete Phasenvorlauf in manchen Neigungsrichtungen gegenüber der an der Küste vorbeiziehenden Flut auf eine amphidromische Welle innerhalb der Nordsee zurückzuführen ist, die sich in etwa einem Tag von Schottland entlang der britischen Ostküste, vorbei an der belgischen, holländischen, westdeutschen und dänischen Küste nach Norwegen verlagert. Derartige amphidromische Wellen können sich als Folge von sogenannten "external surges" bilden, die unter einem Tiefdruckgebiet im Atlantik entstehen und häufig mit Sturmfluten in der Deutschen Bucht einhergehen (HENSEN, 1966). Ein anderer bedeutender Einfluß mag von der regionalen Luftdruckverteilung über Nordeuropa herrühren, die im Falle von Sturmfluten zu heftigen Winden aus Nordwest führt. Druckgradienten über der Nordsee wurden bereits zur Vorhersage der Fluthöhen an der deutschen Küste herangezogen (THIEL, 1964).

Zusammenfassend kann gefolgert werden, daß Neigungsmessungen ein geeignetes Mittel zu sein scheinen, um Ozeanographen und Küsteningenieuren bei der früheren und genaueren Vorhersage von Sturmfluten behilflich zu sein, da die Fluten der Deutschen Bucht, noch bevor sie die Küste erreichen, sich deutlich in den westlichen Richtungen der drei benutzten Pendelstationen abzeichnen. Das z. T. noch fehlende Verständnis über den Ablauf verschiede-

ner physikalischer Prozesse beeinträchtigt nicht die Genauigkeit der Vorhersage-Methode. Diese ist rein empirisch und hängt nicht vom Zutreffen gewisser Mechanismen ab. Wir hoffen, durch Analysieren von weiteren Daten bei unterschiedlichen Wetterbedingungen eine bessere Einsicht in die beteiligten physikalischen Zusammenhänge zu gewinnen.

4. Schriftenverzeichnis

HENSEN, W.: Bericht der Arbeitsgruppe "Sturmfluten" im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1966.

- KUO, J. T., JACHENS, R. C. u. LEE, S. S.: The North Eastern Pacific 01 and the North Atlantic M2 ocean tides as derived from inversion. Proc. 8th Int. Symp. on Earth Tides, held at Bonn, 1979.
- ROBINSON, E. A. u. TREITEL, S.: Principles of digital Wiener filtering. Geophys. Prosp. XV, No. 3, 1967.
- THIEL, G.: Die Sturmflut der Nord- und Ostsee vom 16. und 17. Februar 1962. Deutsche Hydrogr. Zeitschrift, Bd. 17, H. 4, 1964.

ZSCHAU, J.: Lotschwankungsanomalien in Erdgezeitenregistrierungen mit dem Askania-Bohrloch-Vertikalpendel nach A. GRAF. Diss. Univ. Kiel, 1974.

ZSCHAU, J.: Prediction of storm surges from marine loading tilt measured inland from the sea. Proc. 8th Int. Symp. on Earth Tides, held at Bonn, 1979(a).

ZSCHAU, J.: Airpressure induced tilt in porous media. Proc. 8th Int. Symp. on Earth Tides, held at Bonn, 1979(b).

Die Profiltypenkarte des Holozän – eine neue geologische Karte zur Darstellung von Schichtenfolgen im Küstenraum für praktische und wissenschaftliche Zwecke

Von Hansjörg Streif

Zusammenfassung

Ein Gliederungs- und Darstellungssystem für die Kartierung von holozänen Schichtenfolgen im Küstenraum wird vorgestellt. Das System ist geeignet, den gesamten, z. T. komplex gebauten Sedimentkörper zu erfassen. Dabei können sowohl regional einheitliche geologische Elemente ausgeschieden als auch hochspezialisierte Feingliederungen durchgeführt werden. In Kombination mit Datenbank-Managementsystemen für geologische Felddaten bildet die Profiltypenkarte eine wichtige Planungsgrundlage für das Küsteningenieurwesen.

Summary

A system of classification and representation is presented for mapping Holocene sedimentary sequences in the coastal zone. The system is suitable for covering the whole, in places complex sedimentary body. Regionally uniform geological elements can be registered and highly sophisticated classifications can be carried out. In combination with data bank management systems for geological field data the sequence map forms an important basis for planning in coastal engineering.

Inhalt

1.	Einführung	79
2.	Das Gliederungssystem und seine kartenmäßige Darstellung	80
2.1	Komplexe	80
2.2	Sequenzen	81
2.3	Fazieseinheiten	83
3.	Praktische Anwendung	84
4.	Schriftenverzeichnis	86

1. Einführung

Flachküstenregionen werden in der Regel aus einem bis zu dreißig Meter mächtigen Körper von Lockerablagerungen aufgebaut, die im Verlauf der vergangenen 10 000 Jahre unter dem Einfluß eines ansteigenden Meeresspiegels abgelagert worden sind. In zunehmendem Maße gewinnen diese Küstenzonen Bedeutung für Industrieansiedlung, See-, Strom- und Hafenbauten, für die Verlegung von Pipelines und die Exploration mineralischer Rohstoffe. Daraus ergibt sich ein wachsender Bedarf an Planungsgrundlagen, die eine ausgewogene Nutzung der Küstenzone ermöglichen.

. 80

Von besonderem Wert ist hier das Kartenwerk der Geologischen Karte 1 : 25 000, das in Deutschland seit über 100 Jahren von den staatlichen geologischen Diensten herausgegeben wird. Im Küstenraum mit seinen flachliegenden Schichten war es mit Hilfe der konventionellen Karte in der Regel nur möglich, die flächenhafte Verbreitung der bis zwei m Tiefe, maximal vier m Tiefe unter Geländeoberfläche auftretenden Schichten graphisch wiederzugeben (Oberflächenkarte). Bei Maximalmächtigkeiten des Holozän um 25 m bedeutete dies teilweise eine erheblich eingeschränkte Aussagemöglichkeit. Mit der modernen Profiltypenkarte ist nun die Voraussetzung geschaffen, jeweils den Gesamtkomplex der Küstenablagerungen kartenmäßig darzustellen. In einer solchen Profiltypenkarte ist nicht die flächenhafte Ausdehnung einzelner Schichten, sondern das Vorkommen bestimmter Schichtenabfolgen – sog. Profiltypen – wiedergegeben. Damit gewinnt die Profiltypenkarte gegenüber der Oberflächenkarte eine stark erweiterte räumliche Dimension.

Das Prinzip der Profiltypenkarte ist im Rijks Geologische Dienst der Niederlande entwickelt worden (DE JONG u. HAGEMAN, 1960, HAGEMAN, 1963). Dieses Grundprinzip wurde von BARCKHAUSEN et al. (1977) aufgegriffen und auf ein neuartiges Gliederungsschema für die holozänen Küstenablagerungen im Bereich der Watten, Marschen und Geestrandmoore übertragen. Gleichzeitig erfolgte die Verknüpfung mit einem Dokumentationssystem für geologische Felddaten sowie mit Techniken der automatischen Datenverarbeitung. Diese Kombination von Darstellungsart, Gliederungssystem und Datenbank-Management ist in gleicher Weise für wissenschaftliche und praxisbezogene Auswertungen besonders geeignet.

2. Das Gliederungssystem und seine kartenmäßige Darstellung

Tonige bis sandige Sedimente marinen Ursprungs verzahnen sich im Küstenraum mit Torfen, die ein Süßwassermilieu bzw. ein semiterrestrisches Milieu anzeigen. Aus dem räumlichen Verteilungsmuster beider Einheiten wurde ein in drei Ebenen hierarchisch gegliedertes Profiltypensystem (Abb. 1) geschaffen (BARCKHAUSEN et al., 1977).

2.1 Komplexe

Auf dem höchsten hierarchischen Niveau des Systems werden drei im Küstenraum nebeneinander vorkommende Einheiten unterschieden. Diese werden im folgenden definiert und mit den in Klammern angegebenen Kurzbezeichnungen nach dem "Symbolschlüssel Geologie" (BARCKHAUSEN et al., 1975) benannt.

- Mineralischer Komplex (qhMK - seewärtiger Bereich):

Klastische Sedimentabfolge ohne Einschaltung "schwimmender" Torfe, d. h. in klastische Sedimente eingelagerte Torfe. Torfe können jedoch an der Basis und der Oberfläche des *Mineralischen Komplexes* auftreten.

Verzahnungskomplex (qhVK – Übergangsbereich):
 Sedimentabfolge, in der sich klastische Ablagerungen mit "schwimmenden" Torfen verzahnen.

- Torfkomplex (qhTK - landwärtiger Bereich):

Abfolge von Torfen und Mudden. Geringmächtige Lagen klastischer Sedimente können entweder in den *Torfkomplex* eingeschaltet sein oder als eine einzelne Schicht an der Basis bzw. an der Oberfläche des *Torfkomplexes* auftreten.

Von den Komplexen leiten sich die Haupttypen des Profiltypensystems ab mit den Bezeichnungen X für den *Mineralischen Komplex*, Y für den *Verzahnungskomplex* und Z für den *Torfkomplex*. In der Regel werden die Haupttypen nur in kleinmaßstäblichen Karten dargestellt. Eine weitere Untergliederung der holozänen Sedimentabfolgen im Küstenraum kann auf dem zweiten Niveau des hierarchischen Systems vorgenommen werden.

2.2 Sequenzen

Sequenzen sind die lithologischen Ordnungseinheiten des mittleren hierarchischen Niveaus. Sie bauen die o. g. Komplexe auf und umfassen ihrerseits eine bzw. mehrere Fazieseinheiten.

Bei der Definition der Sequenzen wird von der Anordnung klastischer bzw. organischer Bildungen im Küstenraum ausgegangen, die bestimmte Regeln erkennen läßt (Abb. 1). Da die Sequenzen Elemente einer stratigraphischen Gliederung sind, erhalten sie entsprechend dem "Symbolschlüssel Geologie" (BARCKHAUSEN et. al., 1975) die in Klammern nachgestellten stratigraphischen Symbole.

- Klastische Sequenz (qhK):

Klastische Sedimentabfolge ohne Einschaltung "schwimmender" Torfe. Bodenbildungshorizonte und Schilfdurchwurzelungshorizonte bis zu einem Schilfdurchwurzelungsgrad hpr 4 (= stark durchwurzelt) werden zur *Klastischen Sequenz* gerechnet.

 Organische Basalsequenz (qhOB): Abfolge von Torfen und Mudden bzw. Ah-Horizonte, die an der Basis der klastischen holozänen Küstenablagerungen liegen.

- Organische Decksequenz (qhOD):

Abfolge von Torfen bzw. Mudden, die an der heutigen Oberfläche auftritt und von klastischen Sedimenten des Küstenholozäns unterlagert wird.

Die Organische Basalsequenz und die Organische Decksequenz können sowohl im Klastischen Komplex als auch im Verzahnungskomplex auftreten, jedoch auch ausfallen.

Die folgenden Elemente werden ausschließlich im Verzahnungskomplex angetroffen und sind für diesen kennzeichnend:

- Untere Klastische Sequenz (qhKU):

Klastische Sedimentabfolge von mindestens 5 cm Mächtigkeit im Liegenden des untersten "schwimmenden" Torfes. Sie kann von der Organischen Basalsequenz unterlagert werden. – Aufspaltungssequenz (qhA):

Sedimentabfolge zwischen der Unterkante des tiefsten und der Oberkante des höchsten "schwimmenden" Torfes bzw. Schilfdurchwurzelungshorizontes mit Schilfdurchwurzelungsgrad hpr 5 (= sehr stark durchwurzelt). Die *Aufspaltungssequenz* umfaßt somit Torfe (im Spezialfall nur einen Torf) sowie klastische Sedimente, die zwischen den Torfen liegen.

 Obere Klastische Sequenz (qhKO):
 Klastische Sedimentfolge von mindestens 5 cm Mächtigkeit im Hangenden des obersten "schwimmenden" Torfes. Sie kann von der Organischen Decksequenz überlagert werden.

Die folgenden Elemente werden ausschließlich im *Torfkomplex* angetroffen und sind für diesen kennzeichnend.

- Organische Sequenz (qhO):

Abfolge von Torfen und Mudden mit höchstens einer normalsedimentären Einlagerung klastischer Sedimente von mehr als 5 cm Mächtigkeit.





Abb. 1. Schematischer Schnitt durch die holozäne Sedimentfolge im Küstenraum mit den lithologischen Ordnungseinheiten: Komplexe (Mineralischer Komplex, Verzahnungskomplex, Torfkomplex), Hauptprofiltypen (X, Y, Z), Nebenprofiltypen (X1, X2, X3, X4, Y1 . . . etc. Z4) und Sequenzen. (Definition der Sequenzen und Erläuterung der Einschreibungen vgl. Kapitel 2.2) - Klastische Basalsequenz (qhKB):

Ein klastischer Sedimentkörper, der im Basalteil holozäner Küstenablagerungen auftritt und von der Organischen Sequenz überlagert wird. Die Mächtigkeit der Klastischen Basalsequenz muß dabei geringer sein als die der sie überlagernden Organischen Sequenz.

Klastische Einlagerungssequenz (qhKE):
 Einlagerung klastischer Sedimente in der Organischen Sequenz ohne definierte Zuordnung zur Oberen und Unteren Klastischen Sequenz oder zu klastischen Partien der Aufspaltungssequenz. Die Gesamtmächtigkeit der Klastischen Einlagerungssequenz darf nur weniger als 50 % der Organischen Sequenz ausmachen. Die qhKE kann aus einer einzelnen Schicht bestehen und/oder aus mehreren dünnen Lagen von weniger als 5 cm Mächtigkeit.

Klastische Decksequenz (qhKD):
 Klastischer Sedimentkörper, der an der heutigen Oberfläche auftritt und von der Organischen Sequenz unterlagert wird. Die Mächtigkeit der Klastischen Decksequenz muß dabei geringer sein als die der unterlagernden Organischen Sequenz.

Durch Ausfall und durch Überlagerungen der Sequenzen ergeben sich insgesamt 12 Kombinationsmöglichkeiten, aus denen sich die Nebenprofiltypen herleiten. Die 12 Nebentypen sind in Abb. 1 dargestellt und erhalten die Typenbezeichnung X1, X2, X3, X4, Y1... etc. bis Z4 (BARCKHAUSEN et al., 1977).

Jedes Bohrprofil aus dem Küstenraum kann unmittelbar bei der Schichtenbeschreibung im Gelände bzw. beim Bearbeiten von Archivmaterial einem der 3 Haupt- bzw. 12 Nebentypen zugeordnet werden. Falls eine Bohrung nicht die gesamte Abfolge der holozänen Küstensedimente durchdringt, ergeben sich unvollständige Profiltypen. Diese werden durch ein Anhängen von "u" an die Typenbezeichnungen kenntlich gemacht. Folgende unvollständige Nebentypen sind möglich: X1u, X3u, Y1u, Y3u, Z1u, Z2u und Z3u.

2.3 Fazieseinheiten

Eine weiter ins Detail gehende Untergliederung der Sedimentabfolgen kann auf dem unteren hierarchischen Niveau des Gliederungssystems erreicht werden. Für diesen Zweck gilt es, Fazieseinheiten und sog. Spezialtypen auszuscheiden. Im Gegensatz zu dem oberen und dem mittleren hierarchischen Niveau mit ihren verbindlich definierten Elementen und ihrer festliegenden Zahl von Profiltypen ist das untere hierarchische Niveau variabel gehalten.

Die Fazieseinheiten sind variabel in ihrer Zahl, ihrem Inhalt und in ihrer Dimension. Auf diese Weise können petrographische, genetische, strukturelle und andere Kriterien berücksichtigt und in einer unbegrenzten Anzahl von Spezialtypen dargestellt werden (BARCKHAU-SEN et al., 1977). Folglich müssen die Fazieseinheiten und die Spezialtypen jeweils im Hinblick auf eine spezifische Fragestellung bzw. auf die örtlichen Gegebenheiten definiert und ausgewählt werden. Neben geologischen Befunden können somit technische oder ökonomische Faktoren berücksichtigt und in Profiltypenkarten dargestellt werden. Dies trifft z. B. für die räumliche Abgrenzung nach folgenden Gesichtspunkten zu:

- Setzungsfähigkeit der Sedimente (Aspekt der Baugrunduntersuchung),
- Bindigkeit der Ablagerungen (Aspekt der Baggertechnik),
- Gehalt an Kies, Sand und Schwermineralien (Aspekt der Prospektion).

Diese Anwendungsbeispiele ließen sich nahezu beliebig erweitern. Die lithologische Gliederung des Küstenholozäns und die Profiltypendarstellung eröffnen somit neue Aspekte, die über die Möglichkeiten der konventionellen geologischen Karte hinausgehen.

3. Praktische Anwendung

Die geologische Kartierung im Küstenraum stützt sich im wesentlichen auf eine Auswertung von Schichtenverzeichnissen von Flachbohrungen. Direkte Beobachtungen an der Geländeoberfläche spielen eine nachgeordnete Rolle. Im Zuge einer Spezialkartierung im Maßstab 1:25 000 fällt somit eine immense Menge geologischer Basisdaten an, die für die

Formblatt für einen Aufschluß							
Nr. der TK Name Aufschluß Nummer LK-Zähler Einlieferer Koordinaten Höhe über NN [m]							
26000 216 000000000000000000000000000000	200 - 0 • 75 allgemeiner Teil						
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 28 30	31 32 33 34 35 36 37 38 39						
Bearberter Jahr W AA M V Dateihinweise, z.5. Fa	Spalten 40-80						
Tiofe bis [m]	Porrönliche Natizen						
bzw. Mächtigkeit / Stratigraphie / Proben [Enthalmebereich, Probenmaterial, Untersuchungsmeth	thode, Ergebnis] [nicht zur ADV] Tag, Monat:						
0.50ghK0 U-fS;k/bo,u							
1.00ghK0 U-fS;t,efle2,k/br,wa	a/gr						
1.50ghK0 fS; u, +1, wq, efle, k4/w	wa/gr,rf						
1.90 ghK0 U; fs5, wg, t, k/wa/blgr	r						
3.80ghK0 U; t, fs, lag(wg), lag(7	T,u),k/wa						
. /blgr-dqr							
8.75ghKO U;t,fs,lag(fS,u),ss,	,k/br,wa/						
gr/XE							
8.95ghA F;pr3,pf							
9.05ghA Hc; F, pr3							
9.15ghA Hp;f							
9.25ghKU T;ssmm,pfh,kf/la/dgr	r						
9.80ghKU T;pr2,pf							
10.80 hKU T; pr1, hw, pf, kf/la/br	ngr						
11.30ghKU T;pr1,pf4,hwa/la/gr							
12.30ghKU T;u,hlw1,k2/br/gr							
12.46ghKU T-F/la,l/grbn							
12.70qhOB F;sub(Hl)							
12.91gh0B HL HLe//// , (Y2)							
12.95qp,qh fS;h2//dgr							
• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •							
•	S S						

Abb. 2. Beispiel einer Schichtenbeschreibung auf Formblatt mit Titeldaten zur Identifikation der Bohrung und Beschreibung der Schichtenfolge nach dem "Symbolschlüssel Geologie". Die verschiedenen Elemente der Beschreibung (Tiefe, Stratigraphie, Petrographie etc.) sind durch Schrägstriche voneinander getrennt. Die Symbole für die Sequenzen (qhKO, qhA, qhKU und qhOB) sind im Symbolteil "Stratigraphie" angegeben, der Profiltyp (Y2) wird in der untersten Schicht der holozänen Schichtenfolge vermerkt. verschiedensten Anwendungsbereiche der Praxis genutzt werden können. Eine gezielte Auswertung der umfangreichen Basisdaten läßt sich mit Hilfe der automatischen Datenverarbeitung in sehr kurzer Zeit erreichen.

Eine enge Verknüpfung des oben erwähnten Gliederungssystems für Küstenablagerungen einerseits und Datenbank-Managementsystemen andererseits wurde auf die folgende Weise erreicht. – Alle geologischen Basisdaten werden bereits bei der D at en er f as sun g im Gelände auf einem speziellen Formblatt für Schichtenverzeichnisse registriert (Abb. 2). Entsprechend dem "Symbolschlüssel Geologie" (BARCKHAUSEN et al., 1975) werden die verfügbaren Informationen über Tiefe, Stratigraphie, Petrographie, Genese, Farbe, Formenelemente und Zusatzangaben sowie Proben in das Formblatt aufgenommen. Diese Beschreibungen werden dann auf Lochkarten, Magnetbändern oder -platten gespeichert.

Die zur Identifikation einer einzelnen Bohrung erforderlichen "Titeldaten" (wie Nummer der topographischen Karte, Bohrungsnummer, Koordinaten, Höhe des Ansatzpunktes über NN, Bearbeiter etc.) werden im "festen Format" erfaßt. Die Schichtenbeschreibung (Tiefe/Stratigraphie/Petrographie/Genese/Farbe/Formenelemente und Zusatzzeichen/Proben) erfolgt dagegen im "freien Format", wobei die einzelnen Elemente durch einen Schrägstrich voneinander getrennt sind.

Für die Geologische Karte von Niedersachsen, Blatt 2608 Emden West (BARCKHAUSEN u. STREIF, 1978) wurden ca. 650 Bohrungen ausgeführt. Insgesamt wurden ca. 10 000 m Sedimentkerne beschrieben und etwa 25 000 bis 30 000 einzelne Schichten ausgeschieden und sedimentologisch charakterisiert.

Das Dokumentations - und AbfrageprogrammDASCH (MUNDRY, 1973) wurde entwickelt, um die auf solche Weise anfallenden Datenmengen handhaben zu können. Die Schichtenbeschreibungen, die in freiem Format erfaßt und gespeichert wurden, können mit Hilfe von DASCH in Dokumentationslisten mit festem Format übergeführt werden. Die verschiedenen Elemente der Beschreibung wie Tiefe, Stratigraphie, Petrographie etc. werden in diesen Listen in festliegenden Kolumnen angeordnet.

Der wichtigste Teil des DASCH-Systems ist das Abfrageprogramm. Mit diesem kann aus der Masse aller Basisdaten eine spezifische Auswahl von Daten selektiert werden. Zu diesem Zweck werden sog. Retrieval-Fragen formuliert, mit denen der gesamte Basisdatensatz sequentiell nach spezifischen Merkmalen durchmustert wird. Solche Basisdaten, die der Retrieval-Frage entsprechen, können dann gekennzeichnet und ausgedruckt oder für weitere Verarbeitungsschritte auf Magnetband oder -platte gespeichert werden.

Für die praktische Anwendung ist es wichtig, daß die Struktur der Retrieval-Frage derjenigen der Schichtenbeschreibung entspricht. Dadurch kann das DASCH-System leicht von Feldgeologen oder Technikern genutzt werden, die unmittelbar mit den speziellen geologischen Aspekten vertraut sind.

Weitere Datenver ar beit ung s-Programme sind für die Herstellung geologischer Karten, Säulenprofile und geologischer Schnitte entwickelt worden (BARCKHAUSEN, 1973, MUNDRY, 1975, VINKEN, 1979). Gegenwärtig können, von den Basisdaten ausgehend, folgende Konstruktionen durchgeführt werden:

- Säulenprofile, geologische Schnitte, Profilsäulenkarten;
- Isolinienpläne (Höhenlinien, Mächtigkeitslinien, Konstruktionen geologischer Grenzlinien);
- Bohrpunktkarten, Bohrpunkt-Signaturenkarten;
- Profiltypenkarten.
- All diese Konstruktionen dienen dazu,
- spezifische Daten für einen generellen Überblick graphisch wiederzugeben und

- eine Basis für spezielle Auswertungen zu schaffen, wobei mühevolle und zeitraubende manuelle Arbeiten vermieden werden.

Als erstes Blatt der – für den Küstenraum der Bundesrepublik Deutschland neuartigen – Profiltypenkarte des Holozän ist Blatt 2608 Emden West der Geologischen Karte von Niedersachsen 1:25 000 erschienen (BARCKHAUSEN u. STREIF, 1978). Zwei weitere Blätter (2414 Wilhelmshaven, 2609 Emden) sind in Arbeit.

Die Vorzüge des neuen Kartentyps sind offensichtlich. In der Profiltypenkarte ist jeweils die Verbreitung kompletter Sedimentabfolgen wiedergegeben, aus denen sich der Gesamtkörper der Küstensedimente aufbaut. Gegenüber der konventionellen geologischen Karte – im Bereich flachliegender Schichten eine Oberflächenkarte mit einer Aussagetiefe bis 2 m unter Gelände – besitzt die Profiltypenkarte eine stark erweiterte räumliche Dimension.

Durch die festliegend definierten Einheiten und Profiltypen des oberen und mittleren hierarchischen Niveaus werden einerseits die regional einheitlichen geologischen Elemente des Küstenraumes erfaßt. Andererseits erlaubt das variabel gehaltene untere hierarchische Niveau eine hochspezialisierte Feingliederung unter verschiedenen wissenschaftlichen und praktischen Gesichtspunkten. Damit wird die Profiltypenkarte den Anforderungen, die Wissenschaft und Praxis an eine geologische Karte stellen, gerecht und ist insbesondere als Planungsgrundlage geeignet.

Kombiniert mit Datenbank-Managementsystemen eröffnet die Profiltypenkarte völlig neue Aspekte der geologischen Kartierung in Küstenregionen. Dies betrifft sowohl die Herstellung geologischer Karten als auch die praktische Auswertung der bei der Kartierung anfallenden Basisdaten. Da dieses System der Gliederung und Profiltypendarstellung auf nahezu alle Flachküstenregionen übertragen werden kann, darf es als wichtiger Beitrag zum wissenschaftlich-technischen "know how" des Küsteningenieurwesens angesehen werden.

4. Schriftenverzeichnis

BARCKHAUSEN, J.: Automatisch gewonnene Informationen aus geologischen Schichtenverzeichnissen und ihre Weiterverarbeitung. Geol. Jb., A7, 1973.

- BARCKHAUSEN, J., LOOK, E. R., VINKEN, R. u. Voss, H. H.: Symbolschlüssel Geologie, Symbole für die Dokumentation und automatische Datenverarbeitung -ADV- Geologischer Feldund Aufschlußdaten. Niedersächs. Landesamt f. Bodenforsch. und Bundesanstalt f. Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover, 1975.
- BARCKHAUSEN, J., PREUSS, H. u. STREIF, H.: Ein lithologisches Ordnungsprinzip für das Küstenholozän und seine Darstellung in Form von Profiltypen. Geol. Jb., A44, 1977.
- BARCKHAUSEN, J. u. STREIF, H.: Erläut. geol. Karte Niedersachs., 1 : 25 000, Bl. 2608 Emden West, 1978.
- De JONG, J. D. u. HAGEMAN, B. P.: De legenda voor de holocene afzettingen op de nieuwe geologische kaart van Nederland, schaal 1 : 50 000. Geologie en Mijnbouw, 39, 1960.
- HAGEMAN, B. P.: De profiltype legenda van de nieuwe geologische kaart voor het zeeklei en rivier – kleigebied. Tydschrift van het Nederlands Aardrykskundig Genootschap, 80, 1963.
- MUNDRY, E.: Zur automatischen Herstellung von Isolinienplänen. Geol. Jb. 98, 1970.
- MUNDRY, E.: Ein Dokumentations- und Abfrageprogramm für Schichtenverzeichnisse (DASCH). Geol. Jb., A7, 1973.
- VINKEN, R.: Automatische Datenverarbeitung in der geowissenschaftlichen Kartierung dargestellt am Beispiel Geologie. Berliner Geograph. Abh. (im Druck).

Sturmflutanalyse und -vorhersage über die Windstaukurven

Von Winfried Siefert

Zusammenfassung

Üblicherweise wurden bisher bei Sturmflutuntersuchungen fast ausschließlich die Scheitelhöhen (HThw) beurteilt. Um eine vollständige Analyse durchführen zu können, ist die Kenntnis des gesamten Sturmflutablaufes unerläßlich. Die dazu erforderliche Entwicklung sog. Windstaukurven eröffnet neue Möglichkeiten der Analyse und Vorhersage. Dies wird in der Grundkonzeption und an einigen Beispielen erläutert.

Summary

Up to now investigations of storm surges have usually been based only on analysis of high water levels. To make a full analysis, however, it is necessary to have information on the whole course and development of the complete surge event. The examination of the so called surge curves (Windstaukurven) which is required for this purpose opens new possibilities of analysis and prediction. The basic principles involved are explained and some examples are presented.

Inhalt

1.	Einleitung					 		•	•				87
2.	Grundkonzeption					 							89
3.	Wechselwirkung zwischen langen Wellen					 							90
4	Statistik mit verschiedenen Kollektiven .					 							93
5	Zukunft der Sturmflutvorhersagen					 							96
6	Schlußfolgerungen												101
7.	Schriftenverzeichnis								•				101

1. Einleitung

Die Höhe hoher Sturmfluten kann an der südlichen Nordseeküste 4 bis 5 m über das mittlere Hochwasser (MThw) auflaufen. Schon lange gab es Sturmflutwarnungen, die sich allerdings für die deutsche Küste darauf beschränkten, pauschale Angaben über die zu erwartende Höhe auf der Basis von Wetterprognosen und viel Erfahrung zu machen. Aussagen über eine genaue Eintrittszeit oder etwa den Ablauf der Sturmtide waren bisher nicht möglich.

Nach den schlechten Erfahrungen während der schweren Sturmfluten im Januar 1976 zog die Freie und Hansestadt Hamburg die Konsequenzen und rief einen eigenen Sturmflutwarndienst (WADI) ins Leben, der regionale Vorhersagen nur für die Betriebe im Hamburger Hafen macht (SIEFERT, 1977). Inzwischen gibt es darüber hinaus ein regionales Vorhersageverfahren für Cuxhaven (CHRISTIANSEN und SIEFERT, 1979). Beide erlauben es, Aussagen über den Tide a b l a u f zu machen und nicht nur über die HThw-Höhe. Grundlage ist die Analyse der sog. Windstaukurve: Der Windeinfluß, der sich an einem Küstenort bemerkbar macht, wird allgemeinen als W in d s t a u bezeichnet. Die sog. W i n d s t a u k u r v e kann gebildet werden als

- Differenzkurve zwischen der e i n g e t r e t e n e n und der f
 ür dieselbe Zeit vorausberechneten a s t r o n o m i s c h e n Tide; sie enth
 ält damit alle Abweichungen von derjenigen Gezeit, die die astronomischen und topographischen Einfl
 üsse einschlie
 ßt (meist von Ozeanographen und vom Deutschen Hydrographischen Institut verwendet);
- Differenzkurve zwischen der e i n g e t r e t e n e n und der f
 ür dieselbe Zeit vorausberechneten m i t t l e r e n Tide; diese enth
 ält damit zus
 ätzlich zu der oben definierten Kurve auch noch astronomische Anteile, im wesentlichen die halbmonatlichen (meist von Wasserbauern und vom Warndienst des Strom- und Hafenbau Hamburg verwendet (Abb. 1)).

Die Bezeichnung "Windstaukurve" ist also in beiden Fällen nicht ganz richtig. Neutraler wäre vielleicht die in der Ozeanographie gebräuchliche Bezeichnung "Residuum". Da der Windeinfluß jedoch der dominierende ist, ist sie zu vertreten.



Abb. 1. Definition der Windstaukurve

Nach umfangreichen Modellversuchen für die Elbe mit schematisierten Windstaukurven (SIEFERT, 1968) wurden inzwischen Daten von etwa 130 Sturmfluten analysiert, die seit 1901 in der Elbe auftraten. Dabei wurde jedes Ereignis als "Sturmflut" eingestuft, bei dem im Verlaufe der Sturmtide zu irgendeiner Tidephase (also nicht nur zur HThw-Zeit) die Differenz zwischen gelaufener und mittlerer Tide in Cuxhaven mehr als 2 m betrug. Mittlerweile konnte die Datensammlung in Teilen auf Ems und Weser ausgedehnt werden.

Die Unterlagen eignen sich nicht nur zur Erstellung recht genauer Sturmflutvorhersagen, sondern natürlich auch zu statistischen Untersuchungen, deren Ergebnise bei bestimmten Fragestellungen besser helfen als die herkömmlichen Auswertungen über Jahresmittel oder jährliche Höchstwerte, so z. B. in der Frage nach der Ursache einer Häufung hoher Sturmfluten.

88

2. Grundkonzeption

Das Sturmflutgeschehen in einem begrenzten Gebiet, z. B. einem Tidefluß, kann betrachtet werden als Ergebnis des Zusammenwirkens verschiedener Rand- und Eigenwerte eines Systems. Randwerte treten am oberen und unteren Rand des begrenzten Bereiches auf, also in diesem Beispiel an der oberen Tidegrenze und an der Mündung. Sie werden durch Kräfte und Vorgänge außerhalb des Gebietes gesteuert.

Die wichtigsten Einflußfaktoren auf den Sturmflutablauf sind:

a) Randwerte von unterhalb der Mündung:

Tide (astronomisch) Windstau Fernwellen säkularer Meeresspiegelanstieg

b) Eigenwerte des Flußgebietes:

Lage, Querschnitte Ausbauten im Fluß (Vertiefungen, Regulierungen) Hafenbauten Eindeichungen Absperrung von Nebenflüssen Deichbrüche Boden-Eigenschaften (Coriolis-Effekt)

Geometrie und Rauhigkeit

c) Randwert von oberhalb der Tidegrenze: Oberwasserabfluß

Die Einflüsse der genannten Faktoren auf den Ablauf einer Sturmflut sind unterschiedlich groß. Die wichtigsten werden im folgenden kurz kommentiert:

W i n d s t a u : Die ungestörte Tide wird bei entsprechendem Wind überlagert vom Windstau. Bedeutungsvoll ist nicht allein die H ö h e des Windstaus, sondern auch die E i n t r i t t s z e i t seines Maximums. 4,4 m Windstau um die vorausberechnete Tideniedrigwasser- (Tnw-) Zeit führt z. B. in Cuxhaven nur zu einem Wasserstand (HThw) von rd. 4,4-3,0 = 1,4 m über mittlerem Tidehochwasser (MThw). Tritt dieser Windstau aber zur vorausberechneten Thw-Zeit ein, wird ein wesentlich höherer Wasserstand erreicht. Da die Windstauhöhe allerdings bei gleichem Wind mit zunehmender Wassertiefe abnimmt, würde nach TOMCZAK (1952) derselbe Wind bei Thw nur $^{2}/_{3}$ bis $^{4}/_{5}$ der Windstauhöhe aufbauen, die bei Tnw erreicht würde.

Fernwellen: Sie entstehen wahrscheinlich im nördlichen Atlantik durch Luftdruckunterschiede und laufen dann als Einzelwellen oder in Gruppen von wenigen Wellen in die Nordsee ein. Höhen bis rd. 1 m wurden gemessen.

Säkularer Meeresspiegelanstieg: Die Höhe des Meeresspiegels gegenüber dem Land hat in den letzten beiden Jahrhunderten bei Cuxhaven um 25 cm je 100 Jahre zugenommen.

B a u l i c h e V e r ä n d e r u n g e n im F l u ß g e b i e t : Die Veränderungen in einem Fluß (Fahrwasservertiefung, Beseitigung von Barren, Begradigungen, Abdeichung von Nebenrinnen, Bau von Hafenbecken usw.) haben insbesondere einen Einfluß auf den Ablauf der Normaltiden, wie er sich z. B. in Ems, Weser und Elbe in den letzten Jahrzehnten deutlich durch die Absenkung des Tnw bei gleichzeitiger Erhöhung des Thb zeigt. Auch der Sturmflutablauf bleibt nicht unbeeinflußt, da durch diese verschiedenen Baumaßnahmen die hydrologischen Gegebenheiten verändert werden.

E in d e i c h u n g e n, A b s p e r r u n g v o n N e b e n f l ü s s e n : Durch diese Maßnahmen wird der Ablauf der Normaltide i. allg. nicht verändert, da sie erst bei erhöhten Wasserständen wirksam werden. Bei Sturmfluten wird dagegen der Flutraum verringert, da das einlaufende Wasser nicht mehr in die Deichvorländer und Nebenflüsse vordringt, was zu erhöhten Wasserständen führen kann.

D e i c h b r ü c h e : Der Einfluß von Deichbrüchen wird naturgemäß erst bei entsprechend hohen Wasserständen und daher nur im Scheitelbereich einer Sturmflut eintreten. Die Wirkung auf den Sturmflutablauf im Tidefluß ist insgesamt dennoch relativ klein.

O b e r w a s s e r a b f l u ß : Der Oberwasserabfluß beeinflußt ebenfalls das Sturmflutgeschehen, vornehmlich im oberen Tidegebiet, da hier die Oberwassermengen noch relativ groß im Verhältnis zu den Tidewassermengen sind.

Die Nordsee ist ein Randmeer des Atlantischen Ozeans. Die hier durch die astronomischen Verhältnisse entstehenden Tiden laufen von Norden und durch die Straße von Dover in das Randmeer ein. Dort werden diese Wellen umgeformt, und zwar durch die Beckenform, die Tiefenverhältnisse und die Coriolisbeschleunigung.

Die theoretische Behandlung dieser Verhältnisse ist bei DIETRICH (1957) nachzulesen. Sie erläutert die Bildung von sog. KELVINwellen sowie von Amphidromien. Die Tiden setzen sich entspr. der unterschiedlichen Wirkung der einzelnen Gestirne auf die Bewegung des Wassers auf der Erde aus mehreren Partialtiden zusammen.

Die Sturmflutvorhersagen gehen davon aus, daß der Windeffekt an der deutschen Küste dominierend von dem Windfeld über der Deutschen Bucht hervorgerufen wird. Die Verzögerung zwischen Wind- und Wasserstandsänderungen liegt hier bei etwa 3 Stunden, ähnlich derjenigen vor der niederländischen Küste.

Eine Windstaukurve unterliegt ebenso wie eine Tidekurve von Ort zu Ort gewissen Veränderungen. Das Zusammenwirken beider Erscheinungen kann nicht als statischer Zustand, sondern muß als dynamisches Problem behandelt und der Windstau als ein der Tide entsprechendes Phänomen gedeutet werden. Da er sich ähnlich wie Tidewellen verhält, wird in diesem Zusammenhang von W i n d s t a u w e l l e n ausgegangen. Das hat zur Folge, daß bei der Untersuchung (und auch der Vorhersage) von Sturmfluten die Überlagerung mehrerer langer Wellen mit allen Konsequenzen analysiert werden muß. Dieser Weg ist bisher nur zögernd beschritten worden. Es sei aber erwähnt, daß z. B. die für Ostende und Antwerpen jetzt bestehende Vorhersagemöglichkeit von einer Analyse der Tidekurve ausgeht, die quasi ein Vorstadium der Windstauanalyse darstellt (VERSCHAVE, 1977). Auf ähnlicher Basis arbeiten seit einigen Jahren Kollegen in Großbritannien (PRANDLE und WOLF, 1978).

3. Wechselwirkung zwischen langen Wellen

Wie bei Oberflächenwellen ist auch bei langen Wellen ein Phänomen festzustellen, das den Ablauf von Sturmfluten – besonders in Küstennähe und in Tideflüssen – maßgeblich bestimmt: die Wechselwirkung zwischen Wellen einzelner Systeme. Da die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen im Flachwasser praktisch nur von der W a s s e r t i e f e (und nicht etwa von der Wellenhöhe) abhängt, kann eine Welle, die auf den Hang einer Vorläuferin aufläuft, diese in einer Art "Huckepack-Effekt" einholen (Abb. 2), da die auflaufende (zweite) Welle in etwas größerer Wassertiefe als die erste läuft. Dies führt beim Seegang meist zu einem Brechen übersteiler Wellen. Bei langen (Tide- und Windstau-) Wellen kann eine solche

90



Abb. 2. Beispiel für die Formänderung von Sturmtidekurven zwischen zwei Orten

Überlagerung, gerade in Flüssen, zum Extremfall sehr hoher Scheitelwasserstände führen, wenn beide Wellen unterschiedlich schnell laufen und damit Phasenlage und Form verändern. Kann man im Mündungsbereich eines Tideflusses die Tide- und Windstauwellen noch trennen, da der "Huckepack-Effekt" im Entstehungsgebiet der Windstauwellen noch relativ klein ist, so ist dies im Oberlauf sicherlich unzulässig, wenn man dabei nicht die individuellen Geschwindigkeiten der Partialwellen berücksichtigt. Solange diese individuellen Geschwindigkeiten im Flusse nicht bekannt sind, entbehrt es jeder physikalischen Grundlage, etwa für Bremen oder Hamburg Windstaukurven auszuwerten. So berichtet PRANDLE (1974) von numerischen Untersuchungen, die bereits für Southend in der Themsemündung eine Erhöhung der Windstaukurve durch Wechselwirkungs-Einfluß von rd. 0,9 m ergaben. Dabei wird der Gesamtverlauf der Windstaukurve an der Mündung qualitativ nur wenig geändert, im Oberlauf der Themse dagegen stark.

Es sei allerdings darauf hingewiesen, daß bis zur quantitativen Lösung der auf Abb. 2 aufgezeigten Zusammenhänge eine Fülle von Datenmaterial auszuwerten ist. Immerhin lassen die Beispiele erkennen, welche Wege möglich sind, in Zukunft das Tidegeschehen in einem Fluß besser zu verstehen. Für die Elbe wird an einer solchen Analyse bereits gearbeitet. So wäre es auch unter Berücksichtigung des "Huckepack-Effektes" möglich, zu erklären, warum Sturmfluten meistens "langsamer" als Normaltiden laufen*).

Ein anderes Beispiel für eine sinnvolle Anwendung von Windstauanalysen: Die Abnahme der mittleren Thw- und Tnw-Eintrittszeitdifferenzen in den Tideflüssen – deutlich festzustellen in der Elbe etwa ab 1965 und in der Ems etwa ab 1955 – muß zumindest teilweise auf Ausbauten (Fahrwasservertiefung, Beseitigung von Barren und Krümmungen)

^{*)} Die landläufige Meinung unter Nichtfachleuten, daß Sturmfluten s c h n e l l e r als Normaltiden seien, ist auf den Irrtum zurückzuführen, daß hohe Wellen schneller laufen müßten.



Abb. 3. Entwicklung der Thw-Eintrittszeit-Differenzen in Tideflüssen von 1900 bis heute (generalisiert)

zurückgeführt werden. Beweise können dafür im Moment noch nicht geliefert werden. Es zeichnet sich jedoch ein Weg ab, sie über eine neue Art von Modelluntersuchungen, in "Chronologischen Modellen" verschiedener Flüsse, zu erfassen. Dabei ist jedoch auch der Trend zu Veränderungen der Ausgangswellen in der Nordsee zu berücksichtigen.

Die deutliche Abnahme der Eintrittszeit-Differenzen von Sturmfluten in Elbe und auch Weser kann dagegen weitgehend mit Veränderungen der Sturmflutabläufe in der Mündung erklärt werden. Es besteht kein Zweifel, daß in jüngster Zeit die Phasenlagen von Tide- und Windstauwellen anders, d. h. ungünstiger waren als in früheren Jahren. Das beste Indiz dafür ist die Entwicklung der Eintrittszeit-Differenzen von Sturmfluten zwischen Mündung und Oberlauf der Ems (Borkum-Herbrum): Anders als in Weser und Elbe haben sich diese in den letzten Jahrzehnten wesentlich verlängert, während sie sich in der gleichen Zeit bei den Normaltiden verkürzten (Abb. 3). Diese Tatsache überrascht zunächst, da die Ems ebenso wie Weser und Elbe in den letzten Jahren ausgebaut wurde. Die Entwicklung kann vielleicht mit Abb. 2 erläutert werden. Dort ist eine Sturmflut mit "langer" Laufzeit (von a nach c) dargestellt, also der typische "Emsfall" für die Jahre nach 1950 auf Abb. 3. Nehmen wir als "Ort A" auf Abb. 2 Borkum an, so laufen die Tide- und Windstauwellen nicht nur in der skizzierten Weise nach Ort B (Herbrum), sondern auch in Richtung Alte Weser/Cuxhaven. Dort erreichten sie in den letzten Jahren häufig ein Zwischenstadium, in dem (in d i e s e n , nun als "Ort A" anzusehenden Flußmündungen) der Scheitel b höher als der Scheitel a wurde. Das führte in der Tat zu scheinbar kurzen "Laufzeiten" von b bei Ort A zu c bei Ort B. Wenn sich also bei einer Sturmflut Windstau- und Tidewellen in Weser- und Elbemündung ungünstig überlagern, so können sie das nicht auch gleichzeitig in der Emsmündung, da auf dem Wege von Borkum nach Osten erst durch den "Huckepack-Effekt" die kritische Überlagerung entsteht. Die Ausgangslage in der Emsmündung führt dann aber zwangsläufig zu solchen Sturmflutkurven, die scheinbar lange "Laufzeiten" hervorrufen.

Es ist durchaus denkbar, daß in den nächsten Jahren wieder eine größere Anzahl "langsamerer" Sturmfluten in Weser und Elbe auftreten kann, was zu "schnelleren" Sturmfluten in der Ems führen mag.

