

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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



3950-A-2012-0000086

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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

HERAUSGEBER:
KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Heft 38 – 1983

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

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0310-8

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BERNDT, Dieter, Dipl.-Ing., Moorweidenstraße 14, 2000 Hamburg 13; BOE, Carl, Dipl.-Ing., Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11; HARTEN, Hermann, Dipl.-Ing., Wedeler Landstraße 157, 2000 Hamburg 56; LUCK, Günter, Dr.-Ing., An der Mühle 5, 2982 Norderney; MIESSNER, Fritz, Ing. (grad.), Deichstraße 12, 2190 Cuxhaven; PLATE, Erich, Prof. Dr.-Ing., Kaiserstraße 12, 7500 Karlsruhe; RICHTER, Hans-Henning, Dipl.-Ing., Am Hafen 40, 2253 Tönning; ROHDE, Hans, Dr.-Ing., Moorweidenstraße 14, 2000 Hamburg 13; SIEFERT, Winfried, Prof. Dr.-Ing., Lentzkai, 2190 Cuxhaven; SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr. rer. nat., Heimhuder Straße 71, 2000 Hamburg 13; WIELAND, Peter, Dipl.-Ing., Hafenkoog, 2242 Büsum; ZIELKE, Werner, Prof. Dr.-Ing., Welfengarten 1, 3000 Hannover.

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: Ministerialrat Gerhard KRUSE.
Geschäftsführer: Ltd. Baudirektor J. SINDERN, Feldstraße 251/253, 2300 Kiel.
Schriftleiter: Erster Baudirektor Dr.-Ing. H. GÖHREN, Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

SIEFERT, Winfried, Prof. Dr.-Ing. Morphologische Analysen für das Knechtsand-Gebiet (Pilotstudie des KFKI-Projektes MORAN)	1
Projektgruppe HN-Modelle des KFKI Die numerischen Küstenmodelle des Kuratoriums für Forschung im Küsten- ingenieurwesen (KFKI) für die Deutsche Bucht – Abschlußbericht	59
Lenkungsausschuß für Sturmflutuntersuchungen in der Elbe Untersuchungen über Maßnahmen zum Sturmflutschutz in der Elbe – Bericht . . .	93
BERNDT, Dieter, Dipl.-Ing. HARTEN, Hermann, Dipl.-Ing. ROHDE, Hans, Dr.-Ing. Hydraulische Modellversuche zum Sturmflutgeschehen	105
SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr. rer. nat. ZIELKE, Werner, Prof. Dr.-Ing. Mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen in der Unterelbe	177
PLATE, Erich, J. Prof. Dr.-Ing. Zeitreihenuntersuchung der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe	201
SIEFERT, Winfried, Prof. Dr.-Ing. MIESSNER, Fritz, Ing. (grad.) RICHTER, Hans-Henning, Dipl.-Ing. WIELAND, Peter, Dipl.-Ing. Triftströmungen vor der Küste zwischen Eider und Elbe	221

Leitender Baudirektor Josef Sindern im Ruhestand

Ende September 1982 schied Leitender Baudirektor JOSEF SINDERN bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord nach Vollendung des 65. Lebensjahres und einer über 40jährigen Tätigkeit im öffentlichen Dienst aus dem aktiven Dienst der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes aus. Sein Amt als Geschäftsführer des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) wird er im April 1983 an seinen Nachfolger übergeben. Sein erfülltes Berufsleben stand ganz im Dienst küstenbezogenen Wasserbaus und der Küstenforschung, so daß es an dieser Stelle eine besondere Würdigung verdient.

1917 in Recklinghausen geboren, wo er auch seine Schulzeit verbrachte, erwarb JOSEF SINDERN nach dem Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Hannover in über achtjähriger Tätigkeit als Assistent und Versuchsleiter am dortigen Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau die Spezialkenntnisse für seine spätere vielseitige Tätigkeit bei der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes. Diese begann 1951 mit dem Einsatz als Leiter der Untersuchungsstelle Westküste beim Wasser- und Schifffahrtsamt Tönning, deren vorwiegende Aufgabe die Schaffung aller wissenschaftlichen und praktischen Grundlagen für die 1973 nach fünfjähriger Bauzeit eingeweihte Eiderabdämmung war.

1959 übernahm JOSEF SINDERN das gewässerkundliche Dezernat der Wasser- und Schifffahrtsdirektion (WSD) Nord in Kiel. Seine Kenntnisse und Erfahrungen nicht nur im engeren Bereich der Gewässerkunde, sondern auch im wasserbaulichen Versuchswesen, in der Hydraulik, Seevermessung und in anderen Randgebieten befähigten ihn, hier in über 20



Jahren unermüdlischen Einsatzes ein Dezernat aufzubauen, das für gleichartige Dezernate bei Bundes- und Landesbehörden als Vorbild dienen konnte. Kein Bauvorhaben in der Zuständigkeit dieser großen Direktion wurde begonnen, ohne daß JOSEF SINDERN zu den Vorbereitungen seinen fundierten Beitrag lieferte. So blieb ein rascher dienstlicher Aufstieg bis zum Leitenden Baudirektor nicht aus. Über 30 Veröffentlichungen in dieser Zeit, insbesondere zu den Problemen der Eider, dem Sorgenkind Schleswig-Holsteins, zu Meß- und Ortungsverfahren im Küstengebiet, zu Fragen des Seebaus, der Temperatur- und Eisverhältnisse und der Sturmfluten zeugen von seinem Einsatz, seinem Können und seinen Erfahrungen.

Neben seiner Tätigkeit als Dezernatsleiter und als Vertreter des Abteilungsleiters Technik der WSD war JOSEF SINDERN noch in zahlreichen Arbeitsgruppen und Ausschüssen tätig, u. a. im Küstenpegelausschuß, im Normenausschuß Wasserwesen, im LAWA-Arbeitskreis Pegel und in der Lenkungs- und Arbeitsgruppe Eider.

JOSEF SINDERN, der bereits viele Jahre aktiv im Küstenausschuß Nord- und Ostsee mitgearbeitet hatte, übernahm nach dem Tod des langjährigen Ausschußvorsitzenden, Dr.-Ing. E. h. Lorenzen, 1972 kommissarisch die Geschäftsführung. Als 1973 mit Auflösung des Küstenausschusses Nord- und Ostsee durch Verwaltungsvereinbarung zwischen Bund und Küstenländern das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen an seine Stelle trat, wurde er zu dessen Geschäftsführer gewählt. Mit seiner langjährigen Küstenerfahrung und seiner besonderen Begeisterung für die Sache führte er nicht nur die Geschäfte, sondern gab mit großem Engagement wesentliche Impulse bei der Vorbereitung und Durchführung der zahlreichen Forschungsprojekte, die unter dem KFKI seither angelaufen sind. Besonderen Respekt verdient seine vorbildliche Organisation zahlreicher internationaler Tagungen im Gebiet des Küsteningenieurwesens, z. B. die 1978 erstmalig in der Bundesrepublik veranstaltete *International Conference on Coastal Engineering* mit über 600 ausländischen und deutschen Teilnehmern und die regelmäßig veranstalteten Studientage mit dem *Kring van zeeverende ingenieurs*. Diese Erfolge erreichte er nicht zuletzt durch seine besondere Fähigkeit, Kontakte mit ausländischen Fachkollegen herzustellen und zu pflegen.

Temperament, Beharrlichkeit und Begeisterung für seine Aufgaben, verbunden mit fundiertem Wissen und reichen Erfahrungen, haben JOSEF SINDERN die Anerkennung seiner Mitarbeiter und Fachkollegen und einen großen Freundeskreis geschaffen. Wir wünschen ihm und seiner Familie für den neuen Lebensabschnitt alles Gute.

Der Vorsitzende des Kuratoriums für
Forschung im Küsteningenieurwesen
G. Krause

Der Präsident der Wasser- und
Schiffahrtsdirektion Nord
F. Reuter

Morphologische Analysen für das Knechtsand-Gebiet (Pilotstudie des KFKI-Projektes MORAN)

Von Winfried Siefert

Zusammenfassung

Im Rahmen der überregionalen Küstenforschung wurden in den Jahren 1974/75 und 1979/80 erstmals quasi-simultane Vermessungen des deutschen Nordsee-Küstenvorfeldes vorgenommen. Sinn dieser Untersuchungen war es vor allem, Grundlagen für eine Analyse der Veränderungen in einem bestimmten Zeitraum zu schaffen. 1978 wurde im KFKI eine Projektgruppe „Morphologische Analysen Nordseeküste“ (MORAN) gebildet, die dieses Ziel verfolgen soll. Die vorbereitenden Arbeiten führten zunächst zur Auswahl von drei Testgebieten mit dem Knechtsand als erstem.

Diese Studie enthält die grundlegenden Gedanken für die weiteren Arbeiten und demonstriert die für das gesamte deutsche Nordsee-Küstengebiet geplanten Analysen am Beispiel Knechtsand. Dazu gehört die übersichtliche Darstellung der hydrologischen Verhältnisse. Die morphologisch-hydrologischen Wechselbeziehungen werden theoretisch und statistisch behandelt. Abhängigkeiten zwischen einzelnen Parametern werden skizziert. Ein Aufgabenkatalog zeigt schließlich die Perspektiven für die nächsten Jahre auf.

Summary

In 1974/75 and 1979/80 quasi simultaneous surveys of the German part of the North Sea shallow water area were carried out as part of the inter-governmental coastal engineering research program. The main reason was to gain fundamentals for the analysis of topographic changes in a large area within a certain interval. Therefore in 1978 a project group gathered to work on the "Morphological Analyses of the German North Sea coast" (MORAN). During the period of preparation three test areas were selected, the first of them being the Knechtsand area.

This study contains the main fundamentals for the ongoing tasks and demonstrates the planned analyses for the German coastal area with the Knechtsand area as a first example. It includes the hydrological, sedimentological, and biological situations. The interactions of morphology and hydrology are explained theoretically and statistically. Dependencies between certain parameters are mentioned. Finally a catalogue shows the perspectives of the years ahead.

Inhalt

1. Veranlassung	2
2. Abgrenzung des Gebietes und des Untersuchungszeitraumes	5
3. Die morphologischen Verhältnisse	8
3.1 Historisch-morphologische Entwicklung	8
3.2 Ergebnisse des halbautomatischen Kartenvergleichs 1974-79	13
3.3 „Morphologisches Fenster“ Hohenhörn Sände - Oberer Wittsand	16
3.4 Ansatz zur Beschreibung einer Höhenänderung im Küstenvorfeld	20
4. Die hydrologischen Verhältnisse	24
4.1 Tidewasserstände und Windstau	24
4.2 Strömungen	25
4.3 Seegang	30
5. Morphologisch-hydrologische Wechselbeziehungen	31
5.1 Theoretische Betrachtungen	31
5.1.1 Ansätze zur Berechnung von Tide- und Seegangenergie	31

5.1.2 Ansätze zur Berechnung der Transportmengen	42
5.1.3 Hypothese zur Berechnung von Höhenänderungen	47
5.2 Statistische Untersuchungen	49
5.3 Grenzen der skizzierten Untersuchungen	52
6. Sedimentologische und biologische Verhältnisse	52
7. Zum vollautomatischen Kartenvergleich	53
8. Vorgesehene Arbeiten	53
9. Danksagung	54
10. Schriftenverzeichnis	55
Symbolverzeichnis	56

1. Veranlassung

Im Rahmen der überregionalen Küstenforschung wurden in den Jahren 1974/75 und 1979/80 quasi-simultane Vermessungen des Küstenvorfeldes vorgenommen. Diese Arbeiten von Bundes- und Landesdienststellen wurden vom *Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen* (KFKI) koordiniert und durch Eigenleistungen und mit Mitteln des *Bundesministeriums für Forschung und Technologie* (BMFT) finanziert.

Zur Vorgeschichte schreiben KOWALSKI und LUCK (1979) u. a.:

„Mit der Vermessung und Kartierung nautisch interessanter Gebiete des Küstenvorfeldes wurde schon sehr früh begonnen. Es handelt sich hier überwiegend um die Seeverkehrswege, die größere oder auch kleinere Küstenhäfen mit dem tiefen Wasser der Nordsee verbinden oder die auch parallel zur Küstenlinie über die Watten verlaufen. Je nach Bedeutung der einzelnen Häfen wurden die regelmäßigen Vermessungen der Fahrwasser zu unterschiedlichen Zeiten begonnen, so daß ein einheitlicher Zeitpunkt für den Anfang dieser Arbeiten nicht gegeben werden kann.

Der Mangel einer geschlossenen topographischen Erst- und Wiederholungsaufnahme des deutschen Küstenvorfeldes oder auch nur größerer Untersuchungsgebiete wurde zunehmend empfunden, nachdem die Erforschung dieses Gebietes um 1900 eingesetzt hatte und zunehmend aktiviert wurde.

Erst in der Mitte der dreißiger Jahre konnte die erste topographische Gesamtaufnahme eines größeren Küstenbereiches in Angriff genommen werden. Im Rahmen des schleswig-holsteinischen 10-Jahresplanes wurden die Vermessung und Kartierung der Wattgebiete Nordfrieslands und Dithmarschens vorgesehen. Die 1934 begonnenen Arbeiten kamen durch den Zweiten Weltkrieg zum Erliegen und konnten erst nach dessen Ende 1951 abgeschlossen werden. Damit lag die erste vollständige Wattaufnahme der Westküste Schleswig-Holsteins vor. Auf der Grundlage dieser Erstvermessung wurden dann zu aktuellen Problemen des Seewasserbaues gezielt angesetzte Wiederholungsvermessungen vorgenommen, die das Wissen um die Vorgänge im Küstenvorfeld zunehmend bereicherten.

Im Gebiet der niedersächsischen Küste wurden nach dem Zweiten Weltkrieg Kartierungsarbeiten durch die *Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney* in jenen Bereichen vorgenommen, die für Planungen zum Insel- und Küstenschutz von Bedeutung waren. Ende der fünfziger Jahre wurde dann die Herstellung zweier topographischer Wattkartenwerke eingeleitet. Die topographischen Wattkarten lehnen sich stark an das Vorbild Schleswig-Holsteins an (Gauß-Krüger-Netz; Bezugshorizont: NN; Maßstab 1 : 25 000).

Seit 1964 wurde das Neuwark/Scharhörner Watt in zahlreichen Wiederholungsvermessungen erfaßt, die vor allem der Abschätzung morphologischer Vorgänge als Grundlage für die seinerzeit dort laufenden Planungen eines Vorhafenprojektes der Freien und Hansestadt Hamburg dienen.

Zusammenfassend ist somit festzustellen, daß längs der deutschen Küste erhebliche Aktivitäten entfaltet wurden, um das morphologische Formeninventar des Küstenvorfeldes unter ständiger Kontrolle halten zu können. Besonders in jenen Gebieten, die wegen aktueller Bauvorhaben schwerpunktmäßig behandelt wurden, konnten hierbei erhebliche Einblicke in hydrologisch-morphologische Vorgänge gewonnen werden.

Großräumige Untersuchungen, z. B. zu Fragen des Materialhaushaltes der gesamten deutschen Küste, litten jedoch von jeher unter dem Mangel, daß die Vermessungsarbeiten zeitlich und räumlich sehr uneinheitlich abgewickelt wurden.

Etwa um 1965 wurden im damaligen Küstenausschuß Nord- und Ostsee erste Überlegungen angestellt, die verschiedenen Aktivitäten in der Erforschung der deutschen Küste großräumig zu koordinieren mit dem Ziel, den Materialhaushalt des Küstenvorfeldes in seiner Gesamtheit zu quantifizieren. Hierbei wurde neben hydrometrischen, sedimentologischen u.ä. Arbeiten auch eine Koordination der Vermessungsarbeiten erwogen. Sie fand 1968 ihren Niederschlag in der Denkschrift ‚Erforschung der Naturvorgänge im Küstenvorfeld als Voraussetzung für alle Aufgaben im Seebau‘ des Küstenausschusses Nord- und Ostsee.

Das Untersuchungsprogramm zur Denkschrift des Küstenausschusses wurde im Winter 1968/69 bearbeitet. In einigen ad hoc-Gruppen sind hierbei die organisatorischen, gerätemäßigen und finanziellen Aspekte zu den einzelnen Untersuchungsvorhaben (Seegangs- und Strömungsmessungen, Transportvorgänge, Vermessungen u.ä.) behandelt worden. Die Ergebnisse der Beratungen wurden im ‚Untersuchungsprogramm zur Erforschung der Naturvorgänge im deutschen Küstenvorfeld‘ niedergelegt und innerhalb der beteiligten Verwaltung sowie Hochschulinsti-tute zur Diskussion gestellt.

Es bestand die Absicht, morphologische Vorgänge, die auf strukturelle Entwicklungen hindeuten, in den großen Zusammenhang des Küstenbereiches zu stellen und einander zuzuordnen; Erosions- und Sedimentationsflächen sollten unter besondere Kontrolle genommen werden, in Gebieten schnell wechselnden Formeninventars wurde eine zeitliche und räumliche Verdichtung der Vermessung angestrebt usf. Übergeordnetes wissenschaftliches Ziel war jedoch die Bilanzierung des Materialhaushaltes kleinerer bis größerer morphologischer Einheiten bis hin zur Gesamtküste.

In dem Vermessungsprogramm war für Wiederholungsmessungen ein Zeitraum von fünf Jahren vorgesehen. Es ist späterhin mehrfach in Frage gestellt worden, ob ein solcher Zeitraum wegen des mit den Vermessungsarbeiten verbundenen Arbeitsaufwandes noch sinnvoll sei. Die ursprüngliche Diskussion um die Wiederholungsmessungen gründete vor allem auf Überlegungen zum zeitlichen Ablauf morphologischer Vorgänge.

Da es Gebiete gibt, in welchen jahrelang keine Veränderungen feststellbar sind, während in anderen das Formeninventar beinahe von Tide zu Tide wechselt (z. B. Riffbögen vor den Ostfriesischen Inseln), erbrachte die so geführte Diskussion keine Ergebnisse.“

1978 wurde im KFKI eine Projektgruppe „Morphologische Analysen Nordseeküste“ (MORAN) gebildet, die das genannte Ziel verfolgen soll. Mitglieder dieser Projektgruppe sind bzw. waren:

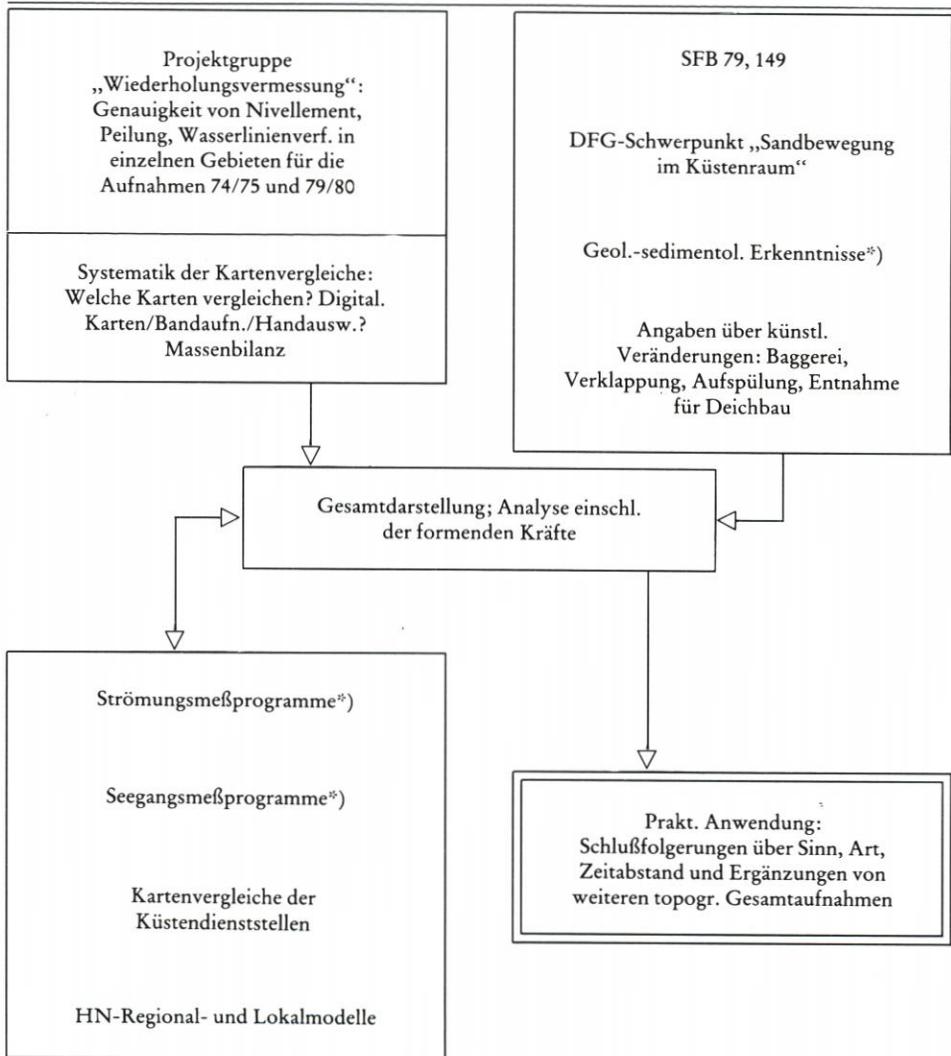
- Dr. BARTHEL, Wasser- und Schiffsamt Bremerhaven (bis 1981)
 - Dr. BETTAC, Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg
 - Dr. LUCK, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney (bis 1981)
 - Dr. RENGER, Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten, Kiel
 - Dr. SAMU, Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Küste, Hamburg
 - Dr. SCHLEIDER, Wasser- und Schiffsdirektion Nordwest, Aurich
 - Dr. STEPHAN, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney (ab 1981)
 - Dr. WISMER, Wasser- und Schiffsdirektion Nord, Kiel
- und der Autor als Obmann.

Die vorbereitenden Arbeiten, die seit 1980 vom BMFT finanziell gefördert wurden, führten zunächst zur Erstellung eines Ablaufplanes, der Darstellung der Verknüpfung mit anderen KFKI-Projekten und der Auswahl von drei Testgebieten (Kap. 2). Die Aufgabe wurde von vornherein nicht nur in der Herstellung von Tiefenänderungsplänen gesehen, sondern in dem Versuch, einem wesentlich weiter gesteckten Ziel näherzukommen, in dessen Richtung schon vielfach Ansätze gemacht worden sind:

- den Trend der Verlagerung von Rinnen und Platen im Küstenvorfeld und in den Ästuaren der deutschen Nordseeküste innerhalb eines bestimmten Zeitraumes feststellen und analysieren,
- die Sedimentations- und Erosionsgebiete sowie materialbedingtes Formeninventar (soweit möglich) herausarbeiten,
- die Ergebnisse im Zusammenhang mit den formenden Kräften darstellen,

– Schlußfolgerungen für die praktische Arbeit an der Küste ziehen.
 Über das Arbeitsprogramm (Tab. 1) und die Auswahl der Testfelder (Abb. 1) berichten SIEFERT und BARTHEL (1981). Es wird dabei deutlich, daß die Arbeiten nur dann erfolgreich durchgeführt werden können, wenn die hydrologischen und sedimentologischen Verhältnisse bekannt sind. Zur Erarbeitung der morphologischen Veränderungen und Demonstration der beabsichtigten Verknüpfung von morphologischen und hydrologischen Gegebenheiten ist diese „Pilotstudie Knechtsand“ vorgesehen, in der alle für dieses erste Testgebiet gegebenen Möglichkeiten angesprochen werden sollen.

Tabelle 1
 Ablaufplan für die Arbeiten des Projektes MORAN



*) KFKI und Küstendienststellen

2. Abgrenzung des Gebietes und des Untersuchungszeitraumes

Die drei auf Abb. 1 angegebenen Testgebiete wurden von der Projektgruppe nach unterschiedlichen Gesichtspunkten ausgewählt. Danach kamen als erste Testfelder nur Gebiete in Frage, die

- kartenmäßig auch aus früherer Zeit gut belegt sind,
- 1974/75 und 1979/80 aufgenommen wurden,
- so liegen, daß auch in späteren Jahren weitere Aufnahmen wahrscheinlich sind,
- nicht ohnehin von Ämtern zu Vergleichszwecken bearbeitet werden,
- keine speziellen Bagger- und Verklappungsgebiete darstellen,
- durch Strömungsmessungen in den 70er Jahren erfaßt sind,
- durch Seegangsmessungen in den 70er Jahren erfaßt sind (Ausnahme: Für höhere Wattgebiete kann das Seegangsklima berechnet werden),
- durch Sedimentproben in den 70er Jahren erfaßt sind.

Bei sinnvollen Gebietsgrenzen ergaben sich die drei Testfelder:

(1) durch Insel geschütztes Watt mit Prielsystem südlich Norderney

(2) zur Nordsee offenes Knechtsandwatt

(3) durch kleinere Bänke geschütztes Watt vor einer neuen Deichlinie: Meldorfer Bucht

Mit dem als erstes in Angriff genommenen Gebiet sollte eine komplette Wattzone einschließlich der sie begrenzenden Wattströme erfaßt werden. So enthält der Zuschnitt bei einer Gesamtgröße von 340 km² den Großen Knechtsand und die Kleinen Knechtsände, die sie im Norden begrenzende Till und im Süden begrenzende Robinsbalje, schließlich den Südwestrand des Neuwerker Watts, den Nordostrand des Eversandes und das dazwischenliegende küstennahe Wurster Watt (Abb. 2). Die seeseitige Begrenzung wurde grob an der 6-m-Tiefenlinie orientiert.

Die Grenzen dieses Testfeldes schließen Gebiete intensiver Messungen seitens der *Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney* (Knechtsand, Wurster Watt), der *Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk* (Neuwerker Watt, Till) und des *Wasser- und Schifffahrtsamtes Bremerhaven* (Robinsbalje, Eversand, Tegeler Plate) ein. Somit liegt eine Fülle von Datenmaterial vor. Dieses wurde in den letzten Jahren zum großen Teil veröffentlicht oder in internen Berichten zusammengestellt. Aber es fanden sich auch weitere Rohdaten, die nun im Rahmen der Voruntersuchungen für die Pilotstudie ausgewertet wurden und z.T. wertvolle Ergänzungen brachten.