4. Statistik mit verschiedenen Kollektiven

Statistische Untersuchungen haben normalerweise das Ziel, einen vergangenen oder einen bestehenden Zustand darzustellen, Zusammenhänge zwischen verschiedenen Daten deutlich zu machen und Aussagen über zukünftige Entwicklungen zu ermöglichen. Wenn es sich dabei um Sturmfluten handelt, muß ein entsprechendes Datenkollektiv definiert werden. Damit taucht sofort das Problem der Definition einer "Sturmflut" auf. Es gibt eine ganze Reihe von Vorschlägen, die je nach Aufgabenstellung ihre spezielle Berechtigung haben. Im folgenden soll an einigen Beispielen gezeigt werden, welche Möglichkeiten sich für die statistische Analyse verschiedener Daten ergeben:

- Verwendung von Jahres-HThw bei den Modellen "Vergeßlicher Chronist" und "Langlebiger Chronist" von FÜHRBÖTER (1976) zur Ermittlung der zeitlichen Änderung der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten (Beispiel auf Abb. 4),
- Verwendung von Jahres-HThw f
 ür einen "mittleren K
 üstenpegel" von LIESE und LUCK (1978) zum Nachweis langj
 ähriger periodischer Schwankungen in der Deutschen Bucht (Beispiel auf Abb. 4),
- Verwendung aller Sturmfluten in deutschen Tideflüssen, die an der Mündung einen Windstau von mindestens 1,5 m Höhe zur HThw-Zeit aufweisen, zur Ermittlung der säkularen Zunahme der Sturmfluthöhen (Abb. 5),
- Verwendung aller Sturmfluten, bei denen der Windstau zu irgendeiner Tidephase mindestens 2 m erreichte, zur Ermittlung von Veränderungen im Sturmflutcharakter (Abb. 5).

Sturmflutstatistiken sind natürlich erst vollständig, wenn auch die auslösenden Kräfte entsprechend dargestellt werden. Das aber ist bisher kaum erfolgt, weil

- bei Analysen allein von Jahres-HThw (also nur einer Sturmflut im Jahr) ein Großteil extremer Ereignisse gar nicht erfaßt wird;
- dazu verwendbare Winddaten erst ab Anfang der 1960er Jahre vorliegen.

Kopplungen zwischen Ursache und Wirkung sind nur durchführbar, wenn alle markanten Ereignisse erfaßt werden. Die Auswahl der zu berücksichtigenden Sturmflutereignisse sollte dann sinnvollerweise nur über die Höhe der Windstaukurve erfolgen und nicht davon, abhängen, zu welcher Tidephase der Wind gerade am ungünstigsten geweht hat. (Die Fragen, ob Tidewasserstand und Windstärke sich gegenseitig beeinflussen oder warum heute in der Deutschen Bucht das Windmaximum häufiger bei astron. Thw als früher eintritt, sind keineswegs geklärt, sollen aber auch nicht Gegenstand dieser Arbeit sein.)







Am Beispiel der Elbe mag gezeigt werden, welchen Umfang solche Kollektive annehmen:

7	Anz	ahl Sturmfluten mit Wind	lstau in Cuxhaven							
Zeitraum	\geq 250 cm bei Thw	\geq 200 cm bei Thw	\geq 200 cm zu beliebiger Tidephas							
1901/10	· 2	7								
1911/20	4	12								
1921/30	5	15	30							
1931/40	3	8	19							
1941/50	1	3	20							
1951/60	-	4	15							
1961/70	2	11	32							
1971/79	7	14	31							



Abb. 6. Entwicklung der HThw in Hamburg, die in Cuxhaven mindestens 2 m Windstau bei Thw erreichten (HThw_{Cux} ≥ 850 cm NN – 5 m), und des Einflusses zweier Windstauparameter von 1900 bis heute

Welche Möglichkeiten sich für eine umfassendere Sturmflutanalyse ergeben, wird auf Abb. 6 gezeigt: Eine säkulare Veränderung der Windstaukurve in Cuxhaven bedingt säkulare Sturmflut-Höhenänderungen in Hamburg. Die Zusammenhänge werden deutlich und weisen zwingend aus, daß die HThw-Zunahme in Hamburg weitgehend auf Windstauänderungen in Cuxhaven (und damit Windänderungen in der Deutschen Bucht) zurückgeht. Dies paßt auch zu der Erkenntnis, daß hohe Sturmfluten in Cuxhaven etwa ab 1936 durch Sturmtiefs mit vorherrschend aus NW kommenden Zugbahnen erzeugt wurden; vor 1936 kamen dagegen fast alle Zugbahnen aus W bis SW.

5. Zukunft der Sturmflutvorhersagen

Genaue und anspruchsvolle Sturmflutvorhersagen, wie wir sie in Zukuft sicher in steigendem Maße benötigen, werden nach Ansicht des Verfassers nur über die Analyse von Windstaukurven großer Kollektive zu erstellen sein. Als Beispiel mag die Entwicklung der WADI-Vorhersagen für den Hamburger Hafen auf Abb. 7 dienen. Zu dem dort unter Pkt. 4



Abb. 7. Entwicklung der Vorhersage-Grundlagen für den Hamburger Sturmflut-Warndienst

gegebenen Ausblick laufen bereits die Vorbereitungen. An einigen Beispielen kann der Stand erläutert werden:

Daß bei dem erwähnten "Huckepack-Effekt" tatsächlich die langen Wellen in erheblichem Maße aufeinander einwirken, zeigt Abb. 8. Es sind die Windstaukurve in Cuxhaven sowie diejenigen in Hamburg aufgetragen, die sich ergeben, wenn die Normaltide dort zu vorausberechneter Zeit bzw. 1 Stunde früher eingetroffen wäre. Ein Vergleich der Formen zeigt, daß die Normaltide Hamburg offensichtlich früher als nach Tidekalender erreichte und daß d i e s e Effekte (die bei jeder Sturmflut anders sind) "Laufzeiten" und Höhen maßgeblich

97

bestimmen. Das zeigt auch Abb. 9, wo die Ähnlichkeit der Windstaukurven in Cuxhaven und Hamburg am größten ist bei einer Zeitverschiebung von 10 bis 20 Min. Auf Abb. 10 ist die Windstaukurve in Hamburg für eine nicht verschobene mittlere Tide deutlich niedriger als in Cuxhaven. Wenn dagegen die mittlere Tide um 30 Min. früher als bei ungestörten Verhältnissen Hamburg erreicht hat, sind die Windstaukurven an beiden Orten fast identisch.

Bei diesen Vergleichen wird noch qualitativ von der Ähnlichkeit auf eine Zeitverschiebung geschlossen. Zugleich wird angenommen, daß der Wind über der Elbe die Form der Windstaukurven nicht verändert. Augenblicklich wird bei Strom- und Hafenbau Hamburg aber schon daran gearbeitet, nach Identifizierung der Windstaukurve in Cuxhaven die "Laufzeiten" der Windstau- und Tidekurven bis Hamburg, ihre dortigen Formen und gegenseitigen Überlagerungen zu berechnen. Damit wäre man in der Lage, den gesamten Sturmtideablauf im oberen Stromgebiet zu prognostizieren.





Abb. 9. Windstaukurven in Hamburg bei gegen den Windstau verschobener astronomischer Tide (19. 11. 1973)



Abb. 10. Windstaukurven in Hamburg bei gegen den Windstau verschobener astronomischer Tide (18. 10. 1967)

6. Schlußfolgerungen

Zukünftige Stumflutanalysen, die erhöhten Anforderungen genügen müssen – insbesondere wenn es sich um die Entwicklung regionaler Vorhersagen und um die Erarbeitung von Grundlagen für Bemessungswasserstände handelt, – werden recht aufwendig werden: Je Sturmflut und Pegelort werden erheblich mehr Informationen als nur Höhe und Zeit des Hochwasserscheitels benötigt. Für Analysen werden dann etwa über 24 Stunden alle 30 Min. die Höhen der Sturmtidekurven heranzuziehen sein. Abgesehen von der (als bekannt vorausgesetzten) mittleren Tidekurve und der dann auszurechnenden Windstaukurve wird sich der Arbeitsaufwand je Sturmflut etwa verfünfzigfachen! Ziel muß die Erstellung einer Datenbank sein, in der ausreichende Informationen über jede gelaufene Sturmflut abrufbar gespeichert sind.

7. Schriftenverzeichnis

CHRISTIANSEN, H. und SIEFERT, W.: Storm Surge Prediction by Combined Wind and Tide Data. Proc. 16. Int. Conf. on Coastal Eng., 1978.

DIETRICH, G. und KALLE, K.: Allgemeine Meereskunde. Gebr. Bornträger, Berlin, 1957.

FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 51, 1976.

LIESE, R. und LUCK, G.: Verfahren zum Nachweis von Veränderungen der Tidehochwasserstände in der Deutschen Bucht. Dt. Gew. Mitt., H. 5, 1978.

PRANDLE, D.: A Numerical Model of the Southern North Sea and the River Thames. Inst. of Ocean. Sc., Rep. No. 4, Birkenhead, 1974.

PRANDLE, D. und WOLF, J.: The Interaction of Surge and Tide in the North Sea and River Thames. Geoph. J., R. astr. Soc., 55, 1978.

SIEFERT, W.: Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve in Cuxhaven. Mitt. Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 30, 1968.

- SIEFERT, W.: Hamburger Sturmflutwarndienst (WADI) Grundzüge des Vorhersageverfahrens. Hansa, Nr. 5, 1977.
- TOMCZAK, G.: Der Einfluß der Küstengestalt und des vorgelagerten Meeresbodens auf den windbedingten Anstau des Wassers, betrachtet am Beispiel der Westküste Schleswig-Holsteins. Dt. Hydr. Zeitschr., H. 2/3, 1952.

VERSCHAVE, J. E. L.: Stormtijen op de Noordzee en op de Westerschelde – Correlatie en Prognose van de Waterstanden. Tijdschr. de Openbare Werken van Belgie, Afl. 6, 1977.

Brandungsstau in Brecherzonen

(Kurzfassung)

Von Uwe A. Hansen

Zusammenfassung

Naturmessungen des Leichtweiss-Instituts der Technischen Universität Braunschweig im Winter 1975/76 an der Westküste der Insel Sylt dienten der näheren Erforschung des Brandungsstaus und der Brandungsenergie; gefördert wurden sie von der Deutschen Forschungsgemeinschaft in Bonn.

Aus umfangreichen Wellenmessungen wurde über ein Verfahren der Mittelwertbildung der als höhenmäßige Differenz zwischen mittlerem Wasserspiegel (MWL) und Ruhewasserspiegel (SWL) definierte Brandungsstau für verschiedene Seegangsbedingungen ermittelt und in Abhängigkeit von signifikanten Parametern dargestellt. Die Messungen zeigten, daß der Brandungsstau Größenordnungen annehmen kann, die bei der praktischen Bemessung von Küstenschutzbauwerken an sandigen Küsten nicht länger unberücksichtigt bleiben sollten.

Der maximale Brandungsstau auf dem Strand kann bis zu 30 % der signifikanten Ausgangswellenhöhe (gemessen rd. 1280 m seewärts) bzw. bis zu 50 % der signifikanten Wellenhöhe am Brechpunkt in der Brandungszone betragen. Weiterhin zeigten die Messungen, daß sich die Neigung des Unterwasserprofils in der Brandungszone periodisch mit der Tide verändert; bei fallendem Wasserspiegel wird sie steiler, bei steigendem Wasserspiegel wieder flacher, wodurch sich die Lage und Breite der Brecherzone ebenfalls ändert.

In breiten Brecherzonen geht die Energieumwandlung langsamer vor sich, so daß jeweils ein größerer Teil der Wellenenergie proportional dem Brandungsstau zur Anhebung des mittleren Wasserspiegels über den Ruhewasserspiegel zur Verfügung steht, folglich also die Werte des Brandungsstaus positiv sind. In schmaleren Brandungszonen hingegen führt die erhöhte Energieabgabe der Sturzbrecherbrandung dazu, daß kaum ein Überschuß an potentieller Energie übrigbleibt, die Werte des Brandungsstaus also negativ werden.

Der Beitrag faßt wesentliche Ergebnisse der folgenden Arbeiten des Verfassers zusammen:

HANSEN, U. A.: Brandungsstau und Bemessungswasserstand. Mitt. Leichtweiss-Institut der TU Braunschweig, H. 52, 1976.

HANSEN, U. A.: Wave Setup and Design Water Level. Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE, New York, May 1978.

Summary

Wave Setup in Surf Zones

During the winter of 1975-76 measurements were made by the Leichtweiss-Institut of the Technical University of Braunschweig at the west coast of the island of Sylt in the North Sea, sponsored by the German Research Foundation in Bonn.

The purpose of the field investigations was to determine the wave induced "setup" (Brandungsstau) in the surf zone and on the beach, defined as the height difference between the mean water level (MWL) and the still water level (SWL) and the influence of typical offshore parameters on this phenomenon. Due to the well known vertical asymmetry of waves in the surf zone a new scheme was defined to determine the MWL as the mean value of the water surface variations measured at incremental time intervals over a certain time span.

The maximum setup on the beach can reach values up to $30 \,^{\circ}/_{\circ}$ of the incident significant wave height (measured 1280 m seaward) and up to $50 \,^{\circ}/_{\circ}$ of the significant wave height at the breaking point in the surf zone. Furthermore it was found that the slope of the underwater profile in the surf zone changes periodically with the tide; with falling water levels the slope becomes steeper, with rising water levels it becomes more gentle, so that the position and the width of the breaker zone change too.
In wide breaker zones the rate of energy dissipation happens more slowly, so that a greater part of energy proportional to wave setup is preserved and the MWL in the breaking zone remains still over the SWL (setup positive). In narrow breaker zones the increased energy dissipation of the plunging leads to a wave set down at the breaking point; the setup values are negative. References:

HANSEN, U. A.: Brandungsstau und Bemessungswasserstand. Mitt. Leichtweiss-Institut der TU Braunschweig, H. 52, 1976.

HANSEN, U. A.: Wave Setup and Design Water Level. Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE, New York, May 1978.

Sturmflutseegang in einem Ästuar

Von Volker Barthel

Zusammenfassung

In der Außenweser wurde 1975/76 ein Seegangsmeßprogramm begonnen, das vom Wasser- und Schiffahrtsamt Bremerhaven durchgeführt und vom Bundesminister für Forschung und Technologie durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen gefördert wird. Erste Ergebnisse zeigen, daß unter Sturmflutbedingungen höhere Wellen im äußeren Ästuar auftreten können, als allgemein angenommen oder vorausberechnet werden konnte. Im inneren Ästuar treten höhere Wellen mit sehr langen Perioden auf. Außerdem wird die Wahrscheinlichkeit von Wellenfolgen mit $H > H_{1/3}$ unter normalen und Sturmflutbedingungen untersucht und mit theoretischen Ergebnissen verglichen.

Summary

First results of a wave investigation program in the Outer Weser (German Bight of the North Sea) indicate, that under storm conditions higher waves can occur in the outer estuary than are calculated by normal prediction methods. In the inner estuary higher waves mainly occur as a sort of swell. In addition the probability of runs of waves with $H > H_{1/3}$ was investigated for normal and storm surge conditions and the results were compared with those of a theoretical investigation.

Inhalt

1.	Einführung 10	04
2.	Sturmflutseegang 10)7
2.1	Änderung der Wellenhöhe als Funktion der Windgeschwindigkeit und Wassertiefe 10	28
2.2	Änderung der Wellenperiode und -steilheit	10
2.3	Änderung der Höhen und Perioden zwischen Normal- und Sturmtide	12
3.	Die höchste Einzelwelle H _{max}	13
4.	Folgen hoher Wellen	15
5.	Zusammenfassung	16
6.	Schriftenverzeichnis	17

1. Einführung

Die Bedeutung und Notwendigkeit von Naturmessungen des Seegangs sind gerade in den letzten Jahren von Fachleuten immer wieder betont worden. Es gibt an der deutschen Nordseeküste wohl eine Anzahl von Messungen in größeren Wassertiefen, in Brandungszonen sandiger Strände und im Wattengebiet. Man findet jedoch in der Literatur kaum Ergebnisse von Messungen in Ästuarien. Berechnungs- und Vorhersageverfahren für gerade Küsten mit parallelen Tiefenlinien oder auch für andere geometrische Küstenformen sind bekannt. Es läßt sich jedoch kaum ein Beispiel finden für Untiefen, Riffe, Sandbänke mit einem System von tiefen Rinnen, wiederum Tiefwasser mit starken Strömungen und Untiefen, die nach Kilometern freier Wasserflächen folgen (WIEGEL, 1964). Die Kenntnis der hier herrschenden komplizierten Seegangssysteme ist u. a. eine notwendige Grundlage für Untersuchungen im Bereich der Sandbankwanderung und auch aus diesem Grund wichtig für die



Abb. 1. Untersuchungsgebiet



Planung und Bemessung aller Bauwerke am und im Wasser. Die Korrelation von Wasserstand, Tideströmung, Seegang, Orbitalströmung und morphologischer Veränderung soll eine Abschätzung des Seegangseinflusses auf die Morphologie und Seebauwerke und – umgekehrt

- der Morphologie auf den Seegang in bestimmten Bereichen des Ästuars ermöglichen (BARTHEL, 1977).

Aus diesem Grund wurde 1975 ein Naturmeßprogramm für Seegang in der Außenweser begonnen, das vom Wasser- und Schiffahrtsamt Bremerhaven durchgeführt und vom Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) unterstützt wird.

Abb. 1 zeigt den äußeren Teil des Weserästuars mit den Meßstationen "Schlüsseltonne" (ST), "Roter Sand – Ost" (RSO), "Roter Sand – West" (RSW), "Tegeler Plate – Ost" (TPO) und "Tegeler Plate – West" (TPW). Zunächst sollen am Beispiel dieser Stationen folgende Fragestellungen untersucht werden:

- a) Veränderungen der Seegangsparameter beim Einlaufen des Seegangs in das Ästuar
- b) Verteilung der Seegangsenergie hinter Riffen und Platen
- c) Einfluß des Seegangs auf die Morphologie und umgekehrt Beeinflussung des Seegangs durch die Morphologie
- d) Bestimmung von Bemessungsdaten für Bauwerke aller Art
- e) Einfluß des Seegangs auf den Einsatz von Schiffen und insbesondere des langperiodischen Seegangs auf die oft nur mit geringer underkeel-clearance fahrenden Tiefgangsschiffe.

2. Sturmflutseegang

Inzwischen liegen erste Ergebnisse der Untersuchungen vor (Abb. 2): Am 3. Januar 1976 wuchs der Wind in der Deutschen Bucht von 16 m/s bis auf fast 30 m/s (Beaufort 11) an.

Die Richtung änderte sich von 175° (S) auf 295° (WNW), ein Bereich, der oft sehr sturmflutwirksam ist. Der Wasserstand am Pegel "Alte Weser" lag um 4.59 Uhr auf NPH + 539 cm (MTnw = NPH + 351 cm) und um 13.39 Uhr auf NPH + 910 cm (MThw = NPH + 632 cm). Leider waren zu diesem Zeitpunkt noch nicht alle Meßpositionen besetzt, so daß nur an den Stationen "Schlüsseltonne" (ST) und "Tegeler Plate – Ost" (TPO) Meßdaten aufgenommen werden konnten.



Eine dritte Station – ein Wellenpegel vom Typ "Wemelsfelder" – fiel durch Kollision mit einem treibenden Schiff aus.

Die Station ST, besetzt mit einer Meßboje (wave-rider), liegt auf einer Wassertiefe von rd. 22 m bei MTnw und soll die von der offenen See kommenden Wellen registrieren (äußeres Ästuar). TPO ist mit einem Meßpfahl (Wellenschreiber Typ Wemelsfelder) besetzt und liegt vor der Tegeler Plate bei etwa 4 m Wassertiefe bei MTnw (Abb. 3).

Die gewonnenen Daten sind repräsentativ für den "inneren Ästuarbereich".

Die verläßlichen Seegangsschriebe wurden nach der "zero-crossing"-Methode ausgewertet und in Abb. 2 als Funktion der Zeit aufgetragen.

Wie man sieht, wachsen die Wellenhöhen \overline{H} und $H_{1/3}$ im äußeren Ästuar mit zunehmender Windgeschwindigkeit sehr schnell an, nehmen mit nachlassendem Wind wieder ab, um dann wiederum noch höhere Werte zu erreichen. Leider fiel die Station ST gegen 14.00 Uhr aus, da der Rekorder auf eine derartige Wellenhöhe nicht eingestellt war. Die Wellenperioden \overline{T} und $T_{H1/3}$ zeigen etwa das gleiche Verhalten in Abhängigkeit vom Windgeschehen.

Erst mit etwa 2 Stunden Verzögerung erreichen im "inneren Ästuar" die Wellenhöhen \overline{H} , H_{1/3} und H_{max} ihre Maximalwerte. Ein zweiter PEAK wird am 4. 1. gegen 3.00 Uhr erreicht. Es ist offensichtlich, daß hier die Wellenhöhen in unmittelbarem Zusammenhang mit der Wassertiefe bei abnehmender Windgeschwindigkeit stehen. Erstaunlich ist dabei die starke Zunahme der Perioden T_{H1/3} bis auf Werte von 16 sec. Darauf wird weiter unten noch eingegangen.

2.1 Änderung der Wèllenhöhe als Funktion der Windgeschwindigkeit und Wassertiefe

Da inzwischen eine Reihe von anderen Messungen für den untersuchten Bereich vorliegen, konnte die Abhängigkeit der Wellenhöhe von Windgeschwindigkeit u und Tiefe d untersucht werden. Dazu wurden jeweils Registrierungen bei annähernd gleichen Wasserständen bzw. Windgeschwindigkeiten zusammengefaßt. Abb. 4 zeigt, daß an der Station TPO













(inneres Ästuar) der funktionelle Zusammenhang zwischen H bzw. H_{1/3} und der Wassertiefe wesentlich besser ist (r = 0,85 bis 0,87) als im äußeren Ästuar (r = 0,46 bis 0,52), obwohl auch dort bei 22 m Wassertiefe noch eine Abhängigkeit zu erkennen ist.

Abb. 5 zeigt für das äußere Ästuar eine gute Abhängigkeit der Höhen von der Windgeschwindigkeit, wie sie auch in der Literatur – meistens jedoch als lineare Funktion – angegeben wird. Die bei der Sturmflut gewonnenen Werte (U = 20 bis 25 m/s) passen gut dazu.

In Abb. 6 sind die gleichen Werte für das innere Ästuar dargestellt. Hier können die Werte jedoch eindeutig verschiedenen Gruppen mit unterschiedlichen Wassertiefen zugeordnet werden. Die Abhängigkeit von der Wassertiefe ist klar erkennbar.

2.2 Änderung der Wellenperiode und -steilheit

Erstaunlich war der starke Anstieg der Wellenperioden im inneren Ästuar während der Sturmflut. Die signifikante Wellenperiode T_{H1/3} erreicht Werte von mehr als 15 sec. Die Auswertung neuerer Daten in dieser Hinsicht zeigte, daß bei außergewöhnlichen Wettersituationen, d. h. Starkwindlagen, der Seegang in dieser Region mit sehr langen Perioden auftritt.



Abb. 7. Veränderung der Wellenperioden T_{H 1/3} und des Steilheitsmaßes s = $\frac{\overline{H}}{g\overline{T}^2}$

Mit der vereinfachten Annahme

$$L = \overline{T}^2$$

können Wellenlängen bis zu 80 m vorkommen, die für die Bewegung tiefabgeladener Schiffe in einer engen Fahrrinne bereits Einfluß haben können.

Man sollte annehmen, daß – ähnlich wie bei der Tidewelle – der sich im Außengebiet entwickelnde Seegang durch Refraktion, Diffraktion und Shoaling-effect beim Einlaufen in das Ästuar kürzer und steiler wird. Es scheint jedoch gerade das Gegenteil der Fall zu sein. Da inzwischen eine Reihe von weiteren Messungen ausgewertet wurde, konnte nachgewiesen werden, daß grundsätzlich längere Perioden beim Einlaufen in das Flachwassergebiet entstehen, auch wenn zwischen den Untiefen tiefere Rinnen liegen. Der örtliche Windeinfluß ist dabei offensichtlich von untergeordneter Bedeutung.



Abb. 8. Abhängigkeit des Steilheitsmaßes s von der mittleren Wellenhöhe H

Abb. 7 zeigt die Veränderung der signifikanten Perioden TH 1/3 und des Steilheitsmaßes

$$=\frac{\overline{H}}{g\cdot\overline{T}^2}$$

5

für zwei Gruppen von Wellen verschiedener Höhe.

Man erkennt, daß mit zunehmender Wassertiefe, d. h. beim Einlaufen in Flachwassergebiete, die Wellenperioden zunehmen, der Steilheitsfaktor jedoch kleiner wird. Die gleiche Erscheinung stellte SIEFERT (1973) bei Messungen im Wattengebiet vor der Elbemündung fest. Die Station RSO liegt auf einer Untiefe, wo bei niedrigen Wellenhöhen und damit auch geringeren Wasserständen mit Brechen zu rechnen ist (Abb. 7).

Die wachsende Periode der Wellen beim Einlaufen in das Ästuar verringert notwendigerweise den Steilheitsfaktor s bei gleichbleibender bzw. abnehmender Wellenhöhe. Während im äußeren Ästuar mit größerer Windgeschwindigkeit und Wassertiefe (Sturmtide) die Steilheit (Begrenzungslinie des Streubereichs) zunimmt und einen konstanten Wert erreicht (Abb. 8), ist im inneren Ästuar der Streubereich bei größeren Wassertiefen breiter, die max. Werte liegen jedoch tiefer. Als Vergleich dazu sind Werte für eine andere Windrichtung aufgetragen, die das empfindliche Verhalten des Wellenklimas bei verschiedenen Einflußfaktoren zeigen sollen.

Offensichtlich nimmt im inneren Ästuar die Wellensteilheit, abhängig von der Windrichtung und damit auch von der FETCH-Länge, mit zunehmender mittlerer Wellenhöhe \overline{H} ab, eine Tatsache, die für die Bemessung von Bauwerken wichtig sein kann.

2.3 Änderung der Höhen und Perioden zwischen Normalund Sturmtide

In Abb. 9 ist die mittlere Periode \overline{T} als Funktion der mittleren Wellenhöhe \overline{H} aufgetragen. Abgesehen von den Unterschieden zwischen innerem und äußerem Ästuar bei normalen Verhältnissen (es wurden rd. 100 Registrierungen ausgewertet) zeigt sich, daß eine Sturmflut



erhebliche Änderungen der Wellencharakteristik hervorruft. Dabei wird offensichtlich, daß außergewöhnliche Windlagen bei ST kürzere Perioden und damit steilere Wellen hervorrufen, während bei TPO gerade das Gegenteil der Fall ist. Abb. 10 zeigt die mittleren Verhältnisse der Perioden und Höhen an den Stationen ST und TPO sowie die entsprechenden Werte bei der Sturmflut.

Wallashähan

	vv	circinioi	I C II		
		\overline{H}	H _{1/3}	H _{1/10}	$\mathrm{H}_{\mathrm{max}}$
Inneres Ästuar (TPO)	a)	1	1,47	1,75	1,98
	b)	1	1,55	1,85	1,89
Äußeres Ästuar (ST)	a)	1	1,50	1,86	2,14
	b)	1	1,55	1,95	2,30
	W e	llenperi	o d e n		
		Ŧ	TH 1/2	TH 1/10	T

		1	•H 1/3	- H 1/10	* max
Inneres Ästuar (TPO)	a)	1	1,27	1,30	1,29
	b)	1	1,46	2,21	1,34
Äußeres Ästuar (ST)	a)	1	1,12	1,12	1,57
	b)	1	1,11	1,09	1,08

a) = Mittelwert aus 100 Registrierungen bei Normaltide (Wind: WNW-N)

b) = Sturmflutwerte (44 Registrierungen)

Abb. 10. Mittlere Verhältniswerte der Wellenhöhe und -perioden

Dazu kann in wenigen Worten gesagt werden:

- Inneres Ästuar (TPO): Das Verhältnis der mittleren Perioden zu den signifikanten Werten nimmt bei der Sturmflut stark zu – Umwandlung in Dünung. Die Höhenverhältnisse ändern sich weniger; maximale Höhen werden geringer.
- Ä ußeres Ästuar (ST): Die Perioden werden kleiner, die Wellen demnach steiler. Das Verhältnis der mittleren zu den signifikanten und max. Wellenhöhen nimmt zu. Diese Ergebnisse passen in den Rahmen des vorher Gesagten.

3. Die höchste Einzelwelle H_{max}

Da bisher für den Außenweserbereich keine längerfristigen Wellenmessungen vorlagen, waren die Ergebnisse der Sturmflutmessungen erstaunlich und erschreckend zugleich, insbesondere, da die hohen Windgeschwindigkeiten nur kurzfristig auftraten und die Windrichtung dauernd wechselte.

Nach McCowan ist für Tiefwasser zwar ein theoretisches

 $H_{max} = 0,78 \text{ d} = (\text{für } d_m = 24,5 \text{ m}) = \text{rd. } 19 \text{ m}$

möglich. Da aber der Seegang in der Deutschen Bucht wegen der dort herrschenden Wassertiefen bei größeren Windstärken allgemein als Flachwasserseegang anzusehen ist, wird zusätzlich zur turbulenten Reibung im Seegang (free turbulence friction) eine Sohlreibung

wirksam (wall turbulence friction). Wellenenergie und -höhe werden dadurch vermindert.

DRAPER (1973) hat für diesen Bereich der Nordsee für einen 50-Jahre-Bemessungssturm von 12 Stunden Dauer ein $H_{max} = 17$ m berechnet.

Setzt man für den Bereich der südlichen Nordsee einen Bemessungssturm mit

Windgeschw .:	U	=	40 m/s
Dauer:	t	=	5 Std
Fetchlänge:	F	=	250 km
wirks.FLänge:	W	=	150 km

an, so ergeben sich nach verschiedenen Berechnungsverfahren für Flachwasser signifikante Wellenhöhen von

$$H_{1/3} = 7,0 \text{ m} - 10,5 \text{ m}$$
 (Schüttrumpf, 1973).

Nach dem verbesserten Verfahren von BRETSCHNEIDER (1956) wurde für den Bereich des äußeren Ästuars unter den oben angeführten Bedingungen ein $H_{1/3} = 6,80$ m ermittelt.

Bei Ansatz der Beziehung

$$\frac{H_{max}}{H_{1/3}} = (145 \ \frac{g \cdot d}{U^2}) \ 0.1 \pm 10 \ ^{\circ/_{\circ}}$$

ist dann eine maximale Wellenhöhe von $H_{max} = 10,0$ m möglich.

ROLL (1956) kommt aus Beobachtungen an Feuerschiffen zu dem Schluß, daß Wellenhöhen bis zu 8 m vorkommen. Bei dem Sturm vom 2./3. 1. 76 wurde an der Station ST bis zum Abbruch der Messungen ein $H_{1/3} = 6,72$ m registriert.

Die maximale Wellenhöhe, die auf der letzten unvollständigen Registrierung zu erkennen war, betrug $H_{max} = 10,0$ m (Ende der Registrierpapierbreite).

Aus dem Anstieg der Welle und der Periode kann man bei vorsichtiger Abschätzung jedoch darauf schließen, daß eine Gesamthöhe von 12 bis 13 m eingetreten ist.

Die maximale Wellenhöhe im inneren Ästuar kann nach den bekannten Vorhersageverfahren kaum berechnet werden, da das Verhältnis

$$\frac{H_{max}}{d} = f (d, Topografie)$$

in diesem Gebiet sehr komplex ist.

Die höchstmögliche fortschreitende Welle im Flachwasser ist theoretisch nach KISHI (1959):

$$\begin{split} H_{max} &= 0,9 \text{ d} & \text{für } d < 0,1 \text{ L} \\ H_{max} &= 0,146 \text{ d} & \text{für } d > 0,4 \text{ L} \end{split}$$

mit einem parabolischen Übergang zwischen beiden Bereichen. Für natürlichen Seegang mit L $\cong \overline{T}^2$ ergibt das:

$$\begin{array}{ll} H_{max} \ = \ 0.9 \ d & \mbox{für } d < 0.1 \ T_{H_{max}}^2 \\ H_{max} \ = \ 0.146 \ T_{H_{max}}^2 & \mbox{für } d > 0.4 \ T_{H_{max}}^2 \end{array}$$

Bei den im inneren Ästuar herrschenden Beziehungen für die hier behandelte Windrichtung

$$\begin{array}{ll} T_{H1/3} &= 1,27\,\overline{T} \\ T_{H1/10} &= 1,30\,\overline{T} \\ T_{Hmax} &= 1,34\,\overline{T} \mbox{ wird} \\ H_{max} &= 0,9\,d \qquad \mbox{ für } d < 0,18\,\overline{T}^2 \\ H_{max} &= 0,26\,\overline{T}^2 \qquad \mbox{ für } d > 0,72\,\overline{T}^2 \end{array}$$

Für flache Böschungsverhältnisse ist H_{max} theor. = 8,4 m (KISHI, 1959).

Diese Wellenhöhe scheint jedoch nach den vorliegenden Messungen für TPO nicht eintreten zu können, da auf den davor liegenden Platen und Riffen eine starke Energieumwandlung eintritt. Die hier gemessene max. Wellenhöhe während der Sturmflut betrug $H_{max} = 4,05 \text{ m}$ mit einer Periode von $T_{H_{max}} = 18,2$ sec. Die bei späteren Messungen beobachtete max. Wellenhöhe unter dem Einfluß von rd. 4 Std. Wind mit 20 m/s aus WNW überschritt nicht den Wert von 3,50 m mit einer Periode von 12 sec.

4. Folgen hoher Wellen

Wichtig für die Planung von Bauwerken im Küstenbereich kann neben der Bemessung auf höchsten Wasserstand und höchste Wellenhöhe bzw. $H_{1/3}$ oder $H_{1/10}$ auch eine gewisse dynamische Beanspruchung durch Folgen von Wellen sein, die eine bestimmte Höhe überschreiten. Bei den hier vorliegenden Messungen und den unerwartet großen Wellenhöhen war es daher interessant, auch diese Erscheinung für die Sturmtide und auch für normale Bedingungen zu untersuchen.

Das Problem wurde bereits von GODA (1970) numerisch behandelt für ein PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum. RYE (1975) hat ähnliche Naturuntersuchungen für Sturmbedingungen durchgeführt. SIEFERT (1977) berechnete die Wahrscheinlichkeit von Folgen hoher Wellen für das benachbarte Elbegebiet mit den angrenzenden Watten. Die Ergebnisse sind in Abb. 11 dargestellt. Die Darstellung auf halblogarithmischem Papier zeigt, daß die Wahrscheinlichkeit von Folgen höherer Wellen als H_{1/3} sich im äußeren Ästuar (ST: d = 20–25 m) am besten der Theorie von GODA (1970) anpaßt. Bei der Behandlung von 40 Registrierungen trat in keinem Fall eine Folge von mehr als 3 Wellen auf. Die Verteilungsfunktion für das innere Ästuar (TPO) paßt sich gut den Ergebnissen aus der Elbemündung an.

Der Vergleich der bei normalen Bedingungen gewonnenen Ergebnisse mit den Sturmflut-



Abb. 11. Wahrscheinlichkeit von Wellenfolgen mit $H > H_{1/2}$



Abb. 12. Wahrscheinlichkeit von Wellenfolgen mit H > H1/, - Sturmflut

messungen (Abb. 12) zeigt, daß bei außergewöhnlichen Wetterbedingungen bei den untersuchten ungünstigsten Windrichtungen keine Vergrößerung der Wahrscheinlichkeit von Folgen von Wellen mit H> $H_{1/3}$ zu erwarten ist. Bei TPO treten deutlich kürzere Folgen von entsprechenden hohen Wellen auf.

5. Zusammenfassung

Die Ergebnisse aus den relativ kurzen Sturmtidenmessungen zu Beginn des Ästuarprogramms im Vergleich zu Messungen unter normalen Bedingungen können wie folgt zusammengefaßt werden:

- a) Die Wellenhöhen im äußeren Ästuar (ST) im tiefen Wasser sind weitgehend windabhängig, während der örtliche Windeinfluß selbst bei hohen Geschwindigkeiten im inneren Ästuar (TPO) dem Einfluß der Wassertiefe untergeordnet ist.
- b) Bei Windgeschwindigkeiten U > 15 bis 20 m/s tritt der Seegang im inneren Ästuar mit langen Perioden als Übergang zur Dünung auf und stellt eine gewisse Gefahr für Tiefgangsschiffe dar. Maximale Wellenhöhen werden beeinflußt durch die vorgelagerten Platen und Rinnen und bis zum Erreichen des inneren Ästuars 50 bis 60 % abgeschwächt.
- c) Die max. Höhen im äußeren Ästuar erreichten schon bei einem kurzen Sturm Werte > 10 m. Theoretische Werte für einen 50jährigen Bemessungssturm von mehr als 15 m sind nicht auszuschließen.
- d) Die Seegangsparameter ändern sich bei Sturmflutbedingungen bei den Stationen unterschiedlich stark entsprechend dem vorher Gesagten.
- e) Die für die Bemessung von Seebauwerken bedeutenden Folgen von Wellen mit $H > H_{1/3}$ treten bei außergewöhnlichen Wetterbedingungen nicht häufiger als bei normalen auf. Sie entsprechen in tiefem Wasser des äußeren Ästuars (ST) der theoretischen Verteilung von

GODA (1970) und zeigen im Flachwasser des inneren Ästuars ähnliches Verhalten wie in Nachbargebieten.

Bei den vorliegenden Untersuchungen wurde der Einfluß der Tideströmung, die im Untersuchungsgebiet Werte von $V_{e, f max} = 1,3$ bis 1,4 m/s erreicht, nicht berücksichtigt. Es wird eine Aufgabe für die nächste Zeit sein, den nachweisbaren Einfluß insbesondere auf die Wellenhöhen aus den bisher gewonnenen Messungen zu ermitteln.

6. Schriftenverzeichnis

BARTHEL, V.: Stability of Tidal Channels Dependent on River Improvement. Int. Conf. on Coast. Eng. 1976, Honolulu, Hawaii, ASCE, New York, 1977.

BRETSCHNEIDER, Ch. L.: Wave Forecasting Relationships for the Gulf of Mexico. Beach Erosion Board, Techn. Mem. No. 84, 1956.

DRAPER, L.: Extreme Wave Conditions in British and Adjacent Waters. Proc. Int. Conf. on Coast. Eng. 1972, Vancouver, ASCE, New York, 1973.

GODA, Y.: Numerical Experiments on Wave Statistics with Spectral Simulation. Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol. 9, Nr. 3, 1970.

- KISHI, T.: The Possible Highest Gravity Waves in Shallow Water. Coastal Eng. in Japan, Jap. Soc. of Civ. Eng., Tokyo, 1959.
- ROLL, H.-U.: Die Meereswellen in der südlichen Nordsee (auf Grund von Wellenbeobachtungen Deutscher Feuerschiffe). Deutscher Wetterdienst, Seewetteramt, Einzelveröff. Nr. 8, Hamburg, 1956.
- RYE, H.: Wave Group Formation Among Storm Waves. Proc. Int. Conf. on Coast. Eng. 1974, Copenhagen, ASCE, New York, 1975.
- SCHÜTTRUMPF, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 39, 1973.
- SIEFERT, W.: Consecutive High Waves in Coastal Waters. Proc. Int. Conf. on Coast. Eng. 1976, ASCE, New York, 1977.

SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten, Mitt. des Leichtweiss-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1973.

WIEGEL, L.: Oceanographical Engineering. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N. Y. 1964.

Untersuchung des Reibungseinflusses von Transportkörpern mit Hilfe eines numerischen Modells

Von Jürgen Sündermann, Hans-J. Vollmersund Walter Puls

Zusammenfassung

Es wird ein numerisches Modell für die Simulation der Wechselwirkung Strömung – Sohle vorgestellt, wobei im wesentlichen die Strömung behandelt wird. Die gemessene und berechnete Strömung über einem Transportkörper (Rippel) werden verglichen. Darauf aufbauend wird die Möglichkeit einer numerischen Rechnung genutzt, in Details der Strömungsdynamik einzudringen und die Reibungswirkung eines Rippels zu untersuchen.

Summary

A numerical model is presented which simulates the interaction of flow and bed changes, the main emphasis being on flow. Measured and calculated flow over bedforms (ripples) are compared. On the basis of these results the possibilities of the numerical model are used to investigate details of flow dynamics and the friction effect of a ripple.

Inhalt

Einleitung
Das Strömungsmodell
Vergleich berechneter Ergebnisse mit Meßwerten 121
Untersuchung des Druckgradienten 123
Einfluß von Strömungs- und Sohlparametern auf den Druckgradienten 127
Das Transportmodell
Schriftenverzeichnis

1. Einleitung

Der Sedimenttransport ist das Resultat einer Vielzahl zum Teil komplizierter physikalischer Vorgänge. In dem Wechselspiel zwischen Strömung, Transport und Sohlveränderung kommt den Transportkörpern (Rippel, Dünen) eine bedeutende Rolle zu. Hierbei interessiert vor allem, wie sich die Transportkörper auf Grund der jeweiligen hydrodynamischen und sedimentologischen Einflüsse ausbilden und welche Wirkung sie auf den globalen Transport haben. Trotz umfangreicher Bemühungen ist man von der Klärung dieser Fragen noch ein gutes Stück entfernt. Die Forschung umfaßt in erster Linie Beobachtungen in der Natur und in hydraulischen Modellen, ist also vor allem deskriptiv. Ein neuer Weg ist die Konzeption eines numerischen Modells, das die wesentlichen Grundzüge der gegenseitigen Beeinflussungen von Strömung und Sohle simulieren soll. Entsprechend seiner Aufgabenstellung besteht dieses Modell aus zwei Komponenten: einem Modell für die Strömungsberechnung und einem für die Berechnung des Sedimenttransportes (PULS et al., 1977; PULS, 1976). In groben Zügen ist der Ablauf der Rechnung der, daß die Strömung auf Grund der aktuellen Sohle berechnet wird; diese Strömung induziert einen Transport. Transportdivergenzen bewirken eine Veränderung der Sohle, wodurch sich dann wieder die Strömung ändert usw. Da Ungenauigkeiten der berechneten Strömung sich stark auf den Sedimenttransport auswirken (im allgemeinen ist die Menge des transportierten Materials proportional zur vierten Potenz der Schubspannungsgeschwindigkeit), ist ein möglichst exaktes Strömungsmodell wichtig.

Im folgenden werden das Strömungsmodell und einige seiner Ergebnisse vorgestellt; die Sohle ist jeweils fest vorgegeben und nicht veränderlich.

2. Das Strömungsmodell

Die Strömung ist zweidimensional (horizontal [x] – vertikal [z]), die berechneten physikalischen Größen sind die Horizontalgeschwindigkeit u, die Vertikalgeschwindigkeit w, der Druck p, die turbulente kinetische Energie k und die Energiedissipationsrate ε . Dazu werden die NAVIER-STOKES-Gleichung (1, 2), die Kontinuitätsgleichung (3) sowie zwei Turbulenzgleichungen verwendet (Dichte des Wassers $\varrho = 1$):

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x}^{\{A\}} + w \frac{\partial u}{\partial z}^{\{B\}} - \frac{\partial}{\partial z} (A_v \frac{\partial u}{\partial z})^{\{C\}} + \frac{\partial p}{\partial x}^{\{D\}} = 0$$
(1)

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial z} = 0$$
(2)

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$
 (3)

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u \frac{\partial k}{\partial x} + w \frac{\partial k}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{A_V}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) - \frac{k^2}{\epsilon} \operatorname{Prod} + c_D \epsilon = 0$$

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + u \frac{\partial \epsilon}{\partial x} + w \frac{\partial \epsilon}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{A_V}{\sigma_c} \frac{\partial \epsilon}{\partial z} \right) - c_1 k \operatorname{Prod} + c_2 \frac{\epsilon^2}{k} = 0$$

Hierbei sind c_D, c₁, c₂, σ_k , σ_ϵ Konstanten des Turbulenzmodells (Launder und Spal-DING, 1972). A_v ist der vertikale Impulsaustauschkoeffizient (A_v = k²/ ϵ), Prod ist die Abkürzung für

Die Buchstaben A, B, C, D dienen zur Bezeichnung der einzelnen Terme in (1).

Um das Gleichungssystem zu berechnen, werden die einzelnen Terme diskretisiert. Dies geschieht anhand eines Gitters (Abb. 1), dessen vertikale Abstände in Sohlennähe kleiner werden. Nach oben wird der Strömungsbereich durch die Wasseroberfläche, nach unten durch die Sohle, die durch einen Polygonzug approximiert wird, begrenzt. Während das Gitter fest ist, kann die Sohle sich innerhalb des Gitters bewegen. Die Randbedingung für u an der Sohle hängt vom jeweiligen lokalen Strömungszustand ab: Sie ist ein gewichtetes Mittel aus "free slip" und "no slip".



3. Vergleich berechneter Ergebnisse mit Meßwerten

Um sicher zu sein, daß das Modell arbeitsfähig ist, müssen seine Ergebnisse mit Meßwerten verglichen werden. Hierzu wurden eigene Versuche in hydraulischen Modellen durchgeführt. Daneben wurden auch aus der Literatur entnommene Experimente nachgerechnet. Die Grundlage für die folgenden Betrachtungen bildet ein Rinnenversuch von RAUDKIVI (1963 und 1967).

Hier eine kurze Beschreibung des Experiments: Untersucht wird die stationäre Strömung



Abb. 5.

(mittlere Geschwindigkeit $u_m \approx 30$ cm/s) über einer Kette von festen Sohlkörpern (Länge $\Lambda \approx 38$ cm, Höhe $\Delta \approx 3$ cm) in einer schmalen Rinne. Die Wassertiefe beträgt etwa 13 cm.

Die Form und Größe der Sohlkörper ermittelte RAUDKIVI aus einem Versuch mit beweglicher Sohle. Unter den oben angegebenen Bedingungen entwickelten sich Sohlkörper, die dann aus festem Material (Metallblech) nachgeformt wurden, um die Strömung in Ruhe vermessen zu können.

Für den Vergleich Messung – Rechnung mußten sowohl die Sohlform als auch die Meßwerte aus Zeichnungen entnommen werden, was zu Übertragungsfehlern führt. Außerdem muß berücksichtigt werden, daß im Modell periodische Bedingungen angenommen wurden (auch aus Kostengründen), während dies im Experiment nicht vollständig der Fall war. Der Vergleich Messung – Rechnung ist aus den Abbildungen 2, 3, 4 und 5 zu ersehen. Bei den Abbildungen 2, 3 und 4 handelt es sich um Vertikalprofile an den ungefähren x-Werten -1, 5, 10, 15, 23, 30 cm. In Abb. 2 konnte das gemessene Profil bei x = 23 cm nicht verwendet werden, da es offensichtlich falsch ist (RAUDKIVI, 1967; Fig. 12, 13). In den anderen Profilen ist die Übereinstimmung recht gut, mit Ausnahme vielleicht bei x = 15 cm und x = 30 cm, wo die berechneten Geschwindigkeiten in Sohlnähe zu klein sind.

Abb. 3: Die gemessenen Größen sind $\overline{u'^2}$ und $\overline{w'^2}$, während die entsprechende berechnete Größe k = $(\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}) \cdot 0,5$ ist. Für den Vergleich wurde $\overline{v'^2} = \overline{w'^2}$ angenommen. Für turbulente Größen kann eine genaue quantitative Übereinstimmug kaum erwartet werden, da



sowohl Rechnung als auch Messung mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sind. Unter diesem Gesichtspunkt ist die Abweichung von bis zu 50 % in manchen Punkten nicht überraschend. Dagegen ist die qualitative Übereinstimmung bemerkenswert gut. Einen besseren Überblick über den Verlauf der turbulenten kinetischen Energie k gibt das Isolinienbild der Abb. 6.

Die Überlegungen zu Abb. 3 bezüglich der Genauigkeit sind auch für Abb. 4 gültig, wobei hier die zusätzliche Schwierigkeit besteht, daß die Identifikation von – $\overline{u'w'}$ mit $A_v \frac{\partial u}{\partial z}$ problematisch ist (Austauschansatz von BOUSSINESQ). Interessant ist, daß – $\overline{u'w'}$ in Sohlnähe kleiner wird, im Gegensatz zum Verhalten über einer flachen Sohle. Abb. 5: Die Übereinstimmung der Drücke ist befriedigend. Bei $x \approx 38$ cm ist der gemessene und berechnete Oberflächendruck Null gesetzt worden. Sowohl für den Oberflächendruck (qualitativ entspricht er der Wasseroberfläche) als auch für den Bodendruck gelten die gleichen Merkmale: Die Amplitude des berechneten Drucks ist zu klein, und es besteht eine Phasenverschiebung nach rechts. Für den Vergleich mußte der Seitenwandeinfluß der Versuchsrinne aus den experimentellen Werten entfernt werden, was natürlich auch zu Fehlern führen kann.

Im großen und ganzen zeigt der Vergleich der gemessenen und der berechneten Werte, daß das numerische Modell in der Lage ist, die Strömung über einer Kette von Sohlkörpern zu reproduzieren. Ähnliche Ergebnisse wurden bei Strömungen über anderen Sohlkörperkonfigurationen erzielt, z. B. bei der Strömung über einen Block oder über einer Leestufe.

4. Untersuchung des Druckgradienten

Im Prinzip gibt es zwei Möglichkeiten, den Druckgradienten S in einer Strömung über einer periodischen Sohle zu bestimmen:

1) S =
$$\frac{p(x_1 + \Lambda, z_1) - p(x_1, z_1)}{\Lambda}$$
(4)
(x₁, z₁ beliebig)

2) Messung der Schubspannung und des Drucks an der Sohle; hieraus kann S berechnet werden.

Für eine stationäre Strömung müssen beide Methoden zu gleichen Ergebnissen für S führen (Prinzip von "Kraft gleich Gegenkraft"). Dieser Sachverhalt wird vom Modell richtig wiedergegeben. Im folgenden wird untersucht werden, welches die physikalischen Ursachen für S sind. Dies ist möglich, weil im numerischen Modell die hydrodynamischen Zusammenhänge detailliert erfaßt werden.

Die Strömung ist das Ergebnis der Gleichungen (1), (2) und (3), wenn wir A_v als gegeben ansehen und von Rand- und Anfangsbedingungen einmal absehen. Was uns interessiert, ist der Term $\frac{\partial p}{\partial x}$, der in (1) auftritt. Jeder Term A, B, C, D in (1) beinhaltet eine positive oder negative Beschleunigung der Flüssigkeit. Die räumliche Verteilung der Effekte der Terme A und B ist in Abb. 7 und 8 zu sehen. "Beschleunigung" bedeutet eine Beschleunigung in positiver x-Richtung. Die gestrichelten Linien zeigen an, wo die Effekte am stärksten sind.

Abb. 7: Der überwiegende Effekt von A ist eine Verzögerung der Strömung im Talbereich des Sohlkörpers. Am Leehang (0 cm < x < 10 cm) ist u klein, am Luvhang groß. Kleines u wird also in ein Gebiet mit großem u transportiert, was eine Verzögerung bedeutet.

Der starke Effekt bei x \approx 5 cm entsteht durch große Werte von $\frac{\partial u}{\partial x}$, der starke Effekt bei x \approx

35 cm durch große Werte von u. Im Bereich der Leewalze kann sich der Effekt z. T. umkehren; auf Grund der dort herrschenden geringen Geschwindigkeiten sind die Wirkungen aber kleiner. In der Hauptströmung (oberhalb der Linien, die die Kämme verbinden) haben wir sowohl Beschleunigung wie auch Verzögerung; der Nettoeffekt über die Gesamtlänge ist hier relativ klein, so daß wir als dominierenden Effekt die Verzögerung im Talbereich haben.

Abb. 8: Im Leebereich des Kamms ist w stark negativ und $\frac{\partial u}{\partial z}$ stark positiv. Das heißt,

124



w transportiert laufend Flüssigkeit mit großem u in ein Gebiet mit kleinem u. Hier herrscht also Beschleunigung. Der entgegengesetzte Effekt gilt für den Luvbereich. Die Verzögerung in der Leewalze ist klein. Die Integration des Effekts B über das gesamte Strömungsgebiet ergibt eine Beschleunigung.

Der Einfluß des Terms C ist aus Abb. 4 zu ersehen. Durch C wird u im oberen Teil der Strömung verzögert (dort ist die vertikale Ableitung von $A_v \frac{\partial u}{\partial z}$ negativ), im unteren Teil beschleunigt. Für den Gesamteffekt sind die Werte von $A_v \frac{\partial u}{\partial z}$ an der Wasseroberfläche (dort ist $A_v \frac{\partial u}{\partial z} = 0$) und an der Sohle (Index: Bd) maßgebend. Der durch den Term C hervorgerufene Druckgradient S_c ist (h (x) = Wassertiefe):

$$S_{C} = \frac{1}{\Lambda} \int_{0}^{\Lambda} \frac{1}{h(x)} (A_{v} \frac{\partial u}{\partial z})_{Bd} dx$$

Aus Abb. 4 ist zu ersehen, daß $(A_{v\partial z}^{\partial u})_{\partial z}$ überall relativ klein ist, womit auch S_C klein ist. S_C ist der Wert, der theoretisch vom Modell geliefert werden müßte. Auf Grund numerischer Einflüsse liefert das Modell aber einen abweichenden Wert S_C^{Modell}. Die beiden Werte können bis zu 50 % voneinander abweichen, was aber wegen des geringen Absoluteffektes des Terms C dennoch nicht gravierend ist. Im folgenden wird der Wert S_C verwendet.

Wir wollen uns nun quantitativen Untersuchungen zuwenden. Dafür integrieren wir (1) vertikal, so daß die einzelnen Terme von (1) nur noch von x abhängen. Wenn wir die Terme A, B, C, D als Druckgradienten $\frac{\partial \overline{P}_A}{\partial x}$, ..., $\frac{\partial \overline{P}_D}{\partial x}$ schreiben, so vermitteln die Werte $\overline{P}_A, \ldots, \overline{P}_D$ einen Eindruck der Wirkung der einzelnen Terme (Abb. 9).



Der dem Term A äquivalente Druckgradient über der Länge A ist

$$S_{A} = \frac{\overline{p}_{A}(\Lambda) - \overline{p}_{A}(O)}{\Lambda}$$

Entsprechend werden SB, SC, SD der anderen Terme gebildet. Es gilt

5

$$S_D \approx -S_A - S_B - S_C$$
 (" \approx ", weil $S_C \# S_C^{Modell}$)

Die vertikale Integration von (1) führt zu einer Schwierigkeit, die anhand von Abb. 10 erklärt wird (vgl. mit Abb. 1). Die numerische Integration von p in der Spalte j ergibt

$$\tilde{p} := \frac{1}{5} \sum_{n=1}^{5} p_n$$

p wirkt auf die u-Punkte in Spalte i. Auf die u-Punkte in Spalte k wirkt dagegen

$$\hat{p} := \frac{1}{3} \sum_{n=1}^{5} p_n$$

Wenn $\tilde{p} \# \hat{p}$ ist, so haben die Gradienten $\partial \overline{p}/\partial x$ in den Spalten i und k nicht die gleiche "Basis" in j. Dieser Effekt (wir nennen ihn E) führt dazu, daß S_D und S (S aus Gleichung (4)) nicht übereinstimmen. E ist kein physikalischer Effekt, sondern eine Folge der vertikalen Integration. Wenn wir die Wirkung von E über Λ mit S_E ausdrücken, so gilt

$$\begin{array}{l} S \ = \ S_{\rm D} - S_{\rm E} \\ \text{und} \\ S \ \approx - \ S_{\rm A} - \ S_{\rm B} - \ S_{\rm C} - \ S_{\rm E} \end{array}$$

Der totale Druckgradient S und die partiellen Druckgradienten S_A , ... S_E sind für die Bedingungen des RAUDKIVI-Experiments in der ersten Spalte (Version I) der Tabelle angegeben. Außerdem wird noch der Reibungsfaktor f (DARCY-WEISBACH) aus dem Gesetz

$$|u_{m}| = (\frac{8}{f} \frac{1}{\rho} H |S|)^{\frac{1}{2}}$$

angegeben.

Die Ergebnisse für den Druckgradienten können mit theoretischen Ansätzen von YALIN (1964) verglichen werden. YALIN gibt Formeln für die Druckgradienten auf Grund von Oberflächeneffekten und Formeffekten $(S_A + S_B + S_E)$ an. Bei der Herleitung der Formel für



Abb. 10.

den Formwiderstand sagt Yalin, daß der Druckgradient über einer Düne hauptsächlich durch die Strömungserweiterung am Leehang zustande kommt; der Effekt des Luvhangs sei zu vernachlässigen.

Dies scheint zu grob zu sein. Aus Abb. 9 sehen wir, daß sowohl die Lee- als auch die Luvzonen einen Einfluß auf den Druck haben. S ist der Nettoeffekt beider Anteile. Verglichen mit diesem Nettoeffekt sind die Einzelbeiträge der Lee- und Luvzonen recht groß.

YALINS Formel für den Formwiderstand ist:

$$\left(\left|\frac{\partial p}{\partial x}\right|\right)_{\text{Form}} = \frac{1}{2} \frac{\Delta^2 u_m^2}{\mu^2 \Lambda} \quad (\rho \equiv 1)$$
(5)

Wenn wir hier die Werte des RAUDKIVI-Experiments einsetzen, so erhalten wir 0,62 g/(cm² s²). Der entsprechende Wert im numerischen Modell ist $S_A + S_B + S_E$, was zufällig auch genau 0,62 g/(cm²s²) ergibt. YALINS Formel für den Oberflächenwiderstand (die hier nicht angegeben wird) liefert einen Druckgradienten von 0,11g/(cm²s²), während wir im Modell 0,085 g/(cm² s²) erhalten. Dazu eine Bemerkung: YALIN nimmt konstante Schubspannung über dem gesamten Luvhang an. In der numerischen Rechnung ist die Schubspannung etwa null im unteren Bereich des Luvhanges (reattaching- und developing-Zone), während sie relativ groß

ist im Bereich des Kamms (vgl. die Kurve \overline{p}_{C} in Abb. 9: nur im Kammbereich ist $\frac{\partial \overline{p_{c}}}{\partial x}$ merklich von Null verschieden).

5. Einfluß von Strömungs- und Sohlparametern auf den Druckgradienten

Um den Einfluß von u_m, H und Δ auf den Druckgradienten zu untersuchen, wurden sechs Variationen des RAUDKIVI-Experiments (Version I in der Tabelle) durchgeführt. Die sechs Variationen sind die Versionen II–VII (siehe Tabelle), und zwar werden für jeden Fall der meßbare Druckgradient S und die Partial-Druckgradienten S_A, S_B, S_C, S_E angegeben (alle Zahlen für die Druckgradienten in 10⁻² g/[cm²s²]).

In Version II ist u_m um den Faktor 1,25 größer als in Version I. Alle Druckgradienten reagieren darauf mit einer Erhöhung um etwa $(1,25)^2$; der Reibungsfaktor bleibt nahezu konstant. Dieses Verhalten, nämlich die Unabhängigkeit des Reibungsfaktors von u_m , ist aus vielen hydraulischen Versuchen bekannt; Version II kann als Test für das numerische Modell aufgefaßt werden.

Die Versionen III–V beinhalten Rechnungen, in denen sich nur H gegenüber Version I ändert. YALINS Formel (5) gibt eine Abhängigkeit des Druckgradienten von H⁻². Dies ist auch das ungefähre Ergebnis der numerischen Rechnungen, wenngleich die Aussage nicht eindeutig ist. Es gilt etwa

$$S_A \sim H^{-2}, S_B \sim H^{-1,5}, S_E \sim H^{-1}$$

Aber: Verglichen mit S_A ist die Summe von S_B und S_E klein, wodurch dann schließlich S das gleiche Verhalten aufweist wie S_A . Diese Betrachtung ist allerdings sehr grob; die Abhängigkeit S ~ H⁻² ist, vom Standpunkt des numerischen Modells gesehen, nur als Faustregel zu betrachten.

Eine Variation der Sohlkörperhöhe Δ wird nur in Version VI durchgeführt. Verglichen mit Version I wird die Sohlhöhe (vergl. Abb. 5) mit 1,5 multipliziert. Ergebnis: Die Summe von S_A, S_B, S_E ist nahezu proportional zu Δ . Die Tendenzen der einzelnen Gradienten sind dagegen unterschiedlich: $|S_A|$ und $|S_E|$ werden größer, $|S_B|$ wird kleiner. Dieses Verhalten ist eine Folge der Vergrößerung der Leewalze. Aus dem gleichen Grund ist auch die Oberflächenreibung in VI kleiner geworden. Im Bereich der reattaching- und der developing-Zone, die sich infolge der großen Leewalze ebenfalls ausgedehnt haben, überwiegt nämlich die "freeslip-Randbedingung" für u; die Oberflächenreibung ist dort klein. Aus dem Vergleich der Versionen I und VI läßt sich natürlich nicht sagen, daß S_A + S_B + S_E ~ Δ gültig ist, wir haben aber einen Anhaltspunkt. Hier gibt YALINS Formel (5) eine andere Abhängigkeit: S ~ Δ^2 .

Version	I	II	III	IV	V	VI	VII
u [cm/s]	28.7	35.9	28.7	28.7	28.7	28.7	-28.7
H [cm]	13.2	13.2	9.2	17.2	28.7	13.2	13.2
Δ [cm]	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	4.43	2.95
S	-66.8	-102.1	-132.0	-42.6	-17.8	-102.7	130.8
SA	73.1	111.1	149.6	44.4	16.5	95.0	-25.6
SB	-33.2	-50.5	-58.4	-22.2	-10.2	-19.1	-42.5
Sc	8.5	12.4	17.3	5.4	2.2	2.3	-18.1
SE	22.0	34.8	30.7	17.5	10.7	28.5	-53.9
f [10 ⁻²]	8.6	8.4	11.8	7.1	5.0	13.2	16.8

Tabelle

Alles in allem erhalten wir aus den Modellrechnungen die grobe Formel für den Reibungsfaktor:

$$f \sim \frac{\Delta}{H}$$
 (6)

Die Versionen II–VI beinhalten mehr oder weniger kleine Variationen des ursprünglichen RAUDKIVI-Experiments. Die dominierende Ursache für den Druckgradienten ist der Term A. Dies ändert sich, wenn wir die gleichen geometrischen Verhältnisse wie in Version I nehmen, die mittlere Geschwindigkeit u_m aber in negative Richtung gehen lassen (Version VII). Jetzt hat S_B das gleiche Vorzeichen wie S_A , S_C , S_D und, abgesehen von E, hat der Term B jetzt den größten Einfluß.

Die YALIN-Formel enthält außer Δ , u_m und H noch die Rippellänge Λ . Bezüglich Λ wurden keine detaillierten Untersuchungen durchgeführt; die Aussage $\frac{\partial p}{\partial x} \sim \Lambda^{-1}$ scheint aber ebenfalls zu grob zu sein. Es wurden drei Rechnungen mit

$$\Lambda_1 : \Lambda_2 : \Lambda_3 = 1.45 : 1 : 0,62$$
 durchgeführt:

Es ergab sich

$$S_1: S_2: S_3 = 0,77: 1: 1,35$$

In einer Abhängigkeit S ~ Λ^{α} liegt α also für die Verhältnisse des RAUDKIVI-Experiments nicht bei –1, sondern etwa bei –0,7. Ebenso ist dann etwa f ~ $\Lambda^{-0,7}$.

Die oben angeführten Abhängigkeiten gelten für die speziellen Bedingungen des RAUD-KIVI-Experiments. In anderen Bereichen für die physikalischen Parameter können die Abhängigkeiten durchaus anders ausfallen.

6. Das Transportmodell

Abschließend soll noch kurz auf das Transportmodell eingegangen werden. Die der Literatur zu entnehmenden Transportformeln beinhalten ausnahmslos eine direkte Verknüpfung von auslösender Ursache (im allgemeinen die Schubspannung oder die Schubspannungsgeschwindigkeit v.) und der Transportrate. Von dieser Vorstellung wird im Transportmodell, das ja die Vorgänge über einem Transportkörper detailliert beschreiben soll, abgegangen. Konkret bedeutet dies: Wenn über einem bestimmten Punkt z. B. des Rippelrückens das v. bekannt ist, so kann daraus allein noch keine Aussage über die Transportrate in diesem Punkt gemacht werden. Die Transportrate hängt vielmehr auch von den stromaufwärts vorherrschenden Verhältnissen ab.

Formelmäßig ist die Menge des pro Breiteneinheit und Zeiteinheit transportierten Materials für homogene Verhältnisse (flache Sohle):

$$q_s = \eta \cdot \sigma$$

wobei η die Menge des pro Flächeneinheit und Zeiteinheit aufgewirbelten Materials ist, während σ die mittlere Weglänge des Materials vom Hochwirbeln bis zum Wiedereinfügen in die Sohle ist. η und σ hängen ab von den Sohlkenngrößen wie Korndurchmesser, Dichte, Sinkgeschwindigkeit, kritische Schubspannungsgeschwindigkeit und von den Einflußgrößen der Strömung, nämlich v. (abhängig von k_{Bd}, der turbulenten kinetischen Energie an der Sohle) und einer Strömungsgeschwindigkeit u_{Bd} in Sohlnähe (Transportgeschwindigkeit für das Material).

Der Sedimenttransport wird wie die Strömung numerisch berechnet. Grundlage sind die horizontalen Gitterintervalle der Länge Δx (Abb. 1). Abb. 11 zeigt schematisch, wie der



Abb. 11.

Transport im einzelnen abläuft. Es wird das Schicksal des Materials aus Intervall I während eines Zeitschrittes betrachtet. Im Intervall I werden drei Materialeinheiten aufgewirbelt, eine Materialeinheit ist noch vom vorhergehenden Zeitschritt "übriggeblieben". Vom transportierten Material fällt über jedem Intervall, das während des Transportes passiert wird, die Hälfte zu Boden. Nach Ablauf der Zeit Δ t bleibt im Intervall IV eine halbe Materialeinheit übrig, die dann im nächsten Zeitschritt weiterwandert.

Abb. 12 zeigt für den RAUDKIVI-Rippel den Verlauf von v* und uBd. v* wurde zu 70 % aus



129





 k_{Bd} und zu 30 % aus u_{Bd} berechnet. Ein v_* , das ausschließlich aus u_{Bd} berechnet würde, läge im unteren Teil des Rippelhanges weit unter dem kritischen v_* (etwa 1,5 cm/s), und man wäre damit nicht in der Lage, die realen Transportverhältnisse zu simulieren.

Zwei Abbildungen zeigen Ergebnisse des Transportmodells. An dieser Stelle ist zu wiederholen, was schon im ersten Teil des Artikels gesagt wurde: Wenn die Sohle sich infolge des Strömungseinflusses geändert hat, so reagiert einen Zeitschritt später die Strömung selbst wieder auf die neue Sohle. Es besteht also ein fortwährendes Wechselspiel zwischen beiden Komponenten. In Abb. 13 ist die berechnete Wanderung des RAUDKIVI-Rippels zu sehen, der im Experiment ohne Formänderung mit einer Geschwindigkeit von 2,8 cm/h wanderte. In der Rechnung ändert sich die Höhe des Rippels nicht; es tritt aber eine leichte Verformung des Luvhanges auf. Wichtig ist hier in erster Linie, daß es überhaupt möglich ist, mit dem Modell die Wanderung eines Rippels (oder besser gesagt: einer Folge von Rippeln) nachzuvollziehen.

Abb. 14 zeigt die Verformung einer sinusförmigen Sohle unter Tideeinfluß, wobei wiederum daran gedacht werden muß, daß sich links und rechts die gleichen Sohlformen periodisch anschließen. Die Sohlformen nach Ebbe und Flut sind nicht symmetrisch zueinander, weil als Anfangszustand ein sinusförmiger Hügel und nicht ein "echter" Tiderippel nach einer Ebbphase gewählt wurde. Es ist interessant zu sehen, daß sich durch den Einfluß der Tide die typische Sohlform eines Tiderippels ausbildet: ein langes, flaches Tal und eine relativ schmale Kuppe.

7. Schriftenverzeichnis

LAUNDER, B. E. und SPALDING, D. B.: Mathematical Models of Turbulence. Academic Press, London, 1972.

PULS, W.: Ein mathematisches Modell für die Wechselwirkung Strömung – Feststofftransport – Sohldeformation in einem Gerinne. Dipl.-Arbeit, Univ. Hamburg, 1976.

PULS, W., SÜNDERMANN, J. und VOLLMERS, H.-J.: A numerical approach to solid matter transport computation. Proc., XVIIth Congress of IAHR, Baden-Baden, Vol. 1, 1977.

RAUDKIVI, A. J.: Study of sediment ripple formation. ASCE, HY 6, 1963.

RAUKDIVI, A. J.: Loose boundary hydraulics. Pergamon Press, 1st edition, 1967.

YALIN, S.: On the average velocity of flow over a movable bed. La houille blanche, Nr. 1, 1964.

Über den Einfluß von Tidezyklen und Sturmfluten auf die Temperaturerhöhungen in Tideflüssen infolge der Einleitung von Abwärme

Von Horst Schwarzeund Wilfried Falldorf

Zusammenfassung

In einem hydraulisch-thermischen Modell wurde der Einfluß von Tidezyklen mit Nipp- und Springtiden und von Sturmflutereignissen auf die Temperaturerhöhung infolge der Einleitung von Abwärme in ein Ästuar untersucht. Die Ergebnisse der Modellversuche haben gezeigt, daß bei naturähnlichen Tideverhältnissen, wie z. B. in der Elbe, sowohl bei Tidezyklen als auch bei Sturmfluten keine größeren Temperaturerhöhungen im Fernfeld auftraten als bei mittleren Tiden.

Summary

A thermal hydraulic model was used to investigate the influence of tidal cycles with neap and spring tides and of storm surge events on the distribution of temperature increases caused by heat injection in an estuary. The results of the model test showed that under natural tidal conditions such as those in the River Elbe no higher temperature increases occurred during tidal cycles, nor in the far field region during storm surges, than those which occurred under mean tidal conditions.

Inhalt

1.	Einführung
2.	Einflußparameter
3.	Untersuchungen in einem hydraulisch-thermischen Tidemodell 133
3.1	Hydraulisch-thermisches Modell 133
3.2	Versuche mit einem Tidezyklus
3.2.1	Hydrologische Verhältnisse 134
3.2.2	Versuchsergebnisse
3.3	Versuche mit Sturmfluten
3.3.1	Hydrologische Verhältnisse 136
3.3.2	Versuchsergebnisse
4.	Zusammenfassung

1. Einführung

Untersuchungen über Temperaturerhöhungen in Tideflüssen im Fernfeld infolge der Einleitung von Abwärme werden in hydraulischen Modellen wie auch in mathematischen Modellen im allgemeinen mit mittleren Tiden durchgeführt. Die in der Natur vorherrschenden hydrologischen Verhältnisse sind dabei nur ungenau wiedergegeben. Der Einfluß eines Tidezyklus mit Nipp- und Springtiden oder von Sturmflutereignissen auf die Ausbreitung der eingeleiteten Abwärme sowie auf die entsprechende Temperaturerhöhung in einem Tidefluß kann möglicherweise für die Beurteilung einer geplanten Kühlwasser-Einleitung von Bedeutung sein. Im Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover wurden deshalb hydraulisch-thermische Modellversuche durchgeführt, um die Abhängigkeit der Temperaturerhöhungen von natürlichen, von der mittleren Tide abweichenden Tideverhältnissen zu ermitteln.

2. Einflußparameter

Temperaturerhöhungen im Fernfeld eines Tideflusses sind im allgemeinen von der Ausbreitung und Vermischung des eingeleiteten aufgewärmten Kühlwassers im Tidefluß selbst und vom Wärmeaustausch zwischen der Wasseroberfläche und der Atmosphäre abhängig. Die Ausbreitung und Verteilung des eingeleiteten Kühlwassers im Tidefluß ist von folgenden Faktoren abhängig:

- 1) von der Anfangsvermischung im Nahfeld mit vertikaler und horizontaler Ausbreitung,
- 2) von der mehrmaligen Belastung eines Wasserkörpers mit Abwärme als Folge der Tidebewegung und
- vom Abtransport der Wärme aus dem Einflußbereich der Kühlwassereinleitung durch den Oberwasserabfluß sowie in der Brackwasserzone eines Tideflusses durch den Austausch von Süß- und Salzwasser (Dichteströmung).

Entsprechend der Differenz der Ebbe- und Flutwege aufeinanderfolgender Tiden wird ein "Warmwasserpaket" mehr oder weniger oft die Kühlwasser-Einleitungsstelle passieren und sich dabei sägeartig stromabwärts bewegen, bis es nach einigen Tiden die Einleitungsstelle mit dem Flutstrom nicht mehr erreicht. Die Flut- und Ebbewege sind einerseits vom Oberwasserabfluß des Tideflusses und andererseits von den verschiedenen Flut- und Ebbetidewassermengen, die durch die halbtägliche und halbmonatliche Ungleichheit der Tide bzw. durch den Windstau bei Sturmflut verursacht werden, abhängig.

In jeder Tide eines natürlichen Tidezykluses treten, anders als bei einer Folge gleicher mittlerer Tiden, entsprechend den unterschiedlichen Tidedauern und den verschieden großen Tidestiegen und Tidefällen jeweils auch andere Strömungs- und Durchflußverteilungen auf. Die Kenterzeiten der Ebbe- oder Flutströmung haben besonderen Einfluß auf die horizontale Ausbreitung des eingeleiteten aufgewärmten Kühlwassers.

3. Untersuchungen in einem hydraulisch-thermischen Tidemodell

3.1 Hydraulisch-thermisches Modell

In einem hydraulisch-thermischen Tidemodell der Elbe wurden im Franzius-Institut die Einflüsse von Tidezyklen und Sturmfluten, die bei den meisten der bisher durchgeführten hydraulisch-thermischen Untersuchungen nicht berücksichtigt wurden, auf die Temperaturerhöhung im Fernfeld infolge von Abwärme-Einleitungen ermittelt. In diesem Modell wurde ein Bereich der Unterelbe von Grauerort (Elbe-km 660) bis Altenbruch (Elbe-km 720) mit einem Längenmaßstab von 1 : 300 und einem Tiefenmaßstab von 1 : 100 nachgebildet. Abb. 1 zeigt einen Teilbereich des Modells von rd. 30 km Länge mit den Kühlwasser-Einleitungsstellen A und B mit $Q_{K(A)} = rd. 92 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q_{K(B)} = rd. 60 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einer Aufwärmspanne von $\Delta T_{K} = 10K$, entsprechend einem Wärmeeintrag von 4000 MJ/s und 2500 MJ/s.



Abb. 1. Lageplan der Kühlwasser-Einleitungen und der Temperaturmeßstellen

Die Temperaturmeßstellen 1 bis 10 stellen lediglich einen Teil der insgesamt rd. 100 Temperaturmeßstellen dar, an denen die Wassertemperaturen mit Temperatur-Sensoren in jeweils drei Wassertiefen gemessen wurden. Bei dieser Meßmethode war eine dreidimensionale Beschreibung der tideabhängigen Temperaturerhöhung im Fernfeld möglich. Alle in den folgenden Abbildungen dargestellten Tidekurven wurden am Tidepegel P (Abb. 1) gemessen.

Die Steuerung des Tidemodells sowie die Meßdatenerfassung und -auswertung erfolgte durch ein Rechnersystem.

Vor Beginn der Modelluntersuchungen mit Tidezyklen und Sturmfluten wurden mehr als zwanzig mittlere Tiden als Vorlauftiden in das Modell eingesteuert. Diese Anzahl von Vorlauftiden ist bei mittleren Tideverhältnissen und mittlerem Oberwasserabfluß erforderlich, damit ein bei Kenterung des Ebbestromes mit aufgewärmtem Kühlwasser belasteter Wasserkörper so weit stromab transportiert worden ist, daß er mit dem Flutstrom die Einleitungsstelle nicht mehr erreicht.

3.2 Versuche mit einem Tidezyklus

3.2.1 Hydrologische Verhältnisse



Abb. 2 zeigt den Unterschied zwischen Springtiden und Nipptiden im Modellbereich der Elbe. Der mittlere Springtidehub beträgt rd. 295 cm und der mittlere Nipptidehub rd. 235 cm.



134

Als Modelltide wurde ein typischer Tidezyklus von 18 Tagen ausgewählt, der in Abb. 3 dargestellt ist.

Die Tiden während der Nippzeit weisen einen rd. 16 % geringeren Tidehub auf als der mittlere Tidehub während des ausgewählten 18-Tage-Zeitraumes. Die Springtidehübe sind bis zu 14 % größer als der mittlere Tidehub.



Abb. 3. Charakteristischer Tidezyklus von 18 Tagen im Elbe-Ästuar am Pegel P

3.2.2 Versuchsergebnisse

Ausgewählte Ergebnisse der Modellversuche sind in Abb. 4 als Ganglinien der Temperaturerhöhung während einer Nipptide (Tide Nr. 6) und während einer Springtide (Tide Nr. 22) für die Meßstellen 2 (unterstrom der Einleitungen), 3 (nahe der Einleitung A), 5 (nahe der Einleitung B) und 8 (oberhalb der Einleitungsstellen) dargestellt.

Die Abbildungen zeigen, daß die Differenzen zwischen den Temperaturerhöhungen trotz der verschiedenen Tidehübe von Nipp- und Springtide nur rd. 0,1 K betrugen. Die über eine Tidedauer gemittelten Temperaturerhöhungen waren für Nipp- und Springtiden nahezu gleich.

Diese Meßergebnisse sind dadurch zu begründen, daß die Temperaturerhöhungen im Fernbereich hauptsächlich von der während der Vortiden eingeleiteten Wärme abhängig sind und auf die unterschiedlichen Tideverhältnisse im Verlauf eines Tidezyklus nur unwesentlich reagieren.



Abb. 4. Temperaturerhöhung bei einer Nipptide und einer Springtide

3.3 Versuche mit Sturmfluten

3.3.1 Hydrologische Verhältnisse

Diese Untersuchungen wurden mit zwei grundsätzlich verschiedenen Sturmfluten durchgeführt. Abb. 5 zeigt die Modellsturmfluten I und II. Beide Sturmfluten hatten zwar annähernd gleiche höchste Wasserstände (HThw), jedoch unterschiedliches Windstauverhal-



Abb. 5. Gegenüberstellung der beiden verschiedenen untersuchten Sturmfluten



ten. Der Windstau ist definiert als Wasserstandsdifferenz zwischen der vorausberechneten astronomischen Tide und der in der Natur aufgetretenen Sturmflut.



Während Sturmflut I steigt der Windstau nach der ersten Tide in rd. 1 ¹/₂ Tiden von 0 auf 3 m an, fällt dann in rd. 1 Tide wieder auf 0 ab. Bei Sturmflut II dagegen wird das Maximum des Windstaus mit 2,80 m erst nach rd. 3 Tiden erreicht. Danach nimmt der Windstau in 1 ¹/₂ Tiden auf 1 m ab und bleibt über rd. 1 ¹/₂ Tiden konstant.

In Abb. 6 und 7 ist die Abweichung der Tidefälle und -stiege bei den Sturmfluten I und II von denen bei mittleren Tiden dargestellt. Die Differenzen betragen teilweise mehr als 50 % bei Sturmflut I und bis zu 40 % bei Sturmflut II.

3.3.2 Versuchsergebnisse

Abb. 8 zeigt die über eine Tidedauer gemittelten Temperaturerhöhungen jeweils für die erste, zweite und dritte Tide vor dem HThw als Längsschnitt über die Meßstellen 1 bis 10 (s. Abb. 1) in dem von der eingeleiteten Abwärme beeinflußten Flußabschnitt.

Die mittleren Temperaturerhöhungen stiegen sowohl bei Sturmflut I als auch bei Sturmflut II wegen der vorherrschenden Strömungen in Flutstromrichtung von Tide zu Tide bis zum HThw oberhalb der Wärmeeinleitungsstellen an und nahmen unterhalb ab.



Abb. 8. Mittlere Temperaturerhöhungen während der Sturmfluten

Dabei verursachte der schnelle Anstieg des Windstaus bei Sturmflut I einen größeren Temperaturabfall unterhalb bzw. einen größeren Temperaturanstieg oberhalb der Einleitungsstellen als der langsamere Anstieg des Windstaus bei Sturmflut II, der über eine längere Zeit anhielt. Die während der Sturmfluten nach oberstrom transportierte Abwärme bewirkte beim Ablaufen der Sturmflut keine größeren Temperaturerhöhungen im Tidefluß als beim Auflaufen. Die maximalen, bei mittleren Tideverhältnissen ermittelten Temperaturerhöhungen wurden bei den untersuchten Sturmflutereignissen nicht überschritten, was vor allem darauf zurückzuführen ist, daß ein größeres Wasservolumen für die Vermischung des eingeleiteten Kühlwassers verfügbar ist.
4. Zusammenfassung

In einem hydraulisch-thermischen Tidemodell der Elbe wurden im Franzius-Institut die Einflüsse von Tidezyklen und Sturmfluten auf die Temperaturerhöhung im Fernfeld durch die Einleitung von aufgewärmtem Kühlwasser untersucht.

Bei den gewählten hydrologischen Randbedingungen, die natürlichen Tideverhältnissen in der Elbe entsprachen, wurden während der Tidezyklen und Sturmfluten keine größeren maximalen Temperaturerhöhungen gemessen als während mittlerer Tiden. Demnach sind zur Beurteilung der Wärmebelastung von Tideflüssen bei entsprechenden bzw. ähnlichen Tideverhältnissen hydraulisch-thermische Untersuchungen mit mittleren Tiden als repräsentativ anzusehen.

Bei anderen Tideverhältnissen, wie z. B.

- bei Tiden mit wesentlich größerer halbtäglicher oder halbmonatlicher Ungleichheit,
- bei wesentlich ungünstigeren Verhältnissen des Oberwasserabflusses zur Tidewassermenge (d. h. eine geringere Anzahl von Passagen eines Wasserkörpers) oder der eingeleiteten Kühlwassermenge zur Tidewassermenge oder
- bei einer relativ höheren Belastung eines Tideflusses mit Abwärme

sind Untersuchungen allein mit mittleren Tiden für die Beurteilung der thermischen Belastung von Tideflüssen nicht ausreichend.

Sturmfluten bewirken in den stromab der Einleitungsstelle gelegenen Bereichen des Tideflusses keine größeren Temperaturerhöhungen als mittlere Tiden, da für die Vermischung des eingeleiteten erwärmten Kühlwassers eine größere Wassermenge zur Verfügung steht.

Darüber hinaus muß jedoch beachtet werden, daß eine gewisse Verschiebung des mit Abwärme beaufschlagten Gebietes nach oberstrom stattfindet. Allerdings wurden hier keine größeren Temperaturerhöhungen festgestellt als in dem Gebiet, das durch die Einleitung der Abwärme bei mittleren Tiden beeinflußt wurde.

Weitere Grundsatzuntersuchungen über den Einfluß von unterschiedlichen Tideverhältnissen auf die Temperaturerhöhung in Tideflüssen durch die Einleitung von aufgewärmtem Kühlwasser sind geplant.

Strand- und Vorstrandentwicklung in Westerland nach der Sandvorspülung 1972

Von Dieter Wenzel

Zusammenfassung

Um den ständigen Küstenrückgang bei Westerland/Sylt zu verzögern, wurde 1972 dort eine Sandvorspülung durchgeführt. Morphologische Untersuchungen geben Aufschluß über die Entwicklung des Spülkörpers und seine Auswirkungen auf die angrenzenden Strandabschnitte. Daraus werden Empfehlungen für die zweite Sandvorspülung (1978) abgeleitet.

Den morphologischen Auswertungen liegen zwei verschiedene Bereiche zugrunde. Es zeigt sich, daß die Vorspülung nur räumlich und zeitlich beschränkte Auswirkungen hat. Besonders der Inselsockel und das Riff bleiben von der Maßnahme unbeeinflußt.

Die Auswertung wird einfacher und das Ergebnis aussagekräftiger durch die Anwendung spezieller Methoden, z. B. durch die Untersuchung der mittleren Tiefe und der Änderung der Niveauflächen-Verteilung. Diese Methoden sind reinen Massenbilanzbetrachtungen überlegen. Der Durchschnittswert der mittleren Tiefe innerhalb des morphologischen Systems des Untersuchungsbereichs beträgt NN – 4,1 m.

Summary

In 1972, a beach nourishment was carried out to delay the steady coast erosion near Westerland (Germany). Morphologic investigations state the development of the fill and its effects to adjacent beaches, and yield recommendations for another nourishment scheme in 1978.

The morphologic analyses are related to two different profile areas. They show that the effects of the nourishment were quite confined in space and time. Particularly the island base and the bar remained unaffected by the fill.

The analysis becomes more instructive and perhaps easier by the use of special means, such as the differential morphometric characteristic and the mean profile depth instead of mass computations or mass balances. The standard mean depth in the morphologic system of the investigation area is found to be NN - 4,1 m.

Inhalt

1.	Ausgangssituation
2.	Untersuchungen
3.	Auswertung und Deutung 143
3.1	Höhenpläne
3.2	Massenermittlungen
3.3	Mittlere Tiefe
3.4	Morphometrische Charakteristik 147
4	Schlußfolgerungen
5.	Schriftenverzeichnis

1. Ausgangssituation

Die Westküste von Sylt (Abb. 1) besteht zum größten Teil aus Sand; sie unterliegt einem beträchtlichen Abtrag. Der mittlere Rückgang betrug zwischen 1793 und 1952 1,6 bis 1,9 m je



Abb. 1. Lage des Untersuchungsgebiets Westerland



Abb. 2. Ufermauer Westerland mit den Sicherungsbauwerken aus Tetrapoden, Fußsicherungen und Buhnen (14. 1. 1976)



Abb. 3. Das morphologische System und die Bereiche der Massenermittlungen

Jahr. Das Stadtgebiet von Westerland, das unmittelbar an den Strand angrenzt, wird durch eine senkrechte Ufermauer geschützt. Diese Mauer, erbaut zwischen 1907 und 1923, ist ihrerseits durch die Erosion des Strandes und des Vorstrandes bedroht (Abb. 2). Eine Sandvorspülung schaffte 1972 einen Sandvorrat von 750 000 m³, der auf und vor dem Strand in Form einer breiten Buhne angelegt wurde.

Das Normalprofil in diesem mittleren Küstenabschnitt besteht aus Strand, Rinne, Riff, Seegrund (Abb. 3). Es scheint ein weitgehend formbeständiges morphologisches System zu bilden, das durch die hier herrschenden hydrodynamischen Bedingungen hervorgerufen wird (FIGGE, 1976; NACHTIGALL, 1968; VOLLBRECHT, 1973). Diese sind gekennzeichnet durch eine im Durchschnitt mittlere bis starke Seegangsbeanspruchung mit unterschiedlicher Brecherrichtung, mäßige Strömungsgeschwindigkeiten von wechselndem Richtungssinn und einen mittleren Tidehub von 1,85 m. Die Zeiten ruhiger See, bedingt durch ablandige Winde, belaufen sich normalerweise auf höchstens 6 Wochen im Jahr.

2. Untersuchungen

Die Ausgangsdaten für die morphologischen Untersuchungen wurden durch eine Reihe von Peilungen und Strandvermessungen gewonnen. Die Peilungen erstreckten sich bis 1000 m Abstand vom Ufer und bis zu einer Tiefe von NN - 8 m bis NN - 9 m.

Aus diesen Rohdaten entstanden Höhenpläne und daraus Höhendifferenzenpläne, Profile, Pläne der Verschiebung charakteristischer Höhenlinien, Massenermittlungen und morphometrische Diagramme. Um die Genauigkeit der erarbeiteten Daten beurteilen zu können, wurde eine Fehlerbetrachtung durchgeführt. Sie berücksichtigte vor allem die möglichen oder vorhandenen systematischen Fehler, solche also, die eine ganze Vermessung oder große Teile davon in einem einzigen Sinne beeinflussen.

Für den Höhenfehler in den verwendeten Karten wurden folgende Werte gefunden:

	maximal	mittel
proportionale Fehler	5 %	2,5 %
konstante Fehler	0,35 m	0,01 m
zeitweilige konstante Fehler	0,15 m	0,04 m
	(1' 0 1	

Die jeweiligen Fehlerspannen sind in den Abb. 6 bis 8 angegeben.

Aus dieser Fehlerabschätzung ist die Folgerung zu ziehen, daß Gesamtmassenbilanzen kein brauchbares Mittel darstellen, um den Entwicklungsstand von Strand und Vorstrand festzustellen. Über die Fehlereinflüsse aus den Meßwerten hinaus ist zu bedenken, daß die Lage der Sandvolumina im Profil sowie die in Bewegung befindlichen Sedimentmengen in einer Bilanz weitgehend unberücksichtigt bleiben; außerdem krankt jede Massenberechnung daran, daß sie das Ergebnis eines zufällig vorhandenen, möglicherweise ausgefallenen Zustandes ist.

Werden diese Einwände gebührend berücksichtigt, so können auch Massenberechnungen entsprechende Informationen liefern. Dabei hängt jedoch die Aussagekraft von Massenermittlungen ganz entscheidend von der Wahl geeigneter Randbedingungen ab. Für die vorliegenden Untersuchungen wurden zwei verschieden begrenzte Bereiche festgelegt (Abb. 3 und 4):

- der Bereich des M a s s e n v e r g l e i c h s , definiert durch lagemäßig festgelegte Grenzen bzw. Feststationen. Er gibt das Volumen des verfügbaren Sandvorrats und seine Verteilung in bezug auf die Küstenschutzbauwerke an.
- der Bereich des S y s t e m v e r g l e i c h s , definiert durch festgelegte Höhenlinien (NN + 1,5 m und NN 7,0 m). Er macht also die Verlagerung des Systems nach Osten mit, die unter der Einwirkung der hydrologischen Kräfte vor sich geht, und gibt das Sandvolumen an, das innerhalb des morphologischen Systems enthalten ist.