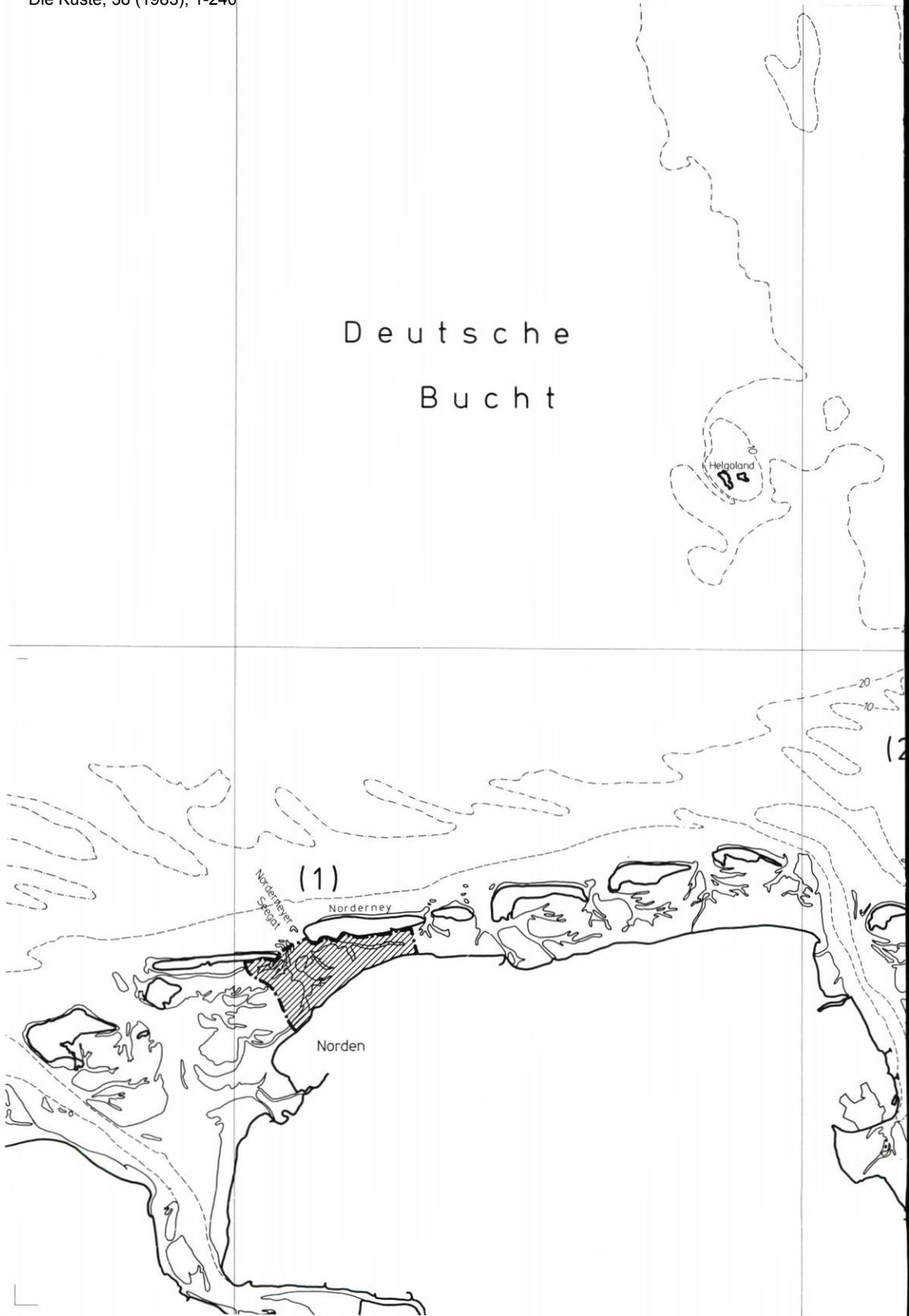
Der im MORAN-Projekt vorgesehene Kartenvergleich umfaßt den Zeitraum 1974/75 bis 1979/80. Die hydrologischen Ergebnisse wurden je nach ihren Meßdaten verwendet, und zwar

- Messungen bis 1970 nur für eine generelle Darstellung der regionalen Verhältnisse,
- Messungen von 1971 bis 1980 außerdem zur Analyse der lokalen Gegebenheiten.

Die weitere Verwendung dieser und anderer Daten zeigt der bereits erwähnte Ablaufplan (Tab. 1). Daß es nicht hilfreich sein kann, zu alte Messungen (also älter als etwa von 1971*) als lokale Angaben zu nutzen, wird deutlich an der Skizze auf Abb. 3. Hier zeigt der Kartenvergleich 1974/76/79, vereinfacht dargestellt an den Tiefenlinien KN und 10-m-KN, eine Verlagerung der Kleinen Knechtsände einschließlich der zwischenliegenden Rinnen um rd.

*) Sicher ist die Grenze, nur Messungen ab 1971 im Detail heranzuziehen, in gewisser Weise willkürlich; aber eine Vorverlegung scheint unrealistisch zu sein. Sie soll auch nicht starr gesehen werden, und bei der weiteren Verwendung ist von Bedeutung, ob die Daten aus ruhigen oder unruhigen Gebieten stammen und wozu sie benötigt werden. Für eine generalisierte Darstellung der Verhältnisse in einem größeren Gebiet können auch ältere Messungen herangezogen werden.

Deutsche Bucht



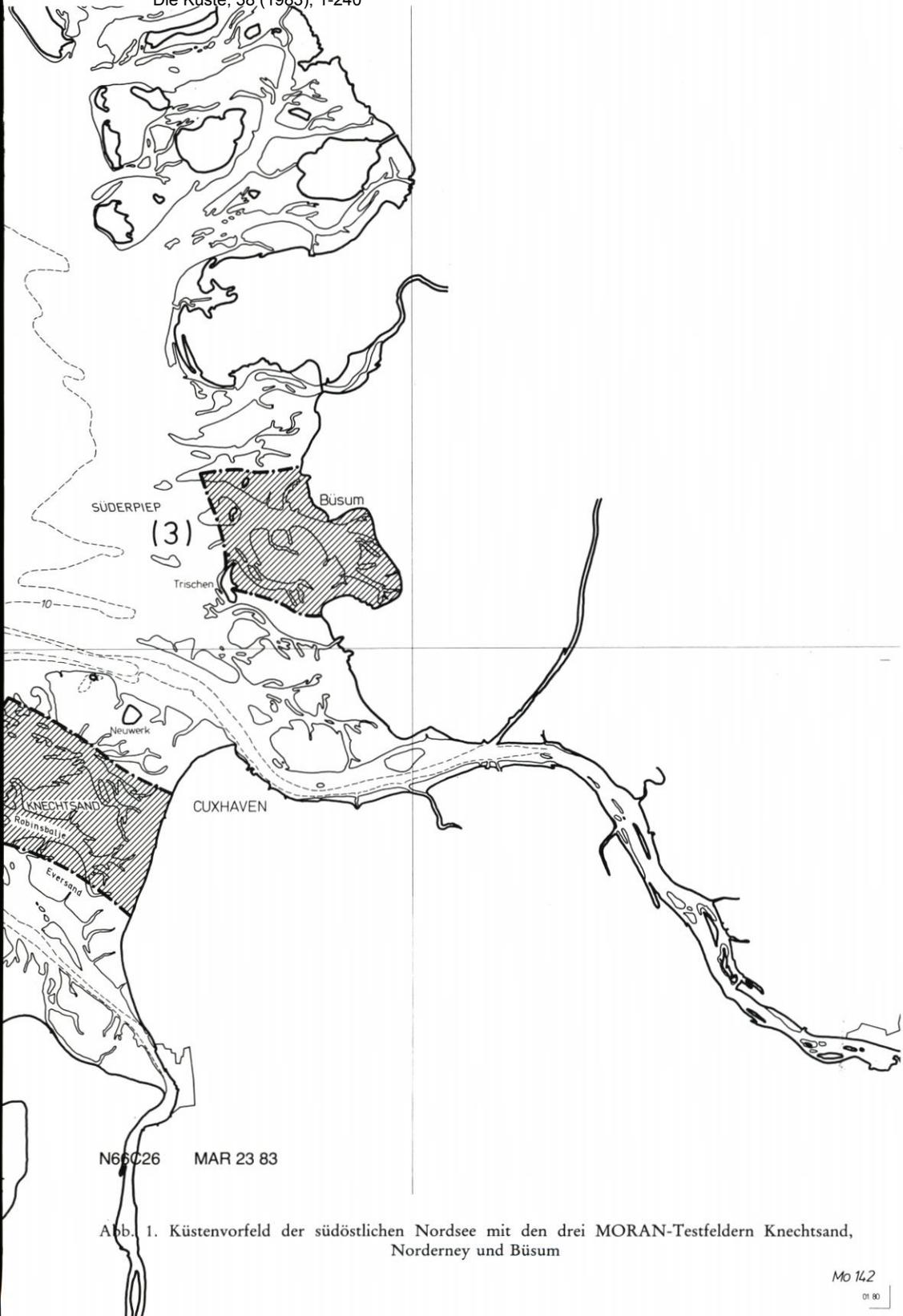


Abb. 1. Küstenvorfeld der südöstlichen Nordsee mit den drei MORAN-Testfeldern Knechtsand, Norderney und Büsum

1 km in fünf Jahren nach Westen bei gleichzeitiger Drehung der südlich anschließenden Gebiete um rd. 10° . Dabei haben sich an einigen geographischen Punkten die topographischen Höhen um bis zu 12 m verändert. Wo ältere Messungen noch auf hohem Watt durchgeführt wurden, können heute tiefe Rinnen die Brandungsbänke begrenzen. So haben sich die lokalen Verhältnisse vollkommene geändert, ohne daß angenommen werden muß, daß dies auch regional der Fall ist.

3. Die morphologischen Verhältnisse

3.1 Historisch-morphologische Entwicklung

Die historisch-morphologische Entwicklung im Testgebiet Knechtsand war verschiedentlich Gegenstand intensiver Untersuchungen. Aus den beiden bedeutendsten Arbeiten sollen im folgenden einige Zitate eine Übersicht ermöglichen.

HOMEIER (1969) schreibt u. a. über das Wurster Watt:

„Die Untersuchung der bei MTnw trockenfallenden Flächen des Wurster Watts hat im wesentlichen folgende Ergebnisse: Die Gesamtfläche von durchschnittlich 390 km^2 hat in den vergangenen rund 175 Jahren, für die verlässliche Aufnahmen der Wattkonfiguration vorliegen, um etwa 6 km^2 oder jährlich durchschnittlich $3,5 \text{ ha}$, das sind insgesamt um etwa $1,6\%$ des mittleren Flächeninhalts, abgenommen. Diese Abnahme ist nicht signifikant. Eindeutig sind jedoch die Abnahme der Flächen des Festlandwatts und die Zunahme der Flächen des äußeren Wattgürtels. Dies bedeutet eine Verschiebung der küstenparallelen Ausläufer der Wattströme in Richtung auf die Küste. Die küstenparallele Tiefenachse am Übergang vom Festlandswatt zum äußeren Wattgürtel hat sich danach in den vergangenen 175 Jahren um jährlich knapp 10 m von rund $5,1 \text{ km}$ auf rund $3,4 \text{ km}$ Abstand von der Vorlandkante genähert. Nach 1940 ist dieser Abstand etwa gleich geblieben. Ob diese Annäherung mit gleichbleibenden Tiefen verbunden war oder ob die Tiefen mit der Annäherung abgenommen haben, läßt sich auf Grund unzureichender Tiefenangaben nicht ermitteln. Ob ferner die annähernde Lagekonstanz der Tiefenachse seit 1940 ein Ausklingen der Verlagerung in einem bestimmten Küstenabstand bedeutet oder nur eine vorübergehende Stillstandsphase ist, muß zukünftig durch weitere Messungen wegen der hervorragenden Bedeutung dieser Frage für den Vorland- und Deichschutz sorgfältig verfolgt werden.

Zur Wathöheneränderung können wegen des späten Einsetzens ausreichender Meßunterlagen keine Aussagen über die langfristige Entwicklung gemacht werden.“

Zu demselben Thema und den Verlagerungen der Wattströme bemerkt LANG (1970):

„Ein Vergleich des Zustandsbildes aus der Zeit um 1790 mit dem von heute, also für etwa 180 Jahre, ergibt folgendes: Die an die Robinsbalje grenzende Nordkante des Ewersandes rückte – bezogen auf eine uns nicht mehr bekannte Niedrigwasserlinie – in ihrem seewärtigen Teil in den letzten 180 Jahren nicht weniger als durchschnittlich 3 km , der dem Festland zugekehrte Teil um schätzungsweise $2,5 \text{ km}$ nordwärts vor. Die Südkante dieses Sandes verfriftete ebenfalls um die gleiche Strecke in nördlicher Richtung. Demnach verlagerte sich der Gesamtkomplex Ewersand um etwa $2,5$ bis 3 km nordwärts.

Auch der nördlich anschließende, durch die Robinsbalje vom Ewersand getrennte Knechtsand läßt Veränderungen in ähnlicher Richtung erkennen. Hier sind zwar die seewärtigen Partien seiner Südkante seit 1790 gleichfalls um ungefähr 3 km vorgerückt, der dem Festland zugekehrte Abschnitt dagegen verfriftete nur 1 bis $1,5 \text{ km}$ nordwärts. Diese unterschiedliche Bewegung kommt im Bereich der Nordufer des Knechtsandes ebenfalls zum Ausdruck: Die westliche Hälfte hat sich – freilich nur teilweise – bis zu 3 km verlagert, wobei der äußerste Westen des Sandes streckenweise ausgeräumt wurde, die östliche Hälfte dagegen drang durchschnittlich nur 1 bis $1,5 \text{ km}$ vor, und zwar nicht nach N, sondern nach NO. An dem landwärtigen Abschnitt des Knechtsandes ist – wie im Bereich der Robinsbalje – gegenüber dem in Seenähe befindlichen Teil des Knechtsandes also eine langsamere Verlagerung zu bemerken. Dieser Befund scheint abermals zu beweisen, daß in Seenähe eine raschere Verfriftung vor sich gegangen ist als in dem dem Festland zugekehrten Teil des Knechtsandes.

Dessen Nordkante grenzt an eine Rinne, die auf der Seekarte REINKES von 1802 bezeichnenderweise den Namen ‚Wester-Till oder Altes Fahrwasser‘ trägt und noch bis in die 70er Jahre des



Abb 2. Luftbild 1975 des Wattkomplexes zwischen Weser- und Elbemündung (Aufnahme Hansa Luftbild, freigegeben Reg.Präs. Münster, Nr. 1426 vom 11. 8. 1975)

gleichen Jahrhunderts ‚Altfahrwasser‘ genannt wurde. Anlässlich der ersten wissenschaftlichen Vermessung konnten hier 1859 noch Durchschnittstiefen von 8,5 bis 11 m festgestellt werden, um 1910 waren diese in der den Knechtsand im Norden begrenzenden Rinne auf 2 bis 3 m zurückgegangen, so daß unter diesen Umständen hier von einem wirklichen Fahrwasser nicht mehr gesprochen werden konnte. Diese Entwicklung läßt auf eine kräftige Nordvertriftung von Sänden schließen.

Hohenhörn-Sand und Wittsand, zu dieser Zeit zwei auffallend lange und schmale Platen, deren Längsachsen nordwestwärts gerichtet sind, trennen die (neue) Wester-Till von der Oster-Till. Während die (neue) Wester-Till Tiefen von etwa 7,5 bis 11 m aufweist, werden in der Oster-Till 3,75 bis 5,5 m nur selten überschritten.

Die (neue) Wester-Till und die Oster-Till vereinigen sich um 1800 südwestlich der Insel Neuwerk zu einer gemeinsamen Rinne mit Tiefen von etwa 5,5 m. Ostwärts der Vereinigung unterteilen sie sich in mehrere Priele, deren Verlauf um 1800 nicht weiter verfolgt wird, so daß wir hierüber nichts Näheres auszusagen vermögen.

Die Oster-Till begrenzt im Süden und Südwesten die zu dieser Zeit hier noch verhältnismäßig schmalen äußeren Partien des Scharhörnsandes. Ein Vergleich mit jüngeren, auf trigonometrischer Grundlage entwickelten Seekarten von 1846, 1876 ff. lehrt, daß von etwa 1800 an die Oster-Till, die eine ungefähr nordwestliche Verlaufsrichtung zeigte, in der Folgezeit mit ihrem seewärtigen Arm eine starke Schwenkung nach Norden vollführt und sich von Westen her bis auf 3 km der Scharhörnbake gefährlich näherte. Infolge der Antriftung von Sänden aus südwestlicher, südlicher und südöstlicher Richtung an Scharhörn verflachte die Oster-Till zusehends und war um 1900 praktisch nicht mehr existent. Nur ihr Name blieb noch längere Zeit erhalten: Er wurde nach Versanden der alten Oster-Till auf die (neue) Wester-Till, die sich von 1800 bis 1900 in ganzer Ausdehnung ebenfalls Scharhörn genähert hatte, um die Wende vom 19. zum 20. Jahrhundert übertragen, auf ein Fahrwasser also, das mit der eigentlichen, ursprünglichen Oster-Till zu keiner Zeit identisch war, sondern als Wester-Till stets eine selbständige Rinne eigenen Namens gewesen ist.

Die an Scharhörn angetrifierten Platen Unterer und Oberer Wittsand sowie Schaafsand verschmolzen nach Zutriftung der alten Oster-Till im letzten Viertel des vorigen Jahrhunderts mit dem Scharhörnsand zu einem breiten, im wesentlichen heute noch existierenden Komplex Scharhörn.

Die 1802 noch schmalen, langgestreckten Hohenhörn-Sände wurden bis 1900 durch angelagerte Sandmassen erheblich verbreitert und rückten hierbei im ganzen mehrere 100 m weiter nordwärts. Im Laufe des 20. Jahrhunderts sind sie zum Teil stärker aufgerieben worden.

Durch diese zunächst etwas verwirrend erscheinende Entwicklung nahm das um 1800 noch stark aufgegliederte Rinnensystem zwischen Knechtsand und Scharhörn übersichtlichere Formen an und wird heute durch eine einzige dominierende Rinne charakterisiert, die (neue) Oster-Till im Verein mit der sog. Norder-Till.

Die tiefgreifenden Veränderungen der letzten 180 Jahre, die in ihren einzelnen Phasen sich – wissenschaftlich verhältnismäßig gut gesichert – nachweisen lassen, gipfeln in der Tatsache, daß die jahrhundertlang zu verfolgende Unterteilung der Neuwerker und Wurster Watten durch die drei Haupttrinnen Robinsbalje, Wester- und Oster-Till auf Grund einer Nordvertriftung der Oster-Till und ihrer damit verbundenen gänzlichen Versandung heute nur noch durch zwei Wasserzüge gekennzeichnet wird, durch die Robinsbalje und durch die – das Neuwerker und Scharhörner Watt im Süden begrenzende – Rinne, die den Doppelnamen Oster- und Norder-Till trägt.

Mit der Ermittlung dieser starken Veränderungen der Watten zwischen Weser und Elbe ist freilich noch nicht die offene Frage geklärt, ob der Gestaltungswandel im 19. und 20. Jahrhundert in einer kontinuierlichen Entwicklung vor sich ging oder ob es sich grundsätzlich um Pendelbewegungen handelt.

Generell scheint in Anbetracht der an der ganzen südlichen Nordseeküste zu beobachtenden West-Ost-Vertriftung der Sände, Rinnen und Inseln zunächst die Annahme berechtigt zu sein, daß wir in der beobachteten Umsetzung der gesamten Watten zwischen Weser und Elbe eine fortlaufende Vertriftung vor uns haben.“

Über die ältesten Schilderungen des Hohen Knechtsandes erfahren wir ebenfalls bei LANG (1970):

„Der Knechtsand grenzte im Osten um 1700 an einen Priel namens Spiekerboor, einen stark gewundenen Wasserzug. Als Teil der Südergründe wurde er vom 16. Jahrhundert ab wiederholt



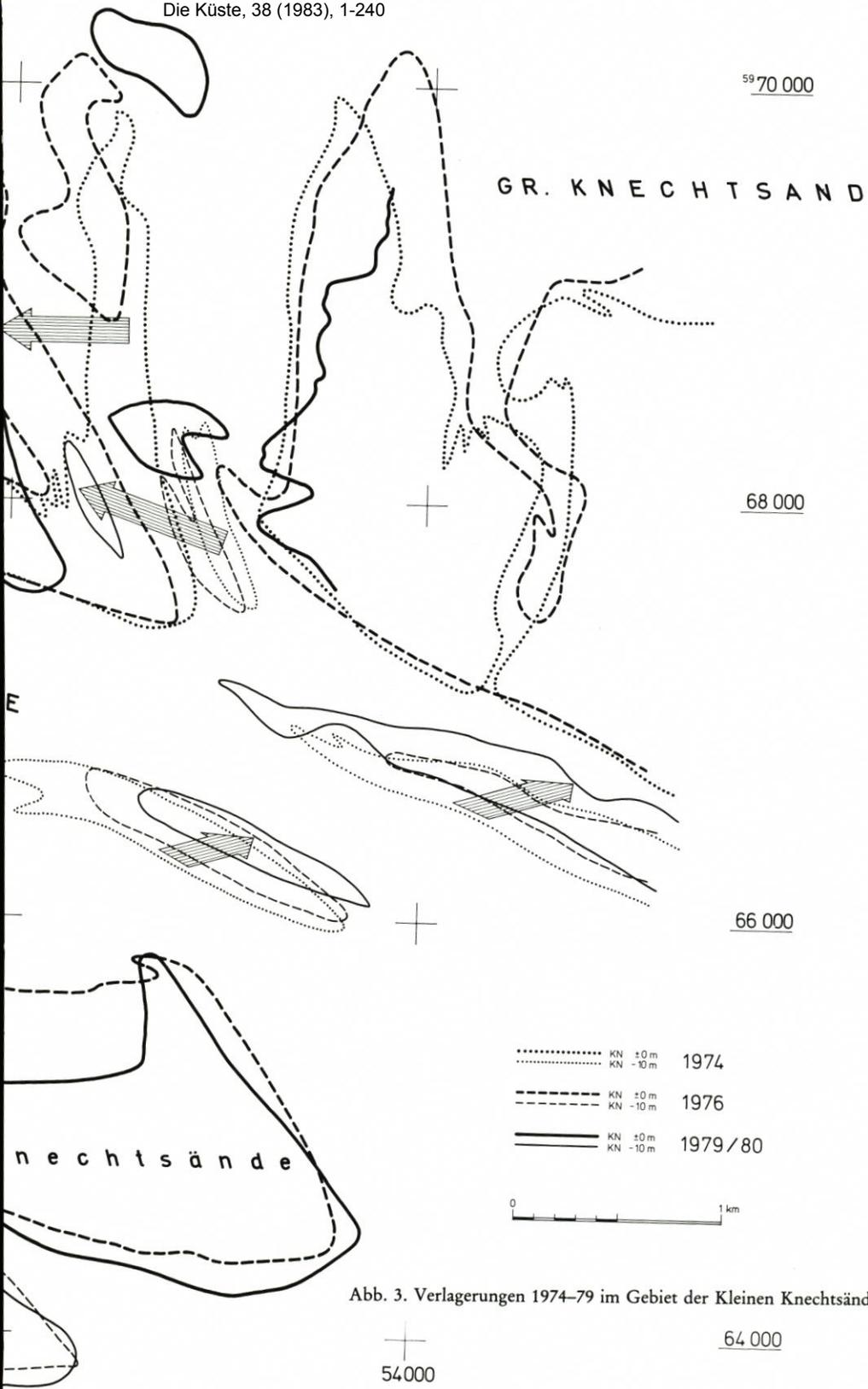


Abb. 3. Verlagerungen 1974-79 im Gebiet der Kleinen Knechtsände

auf einschlägigen Seekartenskizzen dargestellt, ohne daß wir freilich nähere Einzelheiten erfahren. Erst 1683/84 tritt der Knechtsand in einer primitiven, die wahren Verhältnisse extrem verzeichnenden Faustskizze unter seinem bis heute gebräuchlichen Namen auf. Vom Beginn des 18. Jahrhunderts an erwähnen – angefangen mit der Elbekarte von 1721 – zahlreiche Seekarten diesen Sand, auch begegnet er uns verschiedentlich in älteren Strandungsakten. Seine willkürliche und unterschiedlich gestaltete Konfiguration läßt allerdings vermuten, daß er vor 1789 niemals sorgfältig aufgenommen worden ist. Auch sind außer der kurzen Schilderung von 1683 keinerlei ältere Beschreibungen bekannt geworden.

Zu Beginn des 17. Jahrhunderts begegnet uns auf dem Knechtsand, und zwar offenbar in Nähe der diesen im Osten begrenzenden Fahrrinne, ein höheres Plateau, der auf Seekarten HAEYENS von 1613 und seiner Nachfolger stark betonte Teutel. Schematisch als Oval dargestellt, findet er sich auf zahlreichen Seekarten des 17. und 18. Jahrhunderts unter verschiedener Schreibweise wieder und wird in der Folgezeit nur noch gelegentlich als hoher Sand erwähnt. Unter dem Teutel des 17. Jahrhunderts dürften wir uns wohl am ehesten eine höhere, über MThw gelegene – freilich sturmflutfreie – Plate von erheblicher Größe vorzustellen haben, die wohl niemals irgendeinen nennenswerten Pflanzenbewuchs zeigte, da hierüber nicht das geringste überliefert wird.

Um 1575 findet sich auf dem Knechtsand eine weitere Watthöhe, Meithörn. Sie wird von da an wiederholt genannt, so u. a. 1653 und 1681. Nach einer Situationsskizze von 1684 scheint diese Plate mehr see- als landwärts gelegen zu haben. Um diese Zeit wird erstmalig im Bereich des Wurster Watts hier ausdrücklich von einer ‚Sanddüne‘ gesprochen und der Gesamtkomplex wörtlich als ‚Hoher Sand‘ bezeichnet, der etwa 7 km Länge und ungefähr 3,5 km Breite messe. Über die Höhe der Düne und ihre Ausdehnung erfahren wir nichts. Soweit bekannt, wird 1703 Meithörn zum letztenmal erwähnt.“

Die nachfolgende, durch Messungen belegte Entwicklung analysiert HOMEIER (1969) wie folgt:

„Der Hohe Knechtsand hat seit seiner ersten genauen Darstellung 1789 keine gleichförmige Verlagerung erfahren. Auf der Vermessung von 1789 sind eine nördliche und eine südliche Thw-freie Fläche getrennt dargestellt. Es ist sehr wahrscheinlich, daß es sich bei der nördlichen um die hochaufragende Plate handelt, die 1859 etwa 3 km ostnordöstlich der Nordspitze des Hohen Knechtsandes lag und heute, weitere 3 km ostwärts, im Osten vom Neucappeler Tief begrenzt, bis wenig unter MThw aufragt. Diese Plate hätte sich danach seit 1789 mit durchschnittlich 37,4 m/J vom nördlichen Außenrand des Großen Knechtsandes erst in mehr nordöstlicher, später in mehr östlicher Richtung landwärts verlagert.

Die südliche hochwasserfreie Fläche von 1789 hat sich bis 1859 etwas nach Osten verschoben und sich erheblich nach Norden ausgedehnt. Der Flächenschwerpunkt hat sich dabei um rund einen Kilometer nach Norden verlagert. Die dargestellte Form der Insel deutet darauf hin, daß nur der höchstgelegene Teil, der Strandwall, erfaßt wurde, wie er auch heute noch, von Nordnordwest-Südsüdost nach Nordost-Südwest verschwenkt, als höchster Teil der Insel vorhanden ist. Zwischen 1859 und 1964 verlagerte sich der Flächenschwerpunkt der Insel um weitere 2,1 km mit veränderter Richtung nach Nordosten. Die Verlagerungsgeschwindigkeit erhöhte sich von 14,3 m/J zwischen 1789 und 1859 auf 29,5 m/J zwischen 1859 und 1964. Der jüngste Abbruch im Südwesten der Insel betrug zwischen 1953 und 1964 ebenso wie der Anwuchs im Nordosten rund 17 bis 18 m/J.