Die Länge des ausgewerteten Küstenabschnitts beträgt 1,5 km. Der Untersuchungszeitraum erstreckt sich von 1970 bis 1978. Herausragende Ereignisse während dieser Zeit waren: - die Sandvorspülung 1972,

- eine Serie von sechs Sturmfluten im November/Dezember 1973 (sie wirkten mit einer Wellenenergie auf die Küste ein, die noch über der des ganzen Winters 1971/72 lag; 63 100 gegenüber 40 700 kWh je 1 m Küstenstrecke),
- zwei schwere Sturmfluten im Januar 1976, die etwa gleiche Wasserstände wie die schwere Sturmflut von 1962 brachten.

Auswertung und Deutung
 3.1 Höhenpläne

Die Reihe der Höhenpläne (ALW Husum, 1977) läßt erkennen, daß die typischen Entwicklungstendenzen aus der Zeit vor der Vorspülung 1972 – abnehmende Strandbreite, sich vergrößernde Rinne, Schwächung des Riffs – teilweise ausgeglichen wurden (als Beispiel Abb. 4). D. h., der Strand wurde in der unmittelbaren Umgebung des Spülfeldes breiter, und die Rinne wurde schmaler und flacher. Jedoch die Kolke im Spülfeldbereich blieben erhalten, wenngleich etwas flacher, und das Riff blieb unbeeinflußt von der Vorspülung.

Sofort nach der Baumaßnahme setzte eine Entwicklung wieder auf den vorigen Zustand hin ein. Dies ist noch klarer aus den Höhendifferenzenplänen zu erkennen (z. B. Abb. 5). Sie zeigen, daß der Sandvorrat im Strandbereich 1976 weitgehend aufgezehrt und die Rinne sogar noch tiefer als 1972 ist (um 1 bis 1,5 m). Das Riff hingegen hat sich nur unbedeutend verändert.

Aus diesen Unterlagen ist auch das Auftreten jahreszeitlicher Unterschiede (Winterzustand – Sommerzustand) zu erkennen. Ob sie durch winterliche Stürme verstärkt oder abgeschwächt werden, ist allerdings noch nicht einwandfrei zu erkennen (ZENKOVICH, 1967). Der Zustand im März 1976, nach den Januarsturmfluten, zeigt jedenfalls klar einen steileren seeseitigen Riffhang, ein höheres Riff (um 0,5 m gegenüber August 76), eine tiefere Rinne (um 0,5 m gegenüber August 76) und eine stärkere Erosion des Strandes (bis zu 2 m tiefer). Die Küste, 34 (1979), 1-262

144

3.2 Massenermittlungen

Die Massenermittlungen innerhalb des Bereichs Massenvergleich (Abb. 6) zeigen vor der Vorspülung eine ausgeprägtere Erosion im Mittelteil (0 bis 0,2 N) des Untersuchungsgebiets. Die massenvermehrende Wirkung der Vorspülung läßt sich hier sehr klar in den



Abb. 4. Höhenplan Juli 1975 mit der Lage der Felder für die Massenermittlungen



Abb. 5. Höhendifferenzen 1972-1976 (vor der Sandvorspülung). Höhendifferenzen in m

Abständen der späteren Linienzüge zu den ursprünglichen erkennen. Zu den Enden hin, in einer Entfernung von ungefähr 800 m von der Spülfeldachse, werden die Abstände zwischen den Linienzügen recht klein. Das bedeutet, daß eine nennenswerte Ablagerung hier nicht mehr nachzuweisen ist. Der Linienzug für Februar 74 läuft nahe den Linien 70–72; das heißt, daß die Sturmflutserie von 1973 den Hauptteil des vorgespülten Sandes verdriftet hatte.



Abb. 6. Verteilung der Sandvolumina längs der Küste im Bereich Massenvergleich





Die Massenermittlungen innerhalb des Bereichs Systemvergleich (Abb. 7) zeigen geringe zeitliche Unterschiede, abgesehen von den Stationen 0 bis 0,2 N vor der Baumaßnahme, wo infolge besonderer hydrodynamischer Beanspruchung sich sogar das morphologische System selbst aufzulösen begonnen hatte, indem es von seinem spezifischen Volumen einbüßte.

Grundsätzlich scheint jedoch innerhalb des morphologischen Systems im wesentlichen Volumenkonstanz zu herrschen. Auf der anderen Seite beweist das System hingegen eine nur geringe Fähigkeit zur Formänderung, besonders im Vergleich mit den Verhältnissen an anderen sandigen Küsten mit hoher Wellenbelastung (SHORT, 1978).

3.3 Mittlere Tiefe

Um die morphologischen Veränderungen innerhalb des Bereichs Systemvergleich in einfacher und zuverlässiger Weise ermitteln zu können, sei die morphologische Größe "mittlere Tiefe h_m " definiert:

Die Analyse des Diagramms der mittleren Tiefen (Abb. 8) ergibt überschläglich einen Normalwert von NN – 4,1 m für den Untersuchungsbereich. Im Mittelteil stieg die mittlere Tiefe vor der Vorspülung infolge besonders starker hydrodynamischer Belastung auf etwa NN – 4,85 m und sank danach wieder auf ihren normalen Wert. Zwei potentielle Gefahrenbereiche sind im Zeitraum 1975–78 durch Minima bei den Stationen 0,4 bis 0,2 S und 0,2 bis



Abb. 8. Mittlere Tiefen der Einzelfelder im Bereich Systemvergleich

0,3 N zu erkennen, und etwa in diesem Abschnitt (0,2 N bis 0,7 S) wurde die zweite Sandvorspülung (1978) durchgeführt.

Die "mittlere Tiefe" kann gewisse Einblicke geben in die Entwicklung, die sich in diesem Einriffsystem unter Erosion bzw. Sedimentation vollzieht, und damit als Kontrollgröße für den "Gesundheitszustand" eines bestimmten Küstenabschnitts dienen.

3.4 Morphometrische Charakteristik

Die morphometrische Charakteristik (nach RENGER, 1976) stellt durch einen generalisierten vertikalen Schnitt die typische Tiefenverteilung dar, hier angewandt auf die gesamte untersuchte Küstenstrecke (1,5 km) von Sylt (Abb. 9). Man kann sich dieses Diagramm vorstellen als entstanden durch waagerechtes Verschieben sämtlicher Höhenschichten zur Insel hin.



Abb. 9. Anwendung der morphometrischen Charakteristik nach RENGER auf Strand und Vorstrand Westerland, gesamter Untersuchungsbereich



Abb. 10. Veränderungen des generalisierten Gesamtprofils, bezogen auf das Mittel 1970/71, gesamter Untersuchungsbereich

Da die Linien aus den verschiedenen Vermessungen sehr eng zusammenliegen, ist diese Darstellung nicht leicht zu analysieren. Deutlicher wird das Bild, wenn statt dessen die Differenzen gegenüber den Mittelwerten der Jahre 1970/71 aufgetragen werden (Abb. 10). Aus dem Diagramm, wiederum für Strand und Vorstrand des gesamten Untersuchungsbereichs erstellt, ist zu ersehen, daß die Auswirkung der Sandvorspülung, nämlich Vergrößerung der Höhenschichtenflächen nach See hin, auf den Bereich oberhalb NN – 5 m beschränkt blieb. Unterhalb NN – 6 m verläuft die Linie für 1973 im negativen Bereich und sogar noch jenseits der Linie für 1972. Dies bedeutet, daß sich die Erosion des tieferen Inselsockels selbst während und nach der Baumaßnahme fortsetzte. In diesen Tiefen ist Sedimentation nur in der unmittelbaren Umgebung des Spülfeldes festzustellen.

Die Sturmfluten von November/Dezember 1973 verursachten eine beträchtliche Erosion, am auffälligsten zwischen NN – 3 m und NN – 6 m, vermutlich infolge des sehr starken Seegangs bei nicht extrem hohen Wasserständen. In den folgenden Jahren fand in den tieferen Bereichen ein gewisser Ausgleich statt, aber die Entwicklung tendiert offensichtlich dahin, daß die mittlere Neigung des generalisierten Gesamtprofils sich wieder der früheren Neigung aus den Jahren 1970–72 annähert.

4. Schlußfolgerungen

Die gleichzeitige Auswertung der verschiedenen morphologischen Daten führt zu der Folgerung, daß die Strand- und Vorstrandentwicklung nur im Strandbereich bis zu einer Tiefe von etwa NN – 5 m durch die Sandvorspülung beeinflußt worden ist. Besonders das Riff vor diesem 1,5 km langen Mittelteil der Küste zeigte keine Auswirkung der Baumaßnahme (FÜHRBÖTER et al., 1976). Darüber hinaus scheint die derzeitige Stoßrichtung der Erosion auf einer längeren Küstenstrecke auf den Südteil des Untersuchungsgebiets zu weisen, wo bereits beträchtliche Materialverluste zu verzeichnen sind.

Die aus diesen Untersuchungen abgeleitete Empfehlung für die Sandvorspülung 1978 war die einer Längsspülung über eine Strecke von 900 m, und dieser Vorschlag wurde dann auch verwirklicht.

Einblick in die Entwicklung einer erosen (d. h. im Abtrag liegenden) sandigen Küste ist für Planung und Entwurf von Küstenschutzbauwerken erforderlich. Besser als aus Gesamtmassenbilanzen können zuverlässige Angaben aus den morphologischen Veränderungen gewonnen werden, wie sie die Auswertung von Höhenplänen und (mit geringerem Aufwand), die Interpretation morphologischer Kenngrößen, wie z. B. der mittleren Tiefe, liefern.

5. Schriftenverzeichnis

- AMT FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT HUSUM: Untersuchungen zur Sandbewegung vor der Insel Sylt, Bereich Westerland: Veränderungen im Strand- und Vorstrandbereich. Gewässerkundlicher Bericht Nr. 2/77, Husum, 1977.
- FIGGE, K.: Das Sandriffsystem vor dem Südteil der Insel Sylt (Deutsche Bucht, Nordsee). Deutsche Hydrographische Zeitschrift, H. 29, Nr. 1, 1976.
- KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, GUTACHTERGRUPPE SYLT: Gutachten zur Vorbereitung und Durchführung der vom Land Schleswig-Holstein für das Jahr 1971 geplanten Sandvorspülung am Weststrand der Insel Sylt. Teilgutachten D: Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.
- NACHTIGALL, K. H.: Über die Unterwasserhangmorphologie vor Rantum und Kampen auf Sylt. Meyniana, Bd. 18, 1968.
- RENGER, E.: Quantitative Analyse der Morphologie von Watteinzugsgebieten und Tidebekken. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 43, 1976.
- SHORT, A. D.: Sequential Model of Beach Changes. Kurzfassungen der Vorträge 16. ICCE, Hafenbautechnische Gesellschaft, 1978.
- VOLLBRECHT, K.: Der Küstenrückgang an der Insel Sylt. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, H. 26, Nr. 4, 1973.
- ZENKOVICH, V. P.: Processes of Coastal Development. London, 1967.

Ausbaumaßnahmen in Tideästuarien der deutschen Nordseeküste und die Auswirkungen auf das Tidegeschehen

Von Hermann Harten

Zusammenfassung

Mit fortschreitender Industrialisierung und dem Anwachsen des Welthandels nahm auch die Bedeutung der Seeschiffahrt beträchtlich zu. Die Seewasserstraßen mußten ausgebaut werden. Die Ausbaumöglichkeiten in den einzelnen Ästuarien (Elbe, Weser, Jade, Ems) sind allerdings begrenzt. Die Baumaßnahmen umfassen nicht nur die Vertiefung der Fahrrinnen, sondern auch den Bau von Buhnen und Leitdämmen, die Festlegung von Sänden, die teilweise oder völlige Abdämmung von Ästuarien, Nebenflüssen oder -rinnen, die Verlegung von Schiffahrtsrinnen, den Bau von Häfen etc.

Durch diese Baumaßnahmen wird das Tidegeschehen mehr oder weniger beeinflußt. In den meisten Fällen werden die hydraulischen Verhältnisse verbessert, d. h., das Tideniedrigwasser fällt und das Tidehochwasser steigt, der Tidehub und das Tidevolumen vergrößern sich. Sowohl der Flut- als auch der Ebbstrom fließen kräftiger durch das Tideästuar.

Summary

With progress in industrialization and growth in world trade the importance of sea navigation increased considerably. Shipping channels had to be improved and this has been especially necessary over the past 30 years. The possibilities of improving certain estuaries (the Elbe, Weser, Jade und Ems) are limited. The engineering works include not only the deepening of navigation channels but also the construction of groins and training walls, stabilization of sand bars, the partial or total damming of estuaries, tributaries or minor channels, re-location of shipping channels, the building of harbours, etc. These works influence tidal phenomena to a greater or lesser extent. In most cases the hydraulic conditions are improved, e. g. the low water level falls and the high water rises, the tidal range and the tidal volume increase and the flow of both flood and ebb currents through the tidal estuary is strengthened.

Die deutsche Nordseeküste ist durch Wattenbereiche, die nord- und ostfriesischen Inselketten und nicht zuletzt durch die Ästuarien der Tideflüsse und durch Meeresbuchten geformt, in die die Tide in ständigem Wechsel von Ebbe und Flut ein- und ausströmt.

Die Tidewellen kommen vom Atlantik, im Norden aus dem Abschnitt Orkney/Shetland-Inseln und im Südwesten durch den Englischen Kanal in die Nordsee hinein. Die Tide von Norden läuft entlang der britischen Küste, trifft mit der aus dem Kanal kommenden zusammen, bildet unter dem Einfluß der Rechtsablenkung (Corioliseinfluß) eine Drehtide (Amphidromie) und fließt daher von Westen kommend in die Deutsche Bucht sowie weiter in die Ästuarien der Eider, Elbe, Weser und Ems und die Meeresbucht der Jade ein (Abb. 1).

Diese Ästuarien dienten bereits in vorgeschichtlicher Zeit als Transportwege. Der Tiefgang der damals gebräuchlichen Schiffe war unbedeutend und die natürliche Wassertiefe ausreichend. Das Marschland war nur dünn besiedelt und wurde nicht durch Deiche geschützt, d. h., die Sturmfluten konnten leicht und ungehindert eindringen und das flachliegende Land überfluten. Nach und nach wurde, bedingt durch das Anwachsen der Bevölkerung, die ganze Küste eingedeicht (ROHDE, 1978), und die Sturmfluten konnten jetzt nur noch stromaufwärts in die Tideästuarien einlaufen.



Abb. 1. Deutsche Bucht, Übersichtsplan

Bis zum 19. Jahrhundert hatten die Schiffe einen maximalen Tiefgang von 3,5 m. Mit der rasanten industriellen Entwicklung wuchs auch die Bedeutung der Seeschiffahrt beträchtlich. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde das Transportmittel Schiff vergrößert. Die Entwicklung führte vom Segelschiff über das kombinierte Segel-Dampfschiff zum einfachen Dampfer und endlich zu den heutigen Riesentankern und Containerschiffen.

Aus diesen Gründen mußten die Schiffahrtsstraßen verbreitert und vertieft werden.

Heute können unter Ausnutzung der Tide Schiffe mit einem Tiefgang von 20 m die neuen Entladevorrichtungen von Wilhelmshaven erreichen. Der mögliche Tiefgang für die Seehäfen Bremerhaven und Hamburg beträgt 14 m, und Emden kann z. Z. mit einem maximalen Tiefgang von 10 m befahren werden (Abb. 2).

Die Ausbaumaßnahmen umfassen nicht nur die Verbreiterung und Vertiefung von Schiffahrtsrinnen, sondern auch den Bau von Buhnen, Leitdämmen, die Festlegung von Platen, die teilweise oder vollständige Abdämmung von Ästuarien oder deren Nebenflüsse, die Verlegung von Hauptschiffahrtsrinnen, das Anlegen neuer Häfen etc.

Zunächst sollen die Auswirkungen der Vertiefung einer Schiffahrtsrinne in einem Ästuar aus theoretischen Betrachtungen heraus beurteilt werden. Die einfache Formel (1) zeigt eine wichtige Abhängigkeit:

$$v_{\rm im} = \frac{V_{\rm Ti}}{D_{\rm i} F_{\rm im}} \tag{1}$$



Abb. 2. Entwicklung des Tiefgangs der Schiffe für die deutschen Seewasserstraßen

Wenn sich ein Durchflußquerschnitt im natürlichen Gleichgewicht zum Abfluß befindet (sandiges Sohlmaterial vorausgesetzt), ist leicht einzusehen, daß v_{im} in Relation zum Sohlmaterial steht. Bei Erweiterung des Querschnitts verringert sich die Fließgeschwindigkeit, d. h., bei Annahme unveränderter Tidevolumina sowie der Flut- und Ebbedauer kommt es auf Grund der verringerten Fließgeschwindigkeit zur Sedimentation. Diese Phase dauert so lange an, bis das natürliche Gleichgewicht wieder hergestellt ist. Daraus läßt sich zusätzlich leicht ableiten, daß direkt nach einer Rinnenvertiefung die Intensität der Sedimentation am größten ist.

Soll der Durchflußquerschnitt trotz Vertiefung aus Gründen des Gleichgewichts erhalten bleiben, so muß das Baggergut seitlich der Rinne im selben Querschnitt verklappt werden. Theoretisch ist es daher möglich, dem Fließsystem eine ideale Trichterform mit stetigem Strömungsverlauf zu geben. Nach MANNING-STRICKLER ist:

$$v = K \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$
(2)

Teilt man das Durchflußprofil in viele Abschnitte (Abb. 3) und nach zusätzlicher Vereinfachung kann die Formel wie folgt geschrieben werden:

$$v = K \cdot J^{1/2} \cdot n \sum_{i=1}^{n} t_i^{2/3}$$

Daraus ergibt sich, daß mit zunehmender Wassertiefe ti (Teilquerschnitt) die Fließgeschwindigkeit steigt; d. h., im vertieften Rinnenabschnitt kommt es zu einer Strömungskonzentration, während in den angrenzenden Bereichen, in denen das Baggergut abgelagert wurde, mit abnehmender Tiefe die Fließgeschwindigkeit geringer wird. Da auch die Rauhigkeitsverhältnisse mitwirken und im allgemeinen durch Vertiefung ein hydraulisch günstigerer Durchflußquerschnitt entsteht, schwingt die Tidewelle ungehinderter in das Ästuar ein und aus. Dies bewirkt eine Vergrößerung von Tidehub und Tidevolumen. Modellversuche mit einem

152



Abb. 3. Durchflußquerschnitt, schematisch

idealisierten Abflußprofil haben folgendes Resultat ergeben: Die Zunahme des Tidehubes geht zu einem Viertel auf den Anstieg des Hochwassers und zu drei Vierteln auf das Absinken des Niedrigwassers. Außerdem verkürzt sich die Fortschrittszeit, d. h., die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle nimmt zu; dabei steigen im allgemeinen die Fließgeschwindigkeiten (Gefälleströmung) in der erweiterten, vertieften Hauptrinne. Die Größenordnung der Änderungen ist jedoch für jedes Ästuar anders. Das Ergebnis ist abhängig vom prozentualen Querschnittsanteil der Ausbaumaßnahmen zum Gesamtquerschnitt, wobei zu bedenken ist, in welchem Verhältnis der bauliche Eingriff die hydraulische Wirksamkeit des Durchflußquerschnitts verbessert. Im allgemeinen kann die Tide aufgrund geringerer Reflexion und vermindertem Energieverlust (weniger Reibung) ungehinderter in das Ästuar einströmen. Das gilt natürlich nicht bei Vollabdämmung oder Maßnahmen, die das hohe Auflaufen einer Sturmflut mindern sollen.

Im folgenden wird der Einfluß von Ausbaumaßnahmen auf die Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände sowie die Häufigkeit von Sturmfluten für die Ästuarien und Seeschiffahrtsstraßen der deutschen Küste beschrieben.

Die Eider

Die Darstellung Abb. 4 zeigt die jährlichen mittleren Hoch- und Niedrigwasserstände am Pegel Tönning von 1900 bis 1973. Die gepunktete Linie markiert die mittleren Werte über eine Periode von fünf Jahren. Durch die vollständige Abdämmung bei Nordfeld im Jahre 1936 stieg das Hochwasser um 18 cm, das Niedrigwasser fiel um ca. 44 cm. Nach einem so drastischen Eingriff in das Strömungsgeschehen benötigt der Fluß im allgemeinen längere Zeit (10 oder sogar 30 Jahre), um sein natürliches Gleichgewicht zwischen Strömung und Morphologie wieder herzustellen.

Im Jahre 1973 wurde das Sturmflutsperrwerk "Eiderdamm" in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek fertiggestellt. Der Einfluß des Sturmflutsperrwerks auf die hydrologischen Verhältnisse der Tide wurde im Modell untersucht. Die mittlere Tide wird nicht beeinflußt. Lediglich im Bereich der 240 m breiten Sperrwerksöffnung nimmt die Fließgeschwindigkeit zu. Höher auflaufende Tiden jedoch werden verändert. Bei Sturmflut wird das Sperrwerk geschlossen, d. h., die Sturmflut wird an der Sperrstelle gekehrt und läuft nicht mehr bis nach Tönning und Nordfeld. Da auch die Sturmflutwasserstände in das Jahresmittel eingehen, sinkt der Wert des mittleren Jahreshochwassers ab (Abb. 4), (HARTEN, 1970 u. 1976).









Die Elbe(Abb. 5)

Die Wasserstandsganglinien für den Pegel Cuxhaven zeigen nur einen geringen Anstieg. Am Pegel Hamburg-St. Pauli steigt das Hochwasser und das Niedrigwasser sinkt, d. h., der Tidehub nimmt zu; das sind Auswirkungen von Baumaßnahmen. So wurde z. B. in neuerer Zeit (1954 bis heute) das Fahrwasser von 10 m auf 13,5 m unter KN ausgebaut. Dadurch ist das Tnw weiter abgesunken. Der starke Anstieg des Thw ist sicher zum größten Teil auf Vordeichungen, die sich im allgemeinen nur bei höheren Wasserständen (Sturmfluten) auswirken, zurückzuführen. Die beiden Modellergebnisse wurden für eine mittlere Tide nach Beendigung des 13,5 m-Ausbaus bestimmt. Sie zeigen ebenfalls die sich in der Natur abzeichnende Tendenz.

Der notwendige Tiefgang für die Binnenschiffahrt und das absinkende Tnw machten den Bau des Wehres Geesthacht erforderlich.

Die Sturmfluten von 1825 und 1962 zeigen an den Pegeln Cuxhaven und Hamburg-St. Pauli sehr ähnliche Wasserstandswerte. Die Tide von 1825 liegt allerdings sowohl in Cuxhaven als auch in Hamburg nahezu um 50 cm unter dem Thw von 1962. Die morphologischen Bedingungen von 1825 und 1962 sind sehr verschieden voneinander. Eine Elbe-Karte von 1816 (BEAUTEMPES-BEAUPRE) gibt einen guten Überblick. Im Jahre 1865 (Karte von SCHUBACK) betrug die Wassertiefe im Hamburger Raum, speziell bei Blankenese, 3,0 m, maximal 4,0 m unter normalem Tideniedrigwasser.

Offensichtlich hängt der Sturmflutverlauf nicht so sehr von den tiefen Rinnenabschnitten eines Durchflußquerschnitts ab, sondern mehr von den großen, darüberliegenden Sturmflutquerschnittsflächen.



Abb. 6. Wasserstandsganglinien an den Pegeln Bremerhaven und Bremen (Weser)

Die am Pegel Bremerhaven registrierten Wasserstände zeigen kaum Veränderungen, da diese sehr schnell im weiten Areal der Außenweser ausgeglichen werden können. Der Pegel Bremen jedoch zeigt ein deutliches Absinken des Niedrigwasserstandes. Das ist auf die Vertiefung im Unter- und Außenweserbereich zurückzuführen sowie auf die Verlegung der Schiffahrtsrinne von 1921–1928 in den von der Natur bereits bevorzugten Fedderwarder Arm. Sicherlich beeinflußten auch noch andere Maßnahmen dieses Absinken. Die Modellergebnisse wurden für eine mittlere Tide nach Abschluß des 9-m-Ausbaues der Unterweser ermittelt.

Eine Anhäufung von Sturmtiden zeigt sich um die Jahre 1915 und 1975. Bei einem Vergleich der Werte beider Tabellen (Abb. 6) ist zu erkennen, daß nicht jede Sturmtide bei Bremerhaven auch in Bremen auftritt und umgekehrt.



Abb. 7. Wasserstandsganglinien an den Pegeln Wilhelmshaven (Jade) und Norderney

Die Jade (Abb. 7)

Beide Pegel, sowohl Wilhelmshaven als auch Norderney, liegen in Gebieten mit angrenzenden großen Wasserflächen. Daher registriert der Pegel Wilhelmshaven auch keine Auswirkungen hinsichtlich der Jade-Vertiefung von 10,0 m auf 18,5 m unter KN. Am Pegel Wilhelmshaven steigt nur der mittlere Wert des Thw geringfügig an. An der Wasserstandsanhebung am Pegel Norderney ist der durch die Küstensenkung entstandene Wasserspiegelanstieg beteiligt (Abb. 7).



Abb. 8. Wasserstandsganglinien an den Pegeln Emden und Papenburg (Ems)

Die Ems (Abb. 8)

Der Pegel Emden liegt in der Emsmündung und zeigt daher nur geringe Schwankungen im Verlauf der mittleren Jahreswasserstände. Am Pegel Papenburg sind dagegen größere Veränderungen zu erkennen. In diesem Gebiet sind keine größeren Baumaßnahmen vorgenommen worden. Bei dem verhältnismäßig kleinen Durchflußquerschnitt der Unterems ist das Absinken des Niedrigwasserstandes möglicherweise auf kleinere, aber sehr wirksame Regulierungsmaßnahmen in der Unterems und Ausbauarbeiten in der Außenems zurückzuführen. Die Auswirkungen von Baumaßnahmen in der Außenems können unter Umständen in der Unterems instabile Verhältnisse hervorrufen, die über rückschreitende Erosion nach und nach wieder zu einem natürlichen Gleichgewicht führen. Sturmfluten traten konzentriert in den Jahren 1910 und 1970 auf.

Es ist nicht auszuschließen, daß bei dem Phänomen des Absinkens der Niedrigwasserstände in den beschriebenen Ästuarien auch Veränderungen der Tideverhältnisse (z. B. Tideverlauf) der aus dem Seebereich anlaufenden Tiden mitwirken. Mit den Kenntnissen der historischen Entwicklung, aus Naturmessungen und den Ergebnissen der Modellversuche können die Schiffahrtswege optimal ausgebaut werden.

Schriftenverzeichnis

ROHDE, H.: The History of the German Coastal Area. Die Küste, H. 32, 1978. HARTEN, H. u. VOLLMERS, H.: The Estuaries of the German North Sea Coast. Die Küste, H. 32, 1978.

- HARTEN, H.: Abdämmung der Eider. Modellversuche im Tidemodell. Mitt. der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 40, 1970.
- HARTEN, H. u. KNIESS, H. G.: Eiderdamm, Natur- und Modellmessungen. Wasserwirtschaft, H. 12, 1976.
- HENSEN, W. u. WEGNER, R. H.: Ausbau der seewärtigen Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen. Hansa, Nr. 15, 1971.
- HOVERS, G.: Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung eines Tideflusses. Mitt. der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 34, 1973.

Anomale Dispersion zur Darstellung der küstennahen Wellenverformung

Von Fritz Büsching

Zusammenfassung

Die vorliegenden Untersuchungen basieren auf Wellenmessungen, die in einem küstennormalen Profil vor der Insel Sylt/Nordsee seit 1971 vom Lehrstuhl für Hydromechanik und Küstenwasserbau der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt wurden. Während im ersten Teil die Analyse der Wellenverformung mit Hilfe des auf Analogaufzeichnungen angewandten "Nulldurchgangsverfahrens" (Zero-up-crossing) behandelt wird, besteht der zweite Teil aus einem Erklärungsversuch der signifikanten Verformungserscheinungen unter Verwendung von spektralen Auswertmethoden.

Als Ergebnis ist festzustellen, daß die durch eine Vielzahl von Analogauswertungen belegte Wellenperiodenzunahme bei abnehmender Wassertiefe sowie andere Wellenverformungen mit a n o m a l e r D i s p e r s i o n der Phasengeschwindigkeiten der beteiligten FOURIER-Komponenten erklärt werden kann. Demnach ist zu vermuten, daß das Auftreten a n o m a l e r D i s p e r s i o n – wie bekanntlich bei der Absorption von elektromagnetischen Wellen – auch bei Schwerewellen eine Begleiterscheinung der Energieumwandlung darstellt, wenn sich auch die betreffenden Mechanismen grundsätzlich voneinander unterscheiden.

Summary

Water level deflexions $\eta(t)$ have been measured synchronously at some positions in a beach profile on the isle of Sylt/North Sea during severe storm surge conditions as well as at attenuating wave action. A steadily increasing wave period $\overline{T_z}$ in the upbeach direction, turning out from strip chart evaluations, is in accordance with the result of FOURIER syntheses. Near shore wave deformation is explained by anomalous dispersion of the frequency components.

Inhalt

1.	Einleitung		•								•										•			159
2.	Wellenparameter im	Fla	ac	hv	va	sse	erł	be	rei	ich	1													160
3.	Spektralfunktionen											 												165
4.	Schlußfolgerungen											 												179
5.	Schriftenverzeichnis											 												182

1. Einleitung

Wegen der bekannten Vorbehalte bezüglich der Darstellung von Brandungsprozessen in hydraulischen (und mathematischen) Modellen (FÜHRBÖTER, 1970 und 1971) sind seit 1971 im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Forschungsprogramms "Energieumwandlungen in Brandungszonen" umfangreiche Naturuntersuchungen auf der Insel Sylt vom Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig durchgeführt worden.

Insbesondere wurde die Energieumwandlung auf dem Strand zunächst von FÜHRBÖTER (1974) auf der Grundlage der Theorie erster Ordnung (AIRY) und der Auswertung von

Analogaufzeichnungen behandelt. Später wurden vom Verfasser auch Analysiermethoden im Frequenzbereich verwendet (Büsching, 1974, 1975, 1976 und 1978).

Die vorliegenden Untersuchungen beziehen sich auf beide Auswertmethoden. Während im ersten Teil für die Beschreibung der küstennahen Wellenverformung das N u l l d u r c h g a n g s v e r f a h r e n (Zero-up-crossing) angewandt wird, besteht der zweite Teil aus einer Analyse der Verformungsprozesse mit Hilfe von spektralen Auswertmethoden.

2. Wellenparameter im Flachwasserbereich

Die herkömmliche Betrachtungsweise der küstenwärtigen Wellenverformung ist im wesentlichen durch die Annahme einer konstanten Wellenperiode gekennzeichnet mit der





Folge, daß mit der durch Refraktion bedingten Abnahme der Wellenfortschrittsgeschwindigkeit c auch die Wellenlänge abnimmt. Darüber hinaus wird die kontinuierliche Wellenverformung einmal durch die verschiedensten Wellenasymmetrien (BIESEL, 1951; PATRICK und WIEGEL, 1956; ADEYMO, 1968; IWAGAKI, SAKAI und KAWASHIMA, 1973; FÜHRBÖTER, 1974) und andererseits durch den sogenannten "Zerfall" (decomposition) der ursprünglichen Wellen in mehrere kleinere Wellen (Solitonen; engl. solitons) charakterisiert (MULTER und GALVIN, 1967; MADSEN und MEI, 1969; ZABUSKY und GALVIN, 1971; GALVIN, 1972). Da die letztere Erscheinung (Solitonen) mit Hilfe des Nulldurchgangsverfahrens oder ähnlicher Auswertetechniken nicht beschrieben werden kann, erscheint die Anwendung derartiger Methoden insbesondere in Flachwassergebieten zweifelhaft. Im Hinblick darauf werden im folgenden die Ergebnisse zweier Messungen vom 18. März und 3. April 1973 bei Wasserständen NN +0,66 m bzw. NN +1,38 m erörtert. Abb. 1 zeigt die Entwicklung der mittleren Wellenhöhen \overline{H}_{z} und mittleren Wellenperioden \overline{T}_{z} auf der Grundlage von Synchronmessungen der Wasserspiegelauslenkungen wie sie von FAHRENTHOLZ-Echolotpegeln (an den Positionen 1280 m, 940 m, 570 m und 225 m) bzw. von Flüssigkeitsdruckaufnehmern an den Strandmeßpositionen (100, 90, 80, 70, 60, 50 und 40 m) im Meßprofil des Amtes für Land- und Wasserwirtschaft Husum auf der Insel Sylt vor Westerland aufgenommen wurden.

Die eingehende Beschreibung der Meßinstrumente ist zu finden bei FÜHRBÖTER und BÜSCHING (1974); es soll an dieser Stelle nur darauf hingewiesen werden, daß Wasserspiegelauslenkungen recht gut durch Druckmessungen angenähert werden können, wenn diese nicht zu weit vom mittleren Wasserspiegel entfernt vorgenommen werden.

Wegen fehlender Messungen auf dem Riff (vgl. Abb. 1) ist man hier bezüglich der Veränderungen der Wellenparameter auf Vermutungen angewiesen. Dementsprechend wurden die betreffenden Kurven für \overline{H}_z und \overline{T}_z nicht durchverbunden; darüber hinaus erscheint es vernünftig, die Interpretation der Messungen auf die unterschiedlichen Bedingungen auf dem seewärtigen Riffhang, auf dem Riff selbst, in der Rinne und auf dem Strand zu beziehen:

Auf dem seewärtigen Riffhang ergeben beide Messungen leicht anwachsende Wellenperioden, während die erwartete Wellenhöhenabnahme sich nur bei ausreichender Wassertiefe (am 3. 4. 1973) einstellt. Offenbar führt partielle Reflexion bei dem niedrigeren Wasserstand (am 18. 3. 1973) bei Position 570 m wieder zu höheren Wellen. Werden die Wellenhöhen an den Positionen 570 m und 100 m miteinander verglichen, so stellt sich die Abnahme am 18. 3. 1973 als wesentlich stärker als am 3. 4. 1973 heraus. Hierdurch wird die Abhängigkeit der Energieumwandlung durch vorgelagerte Riffe von der vorliegenden Wassertiefe bestätigt (vgl. auch FÜHRBÖTER, 1974 und WANG u. YANG, 1976/77).

Was die Wellenperioden in der Rinne anbelangt, so deutet die starke Abnahme am 18. 3. 1973 darauf hin, daß durch Riffbrandung hier neue kürzere Wellen entstanden sind. Andererseits hat es den Anschein, daß am 3. 4. 1973 der Riffeinfluß auf die Wellenperioden genauso gering war wie auf die Wellenhöhenentwicklung.

Bei den Messungen auf dem Strand konnten zusätzlich zu den Wellenhöhen und -perioden aus den Phasendifferenzen der betreffenden Wellenaufzeichnungen die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit und weitere darauf basierende Wellenparameter – insbesondere die Wellenlänge \overline{L} und -steilheit $\overline{H}_z/\overline{L}$ ermittelt werden. Eine Übersicht über die Entwicklung dieser Parameter im Meßprofil ist für beide Messungen in Abb. 2 gegeben, während darüber hinaus weitere Verformungsparameter in Abhängigkeit von der Wassertiefe d, der Periode \overline{T}_z und der Wellenlänge \overline{L}_z auch in numerischer Darstellung an anderer Stelle (Büsching, 1978 b) mitgeteilt wurden.

Für beide Messungen stellt sich die Entwicklung der genannten Parameter in küstenwärtiger Richtung etwa ähnlich dar:



Abb. 2. Änderung der Wellenparameter auf dem Strand. Messungen am 18. 3. und 3. 4. 1973

- a) Nach anfänglicher, geringfügiger Zunahme nehmen die mittleren Wellenhöhen Hz kontinuierlich ab.
- b) Die mittleren Wellenperioden nehmen erst geringfügig und nach dem Wellenbrechen signifikant zu.
- c) Die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit c nimmt mehr oder weniger kontinuierlich ab, und in Verbindung mit b) folgt hieraus, daß
- d) die Wellenlänge L_z im Meßprofil auf ein Minimum abnimmt, um dann wieder anzuwachsen und
- e) die Wellensteilheit $\overline{H}_z/\overline{L}_z$ ein Maximum erreicht, das nicht unbedingt mit der Position der höchsten Wellen zusammenfällt.

Da sich die Wassertiefenverhältnisse im Meßprofil relativ schnell ändern, muß an dieser Stelle hinzugefügt werden, daß die oben dargestellte Entwicklung nicht notwendigerweise mit einer kontinuierlichen Abnahme der Wassertiefe verbunden sein muß.

Andererseits kann aber bezüglich der Qualität der zugehörigen Wassertiefenmessungen festgestellt werden, daß sich die aus den Messungen erhaltenen Maximalwerte für die Wellensteilheit

$$\overline{H}_z/\overline{L}_z = 0,028 \text{ am } 18.3.1973$$

 $\overline{H}_z/\overline{L}_z = 0,044 \text{ am } 3.4.1973$

in vernünftiger Übereinstimmung mit der MICHE-Formel für die Brechersteilheit

$$H_b/L_b = 0,140 \tanh [2\pi d_b/L_b]$$

befinden.

Wenn Abweichungen hiervon auf fehlerhafte Wassertiefenangaben zurückgeführt werden, dann liegen diese jedoch nur in der Größenordnung von 5 bzw. 10 cm.



Abb. 3. Durchschnittswellenverformungen

Zur Demonstration der Auswirkungen der gleichzeitigen Veränderung von Wellenhöhen \overline{H}_z und Wellenlängen \overline{L}_z wurde in Abb. 3 unter Hinzunahme des Symmetriefaktors $\alpha = \triangle L/L$ (nach Führböter, 1974) die Durchschnittswellenverformung für beide Messungen aufgetragen.

Hierbei wurde darüber hinaus das Gesetz von der Erhaltung der Masse (Kontinuitätsbedingung) in der Art berücksichtigt, daß das an Position 100 m anfänglich unter der Wellen-



Abb. 4. Wellenverformung im Meßprofil zwischen den Positionen 120 m und 80 m

kontur vorhandene Wasservolumen auch unter den küstenwärtig verformten Profilen vorhanden bleibt – mit der Folge eines ansteigenden mittleren Wasserstandes. Da die Konstruktion des Wellenprofils hier aber jeweils nur auf drei Punkten beruht, kann ein solches Verfahren nur eine grobe Abschätzung eines "Brandungsstaues" liefern.

Im Gegensatz dazu enthält Abb. 4 ein Beispiel für die wirkliche Wellenverformung zwischen den Positionen 120 m und 80 m.

In Übereinstimmung mit den oben behandelten Messungen (Auswertungen) kann auch hier im Durchschnitt eine Zunahme der "Wellenperioden" beobachtet werden. Wird jedoch beispielsweise die Verformung der markierten einzelnen Wasserspiegelauslenkungen betrachtet, so stellt sich manchmal ein gegenteiliges Verhalten heraus.

In diesem Zusammenhang sei nochmals hingewiesen einerseits auf die Einflüsse der sich ständig ändernden örtlichen Wassertiefe und/oder Windverhältnisse mit ihren Auswirkungen auf die Erzeugung nichtlinearer Störungen und andererseits auf den Zerfall der ursprünglichen Wellen in sogenannte Solitonen.

Dementsprechend ist au ch vorstellbar, daß die künstenwärtige Entwicklung der Wellenperioden \overline{T}_z und der Fortschrittsgeschwindigkeiten \overline{c} und – daraus folgend – die Entwicklung der Wellenlängen \overline{L} mehr oder weniger signifikant von denjenigen der Abb. 3 abweichen können.

Was den "Brandungsstau" anbelangt, so können hierfür aus der Abb. 4 keine Angaben gemacht werden, da in diesem Falle der jeweilige Bezug der eingetragenen Nullinien zur tatsächlich vorhandenen Wassertiefe unbekannt ist.

3. Spektralfunktionen

Wegen der oben gezeigten Unsicherheiten bei der Interpretation von Analogaufzeichnungen hat bereits HARRIS (1972) – wie auch andere – die Auswertmethode nach dem Nulldurchgangsverfahren kritisiert. Darüber hinaus wird vom Verfasser vermutet, daß das Auftreten von Solitonen die Ursache dafür war, weshalb eine brauchbare Korrelation zwischen der signifikanten Wellenperiode $\overline{T}_{z,1/3}$ (nach dem Nulldurchgangsverfahren) und der spektralen Peak-Periode T_p nicht erhalten werden konnte (BüSCHING, 1974), obwohl sich die mit abnehmenden Wasserständen verbundene spektrale Peak-Verschiebung zu niedrigeren Frequenzen (vgl. Abb. 5) (red shift; auch bei SONU, PETTIGREW und FREDERICKS, 1974) offensichtlich in Übereinstimmung mit der oben gezeigten küstenwärtigen Zunahme der Wellenperiode \overline{T}_{z} befindet.

Da eine Erklärung der betreffenden Verformungsprozesse im Zeitbereich schwerfällt, wird im folgenden ein Erklärungsversuch im Frequenzbereich unter Verwendung der früher bereits analysierten Sturmflutdaten vom 13./14. Dezember 1973 und zusätzlicher Messungen bei abgeschwächter Wellenintensität vorgenommen.

Nachdem diese Untersuchungen zunächst mit der Analyse der in Abb. 5 dargestellten, synchron an den Meßpositionen 100 m und 85 m seewärts des Dünenfußes aufgezeichneten Energiespektren begonnen wurden (BÜSCHING, 1975 und 1976), werden hier die über Kreuzspektren ermittelten Übertragungsfunktionen und Kohärenzfunktionen analysiert.

Wegen des begrenzten Raumes ist es nicht möglich, im Detail auf die Spektralanalyse einzugehen. Die grundlegenden Parameter sowie die Darstellungen der betreffenden Funktionen wurden aber bereits an anderer Stelle (BüSCHING, 1974 bzw. 1978b) mitgeteilt.

Bekanntlich liefert die komplexe Übertragungsfunktion die Beziehung zweier Signale (für diskrete Frequenzen) nach relativer Phase und Amplitudenverhältnis. Werden die betreffenden Meßsignale durch die Wasserspiegelauslenkungen $\eta_{100}(t)$ an der Position 100 m und $\eta_{85}(t)$ an der Position 85 m repräsentiert, lautet die Übertragungsfunktion im vorliegenden Falle:

$$H_{\eta 85, \ \eta 100}(f) = \frac{S_{\eta 100 \ \eta 85}}{S_{\eta 85 \ \eta 85}}$$

mit

und

 $S_{\eta 100\ \eta 85}$ (f) = Kreuzspektrum der Wasserspiegelauslenkungen an Pos. 100 m und an Pos. 85 m

 $S_{n85 n85}$ (f) = Energiespektrum an Pos. 85 m

Die Kohärenzfunktion wird bei der Spektralanalyse dazu verwendet, die Übertragsfunktion auf ihre Gültigkeit zu untersuchen, d. h. festzustellen, ob die Vertrauenswürdigkeit der Übertragungsfunktion durch Rauschvorgänge oder nichtlineare Störungen beeinflußt wurde. Wenn das Übertragungssystem linear ist (und Rauschvorgänge keine Rolle spielen), muß die Kohärenz $\overline{\gamma^2} = 1$ sein (BENDAT und PIERSOL, 1968). Im vorliegenden Fall wurde wegen der



Abb. 5. Normalisierte Energiespektren während der Sturmtidenkette vom 13./14. Dezember 1973

Gestalt der Kohärenzfunktion die Auswertung auf den energiereichen Frequenzbereich 0 < f \leq 0,36 Hz beschränkt.

Als Beispiel enthält Abb. 6 stellvertretend für den höchsten Sturmflutwasserstand (mittlere Meßintervall-Wassertiefe $z_3 = 3,1$ m) alle hier interessierenden Spektralfunktionen. Im oberen Teil der Abbildung sind die betreffenden Energiespektren dargestellt, während sich die Kohärenzfunktion und die Übertragungsfunktion – nach Betrag und Phase aufgespaltet – darunter befinden.

Beispielsweise hat bei der Frequenz maximaler Energiedichte ($f_p = 0,073$ Hz) die Kohärenz ebenfalls ein Maximum, und der Betrag der Übertragungsfunktion ist größer als |H| = 1.

Dies bedeutet, daß – wie erwartet – bei dieser Frequenz die Amplitude der betreffenden Frequenzkomponente an Pos. 100 m größer ist als an Pos. 85 m und andererseits – entsprechend der Funktion \emptyset (f) – die Phasendifferenz $\emptyset \simeq 80^{\circ}$ beträgt.



Abb. 6. Spektralfunktionen von Wasserspiegelauslenkungen an Pos. 100 m und Pos. 85 m am 12. 12. 1973

Da die Entfernung x [m] der betreffenden Meßgeräte bekannt ist, kann die Phaseninformation \emptyset (f)[°] der Übertragsfunktion leicht in die Funktion der Phasengeschwindigkeit c(f)[m/s] umgewandelt werden:

$$\left. \begin{array}{c} \frac{\varnothing}{360^{\circ}} = \begin{array}{c} x \\ L \\ c = \frac{L}{T} = L \cdot f \end{array} \right\} \quad c = \frac{x \cdot 360}{\varnothing} \cdot f \left[m/s \right]$$

mit $f = \frac{1}{T} = Frequenz$

L = Länge, T = Periode der Frequenzkomponente

Diese Kurve ist ebenfalls im unteren Teil der Abb. 6 aufgetragen. Hier muß erwähnt werden, daß die betreffende Umwandlung der Phaseninformation $\emptyset(f)$, die nur für den Bereich – $180^{\circ} \leq \emptyset \leq + 180^{\circ}$ vorliegt, auf der Annahme beruht, daß die Phasengeschwindigkeiten der dominierenden Frequenzkomponenten (in der Nähe des Energiemaximums) auch durch die Dispersionsformel in der Größenordnung richtig wiedergegeben werden. Wenn anderenfalls Phasenunterschiede $\emptyset \pm 360^{\circ}$ für die Umwandlung verwendet worden wären, wären ganz unrealistische Phasengeschwindigkeiten im vorliegenden Fall erhalten worden.

Während der Sturmtidenkette von etwa 30 Stunden Dauer sind insgesamt 16 Analysen in der in Abb. 6 dargestellten Art durchgeführt worden. Die Ergebnisse sind in der Form von Mittelwerten der Kohärenz, des Betrages der Übertragungsfunktion und der Phasengeschwindigkeit in Abb. 7 zusammen mit dem Tideverlauf dargestellt. Die Beziehung der Mittelwerte zu den jeweiligen Frequenzbereichen ist in der Abbildung ebenfalls enthalten.

Wenn die Mittelwerte des kleinsten untersuchten Frequenzbereiches ($\bigcirc 0 < f \le 0,06$ Hz, der zugleich auch nur die niedrigsten Frequenzen enthält, wegen nicht hinreichender Vertrauenswürdigkeit unberücksichtigt bleiben, wird als Ergebnis erhalten, daß die Mittelwerte der Kohärenz $\overline{\gamma}^2$ und der Betrag der Übertragungsfunktion |H| mit der Hinzunahme höherer Frequenzen (von Kurve (\bigcirc) nach Kurve (\bigcirc) abnehmen, während die Mittelwerte der Phasengeschwindigkeiten zunehmen. Dies bedeutet einerseits, daß erwartungsgemäß ein linearer Zusammenhang eher bei den energiereichen (relativ niedrigen) Frequenzkomponenten und insbesondere bei höheren Wasserständen (vgl. Abb. 7) vorliegt. Im Gegensatz dazu pflanzen sich aber die höheren Frequenzkomponenten schneller fort als die niedrigen.

Dieses auffällig im Widerspruch zur Theorie stehende Ergebnis wird nachfolgend näher untersucht.

Abb. 8 enthält zwei verschiedene Kurvenscharen im betreffenden Frequenzband 0 < f \leq 0,36 Hz:

a) die Parameterdarstellung der bekannten Dispersionbeziehung für die Phasengeschwindigkeit c

$$c = \frac{L}{T} = L \cdot f = (\frac{g \cdot L}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L})^{1/2}$$

(mit Wassertiefenangaben jeweils auf der linken Seite) und

b) die Schar der geglätteten Phasengeschwindigkeitskurven, wie sie aus den Sturmflutmessungen erhalten wurden.



Abb. 7. Mittelwerte der Spektralfunktion am 13./14. 12. 1973





Bekanntlich beschreibt die obengenannte Formel nach der RAYLEIGH-Beziehung für die Gruppengeschwindigkeiten dc

$$c_{\rm G} = c - L \cdot \frac{\mathrm{d}c}{\mathrm{d}L}$$

für Tiefwasser mit $\frac{dc}{dL} > 0$ eine sogenannte normale Dispersion, und mit abnehmender Wassertiefe wird mit der Annäherung an den Grenzwert c = \sqrt{gd} asymptotisch die Dispersion $\frac{dc}{dL} = 0$ erreicht. Wegen des gemäß

$$c = L \cdot f$$

reziproken Verhältnisses von Wellenlänge L und Frequenz f lautet die Dispersion, bezogen auf den Frequenzbereich, demnach

$$\frac{\mathrm{dc}}{\mathrm{df}} \leq 0$$

vgl. auch Abb. 8.

Wie oben erwähnt, wird dieses Verhalten durch die betreffenden Sturmflutmessungen im küstennahen Bereich aber nicht bestätigt. Hier stellt sich für das untersuchte Frequenzband eine an om ale Dispersion $(\frac{dc}{dL} \le 0 \text{ bzw.}, \frac{dc}{df} \ge 0)$ heraus.



Abb. 9. Spektralfunktionen von Wasserspiegelauslenkungen an der Forschungsplattform NORDSEE am 22. 11. 1975

Auch wenn im Beispiel von Abb. 6 nur der Frequenzbereich 0,05 \leq f \leq 0,08 Hz höchster Kohärenz ($\overline{\gamma}^2 \geq$ 0,8) als vertrauenswürdig angesehen wird, bleibt diese Aussage stichhaltig. Darüber hinaus wird dieses Ergebnis noch dadurch untermauert, daß sich die Frequenzpunkte in diesem Bereich zu einer glatten Kurve aneinanderreihen. Demnach können diese Komponenten möglicherweise als irgendwie gekoppelte Komponenten dominierender Wellensysteme betrachtet werden, die sich mehr oder weniger normal auf die Küste zu bewegen.

Demgegenüber weisen die Frequenzpunkte bei sehr niedrigen und andererseits bei höheren Frequenzen mit abnehmender Wassertiefe zunehmende Streuung auf. Wegen der geringen Kohärenzwerte ist auf dieser Grundlage eine weitergehende Analyse hier nicht sinnvoll.

Nach ähnlichen Messungen auf der Forschungsplattform NORDSEE ergibt sich auch für diese Position (etwa 100 km westlich von SYLT) bei einer Wassertiefe von etwa d = 30 m eine signifikante Abweichung von der konventionellen Dispersionsformel.

Wie aus Abb. 9 ersichtlich, die eine Dünungsmessung (mit einer Wellenhöhe 2,0 \leq H \leq 2,5 m am 22. 11. 1975) wiedergibt, existiert eine ausgeprägte n o r m a l e D i s p e r s i o n nur für Frequenzen f \geq 0,12 Hz. Bei kleineren Frequenzen ist hier aber durchaus eine Tendenz für eine a n o m a l e D i s p e r s i o n vorhanden, die zumindest im Bereich hoher Kohärenzwerte in der Nähe maximaler Energiedichte vertrauenswürdig erscheint. Bei kleineren Frequenzen ist jedoch auch hier eine erhebliche Streuung zu verzeichnen, die mit niedriger Kohärenz und unsicher zu bestimmenden Phasenwinkeln einhergeht.

Im Vergleich mit der Dispersionsformel stellt sich heraus, daß vorzugsweise nur die Phasengeschwindigkeit sehr nahe der spektralen Peakfrequenz f_P etwa mit der nach der Dispersionsformel bestimmten übereinstimmt. Rechts davon sind die Phasengeschwindigkeiten höher und links davon geringer.

Wenn hinreichend hochfrequente Komponenten als Tiefwasserkomponenten betrachtet werden können, die durch den Boden nicht beeinflußt werden, und andererseits die Wassertiefe als der dominierende Parameter für eine kritische Frequenz $f_{crit.}$ angesehen wird, bei der der Übergang von normaler Dispersion zu anomaler Dispersion erfolgt, dann kann aus dieser Abbildung ersehen werden, daß diese kritische Frequenz beträchtlich geringer ist als diejenige, die sich aus der Bedingung d = L/2 nach der Theorie ergibt.

Im vorliegenden Falle ist

$$f_{crit.} = 0,11 \text{ Hz} < f_{(d=L/2)} = 0,16 \text{ Hz}$$

Im folgenden soll aus dieser Sicht das Verhalten der Frequenzkomponenten in Küstennähe nochmals betrachtet werden. Zur besseren Übersicht sind stellvertretend für die Sturmflutmessungen im unteren Teil der Abb. 10a nur die zu den Wassertiefen $z_3 = 3,1$ m, $z_3 = 1,65$ m und $z_3 = 1,40$ m gehörenden Phasengeschwindigkeitskurven dargestellt.

Was den fast horizontalen Abschnitt der zur maximalen Wassertiefe $z_3 = 3,1$ m gehörenden Phasengeschwindigkeitskurve anbetrifft, so wird hierdurch minimale Dispersion für Frequenzen $f \ge 0,2$ Hz ausgedrückt. Andererseits kann dieser Frequenzbereich auch als derjenige gedeutet werden, in dem der Übergang von normaler zu anomaler Dispersion stattfindet. Die betreffende kritische Frequenz f_{crit}, ist noch in dem gezeigten Frequenzbereich enthalten, während die durch d = L/2 gekennzeichnete bereits außerhalb liegt.

$$0,25 < f_{crit.} < 0,30 \text{ Hz} < f_{(d=L/2)} = 0,5 \text{ Hz}$$

In Übereinstimmung mit den noch höheren kritischen Frequenzen $f_{(d=L/2)} = 0,69$ Hz und $f_{(d=L/2)} = 0,75$ Hz, entsprechend den Wassertiefen $z_3 = 1,65$ m bzw. $z_3 = 1,40$ m, sind





diese Kurven noch steiler. Demnach wird die anomale Dispersion in diesem Frequenzband mit abnehmender Wassertiefe zunehmend deutlicher.

Die gleiche Tendenz ergibt sich aus den gestrichelten Kurvenästen, die jeweils den Bereich höchster Kohärenz repräsentieren. Andererseits ist nach dieser Darstellung auch eine Position seewärts der Brecher vorstellbar, wo die Dispersion noch geringer wird. Wahrscheinlich hängt die Lage solch einer Position vom aktuellen Verhältnis H/d ab. Tatsächlich hat sich eine derartige Phasenkopplung (mit $\frac{dc}{df} \approx 0$) bei den Messungen von THORNTON, GALVIN, BUB und RICHARDSON (1976) herausgestellt, und sie kann auch mehr oder weniger deutlich aus den Profilmessungen am 20. 1. und 23. 1. 1974 abgelesen werden, vgl. Abb. 10b und 10c.

Die drei Kurven der Abb. 10b stammen von Synchronmessungen an den Meßpositionen 128 m, 120 m und 100 m, bezogen auf Position 85 m. Demnach können diese Kurven den Positionen 106,5 m, 102,5 m und 92,5 m zugeordnet werden.

Im Vergleich mit den Sturmflutmessungen ist die Dispersion über den gesamten Frequenzbereich an Position 106,5 m minimal. Dasselbe gilt auch für die geringeren Wassertiefen (an Pos. 102,5 m und 92,5 m) für Frequenzen f > 0,1 Hz, wo bei diesen Messungen der



Abb. 11. Relatives Verhalten der Frequenzkomponenten 0,1 Hz und 0,3 Hz im Meßprofil am 20. 1. 1974
JANUARY 20,1974

				-		ų	-	
	106.5 m	85/128		0.81	5.60	3.68	20.61	3.93
OSITION	102.5 m	85/120		0.97	5.76	3.50	20.16	4.80
٩.	92.5 m	85/100		0.86	6.60	3.31	21.85	3.91
		c	1	Η [m]	T[sec]	C[m/s]	[[m]	<u>H</u> [10 ⁻²]



Abb. 12. Durchschnittswellenverformung am 20. 1. 1974



Abb. 13. Durchschnittswellenverformung am 23. 1. 1974









Bereich nennenswerter Energiedichten liegt, vgl. BÜSCHING (1976). Zur Demonstration der sogenannten anomalen Dispersion mit ihren Auswirkungen auf die Wellenformung bezieht sich die Abb. 11 auf die Profilmessung vom 20. 01. 1974 mit einer schwachen Dispersion:

Wird davon ausgegangen, daß sich an einer bestimmten Position noch außerhalb des gezeigten Profils alle Komponenten in Phase befinden und von diesem Zeitpunkt an sich alle mit ihren eigenen unterschiedlichen Phasengeschwindigkeiten fortbewegen, so kann eine FOURIER-Synthese nach einer bestimmten Zeit vorgenommen werden. Hier wurden 10 s gewählt.

Zur Verdeutlichung ist beispielhaft die 0,1 Hz-Komponente an den drei oben erwähnten Positionen in Abb. 11 eingezeichnet. Relativ dazu ist nur die 0,3 Hz-Komponente dargestellt. Demnach eilt die 0,3 Hz-Komponente bereits an Pos. 106,5 m der 0,1 Hz-Komponente voraus, und die relative Position der 0,3 Hz-Komponente verschiebt sich immer mehr in küstenwärtiger Richtung.

Die vollständige FOURIER-Synthese, die aus der Superposition von 30 Frequenzkomponenten (entsprechend dem Frequenzbereich $0 < f \le 0,36$ Hz) besteht, liefert die Durchschnittsverformung im Zeitbereich, vgl. mittleren Teil der Abb. 12.

Rechts und links davon sind die sich ändernden Parameter aufgetragen. Hierfür wurden die Wellenhöhen und -perioden aus der Darstellung der resultierenden Wellen abgegriffen, während die Änderung der Wellenfortschrittsgeschwindigkeit gleich der Änderung der Phasengeschwindigkeit der Peakfrequenzkomponente angesehen wurde. Demnach konnte die Wellenlänge und -steilheit ebenfalls berechnet werden.

Für die Auswertung der Messung vom 23. 1. 1974 wurde das gleiche Verfahren gewählt, jedoch mit der Bezugsposition 100 m. Dementsprechend gehören die betreffenden Kurven der Abb. 10 c und 13 zu den Positionen 114 m, 110 m und 92,5 m.

In Übereinstimmung mit der hier fast vollständig fehlenden Dispersion ist die Verformung der Durchschnittswelle wesentlich schwächer ausgeprägt.

Schließlich enthält Abb. 14 für die oben erwähnte Sturmflutmessung Linien gleicher Phasengeschwindigkeit im betrachteten Frequenzband.

Hieraus kann unmittelbar entnommen werden, daß die anomale Dispersion abhängig vom Tidewasserstand stärker oder schwächer ausgeprägt ist. Dementsprechend ergeben sich auch in Abb. 15 unterschiedliche Durchschnittswellen, die in diesem Falle der Pos. 92,5 m zuzuordnen sind.

Der Zusammenhang zwischen Sturmflutwasserstand und Wellenhöhe tritt jedoch deutlich hervor.

4. Schlußfolgerungen

Werden die Ergebnisse der im Zeitbereich vorgenommenen Wellenanalyse (Messungen vom 18. 3. und 3. 4. 1973, vgl. Abb. 2) mit denjenigen der unter Berücksichtigung anomaler Dispersion durchgeführten FOURIER-Synthese (Messungen am 20. 1. 1974, Abb. 12) verglichen, so stellt sich die Entwicklung der Wellenparameter bei küstenwärtig abnehmender Wassertiefe ähnlich dar:

- a) Nach anfänglicher Zunahme nehmen die mittleren Wellenhöhen \overline{H} kontinuierlich ab.
- b) Die mittleren Wellenperioden \overline{T} nehmen zu.

- c) Die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit c nimmt ab, und in Verbindung mit b) folgt hieraus, daß
- d) die Wellenlänge L im Meßprofil auf ein Minimum abnimmt, um dann wieder anzuwachsen, und
- e) die Wellensteilheit $\overline{H}/\overline{L}$ ein Maximum erreicht.

Während sich die Ergebnisse nach a), c) und e) in Übereinstimmung mit der konventionellen Betrachtungsweise der küstennahen Wellenverformung befinden, steht die zunehmende Wellenperiode (nach b)) mit ihrer Auswirkung auf die Entwicklung der Wellenlänge dazu im Gegensatz.

Diese Diskrepanz wird im folgenden wiederum aus spektraler Sicht zu erklären versucht: Wird davon ausgegangen, daß sich eine Dünung (im Tiefwasser) unter i d e a l e n Bedingungen (mit normaler Dispersion $\frac{dc}{dL} > 0$) in Richtung Küste bewegt, so nimmt ihr Gehalt an höheren Frequenzkomponenten vorerst ständig ab. Verringert sich dann aber die Wassertiefe auf die Größenordnung etwa der halben Wellenlänge, so wird hierdurch zuerst die langperiodischste Komponente derart beeinflußt, daß ihre Phasengeschwindigkeit abnimmt. Mit weiterer Verringerung der Wassertiefe werden immer kurzperiodischere Komponenten betroffen, während der jeweilige Rest als Tiefwasserkomponenten seine Phasengeschwindigkeit beibehält. Auf diese Weise findet zunächst eine Angleichung der Phasengeschwindigkeiten statt,

wenn nicht sogar die Dispersion
$$\frac{dc}{df} = 0$$
 wird.

(Sehr hohe Frequenzkomponenten aus dem Erzeugungsgebiet werden dabei zwar ihren geringen Energiegehalt relativ schnell verloren haben; solche ggf. trotzdem vorhandenen Komponenten werden dann auf die örtlichen Verhältnisse [Wind, Unebenheiten am Boden etc.] zurückzuführen sein.)

Der oben beschriebene Mechanismus, der sich qualitativ auch in Übereinstimmung mit der Dispersionsformel befindet, bewirkt mit dem zunehmenden Bodeneinfluß zunächst eine Abnahme der Wellenlänge; und schließlich führt die fast vollständige Abwesenheit der Dispersion zu hohen und steilen Wellen, wenn sich energiereiche Frequenz-Komponenten in Phase befinden, vgl. auch Abb. 2. Solche (resultierenden) Wellen würden ihre Form nur noch wenig verändern, wenn der Boden weiterhin horizontal bleiben würde. Mit weiterer Abnahme der Wassertiefe bleiben jedoch die längerperiodischen Komponenten hinter den höherfrequenten zurück ($\frac{dc}{dL} < 0$), und das Wellenbrechen ereignet sich in Abhängigkeit von den

Energiegehalten der betreffenden beteiligten Frequenzkomponenten.

An dieser Stelle ist auf die Entstehung von doppelkämmigen Wellen hinzuweisen, deren Auftreten vom Verfasser bereits früher oft als eine Vorstufe des Wellenbrechens erkannt wurde (Büsching, 1974). Diese Erscheinung kann auch aus Abb. 15 abgelesen werden, insbesondere bei den Durchschnittswellen (9) und (11), die beide zu Energiespektren mit Doppelmaxima im langperiodischen Bereich gehören, vgl. Abb. 5. Gerade wegen dieser tatsächlich in der Natur zu beobachtenden Erscheinungen wäre zu vermuten, daß abhängig vom Phasenverhältnis bei der Überlagerung sowohl länger- als auch kürzerperiodische resultierende Wellenformen entstehen können. Aus der Anwendung des Nulldurchgangsverfahrens auf die o.g. Messungen haben sich demgegenüber aber immer bei küstenwärts ausgeprägter anomaler Dispersion längerperiodische resultierende Wellen ergeben.

Zur weiteren Klärung kann hier nur auf Folgeuntersuchungen hingewiesen werden, insbesondere wenn gleichzeitig Frequenzbereiche mit normaler und anomaler Dispersion, wie in Abb. 6, zu berücksichtigen sind. Was den Brechvorgang selbst angeht, so sind anscheinend die Phasendifferenzen zwischen niedriger- und höherfrequenten Komponenten und die Überlagerung der betreffenden Amplituden derart, daß eine kontinuierliche, zunehmend verformte Wellenform nicht länger aufrechterhalten werden kann. Die aus den Darstellungen zu entnehmende kontinuierliche Verzögerung der langperiodischen Komponenten könnte einerseits als Ergebnis partieller Reflexion gedeutet werden, andererseits ist aber auch vorstellbar, daß dabei kinetische Energie allmählich in potentielle Energie umgewandelt und auf diese Art und Weise eine Wasserspiegelhebung (wie in Abb. 3) erzeugt wird.

Bezüglich der durch den Boden noch unbeeinflußten höherfrequenten Komponenten kann entsprechend einer bereits von SCHULEJKIN (1956) durchgeführten Untersuchung festgestellt werden, daß deren Energie einerseits zunächst für die Darstellung der zunehmenden Wellenverformung benötigt wird. Andererseits kann der Energieanteil dieser Komponenten nach dem Einsetzen des Brechvorganges den Durchmischungsvorgängen beim Ausbranden zugeordnet werden. Eine derartige Erklärung würde mit der bereits früher mitgeteilten küstenwärtigen Zunahme der Energiedichten bei höheren Frequenzen auf Kosten der Energiedichten niedrigerfrequenter FOURIER-Komponenten in Übereinstimmung stehen (BÜSCHING, 1976).

Zu der Verwendung spektraler Auswertmethoden kann darüber hinaus mit Bezug auf Abb. 12 allgemein festgestellt werden, daß mit der FOURIER-Synthese die küstennahe Wellenverformung zumindest besser als mit den aus dem Nulldurchgangsverfahren abgeleiteten Parametern (vgl. Abb. 2) beschrieben werden kann. Beispielsweise stellt sich klar heraus, daß die maximale Steilheit nicht notwendigerweise zusammen mit der maximalen Asymmetrie auftritt, die in diesem Falle durch einen kontinuierlich steiler werdenden Vorderhang charakterisiert wird (Abb. 12). Darüber hinaus existiert schließlich ein Sattel (Höcker) auf dem seewärtigen Hang, der wiederum als "Soliton" gedeutet werden kann. In diesem Zusammenhang muß erwähnt werden, daß das Auftreten anomaler Dispersion nicht notwendigerweise einen Widerspruch zu GALVINS (1972) Wellenkanaluntersuchungen darstellt, bei denen festgestellt wurde, daß anfänglich sinusförmige Wellen in zwei oder mehr Wellen (solitons) "zerfallen", die dann mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten in der Art weiterlaufen, daß die "größeren" schneller als die "kleineren" sind und dabei die Höhe des Kammes der größeren noch anwächst.

Unter spektralen Gesichtspunkten beinhaltet eine derartige "Wellenverformung" zumindest Dispersionseigenschaften, und es hängt vom augenblicklichen Verhältnis der beteiligten Frequenzkomponenten zur Wassertiefe ab, ob normale, anomale oder überhaupt keine Dispersion zu beobachten ist. Darüber hinaus ist in dieser Beziehung eine Definition zwischen "größeren" und "kleineren" Wellen erforderlich, da in den betreffenden Spektren oft zwei oder sogar mehrere etwa gleichgroße Energiedichtemaxima auftreten (vgl. Abb. 5).

Abschließend soll betont werden, daß das – wenn auch mit Hilfe einer linearen Analysiermethode – erhaltene Ergebnis (anomale Dispersion) als hinreichend vertrauenswürdig angesehen werden kann, zumal durch seine Anwendung die genannten signifikanten Erscheinungen des Flachwasserseeganges und brechender Wellen reproduziert werden können.

Schließlich ist noch auf einige wichtige Konsequenzen der mit anomaler Dispersion verbundenen Energieumwandlung, die eine allgemeine Erscheinung in der Physik darstellt, hinzuweisen:

1. Wie von Kapillarwellen bekannt, ist die Phasengeschwindigkeit sich anomal fortpflanzender Wellen nach der RAYLEIGH-Beziehung

$$c = c_G + L \frac{dc}{dL}$$

mit $\frac{dc}{dL}$ < 0 geringer als die Gruppengeschwindigkeit c_G. Demnach pflanzt sich die Energie

schneller als die einzelnen Frequenzkomponenten eines Wellenpaketes fort. Im Falle der Schwerewellen könnte dies ein Anzeichen dafür sein, weshalb die Energieübertragung insbesondere bei Sturzbrechern so schnell vor sich geht. Möglicherweise kann dieser Prozeß einerseits mit der rapiden Dämpfung von Kapillarwellen und andererseits mit der Absorbtion von elektromagnetischen Wellen verglichen werden, wenn auch die Mechanismen – außer anomaler Dispersion – vollständig andere sind.

2. In einem dispersen System bewegen sich nichtlineare Störungen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten mit der Folge, daß eine Akkumulation mehr oder weniger verhindert wird (LIGHTHILL, 1978). Demnach ist zur Zeit die Frage bezüglich der Anteile nichtlinearer und disperser Eigenschaften an der resultierenden Wellenverformung noch offen.

5. Schriftenverzeichnis

- ADEYMO, M. D.: Effect of Beach Slope and Shoaling on Wave Asymmetry. Proc. Eleventh Conf. Coastal Eng., London, 1968.
- BENDAT, J. S. u. PIERSOL, A. G.: Measurements and Analysis of Random Data. John Wiley and Sones, 1966.
- BIESEL, F.: Study of Wave Propagation in Water of Gradually Varying Depth. Gravity Waves Circular No. 521, Nat. Bureau of Standards, Washington, D.C., 1951.
- BÜSCHING, F.: Über Orbitalgeschwindigkeiten irregulärer Brandungswellen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 42, 1974.
- Büsching, F.: Über die Änderungen von Wellenperioden im Brandungsbereich. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 47, 1975.
- BÜSCHING, F.: On Energy Spectra of Irregular Surf Waves. Proc. 15th Int. Conf. Coastal Eng. Honolulu, 1976.
- BÜSCHING, F.: Anomalous Dispersion of Fourier Components of Surface Gravity Waves in the Near Shore Area. Proc. 16th Int. Conf. Coastal Eng. Hamburg, 1978 (a).
- BÜSCHING, F.: Wave Deformation due to Decreasing Water Depth. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 63, 1978 (b).
- FÜHRBÖTER, A.: Air-Entrainment and Energy Dissipation in Breakers. Proc. 12th Int. Conf. Coastal Eng., Washington, 1970.
- FÜHRBÖTER, A.: Über die Bedeutung des Lufteinschlages für die Energieumwandlung in Brecherzonen. Mitt. Franzius-Institut der Techn. Univ. Hannover, H. 35, 1971 und Die Küste, H. 21, 1971.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1974.
- FÜHRBÖTER, A. u. BÜSCHING, F.: Wave Measuring Instrumentation for Field Investigations on Breakers. Ocean Wave Measuring and Analysis, Vol. 1, New Orleans, USA, published by ASCE New York, 1974.
- GALVIN, C. J.: Wave Breaking in Shallow Water in "Waves on Beaches". Edited by R. E. Meyer, Academic Press, Inc. New York and London, 1972.
- HARRIS, D. L.: Characteristics of Wave Records in the Coastal Zone. In "Waves on Beaches", edited by R. E. Meyer, Academic Press, Inc. New York and London, 1972.
- IWAGAKI, Y., SAKAI, T. u. KAWASHIMA, I.: On the Vertical Distribution of Water Particle Velocity Induced by Waves on Beach. Coastal Engineering in Japan, 1973.
- LIGHTHILL, J.: Waves in Fluids. Cambridge University Press, Cambridge, London, New York, Melbourne, 1978.
- MADSEN, O. S. u. MEI, C. C.: The Transformation of a Solitary Wave Over an Uneven Bottom. J. Fluid Mech. 39, 1969.
- MULTER, R. H. u. GALVIN, C. J.: Periodic Waves of Non-permanent Form (abstract) Trans. Am. Geophys. Union, 48, 1967.

- PATRICK, D. A. u. WIEGEL, R. L.: Amphibian Tractors in the Surf. Proc. First Conf. on Ships and Waves, The Engineering Foundation Council on Wave Research and the American Society of Naval Architects and Marine Engineers, 1955.
- SCHULEJKIN, W. W.: Theorie der Meereswellen. Akademie-Verlag, Berlin, 1960.
- SONU, C. J., PETTINGREW, N. u. FREDERICKS, R. G.: Measurement of Swash Profile and Orbital Motion on the Beach. Proc. Intern. Symp. Ocean Wave Measurement and Analysis, New Orleans, 1974.
- THORNTON, E. B., GALVIN, J. J., BUB, F. L. u. RICHARDSON, D. P.: Kinematics of Breaking Waves. Proc. 15th Int. Conf. Coastal Eng. Honolulu, 1976.
- WANG, H. u. YANG, W. C.: Measurements and Computation of Wave Spectral Transformation at Island of Sylt, North Sea. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 52, 1976.
- ZABUSKY, N. J. U. GALVIN, C. J.: Shallow Water Waves. The Korteweg De Vries Equations and Solitons, J. Fluid Mech. 47, 1971.

Mathematisches Verfahren zur Ermittlung der Wellenhöhenverteilung in einem Hafen

Von Sören Kohlhase, Karl-Friedrich Daemrich, Udo Berger, Ehrhardt Tautenhain, Ole Burkhardt

Summary

A mathematical method to calculate wave heights in harbours caused by diffraction and reflection is presented. Using a modified SOMMERFELD solution for a semi-infinite breakwater, a linear superposition method is applied. The reflections of the harbour boundaries are taken into account using a geometric mirroring principle.

By the example of the Greenville harbour extension the influence of reflection and diffraction effects on the wave pattern is explained.

Kurzfassung

Der auf der Coastal Engineering Conference in Hamburg vorgetragene Beitrag befaßt sich mit einem linearen Überlagerungsverfahren zur Berechnung der Wellenhöhenverteilung in einem Hafen, die im wesentlichen durch Diffraktions- und Reflexionseffekte, die von der Geometrie des Hafens abhängen, bestimmt wird.

Das Verfahren wurde innerhalb des Teilprojekts C 2 "Bauwerke zur Wellendämpfung" des SFB 79 der Universität Hannover entwickelt. Es wurde an einem praktischen Beispiel



Abb. 1. Zur Erläuterung des Spiegelungsprinzips

(Hafenerweiterung des Hafens Greenville/Liberia, BURKHARDT, 1977) getestet und durch hydraulische Modellversuche überprüft.

Das Verfahren basiert auf einem einfachen geometrischen Spiegelungsprinzip, das bereits durch CARR, 1952, angewendet wurde und in Abb. 1 schematisch dargestellt ist. Die Hafenbe-



randungen werden idealisiert als Polygonzug mit n-Elementen. Die am jeweiligen Element N reflektierten Wellen werden als Diffraktionswellen aufgefaßt, die vom geometrischen Spiegelungspunkt des Wellenbrecherkopfes aus in das Hafeninnere zurücklaufen und sich der am Wellenbrecher entstehenden Diffraktionswelle überlagern. Das Element N wird also als Öffnung betrachtet, d. h., daß an den Eckpunkten zu den Nachbarelementen N – 1 bzw. N + 1 entstehende Streuungswellen dem resultierenden Wellensystem derart überlagert werden müssen, daß die sonst entstehenden Sprungstellen in den geometrischen Schattenlinien ausgeglichen werden.

Die Berechnung der Teilwellensysteme beruht auf der SOMMERFELDSchen Lösung zur Berechnung der Diffraktion an einem halbunendlichen Wellenbrecher (s. z. B. DAEMRICH, 1978). Das verwendete Computerprogramm erlaubt die phasengerechte Überlagerung beliebig vieler Teilwellensysteme. Reflexionsgrade der Hafenbegrenzungen können beliebig vorgegeben werden; Re-Reflexionen, die vor allem bei senkrechten Wänden von Bedeutung sein können, werden, analog wie in Abb. 1 angegeben, berücksichtigt.

Auf der Hamburger Konferenz wurden neben dem Einfluß der Wellenperiode speziell die Einflüsse von Reflexionen und Re-Reflexionen sowie die der in den Ecken der Hafenberandungen entstehenden zusätzlichen Streuungswellen auf das resultierende Wellenfeld exemplarisch behandelt. Der vollständige Text der Untersuchungen erscheint in den Proceedings der Konferenz. Abb. 2 zeigt ein Berechnungsbeispiel. Angegeben ist die örtliche Wellenhöhe bezogen auf die Wellenhöhe vor dem Hafen (Linien gleicher K'-Werte). Die Wellenhöhen wurden durch unterschiedliche Farbschattierungen markiert. Die Abbildung zeigt vergleichende Berechnungen mit unterschiedlichen Wellenperioden. Die Reflexion an den Hafengrenzen wurde mit $\varkappa_{\rm R} = 0,3$, die Re-Reflexion am Wellenbrecher mit $\varkappa_{\rm R} = 1,0$ berücksichtigt.

Schriftenverzeichnis

BURKHARDT, O.: Wellenverhältnisse im Hafen Greenville, Liberia. Unveröffentlichte gutachtliche Stellungnahme, Hannover, 1977.

CARR, H. J.: Wave Protection Aspects of Harbour Design. Hydrodynamics Laboratory, Hydraulic Structures Division, California Institute of Technology, Pasadena, California Report-No. E-11, 1952.

DAEMRICH, K.-F.: Diffraktion gebeugter Wellen. Ein Beitrag zur Berechnung der Wellenunruhe in einem Hafen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.

Einfluß des Reflexionsgrades eines Wellenbrechers auf die Wellenhöhen im Diffraktionsbereich

Von Karl-Friedrich Daemrich und Sören Kohlhase

Zusammenfassung

Zur Erfassung des Einflusses einer teilreflektierenden Wellenbrechervorderseite auf die Wellenhöhen im Diffraktionsbereich wird im Schrifttum empfohlen, den zweiten Term der SOMMERFELDschen Lösungsgleichung entsprechend dem Reflexionsgrad abzumindern. Bei Modellversuchen mit teilreflektierenden Wellenbrechern und Wellenbrechern mit Leitwänden wurden charakteristische Unterschiede zwischen theoretischen Ergebnissen und Versuchsergebnissen festgestellt, insbesondere im Bereich unmittelbar hinter dem Wellenbrecher. Mit theoretischen Ergebnissen nach MITSUI und nach der hergeleiteten Lösung für teilreflektierende, linienförmige Bauwerke wird eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erreicht.

Die bisher vorgeschlagene Näherungslösung kann jedoch formell beibehalten werden, wenn man einen speziellen Gewichtsfaktor F_r einführt, der neben dem Reflexionsgrad den Einfluß der Wellenanlaufrichtung berücksichtigt. Die empfohlenen Werte für F_r sind in einem Diagramm dargestellt (Abb. 10).

Summary

Diffraction calculations for breakwaters are often based on SOMMERFELDS solution, which is mathematically exact for thin full-reflecting walls. For breakwaters with low reflecting frontsides, and if guidewalls are used, commonly a modified solution is applied, reducing the second term of the solution-formula proportional to the degree of reflection.

It could be shown that this approach is not sufficient in the region just behind the breakwater, especially for small angles of wave attack.

Regarding the exact solution for wedges it was possible to determine a special weighing factor for the second term of the SOMMERFELD solution, dependent on the degree of reflection and the wave direction, which leads to a better agreement between model tests and theoretical results.

Inhalt

Einführung	187
Lösung für einen Wellenbrecher mit Leitwand	190
Lösung für den theoretischen Grenzfall eines Wellenbrechers mit nichtreflektierender	
Vorderseite	192
Näherungslösungen für Eckteile und teilreflektierende, linienförmige Wellenbrecher	194
Schriftenverzeichnis	197
	Einführung Lösung für einen Wellenbrecher mit Leitwand Lösung für den theoretischen Grenzfall eines Wellenbrechers mit nichtreflektierender Vorderseite Näherungslösungen für Eckteile und teilreflektierende, linienförmige Wellenbrecher Schriftenverzeichnis

1. Einführung

Im Rahmen von Grundsatzuntersuchungen zur Diffraktion an Hafeneinfahrten mit übergreifenden oder versetzten Wellenbrechern (DAEMRICH, 1978) wurden auch geometrisch einfache Anordnungen von Wellenbrechern untersucht, um die Vergleichbarkeit zwischen theoretischen Verfahren und hydraulischen Modellversuchen zu überprüfen. Die Modellver-

suche wurden im Wellenbecken des Sonderforschungsbereichs 79 im Franzius-Institut durchgeführt. Die Vorderseite der Modellwellenbrecher war mit einer Schotterböschung mit geringem Reflexionsgrad versehen, oder es waren Leitwände von der Wellenmaschine zur Wellenbrecherspitze hin angeordnet, um Störungen durch re-reflektierte Wellen gering zu halten.

Die theoretischen Ergebnisse wurden nach der Methode von PENNEY und PRICE (1952) berechnet, die die mathematisch exakte Lösung von SOMMERFELD (1896) zu einer Näherungslösung für einfache Wellenbrecheröffnungen überlagern.

Die SOMMERFELDsche Lösungsgleichung lautet (verwendete Bezeichnungen s. Abb. 1):

$F(r,\theta) = f(\sigma) \cdot e^{-ikr \cdot \cos(\theta - \theta_{o})} + f(\sigma') \cdot e^{-ikr \cdot \cos(\theta + \theta_{o})}$ $\sqrt{\mathbf{k}\cdot\mathbf{r}}$, $\theta^{-\theta}$

mit

$$\sigma = 2 \cdot \sqrt{\frac{\pi}{\pi}} \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\right)$$
$$\sigma' = -2 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot r}{\pi}} \cdot \sin\left(\frac{\theta + \theta_0}{2}\right)$$
$$f(\sigma) = \frac{1+i}{2} \int_{-\infty}^{\sigma} e^{-i\pi t^2/2} dt$$

$$f(\sigma') = \frac{1+i}{2} \int_{-\infty}^{\sigma'} e^{-i\pi t^2/2} dt$$

(Der Betrag der Lösungsfunktion $F(r, \theta)$ ist gleich dem Diffraktionskoeffizienten K'.)



Abb. 1. Koordinatensystem und Bezeichnungen zur Lösung von SOM-MERFELD

Die Lösungsgleichung ist für totalreflektierende, linienförmige Bauwerke hergeleitet und kann in dieser Form nicht ohne Einschränkung auf teilreflektierende Bauwerke angewendet werden.

Da jedoch der zweite Term der Lösungsgleichung das an der Wellenbrechervorderseite

reflektierte Wellenfeld enthält, wird von verschiedenen Autoren (z. B. SILVESTER et al., 1968, WORTHINGTON et al., 1970) empfohlen, diesen Term proportional zum Reflexionsgrad des Wellenbrechers abzumindern. (Wenn Leitwände benutzt werden, wird der zweite Term zu Null und die Lösung als "vereinfachte SOMMERFELDsche Lösung" bezeichnet.)

Die Lösungsgleichung mit abgemindertem oder vernachlässigtem zweiten Term ist jedoch nicht mehr mathematisch exakt, da die Randbedingungen am Wellenbrecher nur noch näherungsweise erfüllt werden.

Abb. 2 zeigt beispielhaft typische Ergebnisse, die nach den o. a. Empfehlungen berechnet wurden, für eine Öffnungsweite von zwei Wellenlängen (bei einer Anordnung von Leitwän-



Abb. 2. Vergleich theoretischer Ergebnisse mit hydraulischen Modellversuchen

den). Dargestellt sind die relativen Wellenhöhen (K'-Werte) in Schnitten parallel zum Wellenbrecher. Im Bereich unmittelbar hinter dem Wellenbrecher treten typische Unterschiede zwischen den theoretischen und den im Modell gemessenen Werten auf. Die Wellenhöhen müßten theoretisch sehr gering werden; sie erreichen jedoch noch relativ große Werte im Modell. (Ähnliche Abweichungen traten auch bei den Versuchen auf, bei denen die Wellenbrechervorderseite mit einer Schotterböschung versehen war.)

Diese typischen Abweichungen zwischen theoretischen und gemessenen Ergebnissen waren der Anlaß, die theoretischen Verfahren speziell im Hinblick auf den Einfluß der Reflexion zu untersuchen.

2. Lösung für einen Wellenbrecher mit Leitwand

Für den Fall, daß eine Leitwand von der Wellenbrecherspitze zur Wellenmaschine angeordnet wird, ist eine geeignete Lösung durch die exakten Lösungen für halbunendliche, totalreflektierende Eckteile vorhanden. MITSUI und MURAKAMI (1967) haben Lösungsgleichungen für verschiedene Eckenwinkel und Wellenrichtungen abgeleitet. Für ein rechtwinkliges Eckteil lautet die Lösungsgleichung (verwendete Bezeichnungen s. Abb. 3):

$$F(\rho,\theta)_{\nu=\frac{3}{2}\pi} = \frac{4}{3} J_{\rho}(\rho) + \frac{8}{3} \sum_{n=1}^{\infty} e^{in\pi/3} J_{2n/3}(\rho) \cdot \cos^{2}_{3}n\alpha \cdot \cos^{2}_{3}n\theta$$

mit

 $J_{0}(\rho)$, $J_{2n/3}(\rho)$ = BESSELsche Funktionen erster Art

$$\rho = k \cdot r = \frac{2\pi}{L} \cdot r$$

(Die Ergebnisse müssen halbiert werden, wenn die Wellenrichtung parallel zu einer Wand verläuft.)



Abb. 3. Koordinatensystem und Bezeichnungen zur Lösung von MITSUI

Abb. 4 zeigt exemplarisch den Verlauf der Wellenhöhen im Diffraktionsbereich bei senkrechtem Wellenangriff. Die Ergebnisse nach MITSUI liegen generell höher als die Ergebnisse nach der vereinfachten SOMMERFELDschen Lösung. Es wird aber auch deutlich, daß der Verlauf der Lösung nach MITSUI durch eine Modifikation der SOMMERFELDschen Lösung angenähert werden kann. Da die Differenz zwischen der Gesamtlösung und der vereinfachten Lösung dem zweiten Term der Lösungsgleichung zuzuordnen ist, wird diese Modifikation durch eine geeignete Wichtung (in diesem Fall mit einem Faktor von rd. 0,6) erreicht. Abb. 5 zeigt schließlich einen Vergleich von Versuchsergebnissen mit theoretischen Ergebnissen nach der Lösung von MITSUI, die die Gültigkeit dieser Lösung bestätigen.



Abb. 4. Vergleich der relativen Wellenhöhen nach unterschiedlichen theoretischen Verfahren





3. Lösung für den theoretischen Grenzfall eines Wellenbrechers mit nichtreflektierender Vorderseite

Die folgenden theoretischen Betrachtungen bauen auf den bereits genannten Lösungsverfahren nach SOMMERFELD und MITSUI auf. Zur Verdeutlichung soll die SOMMERFELDsche Lösung kurz diskutiert werden.

Jeder der beiden Terme der Lösungsgleichung stellt einen Teil des Gesamtwellenfeldes um den Wellenbrecher dar und kann formell in geradlinige Wellenfelder nach den Gesetzen der geometrischen Optik und nahezu kreisförmige Streuungswellenfelder aufgeteilt werden. Der Kammlinienverlauf dieser Wellenfelder ist in Abb. 6 dargestellt:



Abb. 6. Teilwellenfelder entsprechend den verschiedenen Termen der SOMMERFELDschen Lösungsgleichung

Das anlaufende Wellenfeld mit dem zugehörigen Streuungswellensystem wird durch den ersten Term beschrieben, das reflektierte Wellenfeld mit dem zugehörigen Streuungswellensystem durch den zweiten Term. Die charakteristischen Eigenschaften der Streuungswellensysteme werden sowohl durch die Randbedingung "Wellenbrecher" als auch durch den Wellenhöhenverlauf des sie erzeugenden geradkämmigen Wellenfeldes im Bereich der geometrischen Schattengrenze beeinflußt.

Betrachtet man nun das Wellensystem im oberen Teil der Abb. 6, welches durch den ersten Term der SOMMERFELDschen Lösungsgleichung beschrieben wird, so scheint dies genau dem Fall eines nichtreflektierenden Wellenbrechers zu entsprechen. Es ist nur ein einfallendes, geradliniges Wellenfeld mit dem zugehörigen Streuungswellenfeld vorhanden. Wie bereits in Abschnitt 1 erwähnt wurde, wird jedoch die hydrodynamische Randbedingung am Wellenbrecher nur durch die Überlagerung der beiden Streuungswellensysteme erfüllt. Das Streuungswellensystem der einfallenden Wellen allein erfüllt die Randbedingungen nicht, außer für eine Wellenanlaufrichtung von $\theta_0 = 180^\circ$.

Im folgenden wird nun eine ähnliche Lösung hergeleitet, bei der die anlaufenden Wellen nicht reflektiert werden, das zur einlaufenden Welle zugehörige Streuungswellensystem jedoch die Randbedingungen an einem totalreflektierenden, undurchlässigen Wellenbrecher erfüllt.

Dazu werden drei vom grundsätzlichen Wellenverhalten her ähnliche Anordnungen von Wellenbrechern verglichen (Abb. 7):

- ein nichtreflektierender, linienförmiger Wellenbrecher nach den oben definierten Randbedingungen, für den eine Lösung hergeleitet werden soll (Abb. 7a),
- ein Wellenbrecher, dessen Achse parallel zur Wellenanlaufrichtung verläuft (Abb. 7b). (Bei dieser Anordnung tritt keine Reflexion auf, es existiert jedoch eine exakte theoretische Lösung.)
- und ein rechtwinkliges Eckteil, dessen eine Begrenzungsfläche parallel zur Wellenanlaufrichtung verläuft und für das ebenfalls eine exakte Lösung, die Lösung nach MITSUI, bekannt ist (Abb. 7c).



Abb. 7. Wellenfelder an verschiedenen Wellenbrecheranordnungen

Bildet man die Differenz der in Abb. 7b und c dargestellten Wellensysteme (phasengerecht), so erhält man ein Differenz-Streuungswellensystem, das die Auswirkung der Wegnahme der Wand OA beschreibt, d. h. die Wellenausbreitung in den Bereich des Eckteils.

In der gleichen Weise wie die Lösung für die Anordnung in Abb. 7b aus der Anordnung in Abb. 7c durch Addition des Differenz-Streuungswellensystems hergeleitet werden kann, ist es möglich, die gesuchte Lösung für die Anordnung nach Abb. 7a, den "nichtreflektierenden Wellenbrecher", durch Addition eines entsprechenden Differenz-Streuungswellenfeldes herzuleiten, das die Auswirkung der Wegnahme der Wand \overline{OB} beschreibt.