Die MThw-freie Fläche der Insel hatte nach dem Luftbildplan von 1953 einen Umfang von rund 454 ha, im Jahre 1964 nach dem Nivellement der Forschungsstelle Norderney von 467 ha, wobei vom Südwesten der Insel bis zum Norden rund 68 ha abgebrochen sind und vom Nordosten bis zum Südosten eine entsprechende Fläche anwuchs. Mit anderen Worten sind in elf Jahren 85 % der Insel bestehen geblieben, 15 % abgebrochen und 18 % der ursprünglichen Fläche neu hinzugekommen.

Nach den vorliegenden Befunden ist die Strandinsel Hoher Knechtsand in ständiger Veränderung begriffen. Entsprechend der auf dem Wurster Watt vorherrschenden Verlagerungstendenz von etwa Südwest nach Nordost verliert sie im Süden und Westen an Fläche, während sie in östlicher und nordöstlicher Richtung zunimmt. Der Flächenumfang ist dabei nach dem Ergebnis des letzten Jahrzehnts nur geringfügigen Schwankungen unterworfen. Die Gefahr einer Vernichtung der Insel ist demnach äußerst unwahrscheinlich. Es wäre jedoch ein Fehler, feste Bauwerke auf der vertrittenden Insel erhalten zu wollen.“

3.2 Ergebnisse des halbautomatischen Kartenvergleichs 1974-79

Die KFKI-Projektgruppe hat in ausführlichen Beratungen versucht, die Genauigkeit der Höhenbestimmungen festzustellen. Dabei sind Werte herausgekommen, die unwesentlich von den von GÖHREN (1968) sowie SIEFERT und LASSEN (1968) für das Nachbargebiet festgestellten abweichen. Das besagt für die anzunehmende Genauigkeit:

Nivellements: 0,2 bis 4 cm

- Peilungen:
- a) nahe bei Hilfspegeln: durch Beschickungsfehler bis 1 dm; Lotungsfehler wegen geringer Wassertiefen deutlich unter 1 dm
 - b) im äußeren Küstenvorfeld: durch Lotungsfehler 1 bis 2 % der Tiefe, bis 4 dm bei 20 m Tiefe; durch Beschickungsfehler, bei Distanzen von 10 bis 30 km, 3 bis 5 dm
 - c) gerätetechnische Unsicherheit: 0,25 % vom Endwert oder 5 cm (SCHLEIDER, 1981)

Unter diesen Voraussetzungen müssen die im folgenden nach der Arbeit von BARTHEL (1981) skizzierten Entwicklungen als tatsächlich aufgetreten und außerhalb möglicher meßtechnischer Ungenauigkeiten befindlich verstanden werden, zumindest soweit sie in denjenigen Gebieten festgestellt wurden, in denen mit Fehlern unter 1 dm gerechnet werden muß, oder sofern sie Größenordnungen wie auf Abb. 3 erreichen.

Der Vergleich unterschiedlicher topographischer Zustände eines Gebietes läßt sich nach verschiedenen Methoden durchführen. Für das Testgebiet Knechtsand sollen zwei Verfahren für flächenmäßig dargestellte Differenzen verglichen werden:

- 1) halbautomatisches Verfahren mit Digitalisierung von Tiefenwerten für Rasterfelder und automatischer Weiterverarbeitung in einer Kleinrechenanlage
- 2) Digitalisierung von Tiefenwerten unter gleichzeitiger Benutzung von bereits digital gespeicherten Daten und Verarbeitung in einer Großrechenanlage mit einem digitalen Geländemodell

Die hier vorgestellten Ergebnisse wurden nach dem halbautomatischen Verfahren gewonnen. Dazu wurde über das Testgebiet ein Raster von Quadraten mit 1 km Seitenlänge ($\hat{=}$ GAUSS-KRÜGER-KOORD.) gelegt. Jedes dieser Quadrate war wiederum in Felder von 100×100 m unterteilt. Ein geübter Bearbeiter las für jedes Feld bis zu 6 Tiefenwerte aus den Tiefenkarten der zu vergleichenden Zustände und trug sie in ein Formular ein. Dabei kam es weniger auf die Anzahl der Einzelwerte als vielmehr auf die Fähigkeit des Bearbeiters an, die Tiefensituation durch die richtigen Werte darzustellen, d. h. innerhalb des 100×100 -m-Feldes zu wichten.

Die Tiefenwerte wurden blockweise (1 km^2) über einen Tischrechner (HP 9830 B) auf Magnetkassette gespeichert. Das BASIC-Rechenprogramm mittelte die Einzelwerte je Rasterfeld (100×100 m) und verglich sie mit dem entsprechenden Feld des anderen topographischen Zustandes. Dabei wurde pro Block (1 km^2) eine Massenbilanz mit mittleren Auf- und Abtragshöhen berechnet.

In einem Plot-Programm wurden auf einem Trommelplotter (Cal-Comp 836) die Tiefenänderungen (in dm) in den Rasterfeldern dargestellt.

Der Nachteil dieser Methode liegt in den hohen Personalkosten, die bei den erforderlichen sachkundigen Bearbeitern anfallen. Darum müssen bei zukünftigen Vergleichen die Vorteile der digitalen Speicherung der Werte schon während der Seevermessung genutzt werden. Ist jedoch ein Vergleich mit schon vorhandenem, ggf. älterem Kartenmaterial erforderlich, so bietet die hier geschilderte Methode einen guten Kompromiß zwischen dem Vergleich von Profilen und der Anwendung eines Geländemodells mit digital gespeicherten Werten.

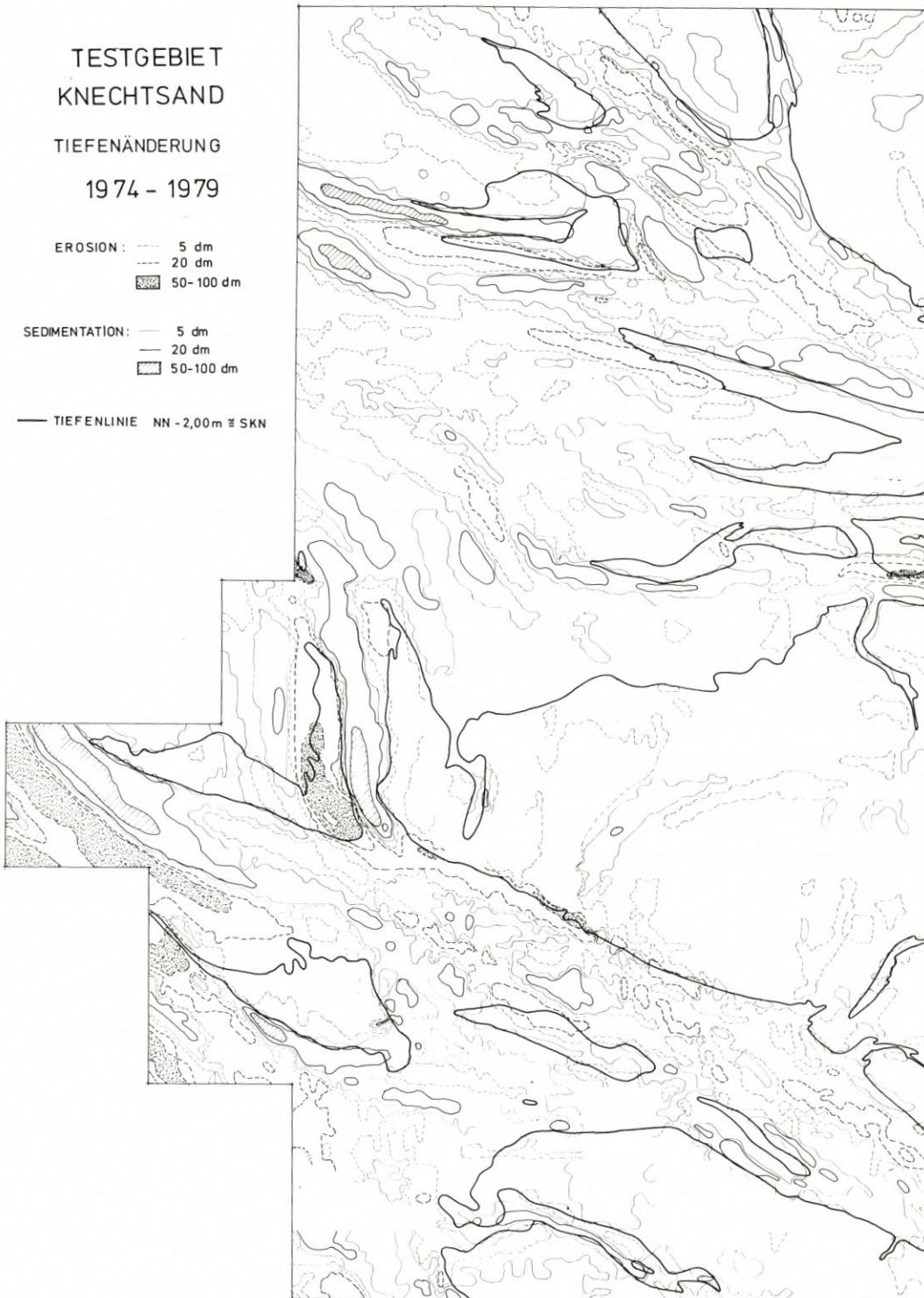
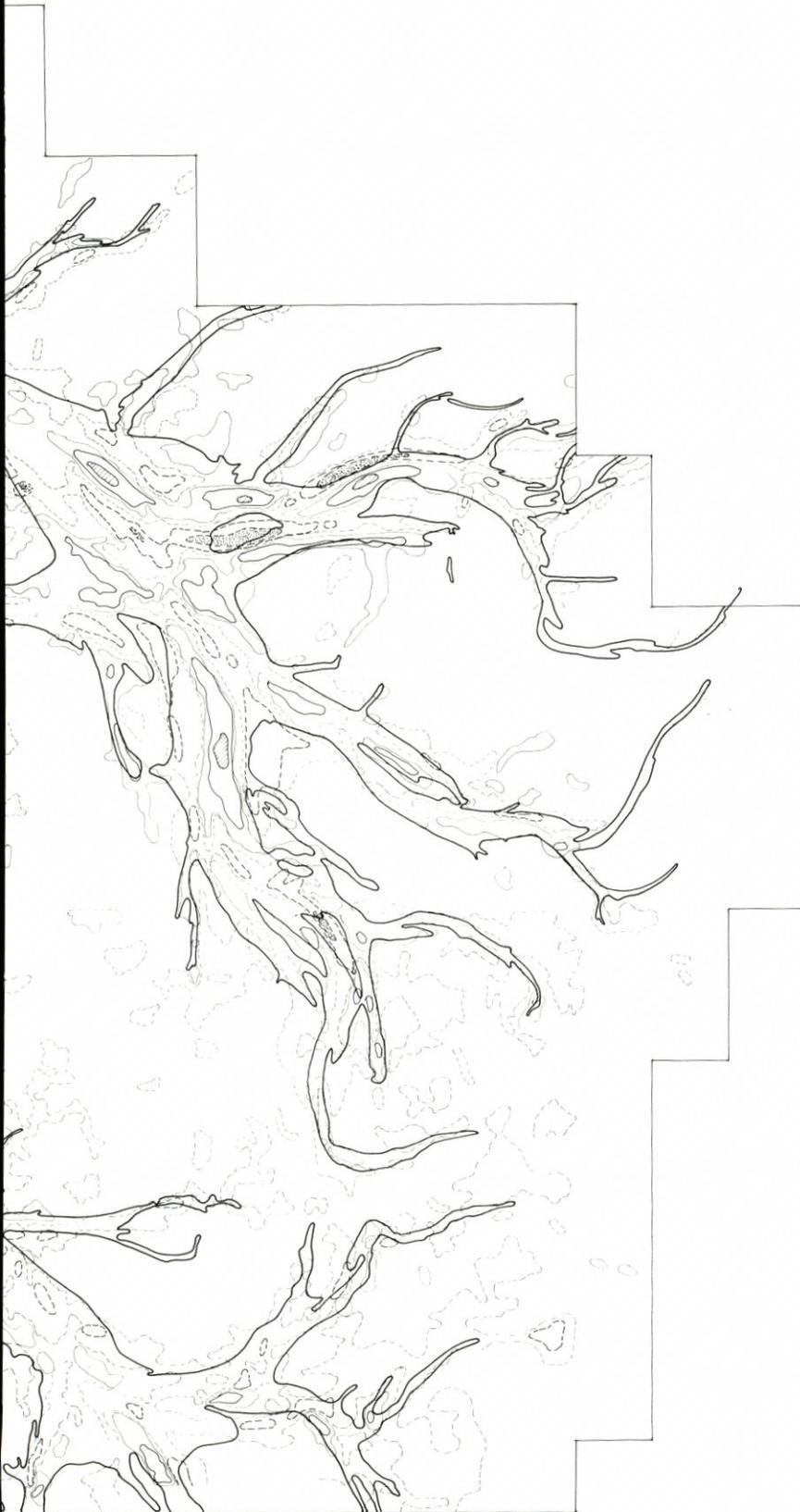


Abb. 4. Generalisierter Tiefenänderungsplan 1974-79 für das Knechtsand-Gebiet (aus BARTHEL, 1981)



Die Konstruktion von wenigen Isolinien (Linien gleicher Tiefenänderung), die über der Darstellung der Wattkanten (Zustand 1974) aufgetragen sind (Abb. 4), gibt ein anschauliches Bild der Vorgänge im Testgebiet Knechtsand. Es wurde hier bewußt auf eine kleine Abstufung der Isolinien verzichtet, um das Bild nicht unnötig zu verwirren.

Zu den Ergebnissen schreibt BARTHEL (1981) u. a.:

„Die größten Umlagerungen sind im Verlauf der großen Priele, der Robinsbalje und der Till, zu erkennen. Im Vergleich mit der topographischen Karte zeigt sich, daß die Robinsbalje eine deutliche Verlagerungstendenz nach Nordosten besitzt. Dabei vertiefen sich die vorhandenen Rinnen bis dicht unter die Küste. Die Kleinen Knechtsände und die Ausläufer des Großen Knechtsandes verschieben sich seewärts und nehmen zum Teil die Positionen von früheren Rinnen ein. Südlich der Robinsbalje – auf dem Eversand – sind größere Auflandungsgebiete zu erkennen.

Ähnlich sieht es im Verlauf der Till aus. Auch hier läßt sich anhand des Verlaufs der Vertiefungen und der Sedimentationsbereiche der Großpriel mit all seinen Verästelungen erkennen. Es scheint jedoch, als ob hier die Hauptrinne nach Südwesten ausweicht und sich auch in den Verästelungen zur Küste hin vertieft.

Es fällt auf, daß insbesondere auch im Küstenvorfeld die Flächen mit Erosion überwiegen. Von 1974 bis 1979 hat im Küstenvorfeld zumindest in diesem Testgebiet ein resultierender Abtrag stattgefunden. Neben z. T. erheblichen Prielvertiefungen sind auch großflächig Massenverluste auf den höheren Watten festzustellen.“

Maximale Tiefenänderungen liegen im Gebiet der Kleinen Knechtsände und der Tegeler Rinne bei 12 m.

Wie bereits bei der Beschreibung des Auswerteverfahrens erwähnt wurde, ist für jeden 1-km²-Block eine Massenbilanz errechnet worden. Dabei wurden die mittlere Tiefenzunahme oder -abnahme in dm und die resultierende Menge (Auf- oder Abtrag) in m³ ausgeworfen. Die Gesamtbilanz zeigt, daß im betrachteten Zeitraum von fünf Jahren 159 Mio. m³ erodiert und 103 Mio. m³ abgelagert wurden. Es entsteht ein Massenfehl von rd. 56 Mio. m³ für ein Testgebiet von rd. 340 km². Als rein statistischer Wert ergibt sich eine mittlere Höhenabnahme des Testgebietes von rd. 1,6 dm¹).

3.3 „Morphologisches Fenster“ Hohenhörn Sände – Oberer Wittsand

Wenn die Entwicklung eines Gebietes in einem Zeitraum von fünf Jahren, die zwischen aufeinanderfolgenden topographischen Aufnahmen liegen, analysiert werden soll, so kann streng genommen nur ein Vergleich zweier Zustände vorgenommen werden. Dabei ist natürlich unbekannt, ob die feststellbaren Veränderungen symptomatisch für einen längeren Zeitraum sind oder wie die Morphologie variiert – wobei die Länge einer möglichen Periode ungewiß ist. Um in dieser Frage etwas weiterzukommen, wurde genutzt, daß der nördliche Teil des Testgebietes Knechtsand von 1965 bis 1976 von der damaligen *Forschungsgruppe Neuwerk* des Amtes *Strom- und Hafengebäude, Hamburg*, in zeitlich enger Folge topographisch aufgenommen und morphologisch verglichen worden war (GÖHREN, 1971). Damit wurde es möglich, Kartenvergleiche für die Zeiträume zwischen Aufnahmen in den Jahren 1965, 1966, 1968, 1970, 1972, 1974 und 1976 heranzuziehen, um Hinweise auf längerfristige Entwicklungen des nördlichen Teiles des Testgebietes zu gewinnen und sozusagen einen Blick in die Morphologie der Jahre 1965 bis 1976 zu tun.

¹) GÖHREN (1971) bezeichnet für das Neuwerker Watt mit angrenzenden Rinnen (rd. 700 km²) eine Differenz von 54 Mio. m³ bei 558 Mio. m³ Gesamtumsatz als „zu gering, um auf eine Materialzufuhr zu schließen“.

Als „morphologisches Fenster“, das diesen Blick gewähren konnte, wurde eine Fläche ausgewählt, die im hamburgischen Untersuchungsgebiet lag und etwa in gleichem Verhältnis wie das gesamte Testgebiet die dort vorhandenen Landschaften enthält. Die Wahl fiel auf einen Streifen von $4 \times 12 \text{ km}^2$, der von den Hohenhörn Sänden bis zum Oberen Wittsand reicht (Abb. 9). Die Auswahl war – wie geschildert – durch die vorhandenen Aufnahmen hinsichtlich seiner Lage und Größe limitiert. Da es sich bei den folgenden Untersuchungen zudem um einen ersten Versuch handelt, mag auch eine gewisse Willkür oder Zufälligkeit hingenommen werden. Die nachstehenden Ausführungen sind daher mehr als Präsentation einer Idee zu verstehen. So wird auch nicht definiert, nach welchen Gesichtspunkten ein „morphologisches Fenster“ ausgewählt werden kann.

Tabelle 2

„Morphologisches Fenster“

Mittlere morphologische Veränderungen in cm/km^2 für 8 Vergleiche, geteilt in nördliche (N) und südliche (S) Teilfläche von je 24 km^2

Vergleich	Auf-, Abtrag in cm je 1-km^2 -Fläche				Gesamt-Volumina		Gesamt- Vol. N+S	Höhen- änderung (N+S) cm/a $\cdot \text{km}^2$
	max. Sed.		max. Eros.		Σ (Sed., Eros.)			
	N	S	N	S	N 10^3 m^3	S 10^3 m^3		
1965–66	54	41	67	49	– 890	– 1640	–2530	
/Jahr	(54)	(41)	(67)	(49)	(– 890)	(– 1640)		–5,3
1965–68	111	51	45	86	– 510	– 5470	–5980	
/Jahr	37	17	15	29	– 170	– 1820		–4,2
1965–70	153	105	37	107	+ 5640	– 3820	+1820	
/Jahr	31	21	7,5	21,5	+ 1130	– 770		+0,8
1965–74	229	172	47	174	+ 5830	–11040	–5210	
/Jahr	25,5	19	5	19,5	+ 650	– 1230		–1,2
1965–76	276	32	58	224	+10220	–13880	–3660	
/Jahr	25	3	5	20	+ 930	– 1260		–0,7
1966–68	56	35	30	57	+ 310	– 3840	–3550	
/Jahr	28	17,5	15	28,5	+ 155	– 1920		–3,7
1968–70	80	63	5	41	+ 6110	+ 1740	+7850	
/Jahr	40	31,5	2,5	20,5	+ 3055	+ 840		+8,2
1968–72	139	53	58	99	+ 4540	– 4650	– 110	
/Jahr	35	13	15	25	+ 1135	– 1160		–0,1
1968–74	238	120	99	114	+ 6320	– 5700	+ 620	
/Jahr	40	20	16,5	19	+ 1060	– 950		+0,2
1970–74	185	67	111	88	+ 130	– 7430	–7300	
/Jahr	46	17	28	22	+ 40	– 1860		–2,2
1970–76	233	14	88	101	+ 4800	–10000	–5200	
/Jahr	39	2	15	17	+ 800	– 1670		–1,8
1972–74	121	75	40	43	+ 1880	– 840	+1040	
/Jahr	60,5	37,5	20	21,5	+ 890	– 420		+1,1
1974–79	182	71	179	106	+ 4250	– 5120	– 870	
/Jahr	36	14	36	21	+ 850	– 1020		–0,7

Die wichtigsten Daten über die Massenänderungen in dem Streifen enthält Tab. 2. Abb. 5 zeigt in 4 Skizzen die morphologischen Entwicklungen in diesem Zeitraum. Optisch ist schon festzustellen, daß in der nördlichen Hälfte des morphologischen Fensters Sedimentation, in der südlichen Erosion überwiegen. Daher wurde für einige Betrachtungen eine weitere Unterteilung vorgenommen.

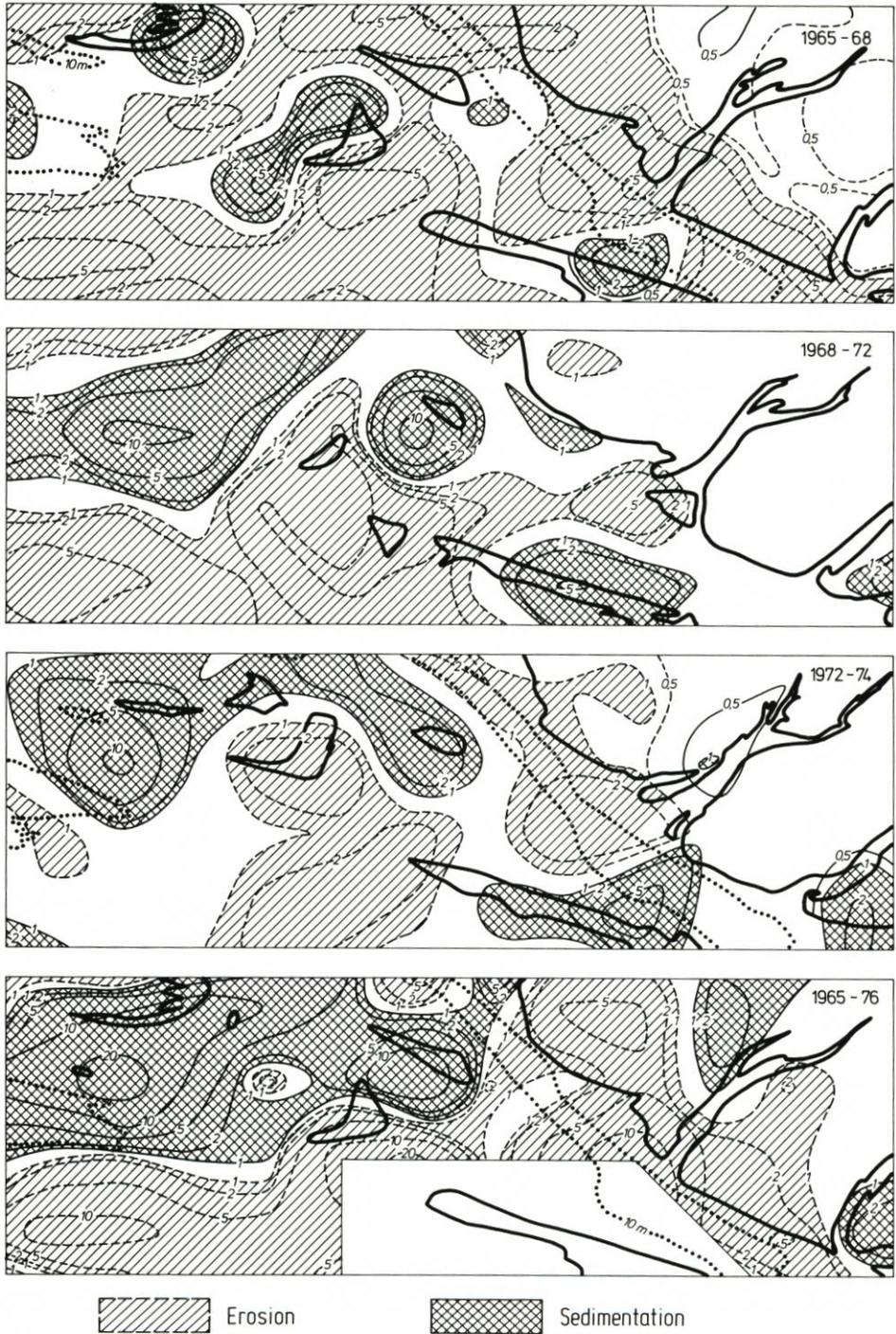


Abb. 5. Tiefenänderungen für das „morphologische Fenster“ Hohenhorn Sände - Oberer Wittsand (Abb. 9)

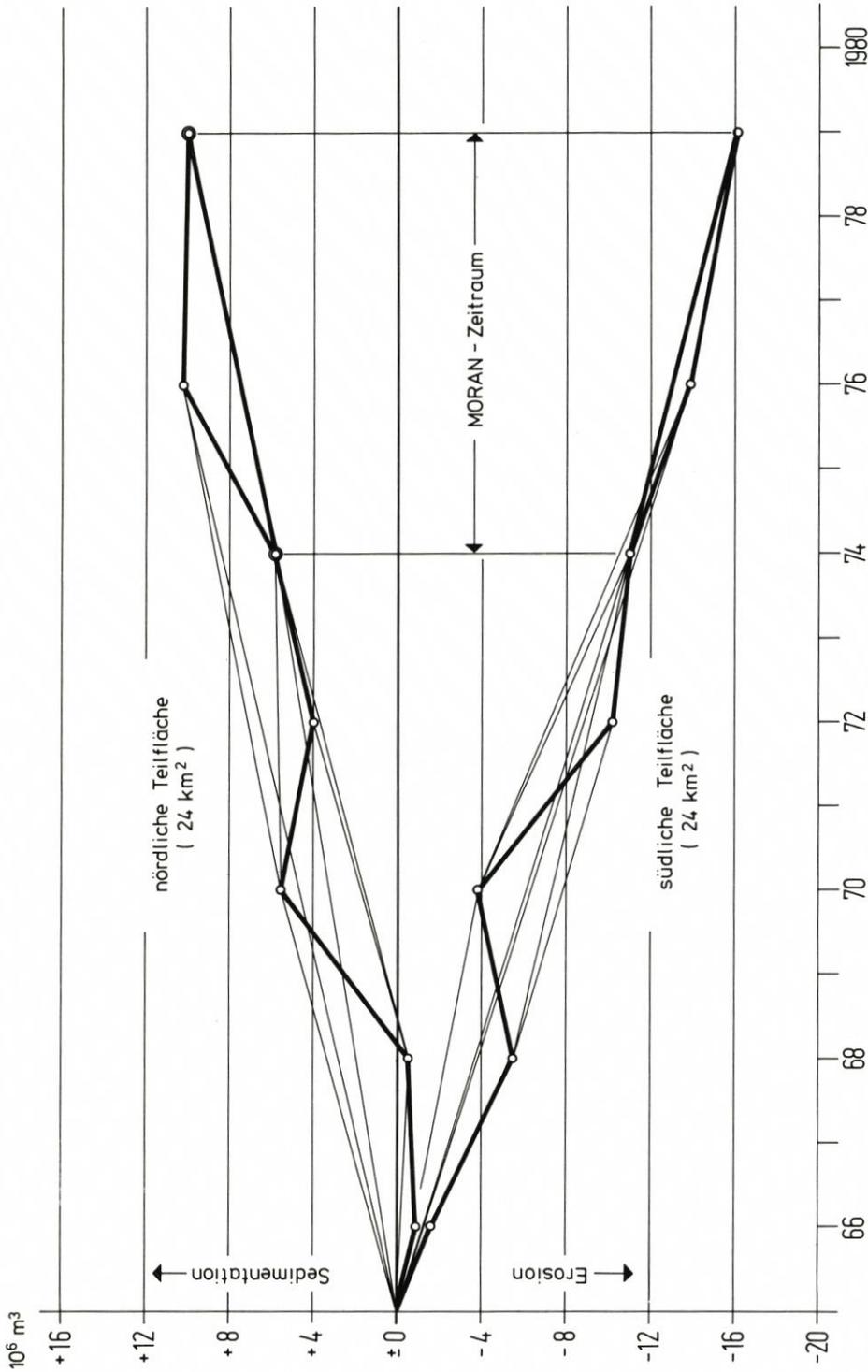


Abb. 6. „Morphologisches Fenster“ Hohenhörn Sände – Oberer Wittsand: Summenkurven der Massenänderungen 1965–79 nach Messungen der damaligen *Forschungsgruppe Newwerk* bzw. der im KFKI mitarbeitenden Dienststellen

Abb. 6 enthält eine Zusammenfassung der Ergebnisse von Tab. 2 und Abb. 5 einschließlich des MORAN-Zeitraumes 1974–79 in Form von Summenkurven. Das Resultat ist generell für den Zeitraum 1965–79:

- Erosion von $6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ auf 48 km^2 Fläche, dabei
- Erosion der südlichen Teilfläche von $16 \cdot 10^6 \text{ m}^3$,
- Sedimentation auf der nördlichen Teilfläche von $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Erosion und Sedimentation haben sich – außer um 1970 – etwa gleichmäßig in diesen 15 Jahren entwickelt; für das Gebiet von 48 km^2 ergeben sich für 1974–79 wie für 1965–76 mittlere Erosionsgeschwindigkeiten von $0,7 \text{ cm/Jahr}$, während es im 340 km^2 großen Testgebiet $3,3 \text{ cm/Jahr}$ sind (1974–79).