Die Höhen des Streuungswellensystems in der Linie \overline{OB} betragen mit sehr guter Näherung ein Drittel der entsprechenden Wellenhöhen in der Linie \overline{OA} . Daraus kann geschlossen werden, daß die charakteristische Form des Differenz-Streuungswellenfeldes erhalten bleibt; die Wellenhöhen sind jedoch proportional abzumindern, und das Streuungswellensystem ist entsprechend zu drehen.

In Abb. 8 wird die charakteristische Höhenverteilung des Differenz-Streuungswellensystems erläutert.



Abb. 8. Typischer Wellenhöhenverlauf der Streuungswellensysteme nach Abb. 7b und c und zugehöriges "Differenz-Streuungswellenfeld" (exemplarisch für $r = 3 \cdot L$)

Abb. 9 zeigt schließlich die typische Wellenhöhenverteilung des Streuungswellenfeldes für den nichtreflektierenden Wellenbrecher und die Unterschiede zur bisher empfohlenen "vereinfachten" SOMMERFELDschen Lösung.

4. Näherungslösungen für Eckteile und teilreflektierende, linienförmige Wellenbrecher

Die hier vorgeschlagene Lösung für nicht reflektierende Wellenbrecher entspricht im Diffraktionsbereich nahezu der Lösung von MITSUI. Daher ist diese Lösung für Eckteile, deren eine Begrenzungsfläche parallel zur Wellenanlaufrichtung verläuft, eine gute Näherung.

Weiterhin haben vergleichende Rechnungen gezeigt, daß die recht aufwendigen Lösungen nach MITSUI im Diffraktionsbereich gut durch eine entsprechend modifizierte SOMMER-FELDsche Lösung angenähert werden können, die nur etwa 0,5 % der Rechenzeit beansprucht.



Abb. 9. Diffraktionskoeffizient K' der Streuungswelle für einen nichtreflektierenden Wellenbrecher im Vergleich zu Ergebnissen nach der "vereinfachten SOMMERFELDschen" Lösung

Diese Modifikation besteht in einer Wichtung des zweiten Terms der SOMMERFELDschen Lösungsgleichung in Abhängigkeit von der Wellenanlaufrichtung θ_0 (Abb. 10).



Abb. 10. Empfohlene Gewichtsfaktoren F_r zur Modifikation des zweiten Terms der SOMMERFELDschen Lösungsgleichung für unterschiedliche Reflexionsgrade

Die untere Kurve in Abb. 10 zeigt den durch vergleichende Rechnungen ermittelten Gewichtsfaktor für einen nichtreflektierenden Wellenbrecher als Funktion der Wellenrichtung. Der Unterschied zur bisher empfohlenen Methode, die den Gewichtsfaktor für nichtreflektierende Bauwerke ohne Berücksichtigung der Wellenrichtung zu Null annimmt, ist klar erkennbar.

Die Näherung durch Modifikation der SOMMERFELDschen Lösung hat weiterhin den Vorteil, daß auch Teilreflexionen leicht berücksichtigt werden können. Der Gewichtsfaktor F_r

Die Küste, 34 (1979), 1-262

196

kann linear zwischen den Werten für Totalreflexion und den Werten für eine nichtreflektierende Wellenbrechervorderseite interpoliert werden.

Abb. 11 zeigt abschließend einen Vergleich von Versuchsergebnissen (Schotterböschungen auf der Wellenbrechervorderseite mit einem Reflexionsgrad von 10 %) mit theoretischen Ergebnissen nach MITSUI und der vorgeschlagenen Näherungsmethode. Der Gewichtsfaktor wurde bei einem Reflexionsgrad von 10 % und der Wellenanlaufrichtung $\theta_0 = 90^{\circ}$ zu 0,65 angesetzt.



Abb. 11. Vergleich theoretischer Ergebnisse mit hydraulischen Modellversuchen

5. Schriftenverzeichnis

- DAEMRICH, K.-F.: Diffraktion gebeugter Wellen Ein Beitrag zur Untersuchung der Wellenunruhe in Häfen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.
- MITSUI, H. u. MURAKAMI, H.: Wellenhöhenverteilung an diskontinuierlichen Teilen von Küstenbauwerken. (2. Bericht) Kaigan Kôgagu Kôenkai Kôenshû 14, 1967 (in Japanese).
- PENNEY, W. G. u. PRICE, A. T.: The Diffraction Theory of Sea Waves and the Shelter Afforded by Breakwaters. Philos. Transact. of the Royal Soc. of London, Series A, No. 882, Vol. 224, 1952.
- SOMMERFELD, A.: Mathematische Theorie der Diffraction. Mathematische Annalen, Bd. 47, 1896.
- SILVESTER, R. u. TECK-KONG LIM: Application of Wave Diffraction Data. Proc. 11th Conf. Coastal Eng., London, 1968.
- WORTHINGTON, H. W. u. HERBICH, J. B.: Comp. Progr. to Estimate the Combined Effect of Refraction and Diffraction of Water Waves. Texas A & M University, COE Report No. 127, 1970.

Die windgetriebene Zirkulation im nördlichen Arabischen Meer

Von Khawaja Zafar Elahi und Jürgen Sündermann

Zusammenfassung

Es wird ein hydrodynamisch-numerisches Modell des Nordteils des Arabischen Meeres vorgestellt. Dieses wird zunächst zur Simulation der Gezeitenvorgänge benutzt und anhand gemessener Daten verifiziert. Anschließend wird damit die saisonale Zirkulation für Südwest- und Nordostmonsun berechnet.

Summary

The circulation pattern in the northern Arabian Sea is presented for the well defined wind fields, which are classified as the South-West Monsoon and the North-East Monsoon. To check the reproduction ability of the model, first tidal waves are computed. The results show a good agreement with the known values given in literature.

Inhalt

1.	Problemstellung	•		 •						•				198
2.	Das hydrodynamisch-numerische Modell			 •										198
3.	Die Verifikation des Modells													200
4.	Die monsunerzeugte Zirkulation													200
5.	Schriftenverzeichnis			 			 •		•				•	202

1. Problemstellung

Im Indischen Ozean und insbesondere im Arabischen Meer gibt es eine stark ausgeprägte saisonale Zirkulation. Diese ist windgetrieben und wird verursacht durch den Südwest-Monsun (Mai bis September) und den Nordost-Monsun (November bis März). Im folgenden wird versucht, die aus Beobachtungen bekannten Strömungen mit Hilfe eines hydrodynamisch-numerischen Modells zu simulieren.

2. Das hydrodynamisch-numerische Modell

Grundlage des mathematischen Modells sind die vertikal integrierten hydrodynamischen Differentialgleichungen, die in sphärischen Koordinaten formuliert werden:

$$\frac{\partial u}{\partial t} - 2\omega \sin \phi v + \frac{r}{H} \sqrt{u^2 + v^2} u - A \Delta u + \frac{q}{R \cos \phi} \frac{\partial \xi}{\partial \lambda} = \frac{\mu}{H} \sqrt{u^2 + v^2} u$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + 2\omega \sin \phi u + \frac{r}{H} \sqrt{u^2 + v^2} v - A \Delta v + \frac{q}{R} \frac{\partial \xi}{\partial \phi} = \frac{\mu}{H} \sqrt{u^2 + v^2} v$$
(1)
$$\frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \phi} \left(\frac{\partial}{\partial \lambda} (Hu) + \frac{\partial}{\partial \phi} (Hv \cos \phi) \right) = 0$$

Dabei bedeuten:

- u, v Komponenten der vertikal integrierten Horizontalgeschwindigkeit in Ost- bzw. Nordrichtung
- ζ Wasserstand = Abweichung vom ungestörten Niveau
- A Austauschkoeffizient in horizontaler Richtung
- g Erdbeschleunigung
- h ungestörte Wassertiefe
- H = h + ζ , aktuelle Wassertiefe
- r Koeffizient der Bodenreibung
- R Erdradius
- t Zeit
- U, V Komponenten der Windgeschwindigkeit in Ost- bzw. Nordrichtung
- $\lambda, \varnothing \,$ geographische Länge und Breite
- μ Windschubkoeffizient
- ω Winkelgeschwindigkeit der Erddrehung

Hinzu kommen die folgenden Randbedingungen:

an festen Berandungen (Ozean):

$$\zeta(t) = \sum_{i=1}^{r} a_i \cos(\sigma_i t - \kappa_i)$$
⁽²⁾

mit a_i = Amplitude, σ_i = Frequenz und κ_i = Phase der einlaufenden Partialtide.

Es wurden die vier wichtigsten halb- und eintägigen Partialtiden (M_2 , S_2 , K_1 , O_1) betrachtet. Im Falle der winderzeugten Zirkulation wurden die Gezeiten vernachlässigt ($a_i = O$ für alle i).

Als Anfangszustand wurde ein ungestörtes Meer angenommen:

$$u = v = O; \zeta = C$$

Das derart formulierte Anfangs-Randwert-Problem {1, 2, 3} wurde numerisch mit Hilfe eines expliziten Differenzenverfahrens gelöst (SÜNDERMANN, 1966; KHAWAJA Z. E., 1979). Das verwendete Rechengitternetz zeigt die Abb. 1.



Abb. 1. Gitternetz für das nördliche Arabische Meer

Es wurden die folgenden Konstanten benutzt:

Δλ		$\Delta \emptyset = 0.5^{\circ}$	Ortsschritt	r =	0.003	Reibungskoeffizient
Δt	=	150 bzw. 1200 s	Zeitschritt	μ =	3.2 · 10 ⁻⁶	Windschubkoeffizient
Α	=	$100 \text{ m}^2/\text{s}$	Austauschkoeffizient	W =	$\sqrt{U^2 + V^2} = 5 \text{ m/s}$	Windgeschwindigkeit

(3)

3. Die Verifikation des Modells

Die Verifikation des Modells wurde anhand der Gezeiten vorgenommen, da dafür relativ ausführliches Datenmaterial vorlag. Es wurde mit einem Zeitschritt von 150 s gerechnet. In einer Reihe von Rechenläufen wurden die wichtigsten vier Partialtiden M₂, S₂, K₁, O₁ getrennt und in ihrem Zusammenwirken simuliert. Als ein typisches Ergebnis zeigt die Abb. 2 die Linien gleicher Amplitude und Phase für die M₂-Gezeit.



Die Güte des Modells kann anhand eines Vergleichs der berechneten und beobachteten harmonischen Konstanten (Amplituden und Phasen) beurteilt werden; letztere wurden den pakistanischen Gezeitentafeln (1978) entnommen. Die berechneten Größen wurden durch harmonische Analyse aus Zeitserien gewonnen, die das numerische Modell der Überlagerung der vier Partialtiden ergeben hatte.

Tabelle 1 zeigt den Vergleich der harmonischen Konstanten für die fünf Orte Porbandar, Karachi, Ormara, Pasni und Muscat. Die Zahlenwerte sind durchweg in sehr guter Übereinstimmung.

4. Die monsunerzeugte Zirkulation

Für die windgetriebene Zirkulation wurde im Prinzip dasselbe Modell zugrunde gelegt. Allerdings wurden dabei die natürlichen Tiefen, die bis zu 3500 m erreichen, entsprechend der Екмаnschen Triftstromtheorie (DIETRICH und KALLE, 1963) durch die konstante Екмansche Reibungstiefe

$$D = \sqrt{\frac{A}{\omega \sin \emptyset}} = 72 \text{ m}$$

für eine mittlere Breite Ø des nördlichen Arabischen Meeres ersetzt. Damit wurde der Tatsache Rechnung getragen, daß der Wind nur die oberflächennahen Wassermassen und nicht die gesamte Wassersäule bewegt. Die höhere numerische Stabilität bei geringeren Tiefen ließ nun einen Zeitschritt von $\Delta t = 1200$ s zu.

Als ein numerisches Ergebnis zeigt die Abb. 3 die stationäre Zirkulation für den Südwest-

TIDAL CONST	ITUENT	М	1 ₂ S ₂ K ₁ O ₁					1	
SITE	ą(cm) κ(deg.)	с	0	с	o	с	0	с	0
Porbandar	а	67,92	65,0	27,57	24,0	45,17	46,0	24,11	24,0
	к	161,43	157,0	191,51	220,0	345,89	336,0	342,10	342,0
Karachi	а	79,91	79,8	31,47	29,6	39,22	41,1	23,68	20,0
	к	166,34	163,7	194,67	193,9	347,51	342,2	343,93	343,2
Omara	а	69,54	70,0	27,27	24,0	37,72	43,0	22,94	18,0
	к	166,29	156,1	194,24	176,0	346,47	340,0	343,68	343,3
Pasni	а	68,98	69,0	27,07	26,0	37,38	31,0	22,91	24,0
	к	166,37	165,0	194,48	192,0	346,42	346,0	343,79	346,3
Muscat	а	69,75	63,3	27,27	23,7	35,99	38,8	22,48	20,2
	к	171,74	159,8	199,33	189,8	347,76	341,4	345,71	342,4

Tab. 1. Berechnete (c) und beobachtete (o) Amplituden (a) und Phasen (k) der vier wichtigsten Partialtiden

Monsun. Das Strömungsfeld wird dominiert durch eine großräumige Zirkulation im Uhrzeigersinne, der sich ein tangentialer Einstrom vom Persischen Golf überlagert. Die bekannte "westward intensification" des antizyklonischen Wirbels, verursacht durch die Breitenabhängigkeit des Coriolisparameters, ist an der arabischen Küste deutlich zu erkennen.



Abb. 3. Berechnete stationäre Zirkulation im nördlichen Arabischen Meer während des Südwest-Monsuns

Ein Vergleich mit den Beobachtungsergebnissen von G. SCHOTT (DIETRICH und KALLE, 1963), siehe Abb. 4, zeigt eine recht gute generelle Übereinstimmung.

Das entsprechende numerische Ergebnis für den Nordost-Monsun, das sich im wesentlichen in einer Umkehrung des Zirkulationssystems äußert, ist in Abb. 5 dargestellt.



Abb. 4. Oberflächenströmungen im Indischen Ozean im Nordsommer (nach G. SCHOTT)



Abb. 5. Berechnete stationäre Zirkulation im nördlichen Arabischen Meer während des Nordost-Monsuns

5. Schriftenverzeichnis

DIETRICH, G. und KALLE, K.: General Oceanography. John Wiley & Sons, New York, 1963. KHAWAJA, Z. E.: Berechnung von lokalen Gezeitenphänomenen in einem Gebiet mit geringem

Beobachtungsmaterial mit Anwendung auf die Sonmiani-Bucht. Mitt. Franzius-Inst. f. Wasserbau und Küsteningenieurwesen, TU Hannover, H. 48, 1978.

Pakistan Tide Tables 1978: The Hydrographic Department. Pakistan Navy, Karachi, 1978.

SÜNDERMANN, J.: Ein Vergleich zwischen der analytischen und der numerischen Berechnung winderzeugter Strömungen und Wasserstände in einem Modellmeer mit Anwendungen auf die Nordsee. Mitt. Inst. f. Meereskunde d. Univ. Hamburg, H. 4, 1966.

Sturmflutvorhersagen mit mathematisch-physikalischen Modellen

Von Ludwig F. Dolata und Manfred Engel

Zusammenfassung

In diesem Beitrag werden in Teil 1 (ENGEL) die Motivation und die Grundlagen der Arbeit des Sonderforschungsbereiches "Meeresforschung" der Universität Hamburg an einem numerischen Sturmflutvorhersage-System beschrieben und in Teil 2 (DOLATA) erste Ergebnisse und Erfahrungen diskutiert. Die dargestellten Aktivitäten sind Teile der Bemühungen der "Modellgruppe Nordsee".

Summary

This contribution describes in part 1 (ENGEL) the motivation and basics of the work by the Special Research Area Oceanography at the University of Hamburg on a numerical storm surge prediction system. In part 2 (DOLATA) first results and experiences with this system are discussed. The activities presented herein belong to the efforts of the "Model Group North Sea".

Inhalt

1.	Grundlagen und Modelldaten	3
1.1	Einführung	3
1.2	Probleme der Datenbeschaffung 204	4
1.3	Das numerische Modellsystem zur Sturmflutvorhersage 200	6
2.	Probleme numerischer Berechnungen und Beispielsrechnung der Sturmflut vom	
	2./3. Januar 1976 201	8
2.1	Vorbemerkung	8
2.2	Vergleichbarkeit von Ergebnissen 202	8
2.3	Allgemeine Fehlerquellen	9
2.4	Windschubbestimmungen 210	0
2.5	Beispielsrechnung der Sturmflut vom 2./3. Januar 1976 210	0
2.6	Analyse der Ergebnisse mit Beobachtungsdaten 224	4
2.7	Ergebnisse mit den meteorologischen Vorhersagedaten 224	4
2.8	Schlußbemerkung	5
3.	Schriftenverzeichnis	5

1. Grundlagen und Modelldaten

1.1 Einführung

Kurz nach den Sturmflutereignissen im Januar 1976 diskutierte der Sonderforschungsbereich 94 "Meeresforschung", Hamburg, sein Forschungsprogramm für den jetzt laufenden Förderungszeitraum. Da die umfangreichen Erfahrungen mit numerischen Sturmflutwasserstands-Modellen im Institut für Meereskunde der Universität Hamburg und die Verfügbarkeit eines atmosphärischen Vorhersagemodells im Meteorologischen Institut die Kopplung dieser

beiden Modelle zu einem Vorhersagesystem aussichtsreich und auf dem Hintergrund der großen Sturmflutkatastrophe notwendig erscheinen ließen, wurde die Erprobung dieses Systems in das Programm aufgenommen und von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert. Die Entwicklung und Erprobung des Sturmflutvorhersage-Systems hat zum Ziel, ein für den Einsatz im Routinewarndienst geeignetes Modellsystem zur Verfügung zu stellen und Aussagen über die erreichbare Genauigkeit zu gewinnen.

Auf Initiative des Deutschen Hydrographischen Instituts fand im Dezember 1976 eine Zusammenkunft aller an dieser Entwicklung beteiligten und interessierten Wissenschaftler statt. Aus diesem Kreis wurde die Modellgruppe Nordsee gebildet, die die weiteren Arbeiten zu diesem Thema koordiniert. Durch die Beteiligung des Deutschen Hydrographischen Instituts und des Deutschen Wetterdienstes an diesen Arbeiten ist gewährleistet, daß neben der Behandlung der wissenschaftlichen Fragen der Aspekt der praktischen Anwendbarkeit bei der weiteren Entwicklungsarbeit hinreichend berücksichtigt wird.

Die Zusammenarbeit der angeführten Institutionen hat sich als sehr förderlich für die bisherigen Untersuchungen erwiesen.

1.2 Probleme der Datenbeschaffung

Für die Erprobung eines Sturmflut-Modellsystems werden Daten vergangener und eventuell aktueller Sturmflut-Wetterlagen und zugehöriger Pegelaufzeichnungen benötigt. Die Beschaffung dieses Datenmaterials ist bisher eines der Hauptprobleme bei der Modellentwicklung.

An den deutschen Küsten werden ausschließlich für Cuxhaven stündliche Werte der Gezeitenwasserstände vorausberechnet und das Residuum, d. h. die Differenz zwischen beobachtetem und vorausberechnetem Wasserstand, aktuell bestimmt. Auf Helgoland, Borkum, Norderney, in Büsum und an anderen Küstenpegeln sind zwar die Wasserstände aufgezeichnet, sie werden jedoch nicht routinemäßig analysiert und in einem Datenzentrum digitalisiert erfaßt. Die zuständigen Wasser- und Schiffahrtsdirektionen führen lediglich Statistiken über die Extremwerte (Hoch- und Niedrigwasser), und das Deutsche Hydrographische Institut berechnet gleichfalls nur Hoch- und Niedrigwasser der astronomischen Gezeiten voraus. Zur Überprüfung numerischer Sturmflutsimulationen werden zumindest stündliche Vorausberechnungen des Gezeitenwasserstandes und stündliche Werte der tatsächlich eingetretenen Wasserstände von vielen Pegeln rund um die Nordsee benötigt. Für Vergleiche von Modellergebnissen mit deutschen Pegeln müssen diese Daten gesammelt; ein regelmäßiger Datenaustausch ist jedoch nicht organisiert. Die Pegeldaten des übrigen Auslandes können nur mühsam, zum Teil durch persönliche Kontakte, beschafft werden.

Ähnlich unerfreulich ist die Situation hinsichtlich der meteorologischen Daten. Die immerhin organisierte synoptische Erfassung meteorologischer Daten über See durch Schiffsmeldungen ist stark vom Zufall abhängig. In der Nordsee liegen bei Sturmflutsituationen naturgemäß weniger Meldungen vor als normalerweise. Die vorhandenen Plattformen sind noch nicht in die Datenerfassung integriert, und die Installation eines Bojenmeßnetzes ist erst in Ansätzen in Angriff genommen. Für Starkwindsituationen ist also die Erstellung zuverlässiger Wetterkarten besonders schwierig.

Die aufgezählten Unzulänglichkeiten in der Datenerfassung, -aufbereitung und -verfügbarkeit sind ein Grund dafür, daß ein numerisches Sturmflutvorhersage-System bis heute nicht ausgetestet ist und zur praktischen Anwendung zur Verfügung steht. Die Schwierigkei-



ten beim Zusammentragen der Pegeldaten erklären, warum in einem Beitrag 1979 lediglich über Modellergebnisse auf der Grundlage von Daten aus dem Jahre 1976 berichtet werden kann.

1.3 Das numerische Modellsystem zur Sturmflutvorhersage

Der prinzipielle Aufbau und Ablauf einer Sturmflutvorhersage-Rechnung ist in einem Blockdiagramm (Abb. 1) dargestellt. Das Modellsystem besteht zur Zeit aus drei Teilen:

a) Ein Modell der Atmosphäre der Nordhalbkugel berechnet aus meteorologischen Beobachtungen, den Anfangswerten, die für die Wasserstandsmodelle benötigten Wind-, Luft-



Abb. 2. Nordseemodell

druck- und Temperaturverteilungen bis zu 48 Stunden voraus. Es ist in sphärischen Koordinaten formuliert mit einem Gitternetz von 2,8 Grad Auflösung in zonaler und 1.4 Grad in meridionaler Richtung, das sind jeweils ca. 150 Kilometer über der Nordsee. Das Modell rechnet mit 8 Schichten in der Vertikalen (FISCHER, 1979).

- b) Das Nordseemodell (Abb. 2) berechnet bei Vorgabe der Wasserstände an den offenen Rändern und Übernahme der meteorologischen Antriebsgrößen an den Gitterpunkten des Atmosphärenmodells (Kreuze in Abb. 2) Wasserstände und vertikal gemittelte Geschwindigkeiten im Innern. Es besitzt ebenfalls ein sphärisches Gitternetz mit ¹/₃ Grad zonaler und einem ¹/₅ Grad meridionaler Auflösung, d. h. etwa 20 Kilometer.
- c) Ein Nordostatlantikmodell (Abb. 3) wird zusätzlich mit den Wind- und Luftdruckdaten des Atmosphärenmodells betrieben, um für das Nordseemodell die an den offenen Rändern vorgegebenen Gezeitenwasserstände um die Beiträge zum aktuellen Wasserstand zu korrigieren, die durch die Luftdruck- und Windverteilung über diesem Gesamtgebiet hervorgerufen werden. Es sollen mit diesem Modell insbesondere die als Fernwellen (external surges) bekannten Beiträge zu dem im Nordseeinnern aufgebauten Windstau erfaßt werden.



Abb. 3. Atlantikmodell

Mit diesem Modellsystem werden zur Zeit eine Reihe von Sturmfluten nachgerechnet. Um die Abweichungen zwischen Modellvorhersage und Pegelbeobachtung besser analysieren zu können, werden zusätzlich für diese Sturmflutsituationen die vom Seewetteramt erstellten Wetterkarten in geeigneter Weise digitalisiert und der daraus abgeleitete atmosphärische Antrieb für Vergleichsrechnungen mit dem Nordseemodell herangezogen. Ergebnisse, Erfahrungen und Probleme dieser Sturmflutsimulationen werden im folgenden dargestellt.

2. Probleme numerischer Berechnungen und Beispielsrechnung der Sturmflut vom 2./3. Januar 1976

2.1 Vorbemerkung

Dieser Beitrag enthält einige Anmerkungen zu allgemeinen Problemen von mathematisch-physikalischen Modellen zur Sturmflutvorhersage. Diskussionen hatten die Notwendigkeit gezeigt, einzelne Schwierigkeiten detaillierter darzustellen, um zusätzliche Informationen zur kritischen Beurteilung der Ergebnisse anzubieten. Als Beispielsrechnung ist die Sturmflut vom 2./3. Januar 1976 angeführt.

2.2 Vergleichbarkeit von Ergebnissen

Die Entwicklung eines Sturmflut-Vorhersagesystems auf der Grundlage mathematischphysikalischer Modelle fordert einen Vergleich mit den in Sturmflutwarndiensten benutzten empirischen Verfahren heraus. Mit einfachen statistischen Größen wurde für frühere Warnungen eine Gütebeurteilung versucht (TOMCZAK, 1960). Für die im Sonderforschungsbereich geplante Serie von Nachrechnungen wären entsprechende Angaben mittlerer Fehler und Abweichungen von Extremwasserstandsvorhersagen möglich. Bei einem Vergleich dieser Art, der letztlich auf die alternative Beantwortungsform "besser/schlechter" zielt, geraten eventuell zwei Gesichtspunkte außer acht.

Zum ersten: Warnungen nach empirischen Verfahren berücksichtigen die tatsächliche Entwicklung und werden danach korrigiert; hier sind nicht die 36 Stunden im voraus errechneten Werte des Systems vergleichbar, sondern Ergebnisse auf der Grundlage dreistündiger Beobachtungsdaten bis zum Vorhersagetermin und sich anschließender Kurzvorhersagedaten. Ein Vergleich des Systems mit empirischen Verfahren verlangt nichtexistierende, äquivalente 36stündige Vorhersagen der Warndienste.

Zum zweiten: Lange Zeit beschränkte sich die Vorstellung von Sturmfluten auf das einfache Bild einer durch einen Nordwestwind schräg gestellten Nordseeoberfläche mit höchsten Wasserständen in der Deutschen Bucht. Der Nachweis vom Nordatlantik einlaufender Wellen, die bis zu den deutschen Küsten gelangen und dort noch beachtliche Wasserstandserhöhungen verursachen, mit empirischen Verfahren (ТОМСZAK, 1960) ergänzte die Kenntnisse. Eine weitere typische dynamische Entwicklung ist ausschließlich mit mathematisch-physikalischen Modellen und deren vollständiger Information zu erfassen: eine an ein Tiefdruckgebiet gekoppelte divergente Zirkulation in der Nordsee mit erhöhten Wasserständen an allen Küsten und einer ausgeprägten Niveausenkung im Zentrum (DUUN-CHRISTEN-SEN, 1971). Diese Situation wird in der Beispielsrechnung näher gezeigt werden. Andere charakteristische Sturmflutabläufe sind denkbar, aber bisher nicht nachgewiesen: z. B. eine zusätzliche Überlagerung von Eigenschwingungen der Nordsee. Die statistische Gleichbehandlung der genannten Situationen ist nicht ohne weiteres gerechtfertigt. An das Vorhersagesystem werden sehr unterschiedliche Anforderungen gestellt. Im Fall eines gleichförmigen Windes sind vorab keine Schwierigkeiten zu erwarten. Beim Eintreten von Fernwellen hat das eigens dazu geschaffene Atlantikmodell Randwertverbesserungen zu liefern. Führt die Zugbahn eines Tiefkerns über die zentrale Nordsee, sind an die Auflösung im Atmosphärenmodell hohe Ansprüche gestellt. Sollten Eigenschwingungen der Nordsee die Sturmflutentwicklung vom Beginn an mitbestimmen, können die Anfangswerte der Wasserstands- und Stromverteilung zu Folgefehlern führen.

Der ozeanographische Teil des Systems wird sowohl mit Vorhersagedaten des meteorologischen Teils als auch mit Beobachtungsdaten versorgt. Für die Rechenergebnisse der aufgezählten charakteristischen Sturmflutabläufe sind zunächst Einzelbetrachtungen empfohlen.

2.3 Allgemeine Fehlerquellen

Ein nicht umgehbares Hindernis liegt darin, die Anfangswerte für eine Rechnung gar nicht oder nur mit beschränkter Genauigkeit bestimmen zu können. Für das Nordseemodell sind die tatsächliche Lage der Meeresoberfläche und die Stromgeschwindigkeiten unbekannt. Es wird in einer Näherung vom allein durch die Gezeit bestimmten mittleren Zustand ausgegangen. Die Ergebnisse der Beispielsrechnung zeigen daher für die erste Zeit an einzelnen Pegelorten einen deutlichen Fehler; dieser wird im Laufe der Rechnung ausgedämpft. Im Atlantikmodell liegt die Oberfläche zu Beginn der Rechnung invers zur Abweichung des aktuellen zum mittleren Luftdruck. Dies entspricht keineswegs der wirklichen Situation, gewährleistet aber einen stetigen Start. Beim Einsatz der Modelle im Vorhersagedienst können bessere Anfangsdaten, nämlich die Endwerte der Vorrechnung, übernommen werden.

Das Atmosphärenmodell braucht möglichst exakte Anfangsfelder. Zwar liegen über dem Land zahlreiche Daten vor, doch gerade im Entstehungsbereich von Tiefdruckgebieten, über See, fehlt eine solche Datendichte. Im Gegensatz zu dem ozeanographischen Modellteil kann der meteorologische Teil die atmosphärische Entwicklung nicht korrekt reproduzieren, wenn die Ausgangsdaten nicht hinreichend genau sind. Alle Beobachtungen sind mit lokalen Effekten belastet, die im Modell zur Entstehung von Schwerewellen führen können. Deswegen ist eine Datenbereinigung erforderlich, die aber die Daten verfälscht. Zudem benötigt die numerische Berechnung noch einige Zeit, bis alle wirkenden Kräfte in einer entsprechenden Balance sind: Rasche Entwicklungen werden zu Beginn allgemein zu langsam wiedergegeben, der spätere Verlauf kann überschätzt werden.

Nach diesen Bemerkungen zu den Anfangswerten folgen einige zu den Randwerten. Das Atmosphärenmodell ist durch die Ausdehnung über die gesamte Nordhemisphäre von seitlichen offenen Rändern frei. Zum Äquator ist der Rand geschlossen.

Das Nordseemodell hat offene Ränder im Englischen Kanal und am nördlichen Eingang. Weil den Gezeiten überlagerte Wellen vom offenen Rand die Deutsche Bucht in etwa zwanzig Stunden erreichen, muß für eine Vorhersage eine Korrektur zu den von der Gezeit vorgeschriebenen Randwerten eingeführt werden. Eine länger bestehende Luftdruckverteilung deformiert die Wasseroberfläche ähnlich wie ein Siegel das Wachs; die hydrostatische Relation stellt die Luftdruck- und Wasserstandsänderung in Beziehung. Bei der schnellen Veränderlichkeit der großräumigen Luftdruckverteilung über verhältnismäßig flachem Wasser gilt die hydrostatische Relation nicht, und es kann nicht wie im Atlantikmodell eine Inverslage zur Abweichung des aktuellen vom mittleren Luftdruck im Nordseemodell angenommen werden. Eine solche Korrektur vermeidet allein zusätzliche Fehler bei der Berücksichtigung des Luftdruckgradienten für die Beschleunigungen. Für diese Rechnungen werden die Randwerte durch die im Atlantikmodell errechneten Größen verbessert. Dieses Verfahren ist im Grundsatz nicht neu; das für dieses Vorhersagesystem entworfene Atlantikmodell zeichnet sich durch seine großräumige Erstreckung aus.

Eine dritte mögliche Fehlerquelle mathematisch-physikalischer Modelle liegt in der Diskretisierung. Die Möglichkeit einer stetigen Verfeinerung der Auflösung, also eines immer engeren Gitternetzes, ist durch die damit stark wachsende Rechenzeit und auch durch die

begrenzte Speichermöglichkeit des jeweiligen Rechners eingeschränkt. Für die Modelle sind Prozesse, die durch die Diskretisierung nicht mehr erfaßt werden, parametrisiert. Diese Parametrisierung ist Gegenstand vieler laufender Untersuchungen.

Im Nordseemodell werden die Bodentopographie und Küstenkonfiguration nur angenähert; gerade der Küstenbereich wird nicht genau beschrieben. Die Wasserstandsrechenpunkte des Modells, die zentral im Gitter liegen, können nicht beliebig nahe an die Orte der Vergleichspegel gerückt werden, die zum Teil auf Inselrückseiten oder in Flußläufen liegen. Für den Vergleich wären Hochseepegel vorzuziehen; leider ist eine Datensammlung nicht organisiert.

2.4 Windschubbestimmungen

Von entscheidender Bedeutung für die Sturmflutrechnung ist die Bestimmung des Windschubes an der Meeresoberfläche. Von der Methode her sind drei Verfahren zu unterscheiden:

Das gebräuchliche Verfahren stellt eine Beziehung zwischen dem geostrophischen Wind und dem Seeoberflächenwind her. Eine solche Beziehung, die aus Messungen in der Deutschen Bucht abgeleitet wurde und die Stabilität der Schichtung bei der Bestimmung von Windgeschwindigkeit und -richtung einbezieht (HASSE, 1973), ist für die Beispielsrechnung verwendet. Der Windschub wurde mit einem für numerische Berechnungen geeigneten Koeffizienten, der ebenfalls aus Messungen gewonnen wurde (SMITH u. BANKE, 1975, zitiert nach DAVIES u. FLATHER, 1977), bestimmt. Es kann nicht deutlich genug betont werden, daß die Annahme des geostrophischen Windes als wahrer Wind eine grobe Näherung ist.

Die zweite Möglichkeit der Windschubberechnung basiert auf der Grenzschichttheorie und enthält nur einzelne empirische Elemente. Diese Theorien sind aber nur ansatzweise entwickelt, und es wird hier nicht weiter darauf eingegangen.

Der dritte Weg wäre die Verlegung der untersten Rechenebene des Atmosphärenmodells von ungefähr 500 Meter bis auf 50 Meter über der Seeoberfläche. Der Windschub ließe sich dann direkt angeben, jedoch würde sich die Rechenzeit erheblich verlängern. Für eine operative Wettervorhersage ist dieses Verfahren zur Zeit nicht möglich.

2.5 Beispielsrechnung der Sturmflut vom 2./3. Januar 1976

Als Beobachtungsdaten wurden Luftdruck- und Temperaturwerte aus nachanalysierten Wetterkarten digitalisiert. Eine Beschreibung der Wetterlage findet sich in der Literatur (KRUHL, 1977). Die Vorhersagezeit beträgt 36 Stunden ab dem 2. Januar 1976, 12.00 GMT. Es werden hier hauptsächlich die Ergebnisse des ozeanographischen Modellteils diskutiert.

Der Vergleichbarkeit wegen wurden Residuen gebildet, d. h. von der Sturmflutrechnung wurde der Gezeitenanteil abgezogen; entsprechend sind die Pegelwerte vom Anteil aller astronomischen Gezeiten befreit. In einer solchen Darstellung ist der Fehler der Rechnung relativ zur sehr viel größeren Gesamtwasserstandsänderung nicht mehr zu erkennen, das Bild ist sehr viel deutlicher: eine auf die Erkennung von Fehlern dramatisierte Darstellung. Will man die absoluten Wasserstände der Vorhersage wissen, so sind das Vorhersageresiduum des Modells und die Vorhersage der astronomischen Gezeiten nach den Tafeln zu addieren.

Die Pegelstationen (Abb. 4 a–l) verteilen sich um die gesamte Nordsee. Ihre Residuen sind im einstündigen Abstand in die Abbildungen eingetragen. Die Modellresiduen nach Beobachtungsdaten wurden in zehnminütigen Abständen abgelegt und sind durchgehend gezeichnet; Modellresiduen nach meteorologischen Vorhersagedaten sind strichpunktiert.


Abb. 4. Wasserstandsresiduen (m) ab 2. 1. 1976, 12.00 GMT (std)



Abb. 4. Wasserstandsresiduen (m) ab 2. 1. 1976, 12.00 GMT (std)







Abb. 5a. Beobachtete meteorologische und ozeanographische Lage, 2. 1. 1976, 12.00 GMT







Abb. 5c. Beobachtete meteorologische und ozeanographische Lage, 3. 1. 1976, 04.00 GMT







Abb. 5e. Beobachtete meteorologische und ozeanographische Lage, 3. 1. 1976, 20.00 GMT



Abb. 6a. Berechnete meteorologische und ozeanographische Lage, 2. 1. 1976, 12.00 GMT



Abb. 6b. Berechnete meteorologische und ozeanographische Lage, 2. 1. 1976, 20.00 GMT



Abb. 6c. Berechnete meteorologische und ozeanographische Lage, 3. 1. 1976, 04.00 GMT





Sowohl die beobachtete (Abb. 5a–e) als auch die berechnete (Abb. 6a–e) meteorologische und ozeanographische Situation werden in Flächendarstellungen angegeben. In den Meeresabbildungen sind die Residuenwasserstände durch Isolinien wiedergegeben. Die Information ist durch die Transportresiduen, das sind Sturmfluttransporte minus Gezeitentransporte in der Dimension von Geschwindigkeit mal Tiefe, vervollständigt. Die Darstellung der Transporte wurde einer Angabe der Stromgeschwindigkeiten vorgezogen, da so die Verbindung zum treibenden Windschubfeld deutlicher ist. Die Beträge der Transporte sind proportional zu den Impulsbeträgen; die Proportionalitätskonstante ist der Betrag von Einheitsfläche mal der Wasserdichte. In den meteorologischen Darstellungen sind die Isobaren gezeichnet und der Windschub an der Seeoberfläche durch Pfeile eingetragen. Diese zeigen die Richtung an, und die Länge gibt den Betrag in der Dimension von Kraft pro Fläche an. Alle Werte wurden durch eine lineare Interpolation vom meteorologischen auf das ozeanographische Gitter übertragen; auf die Schwäche dieses Verfahrens wird noch eingegangen.

2.6 Analyse der Ergebnisse mit Beobachtungsdaten

Als für diesen Fall deutliches Ergebnis ist herauszustellen, daß durch das Windfeld um den Tiefkern eine großräumige divergente Residuumzirkulation angeregt wurde. An allen Küsten erhöhten sich die Wasserstände, und die ausgeprägte Niveausenkung im Zentrum wies maximale negative Werte von über einem Meter auf (Abb. 5d); dies, obwohl der Luftdruck einer Niveausenkung entgegenwirkt. Im vorliegenden Fall bildete sich der Wirbel bereits beim Übertritt des Tiefkerns von Schottland zur Nordsee (Abb. 5b) und folgte diesem bis zu seiner Endlage südwestlich von Südnorwegen, d. h. zeitlich etwa neun Stunden. Es ist zu bemerken, daß Wasser von der norwegischen Küste zugeführt und in die Zirkulation einbezogen wurde (Abb. 5d). Die später einsetzenden Winde aus Nordwest trieben die Wassermassen in die Deutsche Bucht; nun bildete sich die bekannte Schräglage der Wasseroberfläche mit höchsten Wasserständen vor der deutschen und dänischen Küste aus (Abb. 5d). Etwa zwölf Stunden nach Erreichen der Extremwerte setzte in den Nordseeausgängen der Ausstrom ein (Abb. 5e). Die Residuumrandwerte haben während des betrachteten Zeitraums allein im Englischen Kanal nennenswerte Beträge von etwa minus einem viertel Meter.

2.7 Ergebnisse mit den meteorologischen Vorhersagedaten

Der Vergleich der Luftdruckfelder läßt erkennen, daß das Atmosphärenmodell (Abb. 6) die Situation (Abb. 5) zunächst unterschätzt (Abb. 5b, Abb. 6b) und erst gegen Ende etwa korrekte Gradienten aufweist (Abb. 5e, Abb. 6e). Die Zugbahn des Tiefkerns wird richtig reproduziert. Die Nordseemodellrechnung gibt deshalb die Ausbildung der Residuumszirkulation zu spät und zu gering wieder (Abb. 6c). Die Residuen bleiben zu niedrig; der charakteristische Verlauf wird jedoch im wesentlichen erfaßt (Abb. 4a–l). Testrechnungen ergaben, daß sich die Residuen für Stationen außerhalb der Deutschen Bucht mit einem Korrekturfaktor von 1,5 für den Luftdruckgradienten an die tatsächlichen Residuen recht genau anpassen lassen. Die größeren Fehler der Pegel in der Deutschen Bucht liegen in der Niedrigwasserzeit.

Der Auflösung des Druckfeldes ist durch den Gitterpunktabstand im meteorologischen Modell eine Grenze gesetzt. Durch die lineare Interpolation auf das ozeanographische Netz werden die Gradienten verwischt; bei einer solchen kleinräumigen Ausbildung des Tiefkerns ist eine zweidimensionale Interpolation höherer Ordnung notwendig. Dies ist für folgende Rechnungen vorgesehen.

Als entscheidende Fehlerquelle für die anfänglich zu schwache Reproduktion des Druckfeldes sind die Startdaten des Atmosphärenmodells zu sehen. Sie entstammen einer Analyse der gesamten Hemisphäre. Davon unabhängig wurde für den Nordseeraum eine besondere Analyse erstellt und hier als Beobachtungsmaterial verwendet. Die ersten Darstellungen des Luftdruckfeldes des Modells (Abb. 6a) und der Analyse (Abb. 5a) sollten identisch sein, unterscheiden sich aber eindeutig. So zeigen die Analysedaten einen stärkeren Luftdruckgradienten mit einem Wind, der bereits zu Beginn der Nordseemodellrechnung einen Driftstrom verursacht. Diese Strömung begünstigt im weiteren Verlauf die Ausbildung der Residuumszikulation. Es hat den deutlichen Anschein, als seien die besonderen Analysedaten für den Nordseeraum realistischer als die für das Atmosphärenmodell zugrunde gelegten Daten aus der Hemisphärenanalyse.

2.8 Schlußbemerkung

Der Vergleich der Rechnungen mit meteorologischen Vorhersagedaten zum einen und mit Beobachtungsdaten zum anderen zeigt Abweichungen, deren Größen eine Beschränkung auf das verwendete einfache Modell zuläßt. Die hier angegebenen Ergebnisse sind Arbeitsresultate in Rohfassung. Die Beispielsrechnung mit Beobachtungsdaten zeigt eine hinreichende Wiedergabe der Pegelwerte. Damit ermöglichen die berechneten und nicht beobachtbaren Wassertransporte und Abweichungen der Meeresoberfläche von ihrer mittleren Lage eine Analyse der dynamischen Entwicklung der Sturmflut. Die charakteristischen Merkmale der Entwicklung werden durch die Rechnung mit Vorhersagedaten erfaßt. Damit sind die Grunderwartungen an das Vorhersagesystem zunächst befriedigt.

Eine weitere Rechnung der gleichen Situation unter Berücksichtigung der bisher erkannten Verbesserungsmöglichkeiten ist vorbereitet.

Mit einer Reihe von Rechnungen verschiedener Wettersituationen wird das System auf seine allgemeine Tauglichkeit getestet werden. Vergleiche mit unterschiedlichen Windschubansätzen werden begleitend gerechnet. Ein Nebenziel wird die Analyse typischer Sturmflutdynamiken sein, die nur mit numerischen Modellen und deren vollständiger Information über Strömungen und Wasserstände möglich ist. Typisierungen sollen die wesentlichen Merkmale sturmfluterzeugender Wetterlagen herausarbeiten. Dem Praktiker kann schon so eine Hilfe zur Früherkennung von Gefahrenlagen angeboten werden.

3. Schriftenverzeichnis

- DUUN-CHRISTENSEN, J. T.: Investigations on the practical use of a hydrodynamic numeric method for calculation of sea level variations in the North Sea, the Skagerrak and the Kattegat. DHZ, 24, H. 5, 1971.
- FISCHER, G.: Results of a 36-hour storm surge prediction of the North Sea for 3 January 1976 on the basis of numerical models. DHZ, 32, H. 3, 1979.
- FLATHER, R. A. and DAVIES, A. M.: On the specification of meteorological forcing in numerical models for North Sea storm surge prediction, with application to the surge of 2 to 4 January 1976, DHZ, Ergänzungsh., A, 15, 1978.
- HASSE, L.: On the surface to geostrophic wind relationship at sea and the stability dependence of the resistance law. Beitr. Phys. Atm., 47, 1974.
- KRUHL, H.: Die Sturmflut-Wetterlagen im Januar 1976. Die Küste, H. 30, 1977.
- TOMCZAK, G.: Über die Genauigkeit der Sturmflutvorhersage für die deutsche Nordseeküste. DHZ, 13, H. 1, 1960.

Zweidimensionale Stabilitätsanalyse von Tidebecken und Watteinzugsgebieten größerer Ausdehnung

Von Eberhard Renger

Zusammenfassung

In der vorliegenden Studie wird erstmalig eine neue zweidimensionale Stabilitätsanalyse von Watteinzugsgebieten und Tidebecken der Deutschen Bucht bis zu einer Größe von 450 km² vorgestellt. Die Untersuchung basiert auf einer morphometrischen Analyse von sieben Systemen anhand von Wattgrundkarten i. M. 1:10 000.

Auf Grund einer modifizierten dimensionslosen Form der Kontinuitätsgleichung für instationäres Fließen in Tidebecken (Kubizierung) wurden die Verhältniswerte der horizontalen und vertikalen Schnittflächen (A/F) systematisch untersucht. Dazu wurde die Analyse getrennt in vertikaler (z) und horizontaler (s) Richtung vorgenommen.

Die charakteristischen Vertikalverteilungen der Verhältniswerte (A/F) sehen für alle untersuchten Watteinzugsgebiete und Tidebecken der Deutschen Bucht/Nordsee recht ähnlich aus. Die Bezugsgrößen der betreffenden Verhältniswerte sind abhängig von der Größe des Watteinzugsgebietes (E) bei MThw und dem mittleren Tidehub (H).

Darüber hinaus war es möglich, die typischen Unterschiede zwischen den Charakteristiken und Kennwerten von stabilen und nicht stabilen Bedingungen anhand einer zweidimensionalen Analyse des 1936 abgedämmten Tideflusses EIDER aufzuzeigen. Diese ersten Ergebnisse scheinen ein brauchbares Werkzeug für Stabilitätsanalysen und Vorhersagemodelle für die Veränderungen von Watteinzugsgebieten und Tidebecken zu sein, deren Regime durch künstliche Baumaßnahmen nachhaltig beeinflußt wurden.

Summary

This paper deals with a two-dimensional stability study of tidal basins up to 450 km^2 . The prototype measurements of about 7 systems had been morphometrically analized from maps of a scale of $1:10\,000$.

According to a modified dimensionless expression of the continuity equation for non-steady flow the relationships of the horizontal and vertical cross-sections (A/F) were investigated systematically. Here the analysis is carried out separately in a vertical (z) and in a horizontal (s) direction.

The characteristic vertical distributions of the relationships (A/F) look rather similar for all investigated tidal basins of the German Bight/North-Sea. The reference values of the corresponding relationships depend on the area of the tidal basin (E) at MHW and the mean tidal range (H).

In addition it was possible to point out the typical differences between the characteristics of stable and (well-known) nonstable conditions by means of a two-dimensional analysis of the dammed-off tidal river EIDER (in 1936).

The first results promise to be a good tool in stability analysis and forecasting modelling of the change of tidal flats and tidal basins due to man-made influences on the regime.

Inhalt

1.	Einführung	227
2.	Morphologische Systemanalyse von Tidebecken	228
2.1	Voraussetzungen und Methode	228
2.2	Eindimensionaler Vergleich von Tidebecken als physiographische Einheit (E _o)	230
2.3	Zweidimensionaler Vergleich von Tidebecken innerhalb der physiographischen	
	Einheit (E _o)	232

3.	Nachweis von Instabilitätszuständen													235
4.	Schlußbemerkungen und Ausblick .													238
5.	Schriftenverzeichnis													239

1. Einführung

So wie vergleichsweise in der Bautechnik letztlich die Verformungen des Baukörpers interessieren, um diesen noch als stabil ausweisen zu können, wird im sandigen Tidebereich nach der F o r m s t a b i l i t ä t von Tidebecken gefragt. Da es für den Bereich der hydrodynamisch-morphodynamischen Wechselbeziehungen jedoch bislang keine rein theoretischen Ansätze gibt, müssen entsprechende Stabilitätsuntersuchungen notgedrungen auf halbempirischen Konzepten aufbauen. Stabilitätseigenschaften werden üblicherweise dann denjenigen Systemen unterstellt und zugeschrieben, die hauptsächlich beim Vergleich von wiederholten Naturbeobachtungen und -messungen nur minimale Formänderungen aufweisen.

Durch systematischen Vergleich ähnlicher Systeme sind auf diese Weise auch von anderer Seite grundsätzliche Beziehungen zwischen morphologischen und hydrologischen Einflußgrößen hergeleitet worden. Als bedeutendstes Ergebnis aber haben verschiedene Untersuchungen die Gleichgewichtsbeziehungen zwischen dem Durchflußquerschnitt (F) eines Tidebeckeneinlasses und dem angeschlossenen Flutraum (V_T) bzw. der Größe des Watteinzugsgebietes (E) allgemeingültig gemeinsam ausgewiesen¹).

Der seeseitige Öffnungsquerschnitt ist jedoch nur ein singulärer Teil eines Tidebeckens oder Ästuars. Die weiter einwärts liegenden benachbarten Durchflußquerschnitte und Tidevolumina weisen nämlich ganz charakteristische Verteilungen während des Tidestieges (z) und entlang des Tidestromes (s = Prielachse) auf. Konsequenterweise und in Erweiterung bisheriger Stabilitätsuntersuchungen von anderer Seite müssen daher die örtliche Verteilung und die Beziehungen zwischen horizontalen (s) und vertikalen (z) Systemkomponenten bei der Analyse mit berücksichtigt werden.

Die vorliegende Abhandlung befaßt sich daher mit einer neuen zweidimensionalen morphologischen Systemanalyse von Tidebecken. Dabei lag der Schwerpunkt der Untersuchungen auf der Erarbeitung von Gleichgewichtsbeziehungen, anhand derer dann weiterführende Vorhersage-Modelle und Berechnungen von morphologischen Veränderungen erstellt werden können.

Wegen der komplexen Zusammenhänge innerhalb dieser "Systeme mit veränderlicher Bodenoberfläche" beschränken sich die Untersuchungen hier auf die folgenden drei Teilaspekte:

- 1. Methode der Analyse,
- 2. Vergleich der hergeleiteten Formparameter hinsichtlich der Stabilitätsbedingungen und
- Aufzeigen von Instabilität und zeitabhängigen Veränderungen der repräsentativen Formparameter anhand des EIDER-Regimes, eines im Jahre 1936 abgedämmten Tideflusses in der inneren Deutschen Bucht.

¹) Darüber geben die im Schriftenverzeichnis aufgeführten wesentlichsten Veröffentlichungen Auskunft.

2. Morphologische Systemanalyse von Tidebecken

2.1 Voraussetzungen und Methode

Im Gegensatz zu den bisherigen Untersuchungen von anderer Seite sollte ein zweidimensionaler Ansatz erarbeitet werden, der die tidedynamischen und morphologischen Charakteristiken des gesamten Systems "Tidebecken" erfaßt. Dazu wurden zweckmäßigerweise zweidimensionale natürliche Koordinaten innerhalb des Gebietes eingeführt (vertikal: z = geodät. Höhe, horizontal: s = Prielachse).



Abb. 1. Zusammenhänge der Kontinuitätsgleichung für instationäres Strömen am schematischen Tidebecken







Abb. 3. Untersuchte Tidebecken unterschiedlicher Art und Größe: Watteinzugsgebiete, Ästuar, Tidefluß der Deutschen Bucht/Nordsee

Das Strömungsverhalten der Tidewelle innerhalb eines Tidebeckens kann in erster Näherung gut durch die Kontinuitätsgleichung für instationäres Fließen erfaßt werden (Abb. 1):

$$\overline{\mathbf{u}} = \frac{\overline{\mathbf{A}}}{\overline{\mathbf{F}}} \cdot \frac{\mathrm{d}\mathbf{h}}{\mathrm{d}\mathbf{t}} = \frac{\overline{\mathbf{A}}}{\overline{\mathbf{F}}} \cdot \overline{\mathbf{v}} \tag{1}$$

Auf Abb. 1 (rechte Seite) ist dazu ein Aufriß über einem Grundriß schematisch dargestellt. Dabei kennzeichnen die mit Wellensymbol versehenen Variablen (Å und F) die gefällebehafteten hydrologischen Zustandsgrößen gegenüber den äquivalenten gefällefreien morphologischen Zustandsgrößen (A und F) bei gleichen Volumenverhältnissen der Füllungszustände. Die mit Querstrich versehenen Variablen bezeichnen über den Systemschnitt gemittelte Zustandsgrößen (z. B. \overline{u} und \overline{v}).

Da alle Zustandsgrößen streng genommen von drei Ortsvariablen und einer Zeitvariablen (z', s(x,y), t) abhängen, ist eine vereinfachende Reduktion auf zwei Ortsvariable (z', s) für einen ersten formbeschreibenden Ansatz sehr zweckmäßig. Daher wurde zunächst der rechte Ausdruck der Gl.(2) zur zweidimensionalen ortsabhängigen Systemanalyse herangezogen. Darüber hinaus muß die Analyse des morphologischen Systems wegen ihres zeitlich "integralen Charakters" bevorzugt werden, weil die morphologischen Zustandsgrößen sehr viel träger gegenüber Systemveränderungen reagieren als die hydrologischen.

Die horizontalen und vertikalen Schnittflächen (A und F) wurden aus Wattgrundkarten im Maßstab 1 : 10 000 planimetrisch erfaßt und (teilweise) berechnet. Dazu konnten elektronische Datenerfassung (Digitizer) und elektronischer Großrechner vorteilhaft eingesetzt werden. Die Analyse umfaßte vorwiegend die Verteilung der Zustandsgrößen zwischen MTnw und MThw innerhalb des Tidebeckens mit seiner seeseitigen "natürlichen" Regimegrenze an der Barre (E_o). Unter Hinweis auf frühere Arbeiten (RENGER, 1976a u. 1977) sei an dieser Stelle nochmals hervorgehoben, daß nur "äquivalente" Systemteile der physiographischen Einheit "Tidebecken" (E_o) sinnvoll miteinander verglichen werden können.

2.2 Eindimensionaler Vergleich von Tidebecken als physiographische Einheit (E_o)

Die entsprechende eindimensionale vertikale Systemanalyse wurde für sechs Tidebecken der Deutschen Bucht (s. Abb. 3) vergleichend durchgeführt. Die betreffenden Vertikalverteilungen der Verhältniswerte (A/F) sind auf Abb. 4 im Bereich des mittleren Tidehubes dargestellt.



Als erstes Ergebnis läßt sich folgendes feststellen:

- 1. Die Kurven zeigen eine charakteristische vertikale Verteilung und weisen starke Ähnlichkeitsmerkmale auf.
- 2. Die Zahlenverhältnisse von (A/F) variieren von etwa 2500 bei MTnw bis 7000 und mehr bei MThw.



Abb. 5. Dimensionslose vertikale morphologische Charakteristik für 6 untersuchte Tidebecken der Deutschen Bucht/Nordsee

3. Die Kurven weisen alle bei etwa ¼ des Tidehubes unterhalb MThw ein ausgeprägtes Optimum (hier Maximum) auf, das für die weitere Analyse sehr bedeutend ist (vgl. Abschnitt 3).

Zu Vergleichszwecken wurden die Verteilungskurven in beiden Achsrichtungen dimensionslos umgeformt. Nach einer vertikalen Skalenverschiebung der geodätischen Höhe (z) auf das Niveau (z') bei MTnw wurde der Bereich des mittleren Tidehubes (H) relativiert ($\zeta = z'/H$). (3)

Die Abszisse ($\phi_{opt} = A/F$) wurde entsprechend durch Bezug auf den Optimalwert (ϕ_{opt}) relativiert.

$$\varphi^* = \left[(A/F)/(A/F)_R \right] \tag{4}$$

Diese dimensionslose Beziehung $\varphi^* = f(\zeta)$ (5) wurde als charakteristische Elementarverteilung für alle weiteren Systemvergleiche benötigt (vgl. Abb. 5).

Die folgenden Parameter sind dabei von besonderer Bedeutung für die Stabilitätsanalyse: 1. die vertikale Verteilungsfunktion ($\varphi^*(\zeta)$),

- 2. die Größe der Bezugsvariablen ($\varphi_{\rm R}$),
- 3. die Größe der zugehörigen Referenz-Niveaufläche (A_R) (mit der Bedeutung einer "maßgebenden Fläche" für weitergehende Modellierungszwecke) und

4. der mittlere Tidehub (H) innerhalb des jeweiligen Tidebeckens.

Als erstes Ergebnis dieser morphologischen Ähnlichkeitsuntersuchungen von Tidebekken lassen sich einige markante Eigenschaften herausstellen:

- 1. Die vertikale Verteilungskurve ($\varphi^*(\zeta)$) weist sehr einheitlichen Charakter auf (vgl. Abb. 5).
- 2. Die Bezugsvariablen ($\phi_R = (A/F)_R$) besaßen einen mittleren Wert von etwa 5200 für die innere Deutsche Bucht/Nordsee bei einem mittleren Tidehub von etwa 3 m (vgl. Tafel auf Abb. 5 und oberes Diagramm auf Abb. 10).

- 3. Ein bislang untersuchtes Tidebecken aus einem Gebiet mit kleinerem mittleren Tidehub von etwa 2,2 m (Borndiep in Westfriesland/Niederlande) wies einen g r öß e r e n φ_{R} -Wert auf. (Neueste Untersuchungen von dänischen Watteinzugsgebieten mit ebenfalls geringerem Tidehub bestätigen diese Tendenz).
- 4. Die Zahlenwerte der Referenz-Niveauflächen (A_R) waren in allen Fällen fast gleich groß wie diejenigen der Gebietsgröße (E.) bei MThw (vgl. Abb. 10).

Wegen der in Gl.(2) ersichtlichen Identität zwischen morphologischen und hydrodynamischen Zustandsgrößen müssen demzufolge auch ähnliche mittlere Kräfteverhältnisse und somit Stabilitätsverhalten vorherrschen. Außerdem scheinen sich nennenswerte Ungleichgewichtszustände doch merklich in den Abweichungen der morphologischen Kenngrößen widerzuspiegeln (vgl. auch Absatz 3).

2.3 Zweidimensionaler Vergleich von Tidebecken innerhalb der physiographischen Einheit (E_o)

Für die Ermittlung der horizontalen Variation der Verhältniswerte (A/F) innerhalb der Tidebecken wurde die Schnittführung schrittweise entlang der Prielachse iteriert (Abb. 6). Dadurch nahmen auch die Niveauflächen (A(z')) mit zunehmender Prielkilometrierung (s) größere Werte an (RENGER, 1977). An jedem Berechnungsschnitt (si, zk) wurde genau die eingangs beschriebene Analysenprozedur durchgeführt.





Abb. 6. Prinzipskizze zur iterativen horizontalen Schnittführung entlang der Prielkoordinate von Tidebecken

Die vertikale Verteilung der relativen Schnittflächenverhältnisse ($q^*(\varsigma)$) wurde in Abhängigkeit von der horizontalen Gebietserweiterung (auch Prielkoordinate (s)) für drei untersuchte Tidebecken von sehr unterschiedlichem Typ und verschiedener Größenordnung ermittelt (Abb. 7, 8, 9).

Tafel 1 Abb.	1: Tidebecken	Fläche bei MThw (E _o)	Mittl. Tidehub (H)
7	Süderhever, 1966	142 km ²	3,1 m
8	Borndiep, 1967 (Niederl.)	320 km ²	2,2 m
9	Jade-Ästuar, 1960/70	446 km ²	3,3 m



Abb. 7. Dimensionslose vertikale gebietsinterne morphologische Charakteristik der Süderhever (1966)



Abb. 8. Dimensionslose vertikale gebietsinterne morphologische Charakteristik des Borndieps (1967), Niederlande



Abb. 9. Dimensionslose vertikale gebietsinterne morphologische Charakteristik des Jade-Ästuars (1960/70)

Als bedeutendstes gemeinsames Ergebnis konnte in allen drei Fällen sehr große Ähnlichkeit der jeweils gebietsinternen Vertikalverteilungen der relativen Schnittflächenverhältnisse nachgewiesen werden.

Die horizontale Variation dieser morphologischen Charakteristiken ($\varphi^*(\varsigma)$) wies nur gewisse Unterschiede im Referenzwert (φ_R) auf. Dieser scheint aber hauptsächlich vom mittleren Tidehub (H) abzuhängen (Abb. 10). Einerseits hängt er von der Größenordnung des Tidehubes generell ab, andererseits aber steigt er innerhalb eines Tidebeckens mit abnehmendem Tidehub entlang der Prielkoordinate (s) vom Festland in Richtung See an. Für die Interpretation der Ergebnisse gilt wiederum das im letzten Absatz des vorangehenden Abschnittes Gesagte.





3. Nachweis von Instabilitätszuständen

Beim Ähnlichkeitsvergleich, insbesondere auf Abb. 10, fallen einige Abweichungen und Unregelmäßigkeiten auf, die verschiedenen Ursprungs sein können, z. B.:

- 1. methodische Fehler,
- 2. Vereinfachungsfehler (nur 2 Ortsvariable),
- 3. individuelle Eigenschaften des Systems, die durch den einfachen Ansatz nicht mit erfaßt werden, oder sogar
- 4. ein gewisser Ungleichgewichtsgrad.

Dies sind jedoch gegenwärtig noch offene Fragen, die erst durch weitere systematische Untersuchungen geklärt werden müssen.



EIDER

Abb. 11. Grundriß und drei Zeitstufen der bei Nordfeld im Jahre 1936 abgedämmten Tideeider (schematisch)





Dimensionslose vertikale gebietsinterne morphologische Charakteristik der Tideeider am Profil 78 für drei Zeitstufen





Aus diesem Grunde verdienen solche Zeitreihen von Messungen aus der Natur besondere Beachtung, deren historisches Formänderungsverhalten aus einem bekannten Ungleichgewichtszustand in einen Gleichgewichtszustand nachvollzogen werden kann. Die Änderungen der charakteristischen Formparameter sollen hier exemplarisch anhand des Tideflusses EIDER (innere Deutsche Bucht) aufgezeigt werden. Dem Fluß wurde im Jahre 1936 etwa bei Flußkilometer 78 ein mittleres Tidevolumen von rd. 12 Mio. m³ durch Abdämmung entzogen (Abb. 11, schwarzer Teil). Dadurch wurde innerhalb der nachfolgenden 30 Jahre eine Gesamtversandung von rd. 50 Mio. m³ außerhalb der Abdämmung im verbleibenden Tidebekken von rd. 25 km² Größe und etwa 30 km Länge verursacht.

Im unteren Teil der Abb. 11 sind drei Zeitzustände der untersuchten Regimeveränderung

schematisch dargestellt (1935, 1936 und 1967). Das Ergebnis der eingangs beschriebenen Regimeanalyse für diesen Tidefluß mag beispielsweise anhand zweier ausgewählter typischer Profile (Nr. 78 und 115), etwa 10 bzw. 20 km vor der Abdämmung bei Nordfeld, auf den Abbildungen 12 und 13 verdeutlicht werden.

Die relative (A/F)-Verteilung ($\varphi^*(\varsigma)$) ist un mittelbar vor und nach der Abdämmung (1935 und 1936) nahezu gleich. Demgegenüber weist die entsprechende $\varphi^*(\varsigma)$ -Charakteristik 31 Jahre später (1967) nach der erheblichen Versandung bedeutendere Unterschiede auf.

Die zugehörige φ_R -Verteilung ist in ihrer Abhängigkeit von der Längenkoordinate (s) auf Abb. 14 zu sehen. Die Bezugsgröße (φ_R) wurde aus formalidentischen, aber auch aus tidedynamischen Gründen wiederum im Bereich des mittleren Tidehochwassers gewählt. Als generelles Ergebnis verdient die Tatsache Beachtung, daß die φ_R -Werte des ursprünglichen, nicht beeinflußten T i d e f l u s s e s EIDER (1935, vor der Abdämmung) überall nahezu denselben konstanten Wert annehmen, der als Mittelwert der vorher untersuchten T i d e b e c k e n bzw. Watteinzugsgebiete mit einer φ_R -Größe von etwa 5200 gefunden wurde. Dabei spielt die sehr abweichende vertikale Charakteristik ($\varphi^*(\varsigma)$) offenbar keine bedeutende Rolle (vgl. auch Abb. 15).



Grundriß der Tideeider und Referenz-Schnittflächenverhältnis (ϕ_R) in Abhängigkeit von der Längenkoordinate (s) für drei Zeitzustände





Abb. 15. Gegenüberstellung der vertikalen morphologischen Charakteristik für Tidebecken und Tideeider

Durch die Abdämmung (1936) wurden die φ_R -Werte schlagartig stark reduziert. Die betreffende horizontale Verteilung der φ_R -Werte entlang des Flußabschnittes geht aus der punktierten Linie (Zeitstufe t₂) der Abb. 14 hervor. Innerhalb der nachfolgenden 31 Jahre sind die Referenzwerte infolge der tatsächlichen Versandung, vor allem durch Querschnittsschrumpfung (F), wieder in Richtung auf das ursprüngliche Niveau von 5200 angestiegen.

Über den gegenwärtigen G r a d des Ungleichgewichtes besteht keine eindeutige Klarheit, da sich der Typ des Tideregimes allzusehr geändert hat. Aus anderen Überlegungen heraus muß jedoch infolge dieses Eingriffes mit einer weiteren Versandung gerechnet werden.

4. Schlußbemerkungen und Ausblick

Die von drei Orts- und einer Zeitvariablen sowie von verschiedenartigen Randbedingungen abhängigen Formzustände müssen und können zunächst vereinfachend in Abhängigkeit von zwei natürlichen Ortskoordinaten (z und s(x,y)) erfaßt werden. Die große Anzahl von Primärdaten zwingt darüber hinaus zur drastischen Datenreduktion und zum Einsatz von elektronischen Großrechnern. Zur Verfeinerung der Analyse sollten die unterschiedlichen Randbedingungen als Bezugsgrößen mit erfaßt werden. Die Methode als solche ist sicherlich auch auf andere geomorphologische Strukturen anwendbar (vgl. auch RENGER, 1977).

Die Studie ist aus den Arbeiten des Teilprojektes B 3 des Sonderforschungsbereiches 79 der Technischen Universität Hannover hervorgegangen (B 3: Formänderungen alluvialer Bodenoberflächen im Wattengebiet). Die Forschungsarbeiten wurden durch die großzügige Förderung der Deutschen Forschungsgemeinschaft ermöglicht.

Die verwendeten Vermessungsunterlagen wurden dankenswerterweise durch zahlreiche Ämter der deutschen, niederländischen, dänischen und englischen Küstenverwaltungen zur Verfügung gestellt. Mein besonderer Dank gilt meinen Kollegen Dipl.-Ing. H. Messal und Dipl.-Ing. R. Dieckmann für ihre hilfreiche Unterstützung.

5. Schriftenverzeichnis

- BRUUN, P. u. GERRITSEN, M.: Stability of Coastal Inlets. Jr. Waterw. and Harb. Div., Proc. ASCE WW 3, May 1958.
- HENSEN, W.: Ausbau der seewärtigen Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen. Hansa, Nr. 15, 1971.
- O'BRIEN, M. P.: Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy Coasts. Jr. Waterw. and Harb. Div., Proc. ASCE. Vol. 15, WWI. Feb. 1969.
- RENGER, E. u. PARTENSCKY, H.-W.: Stability Criteria for Tidal Basins. Proc. 14th Int. Conf. on Coastal Eng., 1974.
- RENGER, E.: Quantitative Analyse der Morphologie von Watteinzugsgebieten und Tidebecken. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 43, 1976.
- RENGER, E.: Grundzüge der Analyse und Berechnung der Morphologie von Watteinzugsgebieten und Tidebecken. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 44, 1976.
- RENGER, E.: Quantitative Geomorphological Analysis of Erosional Topography with Respect to the Morphology of Tidal Basins. XVII Int. Conf. Ass. for Hydr. Res., 1977.
- RODLOFF, W.: Über Wattwasserläufe. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 34, 1970.
- VOLLMERS, H. u. GIESE, E.: On the Reproduction of morphological Changes in a Coastal Model with movable Bed. Proc. XVI. IAHR Congress, Sao Paulo, Vol. I., 1975.
- WALTHER, Fr.: Zusammenhänge zwischen der Größe der ostfriesischen Seegaten mit ihren Wattgebieten sowie den Gezeiten und Strömungen. Forschungsstelle Norderney der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung, Jahresbericht 1971, Band 23, 1972.

Seegangsmessungen in der Jade

Von Jan Stinus Ysker

Zusammenfassung

Im Bereich der Außenjade wurden Wellenspektren unter verschiedenen meteorologischen Bedingungen gemessen. Das Ziel der Untersuchungen war der Nachweis von Dünung. Es ließen sich erste technische Erfahrungen sammeln, und aus dem Vergleich verschiedener Spektren geht hervor, daß unter bestimmten meteorologischen Bedingungen die vermutete langperiodische Dünung in der Außenjade auftritt.

Wellenmessungen in der Innenjade wurden nur in ihrer Abhängigkeit von Wasserstand, Windrichtung und Windgeschwindigkeit ausgewertet.

Summary

Wave spectra have been measured in the "Außenjade" area under different meteorological conditions. The goal of the experiments was to determine the appearance of swell. First technical experiences could be gained, and the comparison of different spectra shows the appearance of swell in the "Außenjade" area under special meteorological conditions.

Wave measurements in the "Innenjade" have been compared with the tidal curve, wind direction and wind velocity only.

Seit Jahren wird in verschiedenen Ländern den Seegangsuntersuchungen im Hinblick auf Küstenschutz, Meteorologie und Sicherheit der Seeschiffahrt besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Auf der Jade wurden bereits in den Jahren 1957–1958 seitens des Seewetteramtes Hamburg durch WALDEN und PIEST (1960) am Mellum-Turm die ersten Seegangsmessungen durchgeführt. Mit dem Ausbau des Jadefahrwassers zu einem Großschiffahrtsweg stellte sich die Frage nach der Größe der *underkeel clearance* und in diesem Zusammenhang auch die Frage nach der Beeinflussung der Schiffsbewegung, speziell der Rollbewegung, durch langpe-







Abb. 2

riodischen Seegang (Seegang mit Perioden > 10 Sekunden). Es war bekannt, daß querlaufende langperiodische Dünung Großtanker zu Rollbewegungen anzufachen vermag, was bei der Breite und dem nahezu rechteckigen Querschnitt dieser Schiffe zu nicht unerheblichen Tiefgangsänderungen mit gefährlichen Folgen führen kann (Abb. 1).

Das vom BMFT finanziell unterstützte und vom KFKI mit anderen Dienststellen koordinierte Seegangsmeßprogramm in der Jade sollte Aufschluß geben über evtl. Auftreten und über die Art des niederfrequenten Seegangs in der Außenjade einschließlich aller kennzeichnenden Seegangsgrößen sowie eine qualitative Übersicht über die Veränderung des Seegangs beim Eindringen in die Jade bringen. Zu diesem Zweck wurde eine Meßkette aufgebaut, bestehend aus einer Meßboje in der Außenjade (Santos) und zwei Pfahlstationen in der Nähe von Alte Mellum und Hooksielplate (Abb. 2). Die zwei Pfahlstationen in der Innenjade arbeiten nach dem WEMELSFELDER-System, d. h., die durch Seegang hervorgerufenen Wasserspiegelschwankungen werden auf mechanischem Wege erfaßt und auf Wachspapier übertragen. Die Wachspapierstreifen müssen nach entsprechender Zeit ausgewechselt und anschließend manuell ausgewertet werden. Der dafür notwendige Personal- und Zeitaufwand ist relativ groß, was dazu führte, daß die auf diese Weise gewonnenen Seegangsdaten nur qualitativ in ihrer Abhängigkeit von Wasserstand, Windrichtung und Windgeschwindigkeit ausgewertet wurden.

Die im Zufahrtsbereich der Jade an der 16-m-Tiefenlinie eingerichtete Meßboje vom Typ Datawell Waverider enthält ein Trägheitssystem, mit dem die vertikale Beschleunigung der Boje gemessen wird, aus der sich durch zweifache Integration über die Zeit der vertikale Weg der Boje bzw. die Amplitude der Welle ermitteln läßt. Die kleinste noch registrierbare Wellenperiode beträgt 1,8 Sekunden. Die Seegangsdaten werden telemetrisch über eine

Entfernung von 23 km an die Landstation in der Fernschaltstelle Schillig übertragen und dort analog auf einem Papierstreifen aufgezeichnet. Durch Einschalten des Empfängers ist man jederzeit in der Lage, sich eine Übersicht über das momentane Seegangsgeschehen zu verschaffen. An Hand der analogen Seegangsaufzeichnungen sind die maximalen und die mittleren Wellenhöhen schnell bestimmt. Die Anwesenheit von langperiodischer Dünung ist jedoch nicht direkt sichtbar und läßt sich nur auf dem Umweg der spektralen Seegangsanalyse



Abb. 3

ermitteln. Durch den Einsatz moderner Rechenautomaten ist die Durchführung von Spektralanalysen kein großes Problem, sofern die Seegangsdaten auf Datenträgern (z. B. Magnetbändern) vorliegen.

Daher wurde das Seegangsmeßsystem um einen Analog/Digital-Wandler mit anschließender Magnetbandaufzeichnung erweitert, so daß analog und digital parallel aufgezeichnet wird (Abb. 3). Der manuelle Aufwand beschränkt sich dabei auf reine Überwachungsaufgaben.

Das hier beschriebene Seegangsmeßsystem arbeitete bisher zufriedenstellend. Seine einzige Schwäche liegt in der Verankerung der Boje. Es handelt sich hier um ein grundsätzliches Problem, da einerseits zum Schutz der Boje die Verankerung möglichst widerstandsfähig sein



soll und andererseits die Verankerung nicht zu schwer sein darf, um nicht eine zu große Dämpfung der Boje herbeizuführen. Nach einigen Versuchen ergab sich jedoch eine zufriedenstellende Lösung.

Um die komplizierten Seegangserscheinungen auf einfache Art zu beschreiben, bedient man sich der sog. S p e k t r e n. Die beobachtete Wellenbewegung wird als zufällige Überlagerung vieler sinusförmiger Wellen aufgefaßt. Jede dieser Wellen besitzt eine bestimmte Frequenz und eine bestimmte Höhe bzw. Energie. Das Seegangsspektrum stellt die Wellenenergie als Funktion der Frequenz dar. Die Gesamtseegangsenergie entspricht der Fläche unter dem Spektrum.

In Zusammenarbeit mit Herrn FELDMANN wurde bei VFW-Fokker in Bremen ein Rechenprogramm entwickelt, das auf der Grundlage der Fouriertechnik Seegangsspektren aus den auf Magnetband gespeicherten Seegangsdaten berechnet. Das Ergebnis ist zunächst ein in seinem Kurvenverlauf sehr unruhiges Spektrum, das noch einer Glättung unterzogen werden muß (Abb. 4).

Für die Glättung kam das sog. H a m m i n g -Fenster zur Anwendung (Abb. 5). Alle Datensätze werden mit einer Zählrate von 4 Werten pro Sekunde entsprechend $\triangle t = 0,25$ sec aufgenommen.

Zwischen dem Energieinhalt des gesamten Spektrums und den kennzeichnenden Seegangsgrößen bestehen einfache, direkte Beziehungen, so daß auch die wichtigsten kennzeichnenden Wellengrößen (durchschnittliche Wellenhöhe, kennzeichnende Wellenhöhe H ¹/₃, H ¹/₁₀, H¹/₁₀) mit berechnet werden. In einer Erweiterung des Auswerteprogramms lassen sich aus dem gemessenen Spektrum Parameter erzeugen, mit denen es möglich ist, in Form einer analytischen Funktion das gemessene Spektrum (IONSWAP-Spektrum; HASSELMANN et al., 1973) in guter Näherung anzugleichen. In den Abbildungen 5 bis 11 ist das IONSWAP-Spektrum als gestrichelte Linie eingezeichnet.

E (f) =
$$\alpha g^2 (2 \pi)^{-4} f^{-5} \exp(-\frac{5}{4} (\frac{f}{fm})^{-4}) \gamma^{-4} \exp(-\frac{1}{2} (\frac{f}{\sigma^2} fm^2)^{-4})$$

fm entspricht der Frequenz des Energiemaximums, α der Phillipskonstanten. Die verbleibenden drei Parameter beschreiben die Form des Spektrums:

γ ist das Verhältnis der maximalen spektralen Energie zu dem Maximum des entsprechenden PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrums (1964):

$$E_{PM} (f) = \alpha g^2 (2 \pi)^{-4} f^{-5} \exp \left(-\frac{5}{4} (\frac{f}{fm})^{-4}\right)$$
$$\gamma = \frac{E_{max}}{E_{max}^{PM}}$$

 σ_A und σ_B definieren jeweils die linksseitige und die rechtsseitige Breite des Spektrums. Es ist zu beachten, daß sowohl das IONSWAP-Spektrum als auch das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum sich nur auf Windseen erstrecken und die Dünungsanteile nicht erfassen. Der Sinn der analytischen Darstellung besteht darin, die etwa 100 Frequenzstützpunkte des gemessenen Spektrums auf ein handhabbares Maß von fünf Parametern zu reduzieren, wodurch deren Abhängigkeit von Fetch, Windgeschwindigkeit und anderen Faktoren leichter systematisch zu untersuchen sind. Damit hat die Auswertung der Seegangsmessungen einen Stand erreicht, der auch weitergehende Untersuchungen seitens anderer interessierter Institute ermöglicht.

Abb. 5 zeigt ein charakteristisches Windseespektrum mit einem Energiemaximum bei 8 sec, das durch plötzlich aufkommende nordwestliche Winde entfacht wurde. Obwohl Wind-






stärken bis 9 Bft. erreicht wurden, reichten die Bedingungen nicht aus, nennenswerten langperiodischen Seegang entstehen zu lassen. Die linke Seite dieses Windspektrums fällt steil zu längeren Perioden ab, während die rechte Flanke sich asymptotisch der Abszisse nähert.

Eine wesentlich andere Situation stellen die Spektren in Abb. 6 bis 11 dar. Zwei Tage bevor sie gemessen wurden, hatte sich südlich Island ein Tiefdruckgebiet ausgebildet, das sich in der folgenden Zeit in die Nordsee verlagerte. Die Winde in der südlichen Nordsee wehten am Tage der Messung aus westsüdwestlicher Richtung mit Windstärken zwischen 6 und 7 Bft. Mit dem Abziehen des Tiefdruckgebietes nach Osten drehte der Wind später auf Nord. Im Gegensatz zu dem Spektrum in Abb. 5 konnte sich in diesem Fall neben der Windsee eine Dünung mit Perioden über 10 sec ausbilden. Durch zwei deutlich voneinander getrennte Maxima sind Windsee und Dünung in den Spektren zu erkennen.

Über mehrere Stunden ließ sich der Seegangsverlauf an Hand von sechs Spektren verfolgen, die jeweils für eine Meßdauer von 26 Minuten errechnet wurden. In Abb. 6 ist das Seegangsspektrum am Ende der Stauwasserzeit dargestellt. Das langperiodische Dünungsmaximum zeichnet sich deutlich gegenüber dem flachen und breiten Windseemaximum ab. Bereits eine halbe Stunde später hat sich auch das Windseemaximum unter Einfluß von gegenläufigem Wind und Strom ausgebildet. In den folgenden Spektren ist das Windseemaximum zwar deutlich, aber in der Form wechselhaft ausgebildet. Demgegenüber verhält sich das Dünungsspektrum form- und lagestabil. An dieser Spektrenserie zeigt sich anschaulich, daß die Dünung vom örtlichen Wettergeschehen unabhängig ist. Die Dünung entsteht in entfernt gelegenen Gebieten des östlichen Nordatlantik, aber auch der Nordsee, und pflanzt sich bis an die ostfriesische Küste fort, wie dieses Beispiel zeigt.

Bei den bisherigen Untersuchungen konnte immer erst nachträglich die Dünung nachgewiesen werden. Für einen aktuellen Schiffs-Beratungsdienst ist es allerdings notwendig, direkte Angaben über den augenblicklichen Dünungszustand machen zu können. Solange dies nicht möglich ist, soll das bisher durchgeführte Meßprogramm weitergeführt werden zur Verdichtung der Seegangsmessungen im Hinblick auf eine systematische Betrachtung der in der Außenjade auftretenden Dünungserscheinungen.

An dieser Stelle möchte ich Herrn Dr. RICHTER (Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg) sowohl für die fachliche als auch für die gerätetechnische Unterstützung danken.

Schriftenverzeichnis

BLOOMFIELD, P.: Fourier Analysis of Time Series; Wiley, New York. 1976.

- HASSELMANN, K. et al.: Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project (IONSWAP). DHZ, 12, 1973.
- PHILLIPS, O. M.: The Equilibrium Range in the Spectrum of Wind-Generated Waves. J. Fluid Mech., 4, 426–434, 1958.
- PIERSON, W. J. and MOSKOWITZ, L.: A Proposed Spectral Form for Fully Developed Wind Seas Based on the Similiarity Theory of S. A. Kitaigorodskii. J. Geophys. Res., 69, 1964.
- RICHTER, K., ROSENTHAL, W. u. GÜNTHER, H.: Physik und Vorhersage des Seegangs. Meerestechnik 8, H. 4, 1977.
- WALDEN, H.: Die winderzeugten Meereswellen. Seewetteramt Hamburg, Einzelveröffentlichung Nr. 18, 1958.
- WALDEN, H. u. PIEST, J.: Vergleichsmessungen des Seegangs. Seewetteramt Hamburg, Einzelveröffentlichung Nr. 30, 1961.
- YSKER, J. ST.: Seegangsmessungen in der Außenjade. Zwischen Weser und Ems. Mitteilungen der WSD Nordwest, H. 6, 1977.

Die Forschungsarbeiten des KFKI

Von Hans Rohde

Zusammenfassung

Das 1973 gegründete Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) ist ein Gremium der für die wasserbaulichen Aufgaben an der Küste zuständigen Verwaltungen des Bundes und der Bundesländer. Seine Aufgabe ist es, die praxisbezogene wasserbauliche Forschung im Küstengebiet zu fördern und entsprechende Forschungsarbeiten der Verwaltungen zu koordinieren. Organisation und Ablauf der Arbeiten im KFKI werden geschildert. Es wird ein kurzer Überblick von dem gegenwärtigen Stand der seit Gründung des KFKI in Angriff genommenen Forschungsprojekte gegeben.

Summary

The "Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen" (KFKI) – founded in 1973 – is a board of all authorities of the Federal Government and the German States responsible for the hydraulic engineering tasks on the German coast. It has interested itself in encouraging practical applied research in the coastal area and co-ordinating the research work of all authorities in this area. Organisation and performance of the work of KFKI are described in this paper. In addition a brief general view is given of the present state of the research projects which have been startet after the foundation of KFKI.

Inhalt

1.	Einführung	249
2.	Organisation und Koordinierung der Arbeiten	250
3.	Gegenwärtiger Stand der Arbeiten an den Forschungsprojekten	253
	3.1 Synoptische Vermessung der Küstengewässer	253
	3.2 Küstenmorphologie	254
	3.3 Wiederholungsvermessung	254
	3.4 Morphologische Analyse Nordseeküste (MORAN)	255
	3.5 Strömungsmessungen	255
	3.6 Hydrodynamisch-numerische Modelle (HN-Modelle)	256
	3.7 Seegangsmessungen	257
	3.8 Schlicksedimentation	258
	3.9 Vertikalpendelmessungen zur Sturmflutvorhersage	259
4.	Ausblick	260
5.	Schriftenverzeichnis	261
	5.1 Allgemeines Schrifttum	261
	5.2 Schrifttum zu den Forschungsprojekten	262

1. Einführung

Am 1. März 1973 trat das Verwaltungsabkommen zwischen der Bundesrepublik Deutschland, der Freien Hansestadt Bremen, der Freien und Hansestadt Hamburg, dem Land Niedersachsen und dem Land Schleswig-Holstein über die gemeinsame Durchführung von Aufgaben der Küstenforschung in Kraft. Dem Abkommen gemäß wurde ein "Kuratorium für

Forschung im Küsteningenieurwesen" (KFKI) eingesetzt. In dem Verwaltungsabkommen bringen die Vertragschließenden zum Ausdruck, daß sie durch ihre Dienststellen sowie durch Bewilligung von finanziellen Mitteln Meßprogramme zur Erforschung der Naturvorgänge im Küstenbereich gemeinschaftlich ausführen lassen wollen. Darüber hinaus ist es Aufgabe des KFKI, die Zusammenarbeit mit einschlägigen Fachgremien, insbesondere auch im internationalen Bereich, zu fördern (ZITSCHER, 1978). Das KFKI ist an die Stelle des Küstenausschusses Nord- und Ostsee getreten (LORENZEN, 1970; LAUCHT, 1974 u. 1976) und gibt die Zeitschrift "Die Küste" heraus. Über das KFKI, seine Aufgaben, die Programme und die laufenden Arbeiten ist schon verschiedentlich berichtet worden (ZÖLSMANN, 1977; ZITSCHER, 1978).

Bald nach Gründung des KFKI wurde über das von ihm zu fördernde Sachprogramm und dessen Ausführung beraten. Als Rahmen wurde das vom Bundesminister für Bildung und Wissenschaft schon 1971 herausgegebene "Untersuchungsprogramm zur Küstenforschung" (BMBW, 1971) angesehen. Dieses Programm geht auf den Schwerpunkt "Beherrschung der Naturvorgänge an der Küste" der früheren Deutschen Kommission für Ozeanographie (DKfO) zurück (ROHDE,1974) und letztlich auf die Initiative des früheren Küstenausschusses und seines damaligen Vorsitzenden, Präsident a. D. Dr.-Ing. E. h. J. M. Lorenzen (LORENZEN, 1969). Innerhalb des genannten allgemeinen Rahmenprogramms (BMBW, 1971) kann es nur das Ziel des KFKI sein, solche Arbeiten auszuführen oder zu fördern, die zu den unmittelbaren Aufgaben der Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen gehören. Das sind immer Aufgaben der angewandten Zweckforschung und nicht der Grundlagenforschung. Die Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen haben zum Teil ausgesprochene Forschungsaufgaben, so das Deutsche Hydrographische Institut (DHI), die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), die Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz in Norderney, die Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk und das Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten in Kiel, oder es sind Wasserbaudienststellen, zu deren Aufgaben auch hydrologische und morphologische Arbeiten gehören. Es kommt lediglich darauf an, die vorhandene Kapazität an qualifiziertem Fachpersonal, Schiffen und Meßgeräten, die ohnehin im Rahmen der jeweiligen eigenen Aufgaben bestimmte Naturuntersuchungen ausführt, zu koordinieren und gezielt für Forschungsaufgaben einzusetzen, die im Interesse aller Beteiligten liegen.

Im Frühjahr 1974 konnten die ersten Forschungsprogramme begonnen werden. Im folgenden soll zusammenfassend über die in den vergangenen fünf Jahren geleistete Arbeit berichtet werden, und zwar wie die Zusammenarbeit zwischen den einzelnen Dienststellen koordiniert wurde, welche Arbeiten in Angriff genommen wurden und wie ihr gegenwärtiger Stand ist. Es soll weiter aufgezeigt werden, in welchen Veröffentlichungen bisher über diese Arbeiten und ihre Ergebnisse berichtet wurde. Die Veröffentlichung größerer Berichte, insbesondere von Abschlußarbeiten über die einzelnen Vorhaben, ist in der Zeitschrift "Die Küste" vorgesehen. Ferner soll erwähnt werden, auf welchen Gebieten in näherer Zukunft Forschungsarbeiten für erforderlich gehalten werden. Es ist beabsichtigt, in gewissen Abständen in der "Küste" über den weiteren Fortschritt der Arbeiten zu berichten und dabei auch die Dokumentation der veröffentlichten Arbeiten fortzusetzen.

2. Organisation und Koordinierung der Arbeiten

Nach dem Verwaltungsabkommen bestellt das Kuratorium zur Durchführung der Forschungsaufgaben einen Koordinator, den "Forschungsleiter Küste". Er bleibt beamtenrechtlich Angehöriger seiner Behörde, ist aber an die Weisungen des Kuratoriums gebunden. Seine



Abb. 1. Schema der Zusammenarbeit und Koordinierung

Aufgabe ist es, das Sachprogramm im einzelnen aufzustellen und dem KFKI zur Ausführung vorzuschlagen, den fachlichen Einsatz der beteiligten Dienststellen zu koordinieren und die Vorhaben mit anderen in der Küstenforschung arbeitenden Stellen abzustimmen. Die Aufgabe des Forschungsleiters Küste wird seit Herbst 1973 von dem Verfasser des vorliegenden Berichtes wahrgenommen.

Ablauf von Planung und Ausführung der verschiedenen Forschungsvorhaben und deren Koordinierung werden durch das in Abb. 1 dargestellte Schema verdeutlicht. Für die Planung der einzelnen Vorhaben werden Projektgruppen gebildet, deren Mitglieder vom Forschungsleiter dem KFKI vorgeschlagen werden. Ihnen gehören Bedienstete der im KFKI vertretenen Vewaltungen an, die für die betreffenden Arbeitsgebiete besonders qualifiziert sind. Jede Projektgruppe wählt sich einen Obmann. Bei der Ausarbeitung der Programme der einzelnen Forschungsprojekte müssen die Projektgruppen den Bedarf an Förderungsmitteln und die notwendigen Eigenbeteiligungen der Dienststellen ermitteln. Schon bei der Auswahl der Mitglieder einer Projektgruppe wird darauf geachtet, daß die Dienststellen vertreten sind, die die Arbeit später ausführen sollen. Nur so kann die mögliche Eigenbeteiligung der Dienststellen richtig abgeschätzt werden.