3.4 Ansatz zur Beschreibung einer Höhenänderung im Küstenvorfeld

Wurde in Kap. 3.2 der Versuch unternommen, mehr oder weniger optisch die Erkenntnisse aus dem MORAN-Zeitraum auf einen größeren Zeitraum auszudehnen, so soll im folgenden ein Ansatz skizziert werden, der – wahrscheinlich mit Modifizierungen beim Fortschritt der MORAN-Arbeiten – dies mathematisch ermöglicht. Dabei muß der Ansatz in folgenden Rahmen passen:

1. Eine Höhenänderung Δz in cm – das Ergebnis einer zeitlichen Volumenänderung über eine beliebige Fläche – beginnt im Ursprung und muß asymptotisch mit der Zeit auf einen Höchstwert Δz_{max} zulaufen. Denn Erosions- oder Sedimentationshöhen können maximal die Differenz zwischen höchstem Watt- und tiefstem Rinnenniveau, also etwa 20 m vor unserer Küste, erreichen. In stabilen Gebieten liegen sie weit darunter.
2. Je nach energetischer Beanspruchung, nach vorhandenem Sediment und nach der Größe der Fläche, über die er gemittelt wird, muß der Höchstwert unterschiedlich groß sein. Die energetische Beanspruchung steht in Wechselwirkung mit der topographischen Situation, der Höhenlage und der Umgebung.
3. Der Zeitraum a Jahre bis zum Erreichen des charakteristischen Höchstwertes Δz_{max} ist in einzelnen Gebieten unterschiedlich lang. Er richtet sich nach saisonalen und längeren Einflüssen und Tendenzen. Wird der Höchstwert einer Höhe erst nach einem relativ langen Zeitraum erreicht, so deutet dies auf längerfristig gleichbleibende Tendenzen. Stellt sich Δz_{max} kurzfristig ein, so deutet dies auf größere morphologische Varianzen und damit auf ein größeres energetisches Spektrum: Eine solche morphologische Entwicklung ist nur denkbar, wenn sich Sedimentation und Erosion saisonal oder innerhalb weniger Jahre ablösen oder sogar aufheben. Je steiler eine Funktion für kleine Zeiträume a verläuft, je eher also Δz_{max} erreicht wird, desto stärker überwiegen kurz- gegen langfristige morphologische Veränderungen.
4. Eine mittlere Höhenänderung je Jahr für beliebige Flächengrößen

$$\overline{\Delta z} = \frac{\Delta z}{a}$$

ist eine Funktion der Zeit, d. h. der Anzahl a Jahre des Vergleichszeitraumes: Innerhalb kurzer Zeiträume sind beträchtliche Veränderungen – auf das Jahr bezogen – möglich, die zurückzuführen sind auf Variationen der diese Veränderungen hervorrufenden Kräfte; je länger der Zeitraum wird, desto kleiner muß die darüber gemittelte jährliche Veränderung werden. Das geht allein daraus hervor, daß es an der Deutschen Bucht ein dem heutigen

vergleichbares Küstenvorfeld auch schon vor Hunderten von Jahren, ja sogar schon zur Zeitenwende gab.

5. Eine vergleichende Analyse von Daten aus unterschiedlichen Zeiträumen ist nur dann zulässig, wenn mögliche Veränderungen der wirksamen Energieanteile berücksichtigt werden können oder wenn bekannt ist, daß solche nicht aufgetreten sind.

Mit a = Anzahl der Jahre im betrachteten Zeitraum und Δz_{\max} = Höchstwert der Höhenänderung genügt eine Funktion

$$\Delta z = \Delta z_{\max} \cdot (1 - e^{-\beta a}) \quad (1)$$

den unter Pkt. 1 und 2 zusammengestellten Randbedingungen. Der Wert β kann dabei als morphologische Varianz entspr. Pkt. 3 angesehen werden.

Funktionen dieses Typs sind auf Abb. 7 dargestellt, einschließlich derjenigen für die zugehörigen jährlichen Höhenänderungen entspr. Pkt. 4 mit

$$\overline{\Delta z} = \frac{\Delta z_{\max}}{a} \cdot (1 - e^{-\beta a}) \quad (2)$$

Der Rahmen ist so gehalten, daß dieser Ansatz für Sedimentations- wie für Erosionshöhen gelten kann:

$$h_s = \frac{S}{n_s \cdot F_s}; h_e = \frac{E}{n_e \cdot F_e} \quad (3)$$

Dasselbe gilt für die Ergebnisse aus der Differenz wie der Summe von Sedimentation und Erosion: Die mittlere Höhenänderung ergibt sich als

$$h_m = \frac{S + E}{F_{\text{ges}}} = \sum_n \Delta z \quad (4)$$

Aus dem Materialumsatz wird die Umsatzhöhe zu

$$h_z = \frac{|S| + |E|}{F_{\text{ges}}} = \sum_n |\Delta z| \quad (5)$$

bestimmt. Analog zu Gl. (1) und (2) gelten dann für h_e , h_s , h_m und h_z :

$$h = h_{\max} \cdot (1 - e^{-\beta a}) \quad (6)$$

und
$$\bar{h} = \frac{h}{a} \quad (7)$$

Im Vorgriff auf später folgende Ausführungen werden auf Abb. 8 die Entwicklungen der Umsatzhöhen für zwei kleine Gebiete – für die entspr. Pkt. 5 des obigen Rahmens konstante wirksame Energieanteile vorausgesetzt werden können – als Funktionen des Vergleichszeitraumes dargestellt. Sie mögen zunächst nur zur Bestätigung obiger Ausführungen dienen und werden erst später weiter diskutiert.

Mit den Funktionen von Abb. 7 wird nicht angestrebt, morphologische Veränderungen innerhalb weniger Tage oder Wochen zu bestimmen, zumal dafür Meßdaten fehlen. Entsprechend ist die Darstellung gehalten. Für diese Abhandlung können nur Zeiträume $a \geq 1$ Jahr interessieren.

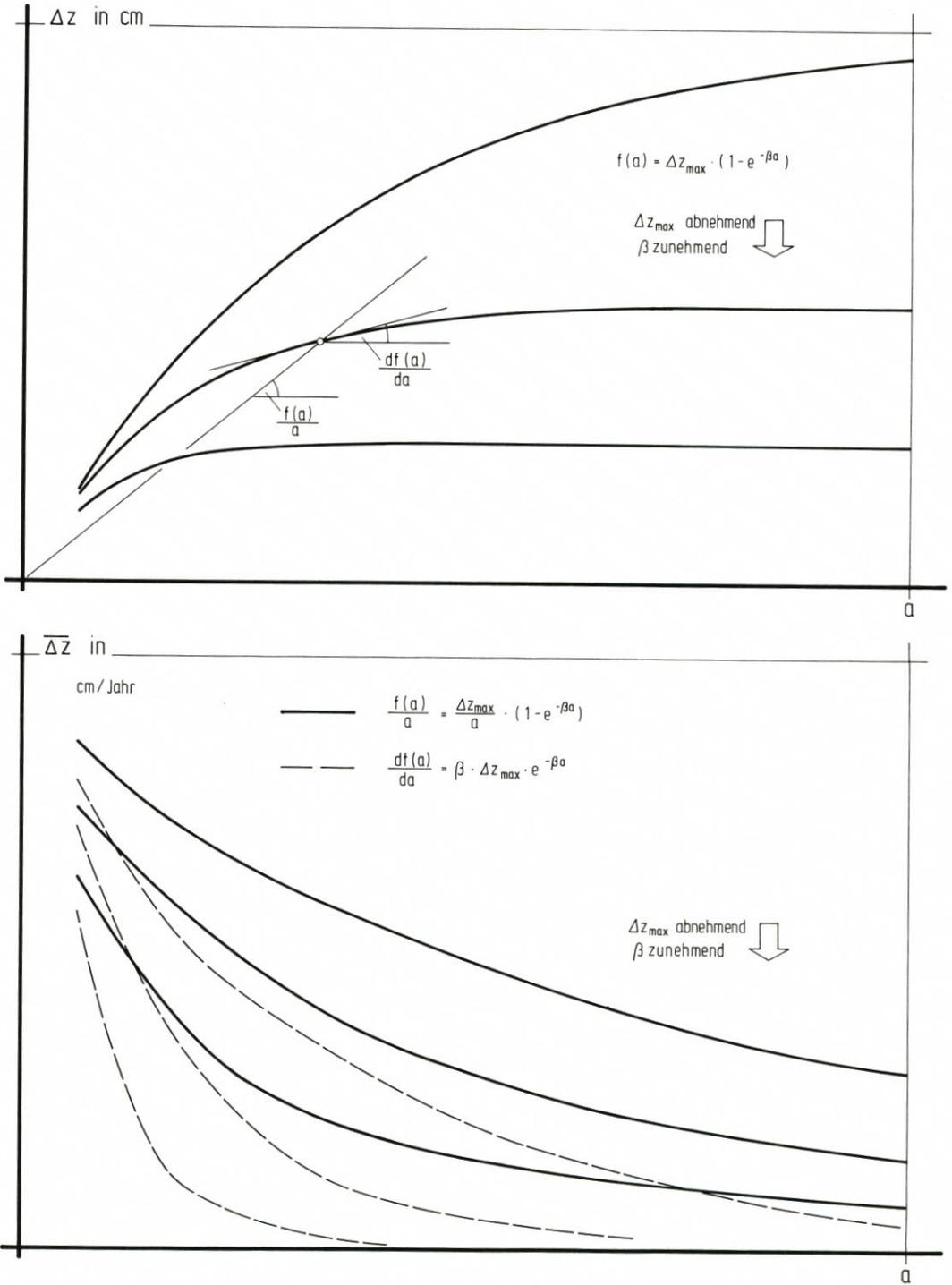
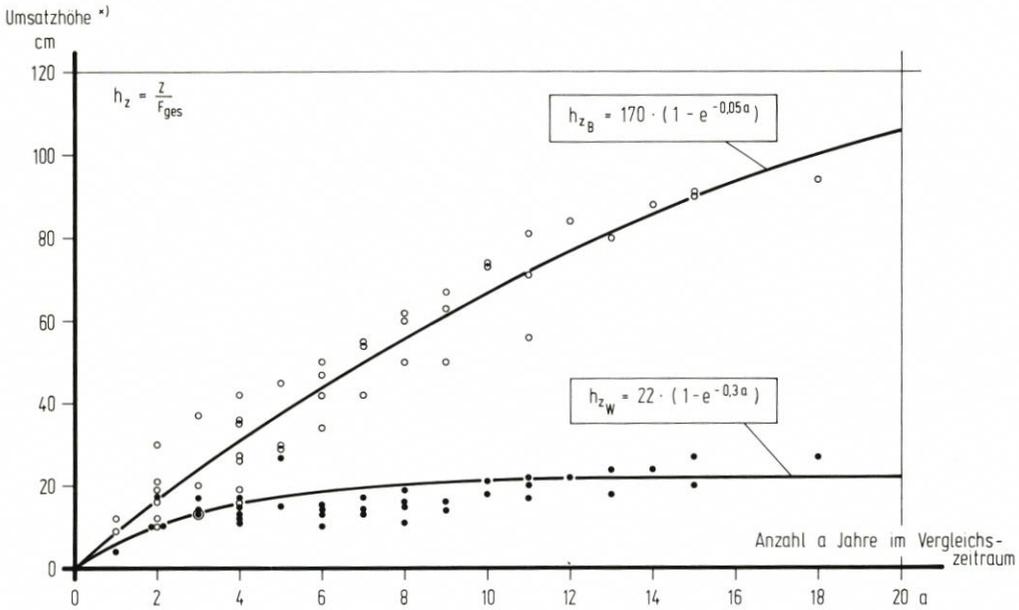


Abb. 7. Höhenänderung im Küstenvorfeld als Funktion des Vergleichszeitraumes



^{*)} gemittelt aus 100 Daten für 1km² mit der Seegangcharakteristik "Brandungswatt" ◦ B bzw. "brandungsfrees Watt" • W aus topographischen Aufnahmen zwischen 1961 und 1979

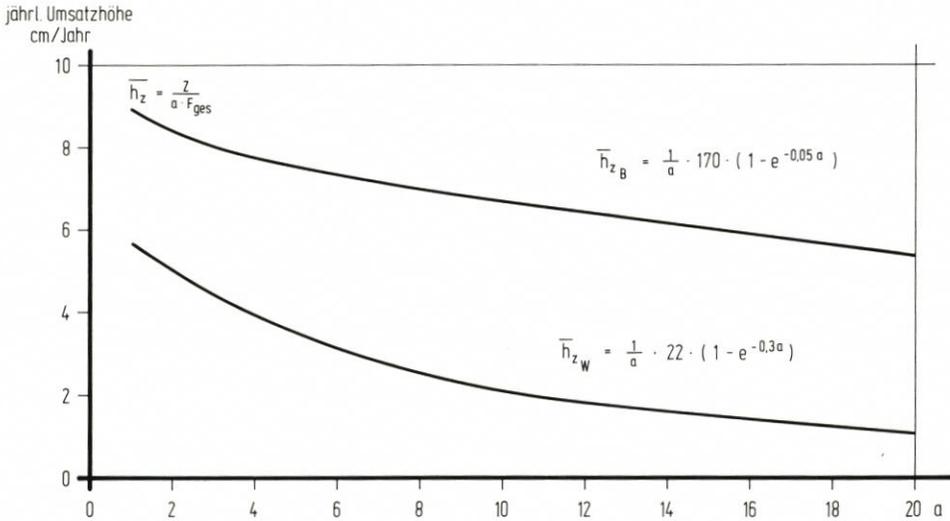


Abb. 8. Beispiele zu Abb. 7: Entwicklung der Umsatzhöhen (Sedimentation plus Erosion dividiert durch die Fläche) als Funktionen des Vergleichszeitraumes nach Messungen der damaligen Forschungsgruppe *Newwerk* für Teilflächen des „morphologischen Fensters“

4. Die hydrologischen Verhältnisse

4.1 Tidewasserstände und Windstau

Eine ausführliche Analyse der mittleren Tidewasserstandsverhältnisse für 1961/70 liegt für das gesamte Küstenvorfeld zwischen Außenweser und Außenelbe vor (SIEFERT, 1973). Sie enthält Regressionen, Korrelationen und mittlere Tidekurven für alle bis dahin eingesetzten Dauer- und Hilfspegel in der von GÖHREN (1968) für das Elbmündungsgebiet entwickelten Form. Zu den damals aufgeführten Standorten kommen inzwischen einige hinzu, an denen von der ehemaligen *Forschungs- und Vorarbeitenstelle Newwerk* oder vom *Wasser- und Schiffsamt Bremerhaven* gemessen wird bzw. wurde. Seinerzeit wurden Korrelationen zwischen den Scheitelwasserständen an diesen Pegeln und dem Pegel Cuxhaven errechnet. Darauf wird hier wegen anderer Zielsetzung verzichtet. Dagegen sind in einer Übersicht auf Abb. 9 mittlere Tide- und Windstaudaten zusammengestellt. Als Vergleichspegel bietet sich in diesem Falle der seewärts stehende Pegel Alte Weser an. Folgende Ergebnisse, die für alle Hilfspegel auf Auswertungen und Korrelationen aus dem Zeitraum 1971/80 basieren, sind auf Abb. 9 ablesbar:

- Wasserstände MThw, MTnw 1975/79 in cm NN - 5 m
- mittlerer Tidehub in cm
- mittleres Verhältnis zwischen der Differenz von eingetretener Sturmflutscheitelhöhe (= HThw) und MThw an den einzelnen Standorten und derjenigen bei Alte Weser
- mittlere Eintrittszeitdifferenzen für Thw und Tnw in h nach Eintritt bei Alte Weser
- Flut- und Ebbedauern in h
- mittleres Verhältnis der Flut- zur Ebbedauer

Abb. 9 zeigt die allgemein bekannte Tendenz der Thw-Erhöhung, Tnw-Erniedrigung und Thb-Zunahme bei Annäherung der Tidewelle an die Küste. Interessanter ist die zeitliche Verformung dieser Tidewelle. Die Thw laufen etwa gleich schnell in Till und Robinsbalje ein, die Ebbedauer entwickelt sich in beiden Wattströmen jedoch unterschiedlich: In der Till bleibt sie fast konstant (6.32 bis 6.22 h), in der Robinsbalje hingegen nimmt sie so weit ab (6.26 auf 6.03 h), bis am Pegel Dorumer Watt das Verhältnis $D_F/D_E > 1$ wird. Außerdem tritt das MTnw in diesem oberen Teil der Robinsbalje *früher* als weiter stromab ein, was übrigens auch in der Dithmarscher Bucht zu beobachten ist. Im gesamten Außenbereich zwischen Tegeler Plate und Großem Knechtsand wird Tnw praktisch gleichzeitig - und später als in der Robinsbalje - erreicht.

Da die Zeit-Parameter und ihre Beziehungen zu Alte Weser (AW) in der Form

$$(Tnw_x - Tnw_{AW}) = (Thw_x - Thw_{AW}) + (D_{E_x} - D_{E_{AW}})$$

voneinander abhängen, ergeben sich weitere, hier nicht im einzelnen diskutierte Erkenntnisse.

Ursache für die unterschiedliche Entwicklung in Till und Robinsbalje ist der Umstand, daß die Robinsbalje als dominierende Flutrinne fungiert, das angrenzende Watt weiter als bis zur topographischen Wattwasserscheide durch sie bewässert wird und das Wasser dann bei Ebbe in stärkerem Maße durch Till und Wurster Arm wieder abfließt.

Das führt (wegen des verkleinerten Ebbe-Einzugsgebietes) zu frühen und besonders niedrigen MTnw in der Robinsbalje und muß Reststromversetzungen über den Knechtsand nach Norden und den Eversand nach Süden zur Folge haben. Darauf wird bei der Diskussion der Strömungsmessungen zurückzukommen sein.

Die Windstauverhältnisse sind auf Abb. 9 pauschal mit der Beziehung

$$W' = \frac{HThw_x - MThw_x}{HThw_{AW} - MThw_{AW}} \quad (8)$$

angegeben. Dabei zeigt sich die erwartete Entwicklung mit einem Anstieg des Windstauverhältnisses von See bis an die Küste um über 20 % ($W' > 1,2$). Die Aussagekraft allein dieses Wertes ist jedoch begrenzt, da $W = f(t)$ über die Tide stark wechseln kann und meist nicht zur $HThw$ -Zeit das Maximum erreicht. Außerdem ist W abhängig von der Sturmflut- (d. h. Wind-)entwicklung und vom Ort. So wird der Wert W' nur einen groben, vielleicht aber im Rahmen dieser Untersuchungen wertvollen Anhalt liefern.

4.2 Strömungen

Detaillierte Strömungsanalysen aus dem Knechtsandgebiet bzw. aus Randbereichen liegen vor von GÖHREN, 1969 (Abb. 10), von KOCH und LUCK, 1973 (Abb. 11), und von GÖHREN, 1974 (Abb. 12). Sofern diese Messungen aus der Zeit vor 1971 stammen, können sie nur noch in bestimmten Fällen als lokal relevant angesehen werden, wie oben erläutert wurde. Eine Zusammenfassung dieser Ergebnisse zeigt das großräumige Reststrombild, das die heutigen Verhältnisse repräsentiert (SIEFERT et al., 1981).

Abb. 13 enthält für das hier behandelte Gebiet alle diejenigen Daten aus den o. g. Veröffentlichungen, die nach 1970 gewonnen wurden. Ferner sind Ergebnisse aus den Arbeiten des *WSA Bremerhaven* (1979) und weiteres Archivmaterial verwendet worden. Dadurch konnte die bisherige Übersicht in wichtigen Punkten ergänzt werden.

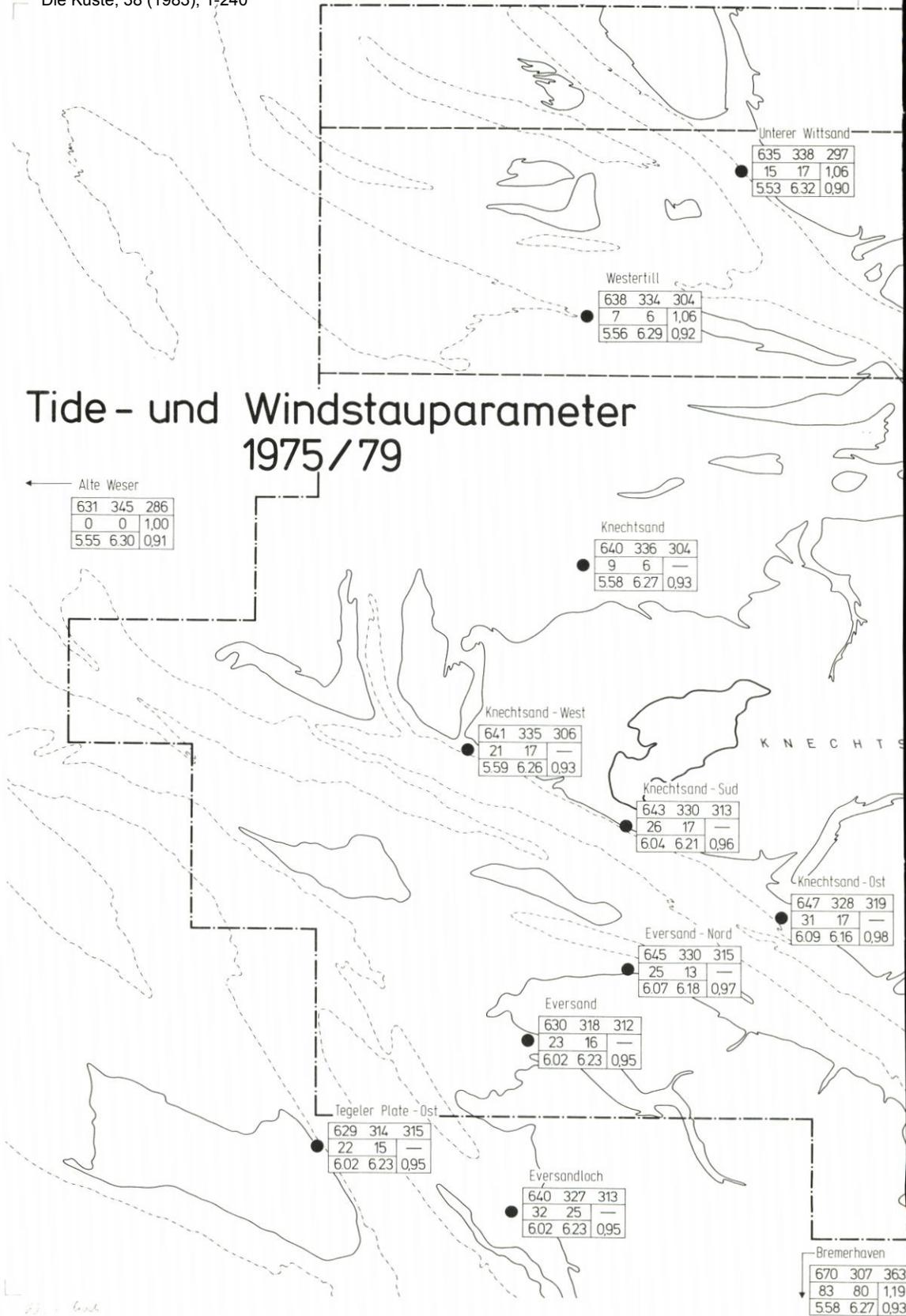
Dargestellt sind auf Abb. 13 neben dem regionalen Reststrombild (lange, offene Pfeile) für die Messungen diejenigen Strömungsparameter, die nach dem heutigen Kenntnisstand für die weitere Bearbeitung im MORAN-Projekt von besonderer Bedeutung sein werden:

- maximale Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten in cm/s, als Mittel der v_{max} über mindestens einen Mondzyklus
 - Reststrom in der Definition von GÖHREN (1968a) in km/Tide, als Mittel wie oben
 - Triftstrom in der Definition von GÖHREN (1968a) für westliche Winde ab 6 Bft
- Sofern Messungen ab 1971 aus den tiefen Rinnen vorliegen, zeigen sie in den Mündungen der Wattströme Geschwindigkeiten bis 110 cm/s. Die Ausprägung als vornehmliche Flut- bzw. Ebbequerschnittsteile wird deutlich, indem sich die v_{max} bei Ebbe von denen bei Flut teilweise beträchtlich unterscheiden. Auf den Wattten – hier liegen nur einige Messungen vom Neuerker Watt, drei Profile vom Wurster Watt und wenige Daten von den Kleinen Knechtsänden und der Tegeler Plate vor – erreichen die v_{max} meist Werte um 25 bis 40 cm/s, in Prielausläufern auch darüber. Wie GÖHREN (1969) und KOCH und LUCK (1973) zeigen, handelt es sich hierbei größtenteils nur um kurzzeitig auftretende Spitzenwerte. Vom zentralen Gebiet des Großen Knechtsandes liegen aus dieser Zeit leider keine Messungen vor.

Die Reststromvektoren zeigen – soweit sie ausgewertet wurden – Beträge bis zu 10 km/Tide (Tegeler Rinne); im Watt liegen sie dagegen meist noch unter 1 km/Tide. Sofern während der Messungen westliche Winde ab 6 Bft auftraten, sind auch Triftstromvektoren angegeben, die im tieferen Wasser Größe und Richtung ähnlich denen der Reststromvektoren zeigen, im Watt dagegen etwa mit dem Wind verlaufen und wesentlich höhere Beträge als in den Rinnen erreichen, eine Tatsache, die GÖHREN (1968a) ausführlich behandelt hat.

Der Hinweis in Kap. 4.1 auf die Füll- und Leerungsvorgänge im Einzugsgebiet der Robinsbalje, wie sie aus den Tidekurvenparametern auf Abb. 9 abgeleitet werden können, wird in der Tat auf Abb. 13 durch das Reststrombild bestätigt: Der Reststrom setzt von der

Tide - und Windstauparameter 1975 / 79



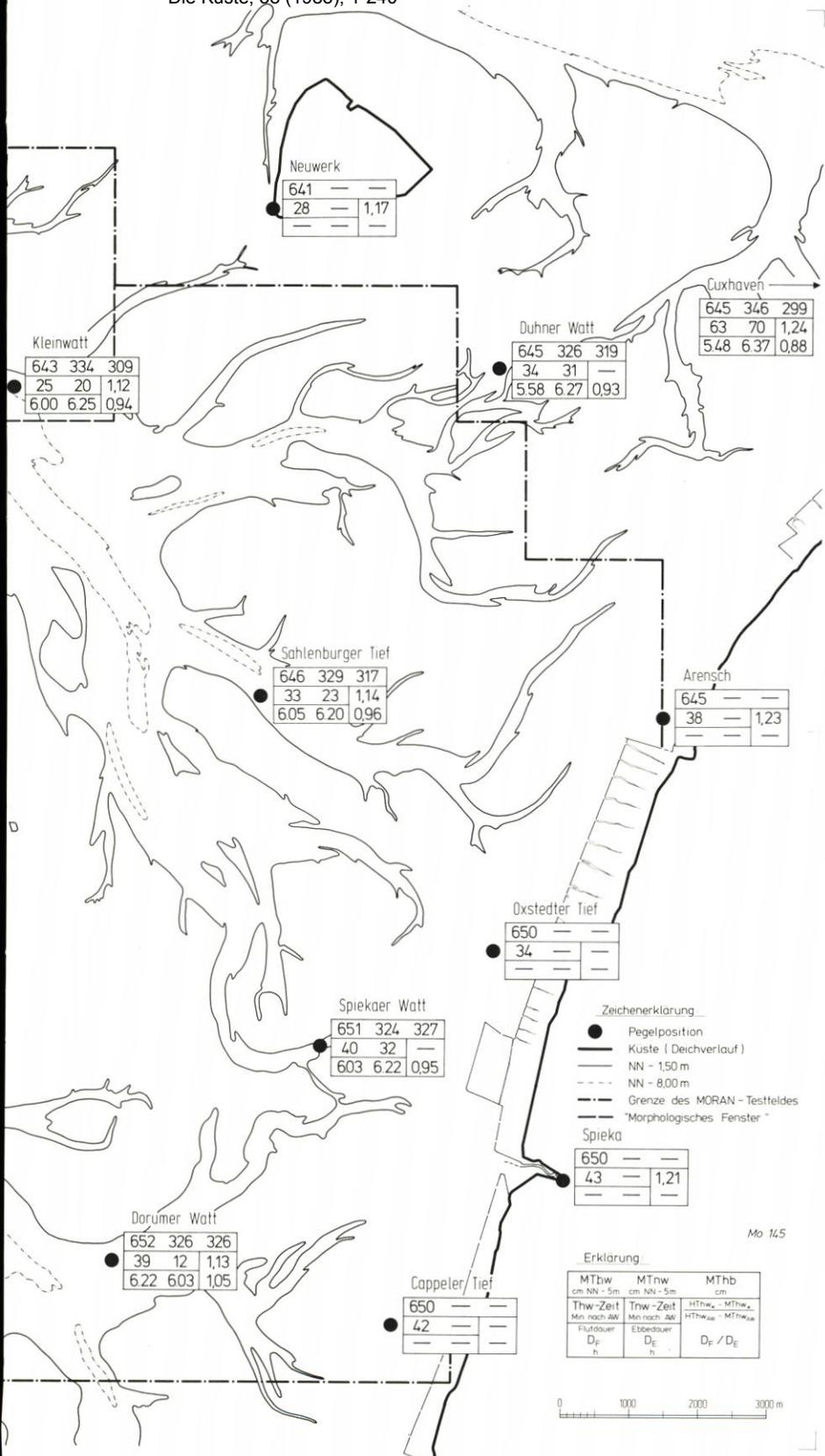
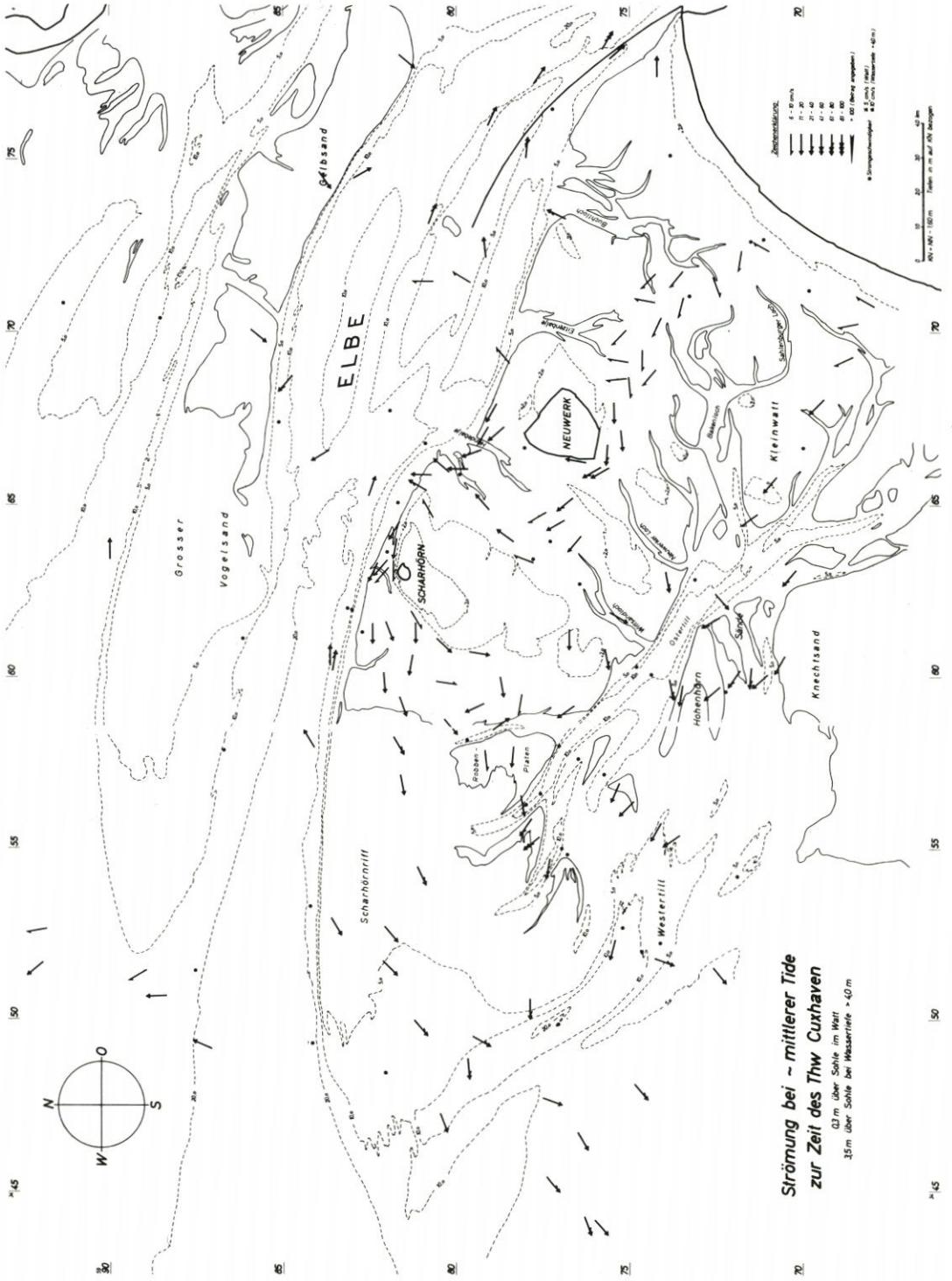


Abb. 9. Tide- und Windstaudaten für das Knechtsand-Gebiet mit Grenzen des Testfeldes und des „morphologischen Fensters“



STRÖMUNGEN ÖSTLICHE WESERWATTEN

Strömungsverhältnisse bei mittlerer Tide Thw



Abb. 11. Strömungsmessungen der Forschungsstelle Norderney (aus KOCH und LUCK, 1973)

Robinsbalje über den Großen Knechtsand nach Nordost, vor der Küste nach Norden über das Wurster Watt bei Spieka, über den Eversand nach Südost sowie vor der Küste bei Dorum nach Süden. Die Flutwassermenge der Robinsbalje muß also erheblich größer sein als die Ebbewassermenge. Nur im äußeren nördlichen Querschnitt, unterhalb der Kleinen Knechtsände, ist ein seewärts gerichteter Reststrom vorhanden. Wieweit dieser Ursache für die auf Abb. 3 skizzierten Veränderungen sein kann, werden die weiteren Analysen zeigen müssen.

Bei Kenntnis der Charakteristik ist der Seegang also umfassend – außer im Hinblick auf Häufigkeit – analysierbar.

Auf Abb. 15 sind die erweiterten Erkenntnisse zur Darstellung der Gebiete gleicher Seegangcharakteristik für das Knechtsandgebiet genutzt worden. Das zentrale Gebiet des hochliegenden Großen Knechtsandes ist – ebenso wie Neuwerker Watt, Eversand und das küstennahe Watt – dem „brandungsfreien Watt“ ohne große Seegangsbelastung zuzuordnen. Unter Vermeidung einer Aufzählung von Einzelheiten sei auf viele Parallelitäten in den Umgebungen von Till und Robinsbalje hingewiesen. Übertragungen aus einem Gebiet mit dichtem Meßnetz in ein anderes sind unter diesen Umständen einfach.

Zur Anschauung sind zwei Luftbilder bei Seegang, und zwar von der 1980 versetzten Knechtsand-Hütte und von dem Deichvorland bei Dorum, angefügt (Abb. 16 und 17). Abb. 18 zeigt die alten Fundamente sowie die Hütte an ihrem neuen Standort.

5. Morphologisch-hydrologische Wechselbeziehungen

5.1 Theoretische Betrachtungen

5.1.1 Ansätze zur Berechnung von Tide- und Seegangsennergie

Der Vergleich zweier Tiefenkarten zeigt das Ergebnis all der Einflüsse und Abläufe, die sich in dem betrachteten Gebiet während des gegebenen Zeitraumes abgespielt haben. Es handelt sich also um ein integrales Resultat, dessen Zwischenstadien unbekannt sind. Sofern man das Volumen des als bewegt ermittelbaren Materials als Parameter für die morphologische Aktivität heranzieht, gibt es zwei aus den Tiefenänderungsplänen ablesbare Resultate, nämlich einmal die mittlere Höhenänderung, d. h. die Differenz zwischen sedimentierter und erodierter Menge, jeweils auf eine Fläche bezogen. Das andere Resultat ist die Summe aus sedimentierter und erodierter Menge, also der Absolutwerte; dieser Parameter ist ein Maß für den Materialumsatz, wobei davon ausgegangen werden muß, daß der tatsächliche Umsatz wahrscheinlich wesentlich größer als der durch Kartenvergleiche erfaßbare ist.

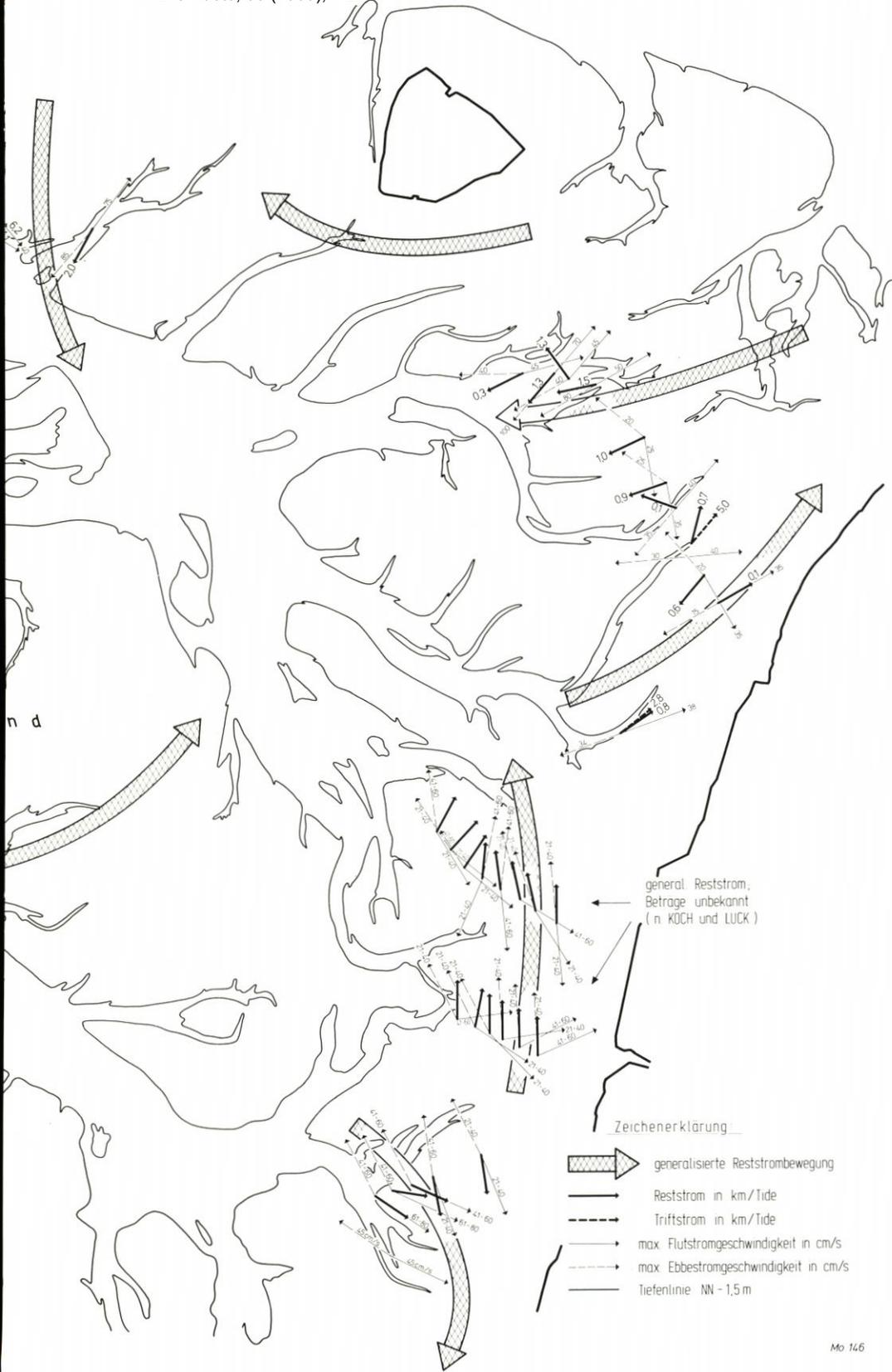
Je kürzer der betrachtete Zeitraum ist, desto eher ist es daher denkbar, daß der aus einem Kartenvergleich ablesbare Materialumsatz in seiner Größenordnung der tatsächlich umgelagerten Menge entspricht. Dafür kommt als realistische Größe allenfalls ein Zeitraum von einem Jahr in Frage, da dies für das Küstenvorfeld üblicherweise der kürzest analysierbare Zeitraum ist.

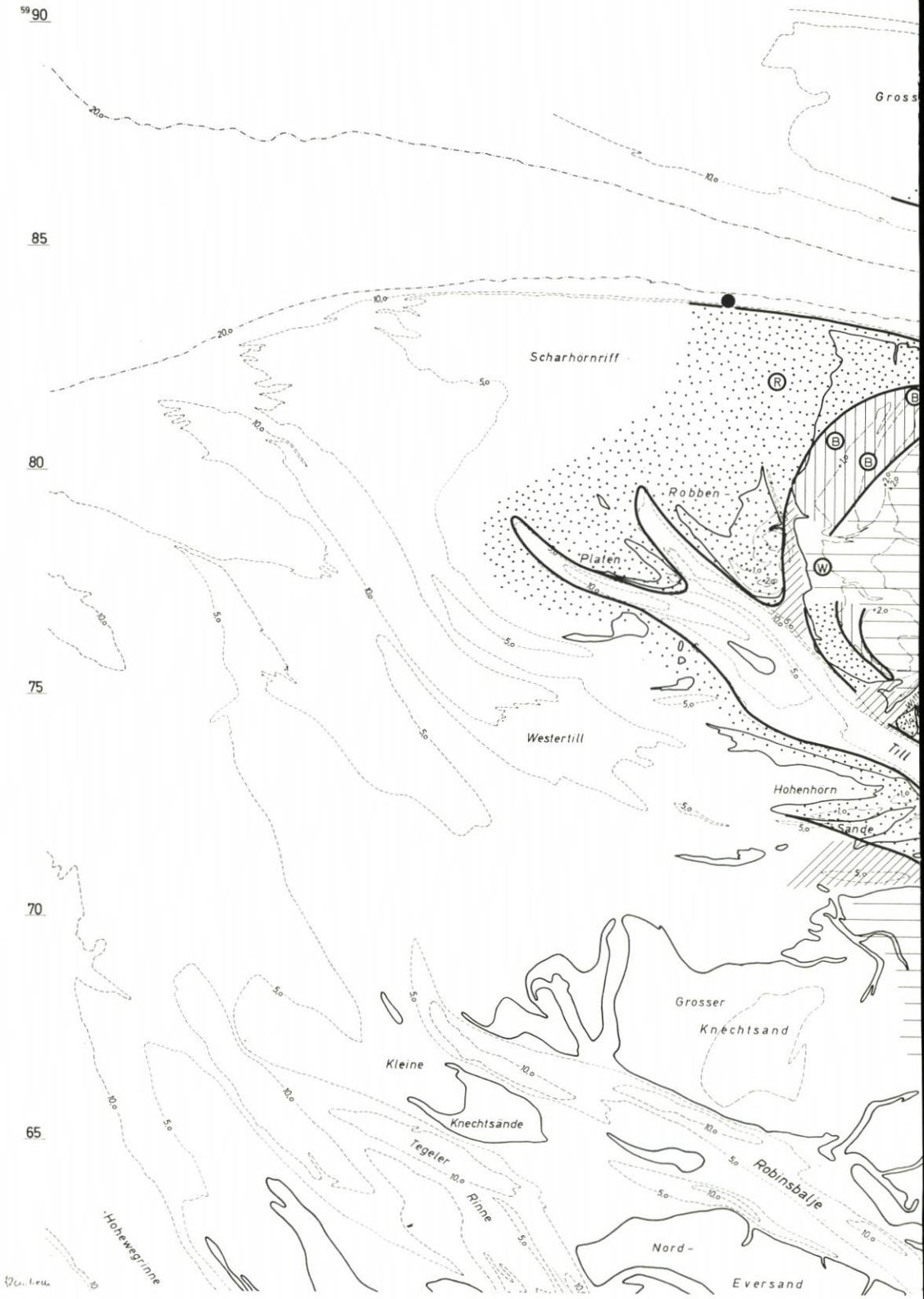
GÖHREN (1971) stellt den resultierenden Materialtransport durch Tide, Wind und Seegang getrennt dar. EISMA (1980) schildert den Einfluß von Klima, Seegang, Tidehub, Strömungen und biotischen Faktoren. Bei diesen wie bei anderen Arbeiten tritt die Schwierigkeit auf, den morphologischen Parametern entsprechende, mit diesen vergleich- und koppelbare, integrierende Parameter für die auslösenden und evtl. die resistierenden Kräfte gegenüberzustellen. Dabei erhebt sich natürlich auch die Frage nach geeigneten morphologischen Parametern. Neben den in Gl. (6) und (7) verwendeten h_{\max} und β mag ein weiterer als integraler Parameter interessant sein: der Zeitraum a (Jahre), bei dem $0,9 h_{\max}$ erreicht werden²⁾. Über Gl. (6) wird dann mit

²⁾ Die Zahl 0,9 wird in diesem Anfangsstadium der Untersuchungen vorgeschlagen; später mag sich ein anderer Wert als sinnvoller herausstellen.



Abb. 13. Strömungsdaten für das Knechtsand-Gebiet





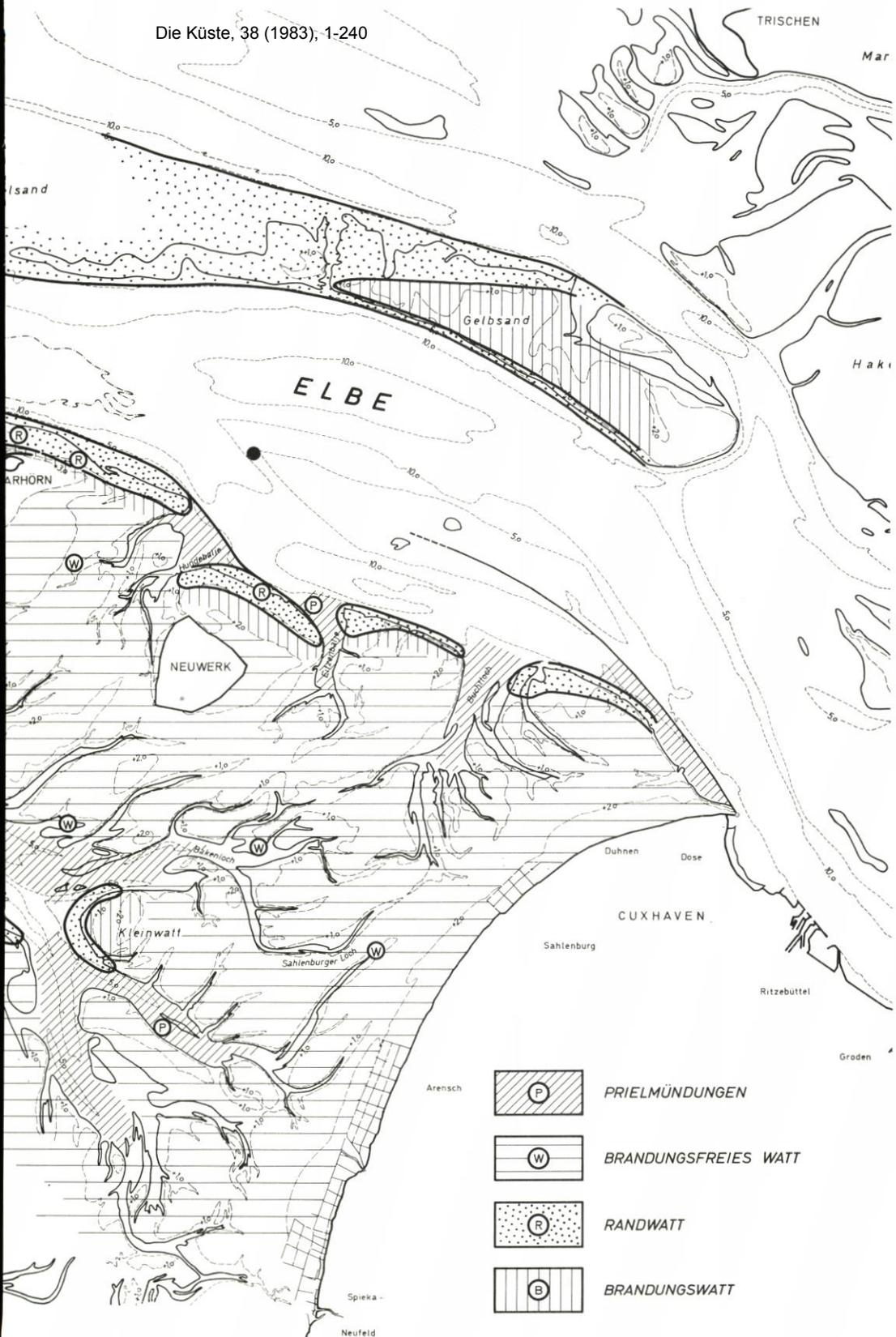
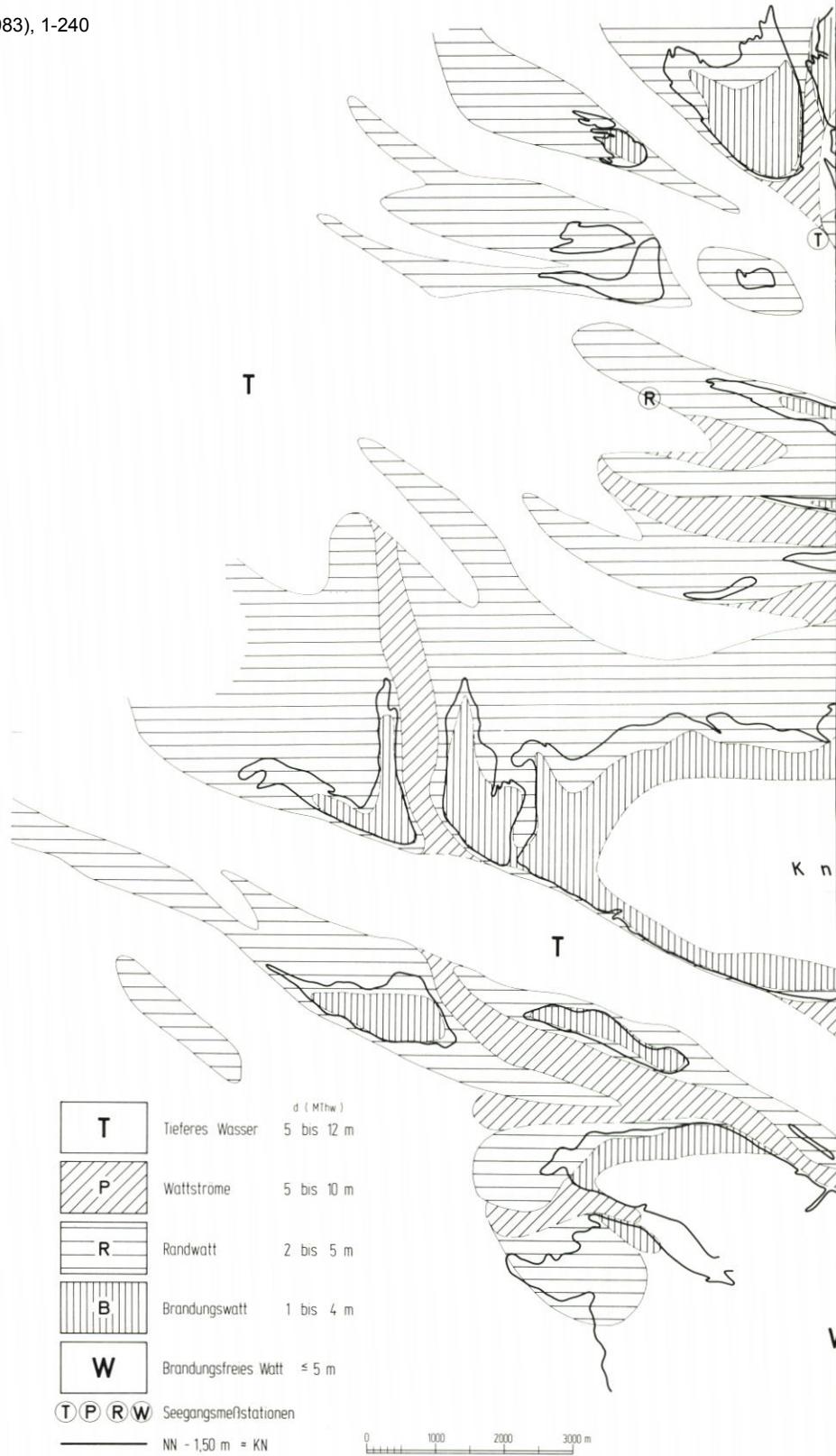