Der jeweiligen Projektgruppe obliegt später auch die Koordinierung und Überwachung der Ausführung des von ihr aufgestellten Forschungsprogramms. Dabei kann es vorkommen, daß für die Ausführungsphase ein anderer Obmann bestimmt wird als für die Planungsphase. Meistens wird ein Bediensteter einer Dienststelle, der ein größerer Teil der Ausführung obliegt, Obmann der Projektgruppe während der Ausführungsphase sein. Die einzelnen Projektgruppen kommen zu Arbeitssitzungen in unregelmäßigen Zeitabständen je nach Bedarf zusammen, um alle mit ihrem Projekt zusammenhängenden Fragen der Planung oder der Ausführung zu beraten. An den Zusammenkünften der Projektgruppen kann der Forschungsleiter Küste beratend und zu seiner unmittelbaren Information teilnehmen.

Die Obleute aller bestehenden Projektgruppen und zusätzliche Vertreter der beteiligten Bundes- und Länderbehörden bilden die "Beratungsgruppe", deren Vorsitzender der For-

schungsleiter Küste ist. In der Beratungsgruppe werden die von den Projektgruppen ausgearbeiteten Programme diskutiert, ggf. abgeändert und schließlich verabschiedet. Die Behördenvertreter in der Beratungsgruppe unterrichten die von ihnen vertretenen Behörden, soweit diese an einem Vorhaben beteiligt sind. Der Forschungsleiter Küste trägt das von der Beratungsgruppe gebilligte Vorhaben dem KFKI vor, das dann darüber berät. Wird einem Vorhaben vom KFKI zugestimmt, so ist damit auch über die Bereitstellung der erforderlichen Eigenmittel der beteiligten Dienststellen und die ggf. erforderlichen Förderungsmittel grundsätzlich entschieden. Der Forschungsleiter Küste teilt der betreffenden Projektgruppe die Entscheidung des KFKI über das Programm einschließlich eventueller Änderungswünsche mit. Soweit Förderungsmittel des BMFT einzuwerben sind, wird eine federführende Dienststelle bestimmt, die auf ihrem Dienstweg einen förmlichen Förderungsantrag an den BMFT stellt und die Mittel später haushaltsmäßig verwaltet. Innerhalb der Beratungsgruppe werden auch Einzelheiten der Ausführung der Projekte miteinander abgesprochen.

Es hat sich inzwischen als zweckmäßig herausgestellt, daß die Beratungsgruppe zweimal im Jahr zusammenkommt. Im Frühjahr werden vorwiegend Fragen der Ausführung der einzelnen Programme während der beginnenden Saison abgesprochen. Im Herbst wird über den Stand der Ausführungen gesprochen, und es werden die in den Projektgruppen vorbereiteten neuen Programmvorschläge beraten. Daneben dienen die Zusammenkünfte der Beratungsgruppe auch dem allgemeinen Erfahrungsaustausch. Häufig nehmen Vertreter von Hochschulinstituten, Sonderforschungsbereichen oder Firmen an den Zusammenkünften als Gäste teil und tragen über spezielle Fragen aus ihren Arbeitsgebieten vor. Vorschläge für neue Forschungsprojekte werden in der Beratungsgruppe diskutiert, und es werden allgemeine Fragen, z. B. der Beteiligung an wissenschaftlichen Veranstaltungen und Kongressen, erörtert. Die Absprachen innerhalb der Beratungsgruppe und die Anregungen werden in die Projektgruppen durch deren Obleute hineingetragen.

Die Ausführung der Forschungsprojekte selbst obliegt den Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen des Bundes und der Länder. Der Umfang der Arbeit einer Dienststelle für ein Forschungsprojekt ist durch das von der Projektgruppe aufgestellte und vom KFKI beschlossene Programm festgelegt. Der jeweiligen Projektgruppe und insbesondere ihrem Obmann obliegt die Koordinierung der Zusammenarbeit der beteiligten Dienststellen.

Dieses gesamte Schema der Gestaltung der Zusammenarbeit bei einem Forschungsprojekt von der Planung bis zur Ausführung erscheint auf den ersten Blick komplizierter, als es in Wirklichkeit ist. Das System hat sich in den vergangenen fünf Jahren bewährt. Man muß dabei bedenken, daß eine Weisungsbefugnis nur von den Ministerien des Bundes und der Länder zu den ihnen jeweils unterstehenden Dienststellen besteht sowie vom KFKI zum Forschungsleiter Küste. Der Forschungsleiter Küste hat keinerlei Weisungsbefugnis gegenüber den Projektgruppen und auch nicht gegenüber den Dienststellen des Bundes und der Länder. Auch die Projektgruppenleiter können den einzelnen Dienststellen keine Weisungen erteilen. Die hier geschilderte Organisation und die Abläufe, wie sie Abb. 1 zeigt, sind nicht in Geschäftsordnungen festgelegt, sondern haben sich allmählich aus der Zweckmäßigkeit entwickelt; sie sind flexibel und unbürokratisch. Daß die Zusammenarbeit bei der Ausführung der Forschungsprojekte bisher so gut funktioniert hat, liegt einmal daran, daß in den Projektgruppen qualifizierte Mitarbeiter aller beteiligten Dienststellen vertreten sind, die schon bei der Planung darauf achten, daß die Ausführung möglich ist. Der Hauptgrund ist aber in dem guten Willen der Beteiligten zu einer guten und fruchtbaren Zusammenarbeit zu sehen, der sehr häufig in der Lage sein muß, bürokratische Hindernisse zu überwinden. Dieser gute Wille, der fast schon Idealismus zu nennen ist, kann aber nur dann erwartet werden, wenn er für Aufgaben gefordert wird, deren Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit von allen Beteiligten eingesehen wird und an deren Planung schon alle Ausführenden mitgewirkt haben. Nur so kann eine echte Motivation erreicht werden. Bei den bisher in Angriff genommenen Forschungsvorhaben war das stets der Fall!

Bevor im folgenden in gedrängter Form ein Überblick über die derzeitigen Forschungsvorhaben gegeben wird, soll noch kurz auf die Zusammenarbeit mit anderen in der Küstenforschung arbeitenden Institutionen eingegangen werden. Innerhalb der gesamten Küstenforschung übernimmt das KFKI nur den Teil der Forschung im Küsteningenieurwesen, der in das Aufgabengebiet der im KFKI vertretenen Verwaltungen von Bund und Küstenländern gehört und wofür bei diesen Verwaltungen ein Grundpotential an Personal und Gerät vorhanden ist.

Küstenforschung als Teil der allgemeinen Meeresforschung wie auch Forschung im Küsteningenieurwesen als Teilgebiet der Küstenforschung wird auch von vielen anderen Institutionen betrieben. Insbesondere sind hier die zahlreichen Institute an deutschen Universitäten zu nennen. Für einzelne Forschungsgebiete sind von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) Sonderforschungsbereiche (SFB) geschaffen worden. Die wichtigsten für die Zusammenarbeit mit dem KFKI sind die SFB 79 und 149 (Universität Hannover), SFB 94 (Universität Hamburg) und SFB 95 (Universität Kiel). Zu diesen SFB besteht ein enger Kontakt dadurch, daß einzelne Mitglieder der Projektgruppen und der Beratungsgruppe zugleich den SFB angehören. Es finden auch gemeinsame Veranstaltungen von SFB und KFKI statt. Der Forschungsleiter Küste ist Mitglied des Beirates für den "Großen Wellenkanal" des SFB 79. Einige Universitätsinstitute werden von den Projektgruppen zur Mitarbeit herangezogen. Ein weiterer Kontakt ist dadurch gegeben, daß die Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen einzelnen Hochschulinstituten bei deren Arbeit Hilfe leisten.

Enge Beziehungen bestehen weiter zu wissenschaftlichen und technischen Organisationen und Gesellschaften, wie z. B. der Hafenbautechnischen Gesellschaft (HTG), der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG) und der Arbeitsgemeinschaft Nordwestdeutscher Geologen sowie deren Arbeitsausschüssen.

Schließlich sind noch die internationalen Kontakte in der "North Sea Coastal Engineering Group" (NSCEG) (GÖHREN u. a. 1974, GÖHREN, 1974) und in den "International Conferences on Coastal Engineering" (ICCE) (SIEFERT, 1979) zu nennen. Es ist nicht möglich, alle Beziehungen – nationale wie internationale – zu anderen Institutionen hier zu erwähnen. Insbesondere durch persönliche Mitgliedschaften von Angehörigen der Projektgruppen, der Beratungsgruppe und des Forschungsleiters Küste in Institutionen und Organisationen ist die Gewähr für eine gegenseitige Abstimmung gegeben. Dadurch läßt sich unfruchtbare Doppelarbeit vermeiden; andererseits soll aber eine durchaus fruchtbare Mehrgleisigkeit und Vielfalt der Forschungsarbeit nicht verhindert werden.

3. Gegenwärtiger Stand der Arbeiten an den Forschungsprojekten

3.1 Synoptische Vermessung der Küstengewässer

Als wichtige grundlegende Arbeit war schon in (BMBW, 1971) eine weitgehend synoptische Vermessung der Gewässer an der deutschen Nordseeküste herausgestellt worden. Mit der Vermessung wurde im Bereich der inneren Deutschen Bucht – zwischen Elbe und Jade – im Frühjahr 1974 begonnen. Es konnte hier auf Vorbereitungen der Wasser- und Schiffahrtsäm-

ter Bremerhaven, Cuxhaven und Wilhelmshaven zusammen mit den Forschungsstellen Norderney und Neuwerk aufgebaut werden, die von den genannten Dienststellen für die Vermessung des Gebietes zwischen Elbe und Jade schon im Herbst 1973 geleistet worden waren. Dieses Forschungsvorhaben wurde zu einem Programm der quasi-synoptischen Vermessung der gesamten deutschen Küstengewässer an der Nordsee ausgeweitet. Die weitere Planung für den Bereich der Küstengewässer westlich der Jade wie auch die Ausführung dieser Arbeiten im Jahre 1975 oblagen der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Aurich mit den Wasser- und Schiffahrtsämtern Emden, Norden und Wilhelmshaven zusammen mit dem DHI und der Forschungsstelle Norderney, für den Bereich nördlich der Elbe in den Jahren 1975 und 1976 den Wasser- und Schiffahrtsämtern Cuxhaven und Tönning, dem DHI, den Ämtern für Landund Wasserwirtschaft in Heide und Husum und der Forschungsstelle Neuwerk (ZÖLSMANN, 1977; KOWALSKI u. LUCK, 1979). Eine einheitliche Projektgruppe für die Vermessungsarbeiten gab es nicht, sondern nur Arbeitsgruppen aus Vertretern der an den Arbeiten in den drei Bereichen jeweils beteiligten Dienststellen. Die Feldarbeiten wurden 1974 bis 1976 ausgeführt, die Auswertungen einschließlich der Herstellung von Arbeitskarten zum Teil noch 1977 und 1978. Vom BMFT wurden Mittel für die Beschaffung von Geräten sowie für Luftbildbefliegungen zur Verfügung gestellt.

3.2 Küstenmorphologie

Dieser Projektgruppe gehören Mitglieder der meisten Dienststellen an, die die im vorigen Abschnitt erwähnten Vermessungen ausführten. Sie übernahm auch eine Koordinierung der Vermessungsarbeiten. Vor allem oblag es ihr, die Grundlagen für die Herstellung eines einheitlichen Küstenkartenwerkes aus den Ergebnissen der Vermessungen zu erarbeiten. Dieses Kartenwerk besteht aus insgesamt 66 Blättern in mehrfarbigem Druck im Maßstab 1:25 000 (ZÖLSMANN, 1977). Die Überwachung der Herstellung der Karten, die an ein kartographisches Unternehmen vergeben wurde, übernahm ebenfalls die Projektgruppe. Die Kosten für die kartographische Bearbeitung bis zur Anfertigung der Probedrucke trug der BMFT. Das Kartenwerk ist nunmehr fertiggestellt. Es stellt eine wichtige Grundlage für alle Arbeiten an der Küste und in den Küstengewässern dar, für wissenschaftliche Untersuchungen wie für die Planung technischer Maßnahmen. Die einzelnen Karten, die in größerer Auflage auf Kosten des KFKI gedruckt werden, können gegen Erstattung der Selbstkosten des KFKI erworben werden. Einzelheiten über die Vermessung der Küstengewässer, insbesondere für den Bereich zwischen Elbe und Ems in den Jahren 1974 und 1975 und über das Küstenkartenwerk, sind von KOWALSKI u. LUCK (1979) mitgeteilt. Bei einem Kolloquium der Arbeitsgemeinschaft Westküste im Februar 1979 in Kiel wurde von DOLEZAL über das Küstenkartenwerk ein Vortrag gehalten. Ein abschließender Bericht über das gesamte Vermessungsprogramm und das Küstenkartenwerk ist in Vorbereitung.

3.3 Wiederholungsvermessung

Das Küstenkartenwerk war nicht der eigentliche Zweck der "synoptischen Vermessung der Küstengewässer", sondern mehr ein Nebenergebnis. Ziel der Vermessung sollte es vielmehr sein, geeignete "Grundlagen für die Beurteilung der Entwicklung des Küstenvorfeldes und der im Rahmen des Seewasserbaus vorzunehmenden Eingriffe sowie die Bilanzierung des örtlichen wie überörtlichen unter Umständen gestörten Materialhaushalts" zu schaffen (BMBW, 1971; ZÖLSMANN, 1977). Derartige Beurteilungen und Bilanzierungen sind aber erst durch den Vergleich mehrerer Vermessungen miteinander möglich. Schon in (BMBW, 1971) war ein Wiederholungsintervall für die Vermessungen von fünf Jahren angenommen worden. Ob diese Zeitspanne insgesamt oder für einzelne Gebiete zu klein oder zu groß ist, kann frühestens nach Abschluß einer ersten Wiederholungsvermessung und nach einem Vergleich mit der ersten Vermessung beurteilt werden.

Für die Planung der ersten Wiederholungsvermessung wurde Anfang 1978 eine Projektgruppe gebildet. Sie kam zu der Überzeugung, daß die zwischen erster und zweiter Vermessung der Küstengewässer liegende Zeitspanne fünf Jahre betragen sollte, und arbeitete ein genaues Programm für die Wiederholungsvermessung aus. Dabei konnten die bei der Erstvermessung gewonnenen Erfahrungen berücksichtigt werden. Es erwies sich aus finanziellen Gründen und mit Rücksicht auf die vorhandene Arbeitskapazität der Dienststellen nicht als möglich, für die Gesamtvermessung weniger als drei Jahre anzusetzen. Die Arbeiten sollen daher in den Jahren 1979 bis 1981 ausgeführt werden. Dabei wird in stärkerem Umfang als bei der ersten Vermessung von Luftbildbefliegungen nach dem Wasserlinienverfahren und von dem Einsatz privater Vermessungsingenieure Gebrauch gemacht werden (SCHLEIDER, 1979). Die ausführenden Dienststellen sind dieselben, die auch die erste Vermessung ausgeführt haben, und die Bundesanstalt für Gewässerkunde. Die Koordinierung der Arbeiten liegt bei der Projektgruppe; vom BMFT werden Mittel für Gerätebeschaffungen sowie für Luftbildbefliegungen und den Einsatz privater Ingenieurbüros zur Verfügung gestellt. Mit den Arbeiten wurde im Frühjahr 1979 begonnen.

3.4 Morphologische Analyse Nordseeküste (MORAN)

Da der Vergleich der beiden Vermessungen u. a. zum Zwecke der Erarbeitung von Materialbilanzen sehr eingehender Vorüberlegungen bedarf, wurde im Herbst 1978 eine Projektgruppe gebildet, die sich mit allen damit zusammenhängenden Fragen befassen soll. In der Gruppe sind auch Mitglieder der Projektgruppe "Wiederholungsvermessung" und der früheren Gruppe "Küstenmorphologie" vertreten. Es müssen zunächst Überlegungen zur Genauigkeit der beiden Vermessungen und zu ihrer Vergleichbarkeit angestellt werden. Ferner wird es notwendig sein, einen Teil des vorliegenden Datenmaterials für eine weitergehende automatische Datenverarbeitung aufzubereiten. Die dafür erforderlichen Kosten sind zu ermitteln und einzuwerben. In die Gesamtdarstellung müssen auch die Ergebnisse aus anderen Projekten des KFKI – Seegangs- und Strömungsmeßprogramm – sowie Arbeitsergebnisse anderer Institutionen einfließen. Über die Ziele dieses Projekts soll bei der ICCE 1980 vorgetragen werden; ein entsprechender Beitrag ist in Vorbereitung. Mit den eigentlichen analytischen Arbeiten kann frühestens ab Ende 1980 begonnen werden.

3.5 Strömungsmessungen

Eine systematische Erfassung aller seit 1948 in den deutschen Küstengewässern der Nordsee ausgeführten Strömungsmessungen im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms "Sandbewegung im deutschen Küstenraum" (ROHDE, 1979) hat gezeigt, daß es Gebiete gibt, in denen so viele Strömungsmessungen ausgeführt worden sind, daß hier die Strömungsverhältnisse als weitgehend erforscht angesehen und detaillierte Darstellungen erarbeitet werden können. Andererseits sind aber Gebiete zu erkennen, in denen die Strömungsverhältnisse

noch ziemlich unerforscht sind. Als ein derartiges Gebiet müssen große Teile der Westküste Schleswig-Holsteins angesehen werden. Eine Projektgruppe hat daher schon 1974 ein umfangreiches Strömungsmeßprogramm aufgestellt (Zölsmann, 1977). Von 1975 bis 1979 ist dieses Programm ausgeführt worden, an dem die Wasser- und Schiffahrtsämter Tönning und Cuxhaven, die Ämter für Land- und Wasserwirtschaft in Heide und Husum, die Forschungsstellen Norderney und Neuwerk sowie die Bundesanstalt für Wasserbau beteiligt sind. An zahlreichen Meßpunkten wurden Dauermessungen oder Einzelmessungen der Strömungsgeschwindigkeiten vorgenommen. Die Auswertungen sind noch im Gange und werden sich bis 1980 erstrecken. Ein abschließender Gesamtbericht der Projektgruppe ist in Arbeit und wird in einem der nächsten Hefte der "Küste" veröffentlicht werden. Die bei dem Programm gewonnenen Erfahrungen werden ihren Niederschlag in weiteren Einzeldarstellungen finden und bei künftigen Meßprogrammen berücksichtigt werden.

3.6 Hydrodynamisch-numerische Modelle (HN-Modelle)

Schon Ende 1973 war dem KFKI vorgeschlagen worden, die Entwicklung eines Systems hydrodynamisch-numerischer Modelle zur Berechnung der Bewegungsvorgänge in den Gewässern vor der deutschen Nordseeküste zu veranlassen. Mit Hilfe derartiger Modelle lassen sich u. a. die Wirkungen von Eingriffen durch Bauten oder Bodenentnahmen auf die hydrologischen Verhältnisse erfassen (BMBW, 1971; HANSEN, 1977). Es können aber auch z. B. der Ablauf von Sturmfluten an den Küsten und in den Mündungen der Tideströme oder Ausbreitungsvorgänge (bei Kühlwasser- und Abwassereinleitungen oder bei Ölunfällen) beurteilt werden. Das KFKI stand dem Projekt von Anfang an positiv gegenüber; es mußten aber zunächst einige grundsätzliche Fragen verwaltungsmäßiger Art geklärt werden. Anfang 1976 wurde eine Projektgruppe eingerichtet, die das Forschungsprogramm im einzelnen ausarbeitete. Ausgehend von einem vorhandenen Nordseemodell (HANSEN, 1977) sollte ein Basismodell "Deutsche Bucht" entwickelt werden. In dieses Basismodell können dann die Regionalmodelle

- 1. Nordfriesisches Wattenmeer
- 2. Innere Deutsche Bucht von der Eider bis zur Jade
 - mit den Ästuaren von Elbe und Weser
- 3. Ostfriesische Küste einschließlich der Emsmündung

eingebaut werden. Je nach Aufgabenstellung, z. B. für bestimmte Ausbaumaßnahmen, können später an diese Regionalmodelle Lokalmodelle angeschlossen werden (ZÖLSMANN, 1977). Dabei kann im Einzelfall auch ein Zusammenwirken mit hydraulischen Modellen in Frage kommen.

Nachdem das KFKI dem Vorschlag der Projektgruppe zugestimmt hatte, wurde ab 1977 eine Arbeitsgruppe aus vier Mitarbeitern eingerichtet, die mit der Entwicklung der Modelle betraut wurde. Sie steht unter der wissenschaftlichen Leitung von Prof. Dr. W. Hansen, Hamburg. Vom BMFT werden die Personal- und Sachkosten für den Einsatz der Arbeitsgruppe getragen. Die Arbeitsgruppe hat ihren Sitz in Hamburg bei der Außenstelle Küste der BAW, um eine gute Zusammenarbeit mit dem DHI und der Universität Hamburg zu ermöglichen. Personell ist sie der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz des Landes Niedersachsen angegliedert, der Dienststelle des Obmanns der Projektgruppe. Auf diese Weise ist der Kontakt mit der Projektgruppe am besten gewährleistet. Die Arbeitsgruppe hat inzwischen das Basismodell und das Regionalmodell "Innere Deutsche Bucht" weitgehend fertiggestellt und für die übrigen Regionalmodelle Vorarbeiten geleistet. Als ein interessantes Ergebnis hat sich bei der Bearbeitung des Basismodells herausgestellt, daß bei der mittleren Verhältnissen entsprechenden Tide vom 8./9. Juli 1976 der Bezugshorizont der Höhen von Helgoland etwa 35 cm über NN liegt. Dieses Ergebnis steht in guter Übereinstimmung mit den Ermittlungen von LOHRBERG (1966). Zur Herstellung der Regionalmodelle wurden die Ergebnisse der Vermessung der Küstengewässer (s. Abschnitt 3.1) verwendet. Es ist vorgesehen, daß alle Regionalmodelle im Laufe des Jahres 1981 fertiggestellt sind und dann in einem Naturmeßprogramm getestet werden können. Die Modelle stehen für die Anwendung durch die Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen zur Lösung der verschiedenen Aufgaben zur Verfügung. Ein ausführlicher Bericht über dieses Projekt ist in Vorbereitung und wird in einem der nächsten Hefte der "Küste" veröffentlicht werden.

3.7 Seegangsmessungen

Schon in (BMBW, 1971) war die Notwendigkeit einer weitergehenden Erforschung der Seegangsverhältnisse vor der deutschen Küste herausgestellt worden. In den zehn Jahren vor der Gründung des KFKI hatten verschiedene Dienststellen und Institute bereits zahlreiche Seegangsmessungen vor der deutschen Nordseeküste vorgenommen, die sich aber schwerpunktmäßig auf das Seegebiet vor Sylt und das offen zur Nordsee liegende Watt des südlichen Elbe-Mündungsgebietes konzentriert hatten. Für zwei morphologisch typische Bereiche waren systematische Messungen jedoch bis dahin noch nicht ausgeführt worden, das Jade-Weser-Ästuar und die hinter den Ostfriesischen Inseln liegenden Wattgebiete. Eine 1974 eingerichtete Projektgruppe hat ein detailliertes Programm zur Erforschung der Seegangsverhältnisse in diesen Gebieten ausgearbeitet, das sich in die drei Teilprojekte

- 1. Ostfriesische Inseln und Watten,
- 2. Jadegebiet und
- 3. Außenweser

einteilen läßt. Die Zielsetzung dieser Vorhaben ist von ZÖLSMANN (1977) beschrieben. Als Testgebiet für den Bereich der Ostfriesischen Inseln und Watten wurde das Gebiet Juist/ Norderney ausgewählt. Hier sollte die Seegangsentwicklung an mehreren Stationen von See binnenwärts bis vor die Deiche beiderseits von Norddeich untersucht werden. Im Jade-Weser-Ästuar sollte die Veränderung des Seegangs beim Lauf von der Nordsee durch die Rinnen bis hinter das Riffgebiet erfaßt werden sowie der Einfluß des Seegangs auf die Riffund Platenwanderung. Wegen der unterschiedlichen morphologischen Verhältnisse in Jade und Weser ist ein Vergleich zwischen diesen Gebieten zweckmäßig.

Im Laufe des Jahres 1975 wurden die erforderlichen Geräte beschafft und zahlreiche Meßstationen eingerichtet, so daß schon im Winter 1975/76 mit Seegangsmessungen begonnen werden konnte. Parallel dazu wurde mit der Erstellung von Auswerteprogrammen für eine automatische Datenverarbeitung nach einheitlichen Gesichtspunkten begonnen. Als besonders günstig kann gewertet werden, daß Seegangsmessungen während der sehr schweren Sturmfluten im Januar 1976 ausgeführt werden konnten, obwohl das Netz der Meßstationen noch nicht vollständig ausgebaut war. Diese Messungen brachten wichtige und neue Erkenntnisse. Leider wurden im Januar 1976 auch einige Stationen zerstört, und die Geräte gingen verloren. Die folgenden Winter 1976/77 und 1977/78 brachten sehr wenig Seegang. In dem extrem kalten Winter 1978/79 herrschten östliche Winde vor, wobei interessante Seegangsmessungen ausgeführt werden konnten. Eine Fortführung der Messungen in folgenden

Wintern ist notwendig und auch vorgesehen. Bis einschließlich 1979 wurden die Seegangsmessungen durch den BMFT finanziell gefördert. Es wurden im wesentlichen die Mittel für Gerätebeschaffungen, für die Erstellung von Auswerteprogrammen und die Auswertung mit Hilfe der automatischen Datenverarbeitung zur Verfügung gestellt. Der Aufbau der Meßstationen und deren Betreuung waren dagegen Eigenleistungen der jeweils ausführenden Dienststellen – Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz in Norderney, Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven und Wasser- und Schifffahrtsamt Bremerhaven –, die in den drei Teilgebieten weitgehend unabhängig voneinander arbeiteten. Die Fortsetzung der Programme in den kommenden Wintern wird ausschließlich Eigenleistung der Dienststellen sein. Der Projektgruppe obliegt seit Beginn der Messungen eine allgemeine Koordinierung der Arbeiten.

Über das Seegangsmeßprogramm und die ersten bisher gewonnenen Ergebnisse ist bereits an verschiedenen Stellen berichtet worden; die einzelnen Arbeiten sind im Schriftenverzeichnis aufgeführt (BARTHEL, 1979; BLANKENSTEIN u. a., 1979; LUCK u. NIEMEYER, 1976 u. 1977; NIEMEYER, 1977 u. 1979; YSKER, 1979). Bei einer Vortragsveranstaltung des SFB 79 am 15. März 1978 in Hannover wurde von den jeweiligen Bearbeitern über die drei Teilprojekte vorgetragen (SFB 79, 1979). Bei einer Veranstaltung bei der Firma VFW Fokker am 2. Sept. 1977 in Bremen anläßlich der Übergabe eines Datenfernübertragungssystems für das Seegangsmeßprogramm Ostfriesische Inseln und Watten wurde ebenfalls in mehreren Vorträgen über dieses Programm berichtet. Für die Coastal Engineering Conference 1980 sind Beiträge aus dem Seegangsmeßprogramm in Vorbereitung.

3.8 Schlicksedimentation

In den letzten 15 Jahren sind große Anstrengungen gemacht worden, die Sandbewegung im deutschen Küstenraum näher zu erfassen. Eine wesentliche Forschungsaktivität war dabei der Schwerpunkt "Sandbewegung im Küstenraum", der 1967 bis 1973 von der DFG gefördert wurde*). Entsprechende Bemühungen zur Frage der Schlicksedimentation fehlen dagegen bisher noch, obwohl der Schlicksedimentation eine außerordentliche Bedeutung zukommt. Einerseits bilden sich in Fahrrinnen für die Schiffahrt, in Entwässerungsprielen und Hafenbecken Schlickablagerungen, die beseitigt werden müssen, andererseits ist Schlick zur Neubildung von küstenschutzwirksamen Vorländern und zur Begrünung von Sandflächen sehr erwünscht. Wegen der großen Bedeutung der Schlicksedimentation für die Aufgaben der im KFKI vertretenen Verwaltungen regte das KFKI ein Forschungsprogramm an und setzte dafür 1976 eine Projektgruppe ein. Ihr war es von vornherein klar, daß es nicht möglich sein würde, ein umfassendes Programm zur allgemeinen Erforschung der Schlicksedimentation zu erarbeiten und zu verwirklichen. Sie beschränkte sich daher zunächst auf die Ausarbeitung eines Forschungsprogramms für zwei Testgebiete in den Watten beiderseits der Elbmündung, das Sahlenburger Watt und das Watt der Meldorfer Bucht. Es wurde weiterhin erkannt, daß sich das komplexe Problem der Schlicksedimentation nur durch intensive interdisziplinäre Zusammenarbeit bearbeiten läßt. Neben hydrologischen Untersuchungen sind geologische, biologische und chemische erforderlich. Daher wurde die Mitarbeit entsprechender Forschungsinstitute vorgesehen, insbesondere von Instituten der Universitäten Hamburg und Kiel. In Dissertationen und Diplomarbeiten (LAMADE, 1978) werden Teilergebnisse des Projekts einfließen.

^{*)} Ein Abschlußbericht wurde 1979 von der DFG herausgegeben. Er ist im Harald-Boldt-Verlag in Boppard erschienen.

Mit den Arbeiten wurde im Herbst 1977 begonnen. Im Testgebiet Sahlenburger Watt wurden die hydrologischen Untersuchungen von der Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk (SIEFERT, 1979a), im Testgebiet Meldorfer Bucht vom Amt für Land- und Wasserwirtschaft Heide ausgeführt. Weiter wirken mit: das DHI, das Institut für Meeresgeologie und Meeresbiologie "Senckenberg" in Wilhelmshaven, die Geologischen Institute der Universitäten Hamburg und Kiel sowie das Institut für Hydrobiologie und Fischereiwissenschaften der Universität Hamburg. Von der Deutschen Forschungs- und Versuchsanstalt für Luft- und Raumfahrt (DFVLR) wurde eine Luftbildbefliegung mit Multispectral-Scanner ausgeführt. Das BMFT stellte Förderungsmittel für Sachkosten sowie für den personellen Einsatz der Universitätsinstitute zur Verfügung, die ihrerseits aber auch umfangreiche Eigenleistungen einbrachten. Die Arbeiten des Projekts sollen bis Ende 1979 soweit gediehen sein, daß über die Weiterarbeit – ggf. auf Teilgebieten – entschieden werden kann. Auf einem Berichtskolloquium im September 1979 in Hamburg soll über die sich bisher abzeichnenden Ergebnisse vorgetragen werden.

Wenn die Schlicksedimentation in den der Küste vorgelagerten Watten schon ein außerordentlich komplexes Problem ist, so gilt das noch mehr für die Schlicksedimentation in den Ästuaren. Um überhaupt bald mit der Arbeit beginnen zu können, war das Forschungsprogramm zunächst auf Untersuchungen in den beiden Testgebieten im Wattenmeer beschränkt worden. Man war sich aber bewußt, daß umfangreiche Forschungsarbeiten auch in den Ästuaren erforderlich sein würden. Es wurde daher zur Erarbeitung eines weiteren Forschungsprogramms für die Ästuare 1977 eine neue Projektgruppe gebildet, deren Mitglieder zum größten Teil auch der Projektgruppe "Schlicksedimentation im Wattenmeer" angehören.

Die Gruppe erkannte sehr bald, daß gerade in den Ästuaren schon so viele Messungen – insbesondere hydrologische – vorliegen, die zunächst im Hinblick auf die Frage der Schlicksedimentation ausgewertet werden müssen, bevor man daran denkt, zusätzliche Messungen auszuführen. Um zunächst einen Überblick über das vorhandene Material zu erhalten, wurde aus Mitteln des BMFT ein qualifizierter wissenschaftlicher Mitarbeiter eingestellt, der 1978 und 1979 damit befaßt ist, das bei den Dienststellen an der Küste vorhandene Material zu erfassen und auf seine Verwendbarkeit für ein Forschungsprojekt "Schlicksedimentation in den Ästuaren" zu beurteilen. Die Arbeiten sind noch im Gang. Nach ihrem Abschluß wird die Projektgruppe ein Programm für das genannte Forschungsprojekt ausarbeiten und dem KFKI vorlegen.

3.9 Vertikalpendelmessungen zur Sturmflutvorhersage

Bei der Auswertung von Vertikalpendelmessungen zur Ermittlung der Gezeitendeformationen des Erdkörpers war für die Sturmflutperiode vom Dezember 1973 durch das Institut für Geophysik der Universität Kiel ein Zusammenhang zwischen den Mikroschwingungen des Pendels in einem Bohrloch bei Kiel und der am Pegel Büsum aufgezeichneten Wasserstandsganglinie festgestellt worden. Dabei lagen die Pendelbewegungen bis zu zwölf Stunden vor den entsprechenden Aufzeichnungen des Pegels. Es wurde hierin eine Möglichkeit für die Verwendbarkeit von Vertikalpendelmessungen zur Sturmflutvorhersage gesehen (ZSCHAU, 1977 u. 1979; ZSCHAU u. a., 1979; ZSCHAU u. KÜMPEL, 1979). Um diese Möglichkeit eingehend zu prüfen, hat das KFKI im Herbst 1976 die Bildung einer Arbeitsgruppe beschlossen, die Anfang 1977 ihre Arbeit aufnahm. Man war sich dabei stets darüber klar, daß es nicht möglich sein würde, auf den Vertikalpendelmessungen ein eigenständiges Sturmflut-

vorhersageverfahren aufzubauen. Es sollte vielmehr festgestellt werden, ob die Messungen zur Ergänzung und Verbesserung der bisherigen Vorhersage- und Warnsysteme angewandt werden könnten. Die Arbeitsgruppe schlug vor, zunächst an drei Meßstellen bei Kiel, Flensburg und Heide weitere Daten zu gewinnen und auszuwerten. Die Arbeiten wurden 1977 und 1978 vom Institut für Geophysik der Universität Kiel ausgeführt und von den Ländern Schleswig-Holstein, Niedersachsen, Hamburg und Bremen finanziell gefördert. Die Arbeitsgruppe hat die Arbeit des Instituts für Geophysik begleitet. Es wurden mehrere unterschiedlich abgelaufene Sturmfluten analysiert und die Pendelschwingungen mit dem Wasserstandsverlauf verglichen. Ein Abschlußbericht liegt inzwischen vor. Danach ist bei Sturmfluten, die einen bestimmten typischen Verlauf haben, eine Vorhersage möglich, bei anderen Sturmfluten dagegen nicht. Von der Universität Kiel sind zunächst noch weitere grundlegende Untersuchungen geplant.

4. Ausblick

In dem vorstehenden Abschnitt 3 ist über zwei Projekte, die von ZÖLSMANN (1977) erwähnt sind, nicht berichtet worden, die "Untersuchungen über Sturmfluten in der Unterelbe" und die "Wasserstandsmeßstation in der Elbemündung". Die Sturmflutuntersuchungen sind seit 1976 im Gange. Sie waren zwar vom KFKI angeregt worden, sind aber nicht als eigentliches KFKI-Forschungsprogramm anzusehen wie die anderen Projekte, über die in der vorliegenden Arbeit berichtet wird. Es handelt sich hier vielmehr um Forschungs- bzw. Untersuchungsaufträge, die von den Ländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein gemeinsam vergeben worden sind. Sie unterliegen nicht der Koordinierung durch den Forschungsleiter Küste.

Das Programm zur Erforschung der Wasserstandsentwicklung, zu dem der Ausbau eines Systems von Pegelstationen im Küstenvorfeld gehörte, von dem ein erster Prototyp vor der Elbemündung errichtet werden sollte (BMBW, 1971; ZÖLSMANN, 1977), ist leider nicht weiterverfolgt worden. Der finanzielle Aufwand für den Aufbau des Systems der Meßstationen und vor allem für deren spätere Betreuung und die Datenauswertung, die für viele Jahre hätten sichergestellt werden müssen, war so groß, daß er gegenwärtig nicht getragen werden konnte. Da mit der Verwirklichung des gesamten Projekts in absehbarer Zeit nicht zu rechnen war, erschien es auch nicht sinnvoll, eine einzelne Meßstation als Prototyp zu bauen. Es muß jedoch betont werden, daß die exakte Wasserstandserfassung im Küstenvorfeld weiterhin zu den wichtigsten Aufgaben der Küstenforschung gehört und erst die Voraussetzung für die Lösung mancher wissenschaftlicher und technischer Probleme schafft. Den Hauptnutzen solcher langjährigen Wasserstandsmessungen werden allerdings erst spätere Generationen haben. Deshalb sollte man das Programm zur "Untersuchung der räumlichen und zeitlichen Verteilung der Wasserstände", wie es vom BMBW (1971) dargestellt ist, weiter im Auge behalten und so bald wie möglich verwirklichen. Vielleicht ergeben sich neue Impulse, wenn das Projekt HN-Modelle (siehe Abschnitt 3.6) abgeschlossen ist und mit Hilfe der Regionalmodelle die zweckmäßigsten Punkte für die Einrichtung von Meßstationen bestimmt werden können. Dabei ist zu berücksichtigen, daß solche Stationen im Küstenvorfeld nicht nur für Wasserstandsmessungen Bedeutung haben, sondern daß sie auch für die Umweltüberwachung verwendet werden können. Der für den Umweltschutz entstehende Nutzen für die Gegenwart und die nahe Zukunft dürfte so groß sein, daß aus diesen Gründen der Aufbau der Meßstationen eher zu erwarten ist, als allein für die Erfassung der Wasserstände.

Insgesamt haben die Ausführungen des Abschnittes 3 gezeigt, daß die meisten der vom

KFKI in Angriff genommenen Forschungsprojekte noch nicht abgeschlossen sind, sondern in den nächsten Jahren fortgesetzt werden. Einige sind zu einem vorläufigen Abschluß gelangt. Über alle Projekte wurden jeweils unveröffentlichte Jahresberichte den fördernden Stellen erstattet, auf die im Rahmen der vorliegenden Arbeit aber nicht eingegangen werden kann. Zwischenergebnisse der Forschungsarbeiten sind den Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen stets unmittelbar in Form des Erfahrungsaustausches innerhalb der Beratungsgruppe zugute gekommen. Im Teil 2 des nachfolgenden Schriftenverzeichnisses sind vorwiegend die Veröffentlichungen aufgeführt, in denen von Mitgliedern der einzelnen Forschungsprojekte über erste Ergebnisse berichtet wird. Mehrere größere Arbeiten über die Projekte sind z. Z. noch in Vorbereitung.

Die Ausführung mancher Projekte hat sich gegenüber der ersten, vielleicht manchmal zu euphorischen Planung der betreffenden Projektgruppe verzögert. Die Ursache dafür ist vor allem darin zu sehen, daß die Forschungsprojekte ja keine Hauptaufgaben der betreffenden ausführenden Dienststellen sind. Sie können nur im Rahmen ihrer eigentlichen Aufgaben mit wahrgenommen werden. Dieser Weg ist aber der z. Z. einzig gangbare, denn im wesentlichen verfügen nur die Dienststellen der im KFKI vertretenen Verwaltungen über die personellen und gerätemäßigen Voraussetzungen – z. B. Schiffe –, um die meisten der geschilderten Arbeiten des Naturmeßprogramms überhaupt ausführen zu können. So gesehen kann das Ergebnis der bisherigen Arbeiten als außerordentlich positiv bezeichnet werden. Sie müssen weitergeführt werden und werden weitergehen. Neue Forschungsaufgaben werden in der Zukunft hinzukommen. Die Bewältigung dieser Arbeiten erfordert weiterhin den vollen persönlichen Einsatz aller Beteiligten. Ihren Einsatzwillen und ihre Einsatzfreude gilt es zu erhalten und zu fördern!

5. Schriftenverzeichnis

5.1 Allgemeines Schrifttum

BUNDESMINISTER FÜR BILDUNG UND WISSENSCHAFT (BMBW): Untersuchungsprogramm zur Küstenforschung. Schriftenreihe Meeresforschung 1. Bonn, 1971.

GÖHREN, H., LUCK, G., ROHDE, H. u. ZITSCHER, F. F.: Tagung der North Sea Coastal Engineering Group (NSCEG) in Dänemark im Oktober 1972. Die Küste, H 25, 1974.

- GÖHREN, H.: Tagung der North Sea Coastal Engineering Group (NSCEG) in England. Hansa, Nr. 5, 1974.
- LAUCHT, H.: Aufgaben des Küstenausschusses Nord- und Ostsee und sein Verhältnis zur Hafenbautechnischen Gesellschaft. Jb. HTG, Bd. 33, 1974.
- LAUCHT, H.: Die Entwicklung des Küstenausschusses Nord- und Ostsee zum Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen. Die Küste, H. 29, 1976.
- LORENZEN, J. M.: Das Programm des Küstenausschusses zur Erforschung der Naturvorgänge im deutschen Küstenvorfeld. Die Küste, H. 18, 1969.

LORENZEN, J. M: 20 Jahre Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Hansa, Nr. 9, 1970.

ROHDE, H.: Die Küstenforschung im Gesamtprogramm Meeresforschung der Bundesrepublik Deutschland. Jb. HTG, Bd. 33, 1974.

SIEFERT, W.: Die 16. Internationale Küsteningenieurkonferenz 1978 ("ICCE '78") in Hamburg. Jb. HTG, Bd. 36, 1979.

ZITSCHER, F. F.: Das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI). Hansa, Nr. 15/16, 1978.

ZÖLSMANN, H.: Aufgaben, laufende Arbeiten und Programme des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen. Jb. HTG, Bd. 35, 1977.

5.2 Schrifttum zu den Forschungsprojekten

BARTHEL, V.: Analysis of waves during a storm tide. Proc. 16. Intern. Conf. on Coastal Eng. Hamburg, 1978. New York, 1979.

- BLANKENSTEIN, H., BRANDT, G., GLASER, D. u. NIEMEYER, H. D.: Zur Digitalisierung von Wellenschrieben. Jb. 1978, Forschungsstelle f. Insel- u. Küstenschutz Norderney, Bd. 30, 1979.
- HANSEN, W.: Anwendung von HN-Modellen für Probleme des Küsteningenieurwesens. Jb. HTG, Bd. 35, 1977.
- KOWALSKI, H. u. LUCK, G.: Mitwirkung der Forschungsstelle bei der Vermessung des deutschen Küstenvorfeldes durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI). Jb. 1978, Forschungsstelle f. Insel- u. Küstenschutz Norderney, Bd. 30, 1979.
- LAMADE, S.: Die räumliche Verteilung der Foraminiferenarten Nonion depressulum, Elphidium excavatum und Elphidium selseyense im Gezeitenbereich der Meldorfer Bucht. Diplomarbeit Univ. Hamburg, 1978 (unveröffentlicht).
- LOHRBERG, W.: Die Lage der Nivellelementspunkte auf Helgoland zu Normal-Null. Zeitschr. f. Vermkde., H. 6, 1966.
- LUCK, G. u. NIEMEYER, H. D.: Seegangsmessungen im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Watten. Meerestechn., H. 4, 1976.
- LUCK, G. u. NIEMEYER, H. D.: Das Seegangsmeßprogramm Ostfriesische Inseln und Küste. Deutsche Gewässerkundl. Mitt., H. 6, 1977.
- NIEMEYER, H. D.: Seegangsmessungen auf Deichvorländern. Jb. 1976, Forschungsstelle f. Insel- u. Küstenschutz Norderney, Bd. 28, 1977.
- NIEMEYER, H. D.: The Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security. Proc. 17th IAHR-Congress, Baden-Baden, 1977.
- NIEMEYER, H. D.: Wave Climate Study in the Region of the East Frisian Islands and Coast. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng. Hamburg, 1978. New York, 1979.
- NIEMEYER, H. D.: Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste. Die Küste, H. 34, 1979.
- ROHDE, H.: Strömungsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste 1948–1973. In: "Abschlußbericht DFG, Sandbewegung im Küstenraum", 1979.
- SCHLEIDER, W.: Zweite synoptische Vermessung der deutschen Küstengewässer der Nordsee. Zeitschr. f. Vermkde., H. 10, 1979.
- SFB 79: Ergebnisbericht 1977-1979. Hannover, 1979.
- SIEFERT, W.: Zusammenstellung der wichtigsten Meßdaten und Untersuchungsergebnisse 1964/77 aus dem Sahlenburger Watt. Studie Nr. 41 der Forsch.- u. Vorarb.-Stelle Neuwerk, 1979a (unveröffentlicht).

YSKER, J.: Seegangsuntersuchungen in der Jade. Die Küste, H. 34, 1979.

- ZSCHAU, J.: Sturmflutvorhersage mit Vertikalpendeln. Christiana Albertina, H. 7, 1977.
- ZSCHAU, J., KÜMPEL, H.-J., MEISSNER, R. u. CAROW, U.: A new geophysical method in forecasting storm surges. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng. (Hamburg 1978). New York, 1979.
- ZSCHAU, J., KÜMPEL, H.-J., MEISSNER, R. u. CAROW, U.: Eine neue geophysikalische Methode zur Vorhersage von Sturmfluten. Die Küste, H. 34, 1979.
- ZSCHAU, J.: Prediction of storm surges from marine loading tilt measured inland from the sea. Proc. 8th Int. Symp. on Earth Tides (Bonn, 1977), 1979.
- ZSCHAU, J.; KÜMPEL, H.-J.: Prediction of storm surges using vertical pendulums. Geoph. and Astroph. Fluid Dynamics, 1979.

BARTHEL, V.: Sturmflutseegang in einem Ästuar. Die Küste, H. 34, 1979.