Abb. 14. Gebiete gleicher Seegangscharakteristik nach Messungen der damaligen Forschungsgruppe Neuwerk (aus SIEFERT, 1974)



		d (Mthw)
T	Tieferes Wasser	5 bis 12 m
P	Wattströme	5 bis 10 m
R	Randwatt	2 bis 5 m
B	Brandungswatt	1 bis 4 m
W	Brandungsfrees Watt	≤ 5 m

(T P R W) Seegangsmessstationen
 ——— NN - 1,50 m = KN



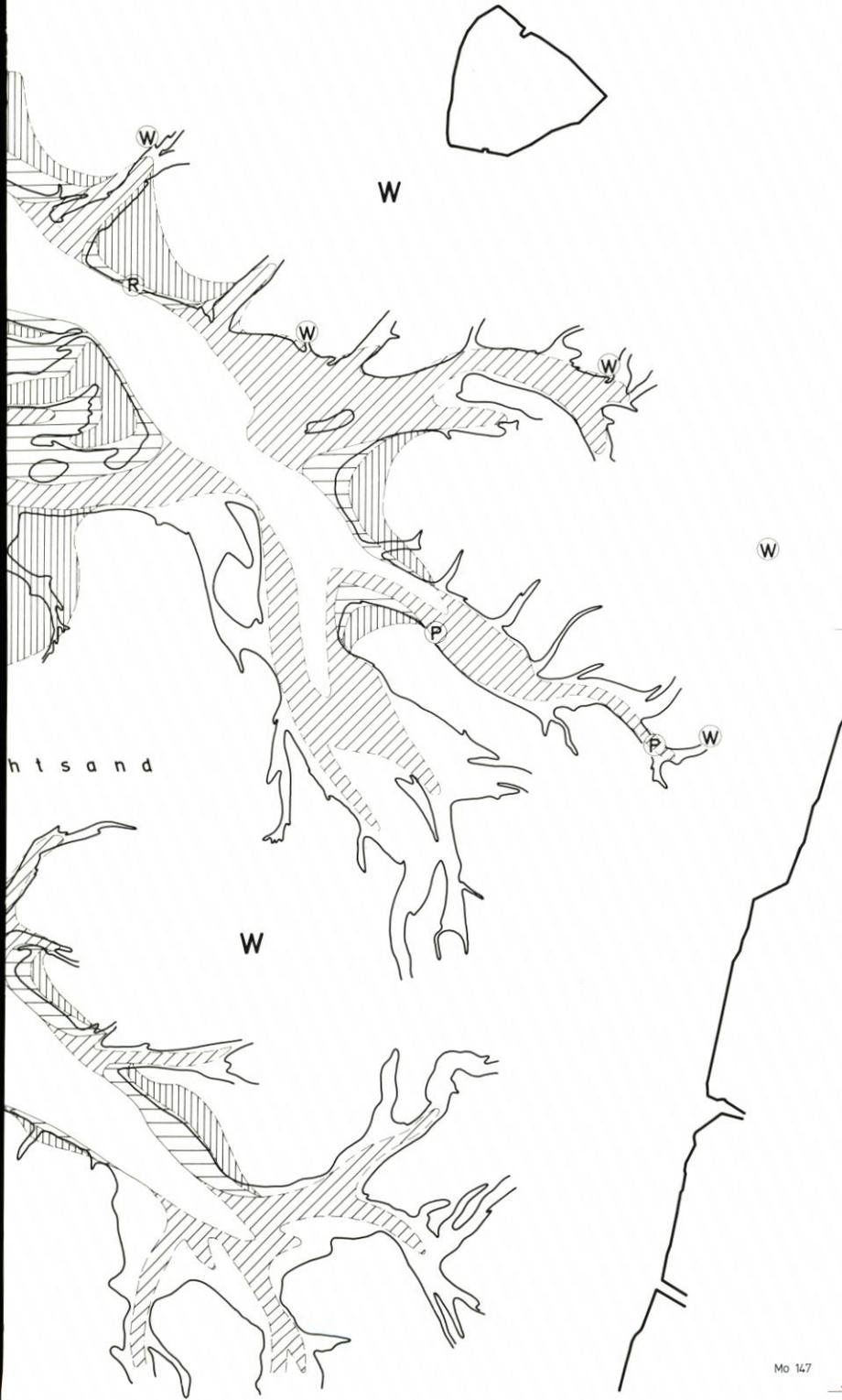


Abb. 15. Gebiete gleicher Seegangscharakteristik für das Knechtsand-Gebiet

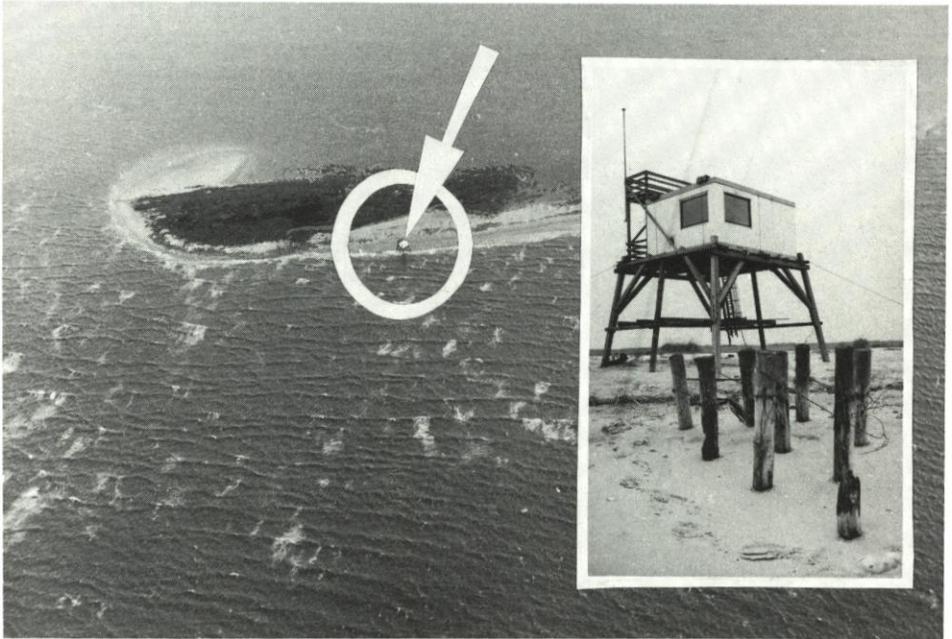


Abb. 16. Knechtsand-Düne mit Schutzhütte (Aufn. HANS-HENNING KRUSE, Aug. 1980)

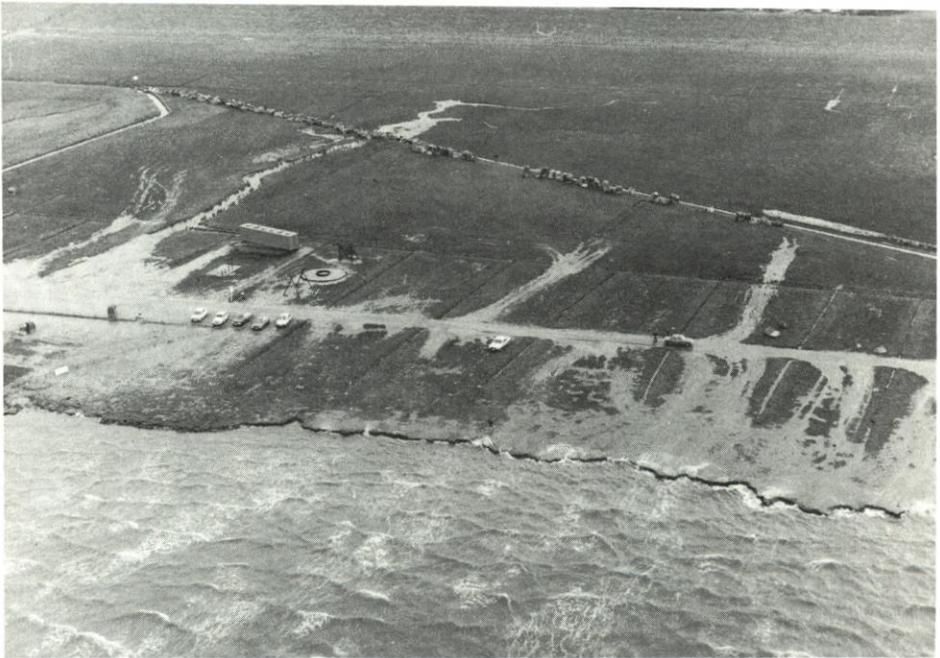


Abb. 17. Vorlandkante an der Würster Küste bei Dorum (Aufn. HANS-HENNING KRUSE, Aug. 1980)



Abb. 18. Knechtsand mit Hütte im Mai 1981 (Aufn. Verf.)

$$0,9 h_{\max} = h_{\max} \cdot (1 - e^{-\beta \cdot a_{0,9}})$$

schließlich

$$a_{0,9} = 2,3 \cdot \frac{1}{\beta}$$

(10)

Er liefert neben der morphologischen Varianz β einen anschaulichen Eindruck über die Dauer gleichbleibender morphologischer Tendenzen.

h_{\max} , β wie auch $a_{0,9}$ stellen integrierende Parameter dar. Im folgenden soll versucht werden, zu diesen etwa gleichwertige Parameter zu entwickeln, die die energetischen Belastungen repräsentieren.

Bei morphologischen Veränderungen handelt es sich um das Resultat eines Kräftespiels. Dieses wird meist in der Dimension m (als Höhen-) oder m^3 (als Volumenänderung) angegeben.

Tatsächlich werden Massen umgelagert wie ständig in Suspension bewegt, also es wird Arbeit geleistet. Die je Flächeneinheit aufgebrauchte Arbeit kann bestimmt werden über v_{\max} als Parameter für die bei Normaltiden über dem Küstenvorfeld wirkende kinetische Energie:

$$\frac{E_{km}}{F} = \rho \cdot (d' + \eta^*) \cdot \frac{K_f - K_e}{D_F^2} \cdot \int_{K_e}^{K_f} v^2 dt$$

$$\int_{K_e}^{K_f} v^2 dt \approx \frac{2}{3} \cdot v_{f\max}^2 \cdot (K_f - K_e)$$

Das liefert

$$\frac{E_{km}}{F} = \frac{2}{3} \varrho \cdot (d' + \eta_s^*) \cdot \left(\frac{K_f - K_e}{D_F} \right)^2 \cdot v_{fmax}^2 \quad (11)$$

(Sofern bei Ebbe höhere Geschwindigkeiten als bei Flut auftreten, ist Gl. (11) entspr. für die Ebbe anzuwenden.)

– einen Triftstromwert, der die kinetische Energie während der Sturmfluten³⁾ repräsentiert:

$$\frac{E_{ks}}{F} = \varrho \cdot (d' + \eta_s^*) \cdot \frac{K_{fs} - K_{es}}{D_{fs}^2} \cdot \int_{K_{es}}^{K_{fs}} v^2 dt$$

mit $\eta_s^* = \eta_s + 1$ m als Mittelwert

$$\int_{K_{es}}^{K_{fs}} v^2 dt = v_T^2 \cdot D \text{ als Näherungswert}$$

$$D_{fs} = D = 12,4 \text{ h als Näherungswert}$$

$$\frac{E_{ks}}{F} = \varrho \cdot (d' + \eta_s^*) \cdot \frac{K_{fs} - K_{es}}{D} \cdot v_T^2 \quad (12)$$

Ob es lohnt, das Sturmflutgeschehen zwischen zwei topographischen Aufnahmen genauer zu spezifizieren, kann noch nicht entschieden werden. Es wäre nach Gl. (12) für einzelne Sturmfluten möglich, sofern Strömungsmessungen vorliegen. Wenn dies nicht der Fall ist, müßte auf Näherungswerte nach GÖHREN (1969) zurückgegriffen werden. Ein Vergleich der beiden Energieanteile für ein normales Jahr ergibt somit unter der Annahme

$$K_f - K_e = D_f$$

und unter Annahme einer Grenzgeschwindigkeit von 20 cm/s mit den bei GÖHREN (1968a) zu findenden Geschwindigkeitsdaten ein Verhältnis von rd. 1,5 : 1. Für diesen Fall, ohne Berücksichtigung von Seegangseinflüssen – praktisch also brandungsfreies Watt –, sind danach 60 % der morphologischen Veränderungen auf die Bewegungen bei mittleren Tiden und 40 % auf diejenigen bei Sturmfluten zurückzuführen.*)

Im Brandungswatt als Beispiel mit flächenhafter Brandung und Einwirkung der Orbitalbewegung verschiebt sich dieses Verhältnis weiter zugunsten der Sturmfluten. Im Randwatt gar, wo die Brandungsenergie auf kürzerer Strecke schneller ausgetauscht wird und außerdem beträchtliche Brandungsströmungen zu erwarten sind, wird das Verhältnis zusätzlich in diese Richtung verschoben:

Nach den bei WIEGEL (1964) zusammengestellten Funktionen über die Orbitalgeschwindigkeiten u in Sohlennähe (Abb. 19) als Verhältnis

$$\frac{u}{c} = f\left(\frac{\bar{H}}{d}\right)$$

³⁾ Nach Untersuchungen in anderem Zusammenhang (SIEFERT, 1982) ist in der Deutschen Bucht heute mit rd. 5 Tiden/Jahr zu rechnen, bei denen im Küstenvorfeld das $H_{Thw} \geq M_{Thw} + 1,5$ m oder der Windstau > 2 m werden.

*) Die für das Aufwirbeln gültige Grenzgeschwindigkeit liegt etwa doppelt so hoch wie die hier für Bewegung an der Sohle zugrundegelegte. Wird erstere in diesem Vergleich verwendet, kippt das Verhältnis deutlich zugunsten der Sturmfluten.

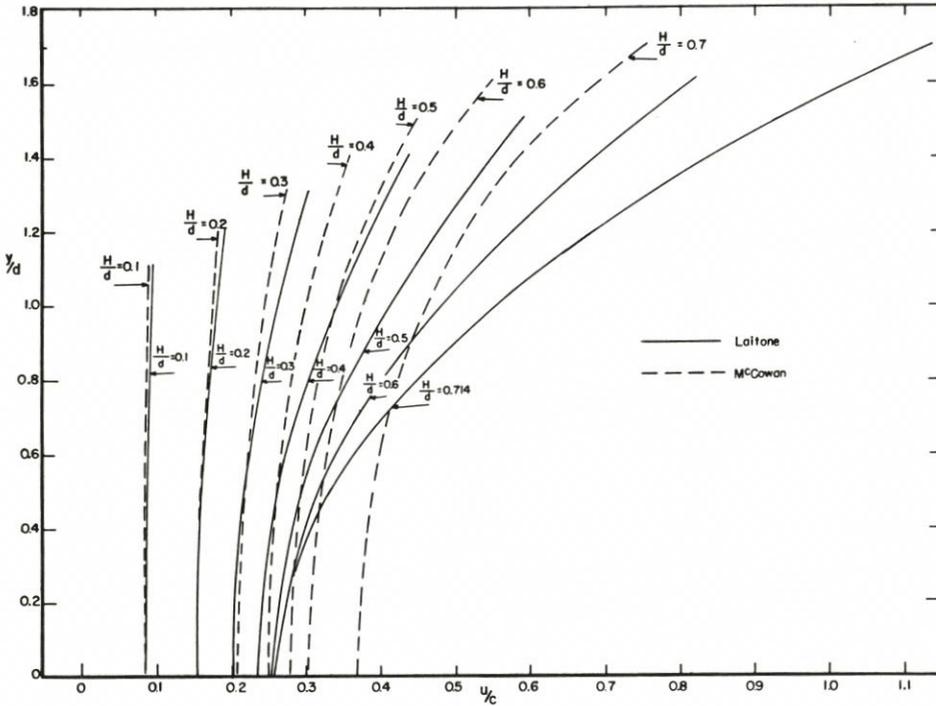


Abb. 19. Orbitalgeschwindigkeit u als Funktion von Wassertiefe und Wellenkennwerten (aus WIEGEL, 1964)

mit
$$\bar{c} = \sqrt{g \cdot d \cdot \left(1 + \frac{3}{4} \frac{\bar{H}}{d}\right)}$$

und (soweit die obere Grenze des bei jedem Wasserstand möglichen \bar{H} -Spektrums als Parameter gewählt wird)

$$\bar{H}_{\max} = 0,375 \cdot d^{0,6}$$

für brandungsfreies Watt und

$$\bar{H}_{\max} = 0,5 \cdot d^{0,6},$$

für Brandungsgebiete (SIEFERT, 1974) kann entsprechend die Energie aus Orbitalbewegungen angesetzt werden.

FÜHRBÖTER et al. (1979) erwähnen Brandungsströmungen vor Sylt bis 1,5 m/s, die am besten durch den einfachen Ansatz

$$\bar{v}_L = \sqrt{\bar{H}_B} \cdot \sin 2\varphi_B$$

beschrieben werden können.

Da nach Definition „tieferes Wasser“ und „Wattströme“ als Seegangsgebiete so tief sind, daß der Orbitaleinfluß vernachlässigt werden kann, darf nur für die flachen Gebiete die Energie je Flächeneinheit nach der Größe der Orbitalgeschwindigkeit kurz über der Sohle bestimmt werden:

$$\frac{E_{kb}}{F} = \rho \cdot (d' + \eta_s^*) \cdot u^2 \tag{13}$$

Nach obigen Ansätzen wird damit über Abb. 19 die Orbitalgeschwindigkeit u im brandungsfreien Watt 25 bis 30% unter derjenigen in Brandungsgebieten liegen. Für $d = d' + \eta_s^* = 4 \text{ m}$ wird z. B.

$$\frac{\bar{H}_{\max}}{d} = 0,375 \cdot d^{-0,4} = 0,215$$

und damit $\bar{c} = \sqrt{g \cdot d \cdot (1 + 0,16)} = 6,8 \text{ m/s}$

$$u = 0,15 \cdot \bar{c} = 1,0 \text{ m/s}$$

$$\frac{E_{kb}}{F} = \rho \cdot d \cdot u^2 = 4,0 \frac{\text{Nm}}{\text{m}^2}$$

In Brandungsgebieten wird aber bei gleicher Wassertiefe

$$\frac{E_{kb}}{F} = 8,0 \frac{\text{Nm}}{\text{m}^2}$$

und damit – als Maß für die Turbulenz und die Transportbereitschaft – entsprechend größer. Dieser Vergleich gilt jedoch nur für die Seeganggebiete „brandungsfreies Watt“ – „Brandungswatt“. Im „Randwatt“ treten konzentriert Brandungsströmungen auf, die dann in Gl. (12) mit

$$\vec{v}_{T_b} = \vec{v}_T + \vec{v}_b$$

zu höheren Strömungsgeschwindigkeiten führen. Diese bewirken im Randwatt einen größeren Materialumsatz.

Wie bereits erwähnt, spielt der Seegangseinfluß am Boden der tieferen Bereiche des Küstenvorfeldes (die Grenze wird etwa bei -10 m KN liegen) eine untergeordnete Rolle. Viele Messungen zeigen zudem, daß schon in flacheren Prielen die Strömungsgeschwindigkeiten bei Sturmfluten meist nur geringfügig von denen bei mittleren Tiden abweichen (Abb. 20). Transportvorgänge, die hier ihren Ursprung haben, sind also weitgehend wetterunabhängig.

5.1.2 Ansätze zur Berechnung der Transportmengen

Der Sedimenttransport findet – am genauesten durch die englischen Ausdrücke definiert – als „bed load“ und als „suspended load“ statt. Beide werden als „total load“ zusammengefaßt. Es gibt eine ganze Reihe bekannter Arbeiten, die sich theoretisch und in Laborversuchen mit diesem Phänomen beschäftigen. Die Übertragbarkeit auf Verhältnisse in der Natur ist jedoch bis heute problematisch, und andererseits liegen aus dem Küstengebiet nur wenige Messungen vor, die eine Verallgemeinerung gestatten. Bisher sind die am weitesten vorgedrungenen Untersuchungen in dem nördlich des Testfeldes Knechtsand liegenden Gebiet durchgeführt worden. Es sind zunächst die Arbeiten GÖHREN (1971) und dann diejenigen von CHRISTIANSEN (1974) – bezüglich der Rinnen – und von DÜCKER (1982) – bezüglich des Wattes (Abb. 21).

Beide letztgenannten Arbeiten enthalten Begründungen dafür, daß bei den im Küstenvorfeld gegebenen hydraulischen Verhältnissen der Transport auf der Sohle vernachlässigbar klein ist und somit in guter Näherung der Gesamttransport als derjenige der suspendierten Feststoffe angesehen werden kann. Damit wird das Problem zunächst reduziert auf die Bestimmung der Funktion des Diffusionskoeffizienten

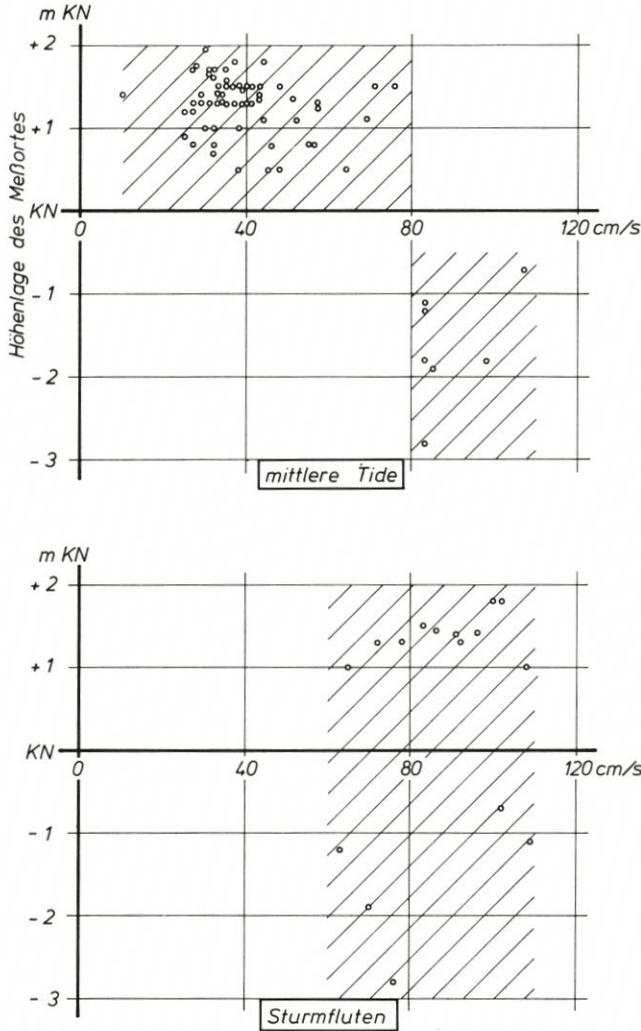


Abb. 20. Max. Strömungsgeschwindigkeiten zwischen Neuwerk und der Küste in Abhängigkeit von der Höhenlage des Meßortes

$$\epsilon = f(d)$$

für die es parabolische (ROUSE-EINSTEIN), lineare (BHATTA-CHARYA) und konstante (COLEMAN) Ansätze gibt. Für die Ästuarie kann mit wesentlich größerer Sicherheit auf die von GÖHREN (1971) angegebenen vertikalen Verteilungen von Suspensionskonzentration und Transportmenge zurückgegriffen werden (Abb. 22). Für das Watt setzt DÜCKER (1982) die vertikale Suspensionsverteilung nach ROUSE (1937) an, die derjenigen nach GÖHREN ähnlich ist (Abb. 23). Neueste, noch nicht veröffentlichte Untersuchungen scheinen diese Annahme als richtig zu bestätigen.

Zur Berechnung des tatsächlichen Suspensionstransportes je m² Durchflußquerschnitt während einer Halbtide entwickelte CHRISTIANSEN (1974) den Ansatz

59 90

85

80

75

70

65

11.69 ●

16.69 ●

14.69 ●

10.68 ●

13.69 ●

4.67 ●

Grosser

Vogelsan

Scharhornriff

Robben-

Platen

Westertill

Till

Hohenhorn

Sande

Grosser

Knechtsand

Kleine

Knechtsande

Tegeler

Rinne

Robinsbalje

Nord-



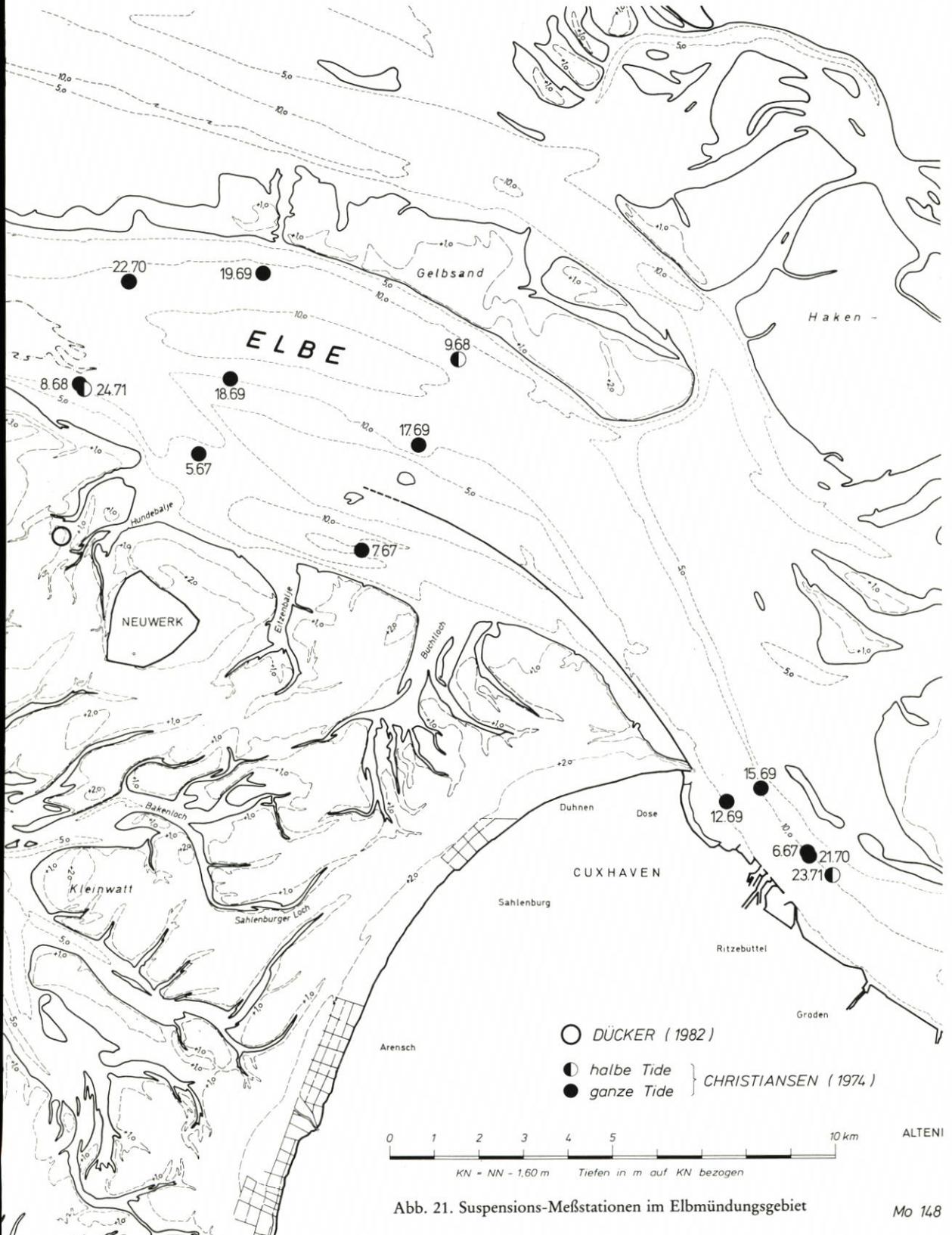


Abb. 21. Suspensions-Meßstationen im Elbmündungsgebiet

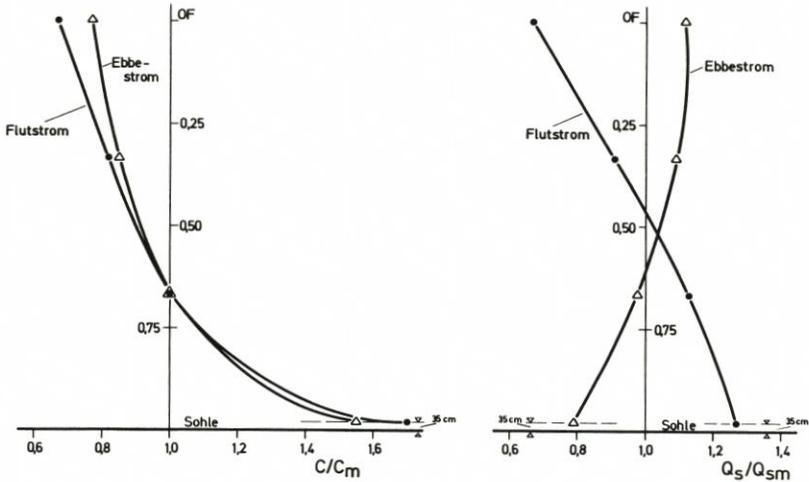


Abb. 22. Vertikale Verteilungen von Schwebstoffkonzentration (C) und Transportmenge (Q_s); Mittel aus 21 Messungen (aus GÖHREN, 1971)

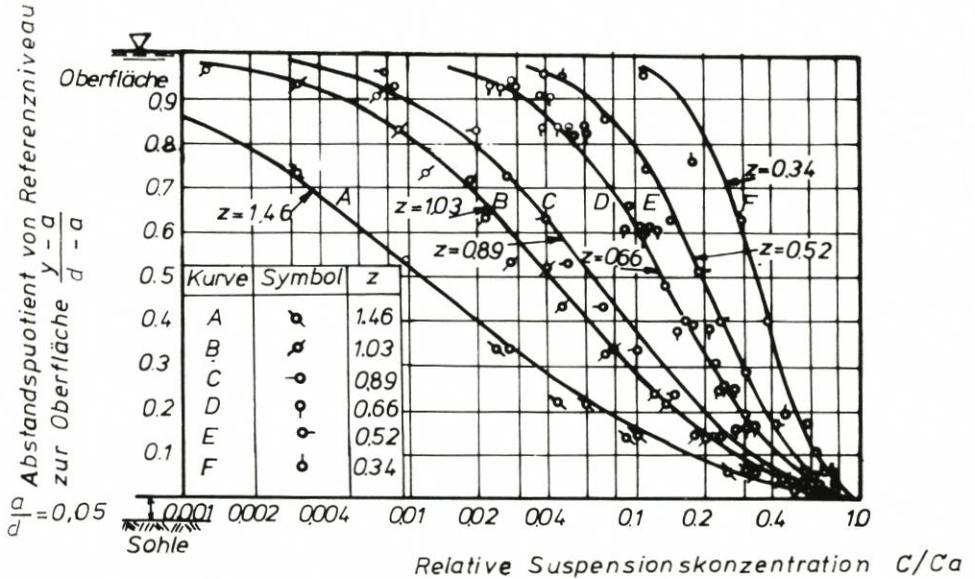


Abb. 23. Vertikale Suspensionsverteilung nach ROUSE (aus DÜCKER, 1982)

$$Q = 10^{-6} \cdot \frac{S_v^3 \cdot A \cdot \frac{D_{f(e)}}{t_b}}{d_m^2 \cdot \ln^{0.56} \left(\frac{v_0}{v} \right)} \left[\frac{m^3}{m^2} \right] \quad (14)$$

der also in der 3. Potenz vom Stromweg S_v abhängt. Unter Berücksichtigung eines aus Messungen abgeleiteten „Umgebungsparameters“ kommt er für die Nord- und Südrinnen der Außenelbe zu Werten von 1,5 bis 6 m^3/m^2 . Das führt für die Größenordnung des Transportes je Halbtide in Till und Robinsbalje mit mittleren Querschnittsgrößen von 9000 m^2 zu

$$Q_T = \text{rd. } 30 \cdot 10^3 \text{ } m^3/\text{Halbtide}$$

Für das Watt gibt DÜCKER (1982) eine normierte Funktion für die Veränderung der Suspensionskonzentration mit der Windstärke in der Form

$$C_{vT} = F \cdot C_{cr} \quad (15)$$

mit dem relativen Anstiegswert F als

$$F = f(v_w) \text{ für } v_w \leq 11,5 \text{ m/s}$$

$$F = f(v_w^3) \text{ für } v_w \geq 11,5 \text{ m/s,}$$

also der 3. Potenz der Windgeschwindigkeit. Bei einer überschläglichen Berechnung der Suspensionstransportmengen setzt DÜCKER – auch für das benachbarte Knechtsandgebiet maßgebende – Mittelwerte der Konzentrationen (für 4°C Wassertemperatur) nach seinen Messungen an mit

Gebiet (Seegangscharakter)	$v_w < 11,5 \text{ m/s}$	$v_w > 11,5 \text{ m/s}$ (aufländig)
Randwatt	25 mg/l	145 mg/l
brandungsfreies Watt	60 mg/l	335 mg/l

Unter Verwendung einer Windstatistik für Scharhörn, die auch für das Knechtsandgebiet gilt, kommt DÜCKER zu jährlichen Frachtraten von

$$Q = n \cdot 10^5 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad (16)$$

(mit $n = 1$ bis 10) parallel zum Wattsockel im Randwatt und im brandungsfreien Watt. Die Größenordnung entspricht der bereits früher von GÖHREN (1971) ermittelten.

5.1.3 Hypothese zur Berechnung von Höhenänderungen

Als Resultat der Kap. 5.1.1 und 5.1.2 ist festzuhalten, daß die Ansätze zum einen den Einblick in das grandiose Spiel überreichlich vorhandener Energie im Küstenvorfeld gestatten und zum anderen hier je Tide mehr Material im Wasser bewegt wird, als es aus den maximalen Höhenänderungen abzuleiten ist.

Die Grundfunktion für die Höhenänderung lautet

$$\Delta z = \Delta z_{\max} \cdot (1 - e^{-\beta a}) \quad (1)$$

Dieser Ansatz gilt nach Kap. 3.3 für verschiedene Höhenparameter. Auf Abb. 8 wurden die Umsatzhöhen $h_z = f(a)$ dargestellt. Es ergibt sich schon aus den beiden Beispielen ein Hinweis auf Zusammenhänge zwischen $h_{z,\max}$, β und der Seegangscharakteristik von Tab. 3 oder nach Gl. (13). Die Auswertung in weiteren Gebieten, die momentan betrieben wird, wird hier Möglichkeiten für genauere Analysen schaffen.

Eine Fläche wie das „morphologische Fenster“ von 48 km² Größe setzt sich aus verschiedenen Gebieten mit jeweils eigener Seegangscharakteristik zusammen. Dadurch ergeben sich bestimmte Teilflächen, auf denen jeweils mit der größten Sedimentations- bzw. Erosionshöhe zu rechnen ist. Tab. 2 weist z. B. aus, daß die Maxima für Sedimentation stets in Teilen der nördlichen Hälfte, die Maxima für Erosion fast immer in solchen der südlichen Hälfte zu finden sind. Es kann also nicht überraschen, wenn Typen der Grundfunktion auch diese Maxima beschreiben können (Abb. 24).

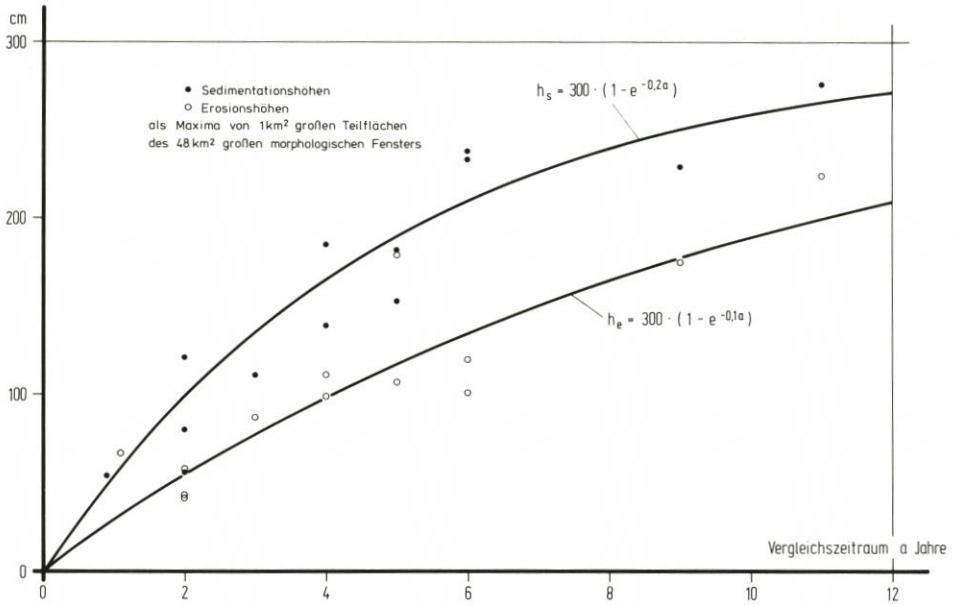


Abb. 24. „Morphologisches Fenster“ Hohenhörn Sände – Oberer Wittsand: Maxima von Sedimentations- und Erosionshöhen für 1 km² große Teilflächen (Tab. 2) als Funktionen des Vergleichszeitraumes

Nach den Definitionen in Kap. 3.3 deuten die Werte für β von 0,2 für die Sedimentations- und von 0,1 für die Erosionshöhen an, daß im Gebiet des „morphologischen Fensters“ die Sedimentationsmaxima doppelt so schnell erreicht sind wie die Erosionsmaxima ($a_{0,9} = 11,5$ gegen 23) und damit in den Sedimentationsbereichen früher mit einer Umkehr in Erosion zu rechnen ist als umgekehrt.

Dies ist begrifflicherweise momentan noch eine Hypothese. Die weiteren Arbeiten am MORAN-Projekt werden zeigen, wieweit sie gilt.

Einige Daten aus dem Testgebiet Knechtsand für den MORAN-Zeitraum 1974–79 erlauben weitere Rückschlüsse, und zwar zunächst in allgemeiner Form zwischen der jährlichen Höhenänderung Δz einer Teilfläche und dem Verhältnis dieser Teil- zur betrachteten Gesamtfläche:

Tabelle 4
Jährliche Höhenveränderung im Vergleich zum Flächenverhältnis

$\overline{\Delta z}$ cm/Jahr	$\overline{\Delta z}$ als Mittelwert über die Teilfläche km ²	$\overline{\Delta z}$ ausgewählt als Maximalwert der Mittel über Flächen F aus der Gesamtfläche F _{ges} km ²	$\frac{F}{F_{ges}}$	Δz_{max} zunehmend ↑ β zunehmend ↓
242	0,01	340	$3 \cdot 10^{-5}$	↑ β zunehmend ↓
78	1	340	$3 \cdot 10^{-3}$	
36	1	48	$2 \cdot 10^{-2}$	
10,5	24	48	$5 \cdot 10^{-1}$	
3,3	340	340	1,0	

Die absolute Höhe der Funktion ist durch $\overline{\Delta z}_{max}$ gegeben. Daraus läßt sich primär eine Abhängigkeit

$$\Delta z_{\max} = f\left(\frac{1}{F/F_{\text{ges}}}\right)$$

ersehen. Die Wirkung des Seegangscharakters, wie er entspr. Tab. 3 sicherlich nicht nur durch einen einzigen Parameter ausgedrückt werden kann, ferner der Orbital- und Brandungsströmungen, der Tide- und Triftströmungen wurden bereits diskutiert. Bei dem Stand der Auswertung der Daten aus dem Knechtsandgebiet und bei der in jedem Falle nur begrenzten Aussagekraft läßt sich heute folgendes annehmen:

- a) Der Höchstwert Δz_{\max} wird durch die Seegangscharakteristik beeinflusst, und zwar in der Weise, daß er mit zunehmender mittlerer Wellensteilheit \bar{H}/\bar{L} deutlich abnimmt. Als charakteristischer Parameter bietet sich daher in erster Näherung an:

$$\Delta z_{\max} = f\left(\frac{1}{\bar{H}/\bar{L}}\right)$$

- b) Im Randwatt und – in schwächerer Form – im Brandungswatt ist die Brandungsströmung von großer Bedeutung. Da sie konzentriert an bestimmten Orten auftreten und zu großen kurzfristigen Änderungen führen kann, wird sie vermutlich stärker die morphologische Varianz β beeinflussen mit

$$\beta = f(\bar{v}_L)$$

oder besser, da \bar{v}_L mit H wächst,

$$\beta = f(\bar{H}/d)$$

um auch die geringere Bedeutung dieser Strömung im tieferen Wasser zu erfassen.

- c) Tide- und Triftstromgeschwindigkeiten sind in den Wattinnen und im tieferen Wasser fast gleich und treten täglich in ähnlicher Größe auf. Sie wirken daher dort gleichmäßig über die Zeit und werden vornehmlich Δz_{\max} verändern:

$$\Delta z_{\max} = f(v)$$

vermutlich mit v in der 2. oder 3. Potenz nach Kap. 5.1.2. Im Watt spielt die normale Tideströmung bei der Höhenveränderung über längere Zeiträume nur eine untergeordnete Rolle; dafür gewinnen Triftströmungen hier als seltene Ereignisse besondere Bedeutung. In diesem Sinne werden sie vor allem β beeinflussen:

$$\beta = f(v) \text{ oder } \beta = f(S_v)$$

vermutlich ebenfalls in der 2. oder 3. Potenz.

Eine der wichtigsten Aufgaben im MORAN-Projekt wird es sein, diese Hypothesen

$$\Delta z = \Delta z_{\max} \cdot (1 - e^{-\beta a})$$

$$\text{mit } \Delta z_{\max} = f\left(\frac{1}{F/F_{\text{ges}}}, \frac{1}{\bar{H}/\bar{L}}, v\right)$$

$$\beta = f\left(\frac{\bar{H}}{d}, v, S_v\right)$$

zu untersuchen und erkennbare Zusammenhänge festzuhalten.

5.2 Statistische Untersuchungen

Einige der unter 5.1 theoretisch begründeten Zusammenhänge können nur auf statistischem Wege verdeutlicht werden. Dazu sind bisher im MORAN-Projekt zwei Untersuchungen vorgenommen worden:

Das Testgebiet Knechtsand wurde in Gebiete gleicher Seegangscharakteristik aufgeteilt (Abb. 15). Die ein km² großen Teilflächen wurden danach sortiert. Für die Kategorien „tieferes Wasser“, „Randwatt“, „Brandungswatt“ und „brandungsfreies Watt“ wurden dann auf Abb. 25 die Summenhäufigkeiten des Materialumsatzes dargestellt.

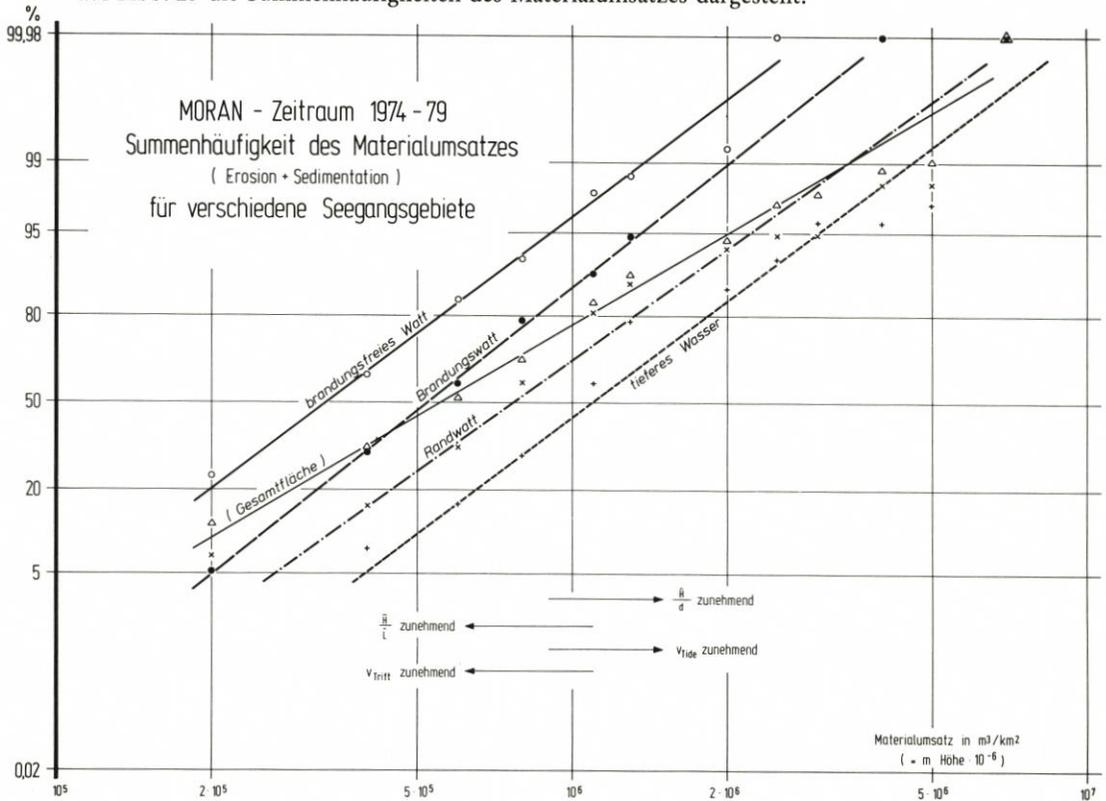


Abb. 25. Testfeld Knechtsand: Summenhäufigkeit des Materialumsatzes (Erosion + Sedimentation) 1974-79 für verschiedene Seegangsgebiete

Als Ergebnis dieser ersten, wegen der Teilflächengröße von ein km² noch recht groben statistischen Auswertung sind vier fast parallele Summenkurven entstanden: Der Materialumsatz – also die Summe der je km² sedimentierten und erodierten Volumina – nimmt vom tieferen Wasser in das brandungsfreie Watt gleichmäßig und deutlich ab, wie Tab. 5 mit den 50%- und den 99%-Werten (letztere mögen als Maxima angesehen werden) zeigt:

Tabelle 5
 Materialumsatz für Gebiete mit definierter Seegangscharakteristik (Tabelle 3)

Gebiet	Materialumsatz 1974-79 in m ³ /km ² für die Häufigkeitssumme	
	50 %	99 %
tiefere Wasser	11,0 · 10 ⁵	4,6 · 10 ⁶
Randwatt	7,7 · 10 ⁵	3,4 · 10 ⁶
Brandungswatt	5,2 · 10 ⁵	2,0 · 10 ⁶
brandungsfreies Watt	3,3 · 10 ⁵	1,4 · 10 ⁶
Testgebiet Knechtsand gesamt	5,5 · 10 ⁵	3,4 · 10 ⁶

Zur ausreichend genauen Erfassung der Watttrinnen ist die gewählte Rasterung zu grob. Es ist daher und für Detailuntersuchungen vorgesehen, im weiteren Verlauf die Teilflächen-
größen zu verringern oder nach Bedarf zu variieren.

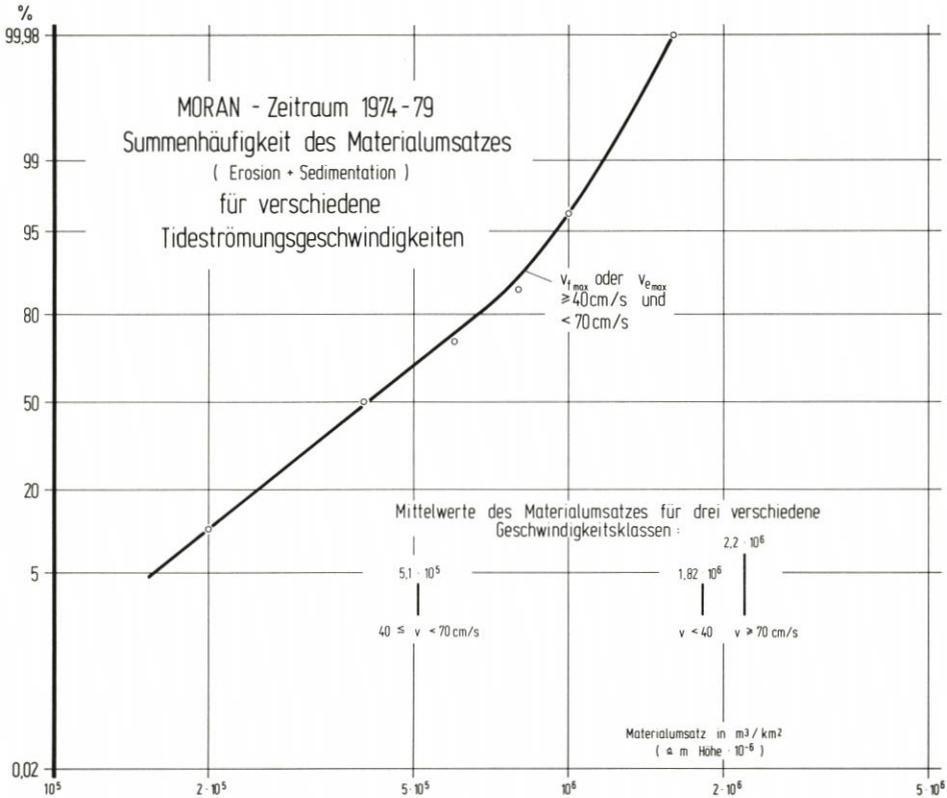


Abb. 26. Testfeld Knechtsand: Summenhäufigkeit des Materialumsatzes (Erosion + Sedimentation) 1974-79 für Gebiete mit unterschiedlichen mittleren Tideströmungsverhältnissen

Eine zweite statistische Untersuchung erfaßt die Strömungsgeschwindigkeiten, wie sie auf Abb. 13 angegeben sind. Dabei ist zu bedenken, daß die Brandungsströmungen in den gemessenen Triftstromwerten enthalten sind. Weil neuere Strömungsmessungen für eine detaillierte Untersuchung nur in unzureichender Dichte vorliegen, wurde eine etwas grobe Unterteilung in drei Geschwindigkeitsklassen, bezogen auf die maximale Strömungsgeschwindigkeit bei einer Normaltide, gewählt. So konnte leider nur die „Klasse“ mit $v_{f, e \max}$ zwischen 40 und 70 cm/s etwas ausführlicher untersucht werden. Die Summenkurve des Materialumsatzes zeigt Abb. 26. Sie strebt bereits bei einem Umsatz um $10^6 \text{ m}^3/\text{km}^2$ der 100-%-Grenze deutlich zu; dazu der Hinweis, daß diese geringen Strömungsgeschwindigkeiten vornehmlich im brandungsfreien Watt auftreten.

Über die Mittelwerte von Tab. 6 werden die Aussagen von Kap. 5.1 über die Wirkung der verschiedenen Energiekomponenten zunächst bestätigt.

Über Gl. (11) ist die kinetische Energie proportional v_{\max}^2 ; in den Gebieten mit hohen Tidestromgeschwindigkeiten, im wesentlichen den Watttrinnen, ist hoher Materialumsatz also eine Folge des normalen Tideschehens. Wo die Tidestromgeschwindigkeiten kleiner wer-

Tabelle 6
Mittelwerte des Materialumsatzes

$v_{f,e \text{ max}}$ cm/s	mittl. Materialumsatz $10^6 \text{ m}^3^*)$	vertretene Seegangscharakteristik
$v < 40$	1,81	Rand-, Brandungswatt, brandungsfreies Watt
$40 \leq v \leq 70$	0,51	überwiegend brandungsfreies Watt
$v > 70$	2,20	tiefere Wasser, Wattströme

*) Teilflächengröße 1 km²

den, nämlich in den Brandungsgebieten, wirken verstärkt die Triftstromenergie (Gl. 12) und die Energie durch Orbitalströmung (Gl. 13), deren gemeinsame Wirkung über das Jahr aber diejenige der täglichen Gezeiten in den Rinnen wohl nicht erreicht. Im brandungsfreien Watt hingegen nimmt der Orbitaleinfluß erheblich ab, und damit wird der Materialumsatz weiter verringert, wie Tab. 5 und 6 und auch Abb. 25 und 26 ausweisen.

5.3 Grenzen der skizzierten Untersuchungen

Im Text wurde mehrfach darauf hingewiesen, daß es wegen der gerade erst gestarteten intensiven Analysen bis jetzt nur möglich ist, im Rahmen der vorgelegten Projektstudie Ideen und Konzeptionen zu entwickeln und – vor allem mit Abb. 24 bis 26 – Wege aufzuzeigen. Daher kann hier auch nicht festgelegt werden, wie weit diese Wege zu beschreiten sein werden. Die ersten Auswertungen lassen jedoch Optimismus gerechtfertigt erscheinen.

Dennoch sind den Untersuchungen von vornherein Grenzen gesetzt:

- Es war nicht beabsichtigt und kann es auf Grund der vorhandenen Daten nicht sein, Höhenveränderungen im Mikromaßstab festzustellen. Die kleinste sinnvolle Flächeneinheit dürfte bei einem ha liegen, die kleinste Zeiteinheit bei einem Jahr.
- Es gibt eine Reihe von Gebieten, vor allem vor der schleswig-holsteinischen Küste, die 1974/75 nicht aufgenommen und wo Daten aus den 1960er Jahren in das Küstenkartenwerk eingearbeitet wurden. Diese Flächen und solche, in denen ab 1974 gebaggert oder verklappt wurde, werden nicht untersucht.
- Eine Kopplung morphologischer und hydrologischer Daten entsprechend Kap. 5.1.1 kann nur in solchen Gebieten erreicht werden, wo hydrologische Daten in der erforderlichen Dichte vorliegen oder mit ausreichender Genauigkeit eingerechnet werden können.
- Man wird aus Höhenänderungen oder Materialumsatz nicht auf den Transport schließen können. Mit Hilfe des umfangreichen Datenschatzes kann es jedoch gelingen, Ort und Zeitraum von Umlagerungen festzustellen.

6. Sedimentologische und biologische Verhältnisse

Der Ansatz von CHRISTIANSEN (1974) zur Berechnung des Suspensionstransportes enthält den mittleren Korndurchmesser als Parameter (Gl. 14). DÜCKER (1982) stellt eine Abhängigkeit der Konzentration vom „Einzugsgebiet“ fest. REINECK und SIEFERT (1980) haben die Wirkung des Seegangs auf den Schluffanteil im Oberflächensediment untersucht

und das Zusammenwirken von Orbital- und Tideströmungen dargestellt. Aus all diesen Analysen geht teils sogar quantitativ der Zusammenhang zwischen Sediment und Suspensionstransport hervor, und es bedarf wohl keiner weiteren Begründungen für die Bedeutung der sedimentologischen Verhältnisse.

Wenn diesen auch in der vorliegenden Pilotstudie nur relativ wenig Aufmerksamkeit geschenkt werden konnte, sollen hier doch die wichtigsten Arbeiten über das Knechtsandgebiet genannt werden, um zu dokumentieren, mit welchem Datenmaterial hier weitergearbeitet werden kann. Da ist zunächst die umfangreiche Arbeit von MÜLLER et al. (1965) zu nennen, die sich im wesentlichen mit dem Oberflächenmaterial beschäftigt.

Makrofauna und Vegetation der Knechtsandwatten hat MICHAELIS (1969) analysiert. Einige Jahre später haben sich KOEMAN (1975), COLIJN und KOEMAN (1975) sowie HAUSER und MICHAELIS (1975) erneut intensiv mit den biologischen Verhältnissen des Knechtsandgebietes beschäftigt. Diesem Datenmaterial kommt insoweit besondere Bedeutung zu, als die biogene Festigkeit des Oberflächensedimentes einen wichtigen Faktor bei morphologischen Veränderungen bzw. beim Suspensionstransport darstellen kann. Biotop (etwa Schlickwatt-Mischwatt-Sandwatt-Brandungsgebiet) und morphologisch wirksame Kraft stehen in Wechselbeziehung. Darauf hat RAGUTZKI (1979) hingewiesen, und die Erkenntnisse von FÜHRBÖTER et al. (1981) bestätigen dies in eindrucksvoller Weise: Der Erosionsbeginn des Sandwattes vor der Insel Alte Mellum liegt durch biogene Stabilisation um durchschnittlich rd. 300 % über dem bodenmechanischen Vergleichswert eines sterilen Bodens.

7. Zum vollautomatischen Kartenvergleich

Nach einem Beschluß des KFKI sollen die morphologischen Analysen für das Nordseeküstengebiet auf der Basis eines neuartigen vollautomatischen Kartenvergleiches durchgeführt werden, das auf längere Sicht die bisherigen – personalintensiven – halbautomatischen Vergleiche unterschiedlicher Prägung ablösen soll. Die Voraussetzungen dafür werden inzwischen getroffen, indem diejenigen Daten, die nicht schon während der Aufnahme (Peilung) entsprechend gespeichert wurden, nunmehr auf Datenträger übertragen werden. Eigentlich war es auch schon geplant, im Rahmen dieser Studie einen Vergleich zwischen den Ergebnissen der halb- und der vollautomatischen Auswertung zu bringen. Das ist deshalb mißlungen, weil im Moment noch die Übertragung vieler Daten auf Magnetbänder vorgenommen werden muß, ein Schritt, der in etwas fernerer Zukunft vollständig automatisiert werden soll.

Anzumerken ist im jetzigen Stadium, daß eine KFKI-Projektgruppe unter Leitung von Dr.-Ing. SCHLEIDER aus sieben verschiedenen Konzepten das System TASH (Topographisches Aufnahme- und Auswertesystem der Universität Hannover) als am besten für die vorgesehenen Aufgaben geeignetes ausgewählt hat. Das Verfahren wurde im Sonderforschungsbereich 149 an der Universität Hannover entwickelt (KRUSE, 1979). Sobald die oben erwähnten Vergleiche vorliegen, wird mit Bezug auf das MORAN-Projekt darüber publiziert werden.

8. Vorgesehene Arbeiten

Für den Zeitraum 1982/84 wird das Projekt MORAN intensiv vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) gefördert. Diese Förderung wird es gestatten, das Problem der morphologischen Analysen in seiner ganzen Breite weiterzuverfolgen.

Dazu gehören folgende Teilprojekte:

- a) Analysen in den Testfeldern 2 (Norderney) und 3 (Büsum), um Erkenntnisse aus dem Testfeld Knechtsand zu erhärten und zu erweitern.
- b) Ausdehnung der morphologischen Analysen 1974-79 auf das gesamte Küstengebiet zwischen Ems und Lister Tief (Ableitung von Kausalzusammenhängen über Gl. [11] bis [13] und entspr. Abb. 24 bis 26).
- c) Fortsetzung der Inspektion von „morphologischen Fenstern“ in anderen Gebieten mit dichten Messungen, um die Entwicklung 1974-79 in die längerfristige Entwicklung einzubinden (entspr. den Ausführungen in Kap. 3.3).
- d) Beobachtung von kleinen morphologischen Einheiten, d. h. kleinen Gebieten mit konstantem Seegangs- und Strömungscharakter, der genau definierbar ist (entspr. Abb. 8 und 24).
- e) Erarbeitung eines Werkes zur Bestimmung der Höhenänderungen im Küstenvorfeld (entspr. den Ansätzen in Kap. 5.1.3).
- f) Materialbilanzen mehr oder weniger geschlossener Gebiete, Begründungen für deren Entwicklung aus den hydrologischen Parametern.
- g) Schlußfolgerungen auf morphologische Veränderungen aus den sedimentologischen und biologischen Gegebenheiten.
- h) Festlegung von Gebieten mit starken/schwachen Veränderungen; daraus Empfehlungen über die Zeitabstände von topographischen Aufnahmen.

Das Programm ist also vielfältig und umfangreich. Kritiker mögen es als überzogen ansehen. Auch dazu hat sich die Projektgruppe Gedanken gemacht. Antworten auf die Frage nach der praktischen Bedeutung des MORAN-Projektes enthält stichwortartig die folgende Zusammenstellung:

Wenn topographische Veränderungen im Küstenvorfeld unerkant bleiben, so kann das zur Folge haben:

- negative Auswirkungen auf den Küstenschutz (einschl. Inseln und Halligen),
- Gefährdung der Fahrrinnen in den Strömen,
- Gefährdung der Zufahrten zu den kleinen Küstenhäfen, Fährhäfen, Außentiefs,
- Gefährdung von Bauwerken (Türme, Pfähle, Baken, Buhnen, Dämme, Plattformen u. a.),
- Gefährdung von Pipelines, Kabelverbindungen und Wasserleitungen sowie dadurch mögliche Gefährdung der Ökologie und der Schifffahrt,
- Veränderungen der Umweltbedingungen, z. B. für Vögel (Beruhigungszonen, Flachwasserflächen) und Seehunde (Strömungsbänke),
- Gefährdung des Wattes als Reinigungsgebiet und Nahrungsquelle,
- fehlende Hinweise auf sinnvolle Steuerungsmaßnahmen (prognostische Modelle, Lenkungsmaßnahmen).

9. D a n k s a g u n g

Die Abfassung der vorliegenden Studie hat dem Verfasser zugegebenermaßen erhebliche Schwierigkeiten bereitet, soll sie doch dazu beitragen, die sinnvolle Arbeit einer Gruppe für die nächsten Jahre zu skizzieren und zu begründen. Er ist daher für viele Anregungen und offene Diskussionen den Mitgliedern der Projektgruppe sowie den Herren Drs.-Ing. CHRISTIANSEN, GÖHREN und LUCK sehr dankbar und hofft, daß diese Gespräche mit der Veröffentlichung der Arbeit nicht abreißen werden.

10. Schriftenverzeichnis

- BARTHEL, V.: Seegang in einem Ästuar am Beispiel der Außenweser. *Die Küste*, H. 35, 1980.
- BARTHEL, V.: Vergleich der Topografie 1974-79 des Testfeldes „Knechtsand“ im Rahmen des MORAN-Projektes. Strom- und Hafenausbau Hamburg, Ref. Hydrologie Unterelbe, Studie 51, 1981 (unveröff.).
- CHRISTIANSEN, H.: Über den Transport suspendierter Feststoffe in Ästuarien am Beispiel der Elbmündung bei Neuwerk. *Hamb. Küstenf.*, H. 28, 1974.
- COLIJN F., u. KOEMAN, R.: Das Mikrophytobenthos der Watten, Strände und Riffe um den Hohen Knechtsand in der Wesermündung. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1974, Bd. 26, 1975.
- DÜCKER, H. P.: Suspensionsgehalte in Flachwassergebieten – Messungen im Watt von Scharhörn. *Die Küste*, H. 37, 1982.
- EEISMA, D.: Natural Forces. In: *Geomorphology of the Wadden Sea Area*. Wadden Sea Working Group, Rep. 1, Leiden, 1980.
- FÜHRBÖTER, A., BÜSCHING, F., DETTE, H. H. u. HANSEN, U. A.: Energieumwandlungen in Brandungszonen. In: *Sandbewegung im Küstenraum, ein Abschlußbericht*. DFG, Boldt Verlag, Boppard, 1979.
- FÜHRBÖTER, A., DETTE, H. H. u. MANZENRIEDER, H.: In-situ-Untersuchungen der Erosionsstabilität und der Durchlässigkeit von Wattböden. *Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig*, Ber. Nr. 506, 1981.
- GÖHREN, H.: Über die Genauigkeit der küstennahen Seevermessung nach dem Echolotverfahren. *Hamb. Küstenf.*, H. 2, 1968.
- GÖHREN, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. *Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover*, H. 30, 1968a.
- GÖHREN, H.: Tidewasserstände und Windstau im Elbmündungsgebiet. *Hamb. Küstenf.*, H. 3, 1968b.
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. *Hamb. Küstenf.*, H. 6, 1969.
- GÖHREN, H.: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet. *Hamb. Küstenf.*, H. 19, 1971.
- GÖHREN, H.: Über Strömungsverhältnisse und Sandtransport in Flachwassergebieten vor der südöstlichen Nordseeküste. *Hamb. Küstenf.*, H. 29, 1974.
- HAUSER, B. u. MICHAELIS, H.: Die Makrofauna der Watten, Strände, Riffe und Wracks um den Hohen Knechtsand in der Wesermündung. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1974, Bd. 26, 1975.
- HOMMEIER, H.: Untersuchung morphologischer Veränderungen an der Wurster Küste auf Grund topographischer Vergleichsmessungen 1957/65. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1965, Bd. 17, 1966.
- HOMMEIER, H.: Das Wurster Watt – eine historisch-morphologische Untersuchung des Küsten- und Wattgebietes von der Weser- bis zur Elbmündung. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1967, Bd. 19, 1969.
- KOCH, M. u. LUCK, G.: Untersuchungen zur Erfassung der Strömungsverhältnisse auf den östlichen Weserwatten. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1972, Bd. 24, 1973.
- KOEMAN, R.: Die Makrofauna der Watten, Strände und Riffe um den Hohen Knechtsand in der Wesermündung. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1974, Bd. 26, 1975.
- KOWALSKI, H. u. LUCK, G.: Mitwirkung der Forschungsstelle Norderney bei der Vermessung des deutschen Küstenvorfeldes durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI). *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1978, Bd. 30, 1979.
- KRUSE, I.: TASH – Ein System zur EDV-unterstützten Herstellung topographischer Grundkarten. *NaKaVerm. Reihe I*, H. 79, 1979.
- LANG, A. W.: Untersuchungen zur morphologischen Entwicklung des südlichen Elbe-Ästuars von 1560 bis 1960. *Hamb. Küstenf.*, H. 12, 1970.
- MICHAELIS, H.: Makrofauna und Vegetation der Knechtsandwatten. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1967, Bd. 19, 1969.
- MÜLLER, C. D., NACHTIGALL, K. H., REINECK, H. E., SEIBOLD, E. u. VOLLBRECHT, K.: Der Knechtsand – Eine Untersuchung über Material und Materialtransport mit der Lumino-phorenmethode und anderen vergleichenden Methoden. *Forschungsst. Norderney*, Jb. 1964, Bd. 16, 1965.

- RAGUTZKI, G.: Zur Frage der biogenen Festigkeit von Wattsedimenten nach bodenphysikalischen Kriterien. Forschungsst. Norderney, Jb. 1978, Bd. 30, 1979.
- REINECK, H. E. u. SIEFERT, W.: Faktoren der Schlickbildung im Sahlenburger und Neuwerker Watt. Die Küste, H. 35, 1980.
- ROUSE, H.: Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence. Transa. ASCE, Vol. 102, 1937.
- SCHLEIDER, W.: Das Peilwesen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes im Küstengebiet. Der Seewart, H. 6, 1981.
- SIEFERT, W.: Ergänzende Wasserstandsuntersuchungen im Elbmündungsgebiet und im Wurster Watt. Hamb. Küstenf., H. 27, 1973.
- SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 40, 1974.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W. u. BARTHEL, V.: The German "MORAN" Project. Proc. 17th Int. Conf. on Coastal Eng., Sydney 1980, ASCE, New York, 1981.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Vermessungsarbeiten im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 2, 1968.
- SIEFERT, W. et al.: Die Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins – Ergebnisse eines KFKI-Meßprogramms. Die Küste, H. 35, 1980.
- WIEGEL, R. L.: Oceanographical Engineering. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1964.
- WSA Bremerhaven: Tidewasserstände in der Außenweser. Teilber. 1, Bremerhaven, 1975 (unveröff.).
- WSA Bremerhaven: Tidewasserstände in der Außenweser. Teilber. 3, Bremerhaven, 1979 (unveröff.).
- WSA Bremerhaven: Die Hydrographie der Außenweser 1979/1. Bremerhaven, 1979 (unveröff.).

Symbolverzeichnis

A	Turbulenzquotient	–
AW	Pegel Alte Weser	–
D	Tidedauer	h
D _{E,F}	Ebbe-, Flutdauer	h
E	Erosionsvolumen	m ³
E _{kb}	kin. Energie in der Brandungszone	Nm
E _{km}	kin. Energie der mittleren Tide	Nm
E _{ks}	kin. Energie von Sturmfluten	Nm
F	Teilfläche	ha oder km ²
F _{ges}	Gesamtfläche	km ²
H _B	Brecherhöhe	m
HThw	Sturmflut-Scheitelwasserstand	cm PN
H _{1/3}	kennzeichn. Wellenhöhe	m
\bar{H}	mittl. Wellenhöhe	m
K _{e,f}	Ebbe-, Flutstromkenterpunkt	h
\bar{L}	mittl. Wellenlänge	m
S	Sedimentationsvolumen	m ³
S _v	Stromweg	km
T _{H1/3}	Periode der kennzeichn. Wellen	s
\bar{T}	mittl. Wellenperiode	s
W'	Windstau (Diff. zwischen HThw und MThw)	m
Z	Materialumsatzvolumen	m ³
a	Zeitraum (Anzahl Jahre)	–
a _{0,9}	Anzahl Jahre bis zum Erreichen von 90 % Δz_{\max} bzw. h _{max}	–
\bar{c}	mittl. Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen	m/s
d	Wassertiefe	m
d'	Wassertiefe bei Kartennull	m

d_m	mittl. Korndurchmesser suspendierter Feststoffe	mm
g	Erdbeschleunigung	cm/s^2
h_e	Erosionshöhe	cm
h_m	mittl. Höhenänderung	cm
h_s	Sedimentationshöhe	cm
h_z	Umsatzhöhe	cm
\bar{h}	Höhenänderung je Jahr	cm/Jahr
n	Anzahl der Teilflächen	–
t	Tidezeit ($t = 0$ für T_{nw} -Eintritt)	h
t_b	Dauer der beschleunigten Tidedrömung	h
u	Orbitalgeschwindigkeit	m/s
$v_{e,f}$	Ebbe-, Flutstromgeschwindigkeit	m/s
\bar{v}_L	mittl. Brandungsstromgeschwindigkeit	m/s
v_T	Triftstromgeschwindigkeit	m/s
v_w	Windgeschwindigkeit	m/s
β	morphologische Varianz	–
Δz	Höhenänderung allgemein	cm
$\bar{\Delta z}$	Höhenänderung je Jahr	cm/Jahr
η^*	mittl. Höhe der Tidekurve über MT_{nw} zwischen K_e und K_f	m
η^*_s	η^* entspr. Wert bei Sturmfluten	m
γ	kinem. Zähigkeit	m^2/s
φ_B	Brecherkammwinkel (zwischen Wellenkamm und Uferlinie)	–
ρ	Dichte	g/cm^3

Die numerischen Küstenmodelle des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Deutsche Bucht

Abschlußbericht der Projektgruppe HN-Modelle des KFKI¹⁾

Zusammenfassung

Bereits in Heft 35/1980 „Die Küste“ wurde über die Hydrodynamisch-Numerischen Modelle des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen berichtet. Inzwischen sind die Modelle insgesamt fertiggestellt und anwendungsreif.

Nachdem das Vorhaben am 31. 12. 1981 ausgelaufen ist, werden hier die mit ihm verbundenen Arbeiten und die erzielten Ergebnisse sowie die Anwendungsmöglichkeiten der Modelle dargestellt. Ein im Herbst 1981 ausgeführtes Naturmeßprogramm des Regionalmodells Innere Deutsche Bucht, welches vor allem zum Test der Modelle dienen sollte, führte zu dem Ergebnis, daß mit dem Normaltidenmodell eine gute Grundlage für weiterführende Arbeiten auch unter besonderen meteorologischen Randbedingungen erarbeitet worden ist.

Summary

Already in volume 35/1980 of „Die Küste“ it was reported on the hydrodynamic/numerical models of the Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen. In the meantime all models have been completed and are ready for use.

Since the projekt expired on December 31, 1981, this paper reports on the accomplished work and the gained results as well as the possibilities of utilization of the models. In the area of the regional model Inner German Bay a field measurement program was accomplished in autumn 1981. Above all it had the purpose to serve as a test of the models. It proved that with the normal-tide-model a good foundation has been elaborated for further investigations also under special meteorological boundary conditions.

Inhalt

1. Entwicklung von HN-Modellen für die Deutsche Bucht	60
1.1 Einführung	60
1.2 HN-Modelle im Küsteningenieurwesen	60
2. Modellbeschreibung	62
2.1 Theorie der HN-Modelle	62
2.1.1 Geschichtliches	62
2.1.2 Die hydrodynamischen Differentialgleichungen	62
2.1.3 Das HN-Verfahren	64
2.2 HN-Modelle des KFKI	67
2.2.1 Allgemeines	67
2.2.2 Nordseemodell	68

¹⁾ Mitglieder der Projektgruppe: Dr. LUCK (Obmann), Norderney; Dr. RENGER, Kiel; Prof. Dr. SIEFERT, Cuxhaven; Dr. WISMER, Kiel; Dr. WUNDES, Bremen, in Zusammenarbeit mit Dipl.-Ing. BECKMANN, Hamburg; Dipl.-Ing. LIEBIG, Norderney; Dr. ROHDE, Hamburg; Dipl.-Oz. SCHÄFER, Hamburg; Dipl.-Ing. WIESE, Hamburg.

2.2.3 Basismodell Deutsche Bucht	69
2.2.4 Regionalmodelle	69
2.2.5 Basismodell mit integrierten Regionalmodellen	71
2.2.6 Flußmodelle	71
2.3 Spezielle Aspekte der Modellierung	72
2.3.1 Auflösungsvermögen des Gitternetzes	72
2.3.2 Ermittlung der Modelltiefen	74
2.3.3 Behandlung der Watten im Modell	75
3. Programmierung der Modelle	76
3.1 Modellprozeduren	76
3.2 Programmbibliothek	77
3.3 Plot-Programme	77
4. Eichung der Modelle	77
4.1 Randwerte an offenen Modellrändern	77
4.1.1 Allgemeines	77
4.1.2 Harmonische Gezeitenkonstanten	79
4.1.3 Randwerte aus großräumigen Modellen	79
4.1.4 Naturmessungen	79
4.2 Eichung mit einer Normaltide	80
5. Naturmeßprogramm DEBEX '81	87
5.1 Ziel und Umfang	87
5.2 Planung und Durchführung der Messungen	88
5.3 Modellrechnungen sowie Vergleich von Natur- und Modelldaten	88
6. Nutzungsmöglichkeiten	89
7. Schriftenverzeichnis	90

1. Entwicklung von HN-Modellen für die Deutsche Bucht

1.1 Einführung

In den Jahren 1977 bis 1981 wurden für die Küste der Deutschen Bucht Hydrodynamisch-Numerische Modelle (HN-Modelle) entwickelt, die inzwischen fertiggestellt sind und für die Anwendung im Küsteningenieurwesen bereitstehen. Träger dieses Vorhabens, das durch den Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) erheblich gefördert wurde, ist das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (ROHDE, 1979).

Über die Zielsetzung, die Vorgeschichte und die organisatorische Abwicklung sowie erste Ergebnisse ist von LUCK und SCHÄFER (1980) bereits berichtet worden. In einem Anwendersymposium, das am 11. November 1980 in der Bundesanstalt für Wasserbau – Abteilung Küste, Hamburg-Rissen, stattfand, wurden die Modelle interessierten Fachleuten vorgestellt und deren Anwendungsmöglichkeiten aufgezeigt (ROHDE, 1982).

Da die Modelle nunmehr zur Anwendungsreife entwickelt sind, soll über die Arbeiten und die erzielten Ergebnisse abschließend und zusammenfassend berichtet werden.

1.2 HN-Modelle im Küsteningenieurwesen

Im Rahmen der Planung von Bauwerken des Küstenschutzes und des Seeverkehrswasserbaues (z. B. Vordeichungen, Sperrwerke, Buhnen, Bodenbewegungen), die eine erhebliche Veränderung des Tidesgeschehens im Nah- und Fernfeld bewirken, sind die zu erwartenden Bewegungsabläufe mit den sich dazu einstellenden morphologischen Großformen zu prognostizieren. In diesem Sinne zu fordernde Prognosen können sich auch auf rein hydrologische

Erscheinungen – z. B. Tideänderungen, Sturmflutabläufe – oder natürliche Vorgänge – z. B. Sandbewegungen, Strandverhalten – beschränken. Die Beurteilung und Abschätzung von Vermischungsvorgängen bei der Einleitung von Abwässern oder von Transportvorgängen im Falle von Ölnfällen erhalten zunehmend Bedeutung.

Zur Erarbeitung der in diesem Sinne zu fordernden Vorhersagen, die der Abschätzung nützlicher oder auch unerwünschter Folgen dienen, bedient sich der Küsteningenieur zunächst der im ungestörten Zustand gemessenen Strömungen und Tidewasserstände. Darüber hinaus wird die Natur in hydraulischen und in jüngerer Zeit auch zunehmend in mathematischen Modellen befragt, in denen die geplanten Vorhaben eingeführt und auf ihre Auswirkungen untersucht werden.

Da Strömungen und Wasserstände einerseits und morphologische Formen andererseits zueinander in zum Teil derzeit noch nicht exakt formulierbarer Wechselwirkung stehen, Naturmessungen wie Modelle jedoch von der im Spiel der Kräfte vorgegebenen Morphologie auszugehen haben, ist die prognostische Behandlung von Eingriffen in hydrologisch/morphologische Zusammenhänge kaum zu quantifizieren. Insofern können Naturmessungen wie Modelle nur Hilfsmittel sein, die eine Annäherung an zu erwartende Zustände erleichtern.

Während die hydraulischen Modelle schon sehr früh im Küsteningenieurwesen eingesetzt wurden, haben sich mathematische Modelle, anders als in der Ozeanographie, hier nur sehr langsam durchsetzen können. Angewandt wurden sie vor allem dann, wenn Vorgänge in Gebieten zu untersuchen waren, die z. B. wegen der Wirkung der Erdrotation, der Gestaltung der Steuereinrichtungen auf den offenen Rändern oder auch des Einflusses des Windes ähnlichkeitsmechanisch kaum noch zu beherrschen sind (Gezeitenästuarien, größere Seegebiete). Der breiten Anwendung mathematischer Modelle im Rahmen küstennaher Bauvorhaben standen zunächst die besonderen Schwierigkeiten des amphibischen Raumes entgegen, in welchem die Gezeitenvorgänge durch das morphologische Formeninventar geprägt sind und von den harmonischen Funktionen stark abweichen. Durch Transformation der hydrodynamischen Differentialgleichungen in ein System von Differenzgleichungen sind die hierdurch bewirkten Schwierigkeiten überwindbar geworden. Darüber hinaus wird auf diesem Wege die numerische Behandlung der Vorgänge ermöglicht.

Trotz der so erzielten Fortschritte sind HN-Modelle für küstenspezifische Probleme im deutschen Küstengebiet bisher wenig angewandt worden. Die Gründe hierfür wurden von LUCK und SCHÄFER (1980) bereits aufgezeigt. Erst durch das Forschungsvorhaben „HN-Modelle des KFKI“ sind hinsichtlich ihrer Anwendung neue Impulse gegeben worden. Das breite Anwendungsspektrum der Hydrodynamisch-Numerischen Modelle im Küstennahbereich hat auch der universitären Forschung Veranlassung gegeben, gerade den wasserspezifischen Problemen (Überflutung und Trockenfall) vermehrte Aufmerksamkeit zuzuwenden. Die im Rahmen dieser Aktivitäten insgesamt erzielten Ergebnisse ermutigen dazu, HN-Modelle stärker als bisher als Hilfsmittel im Küsteningenieurwesen einzusetzen.

Die ständige Weiterentwicklung der HN-Modelle muß sichergestellt sein, da sie im Sinne fortdauernder Aktualität und unter Einbeziehung jeweils neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse ständig unter Kontrolle gehalten werden müssen, insbesondere auch, weil die Regionalmodelle Grundlage für die in weiterer Zukunft zu erstellenden Lokalmodelle sein sollen.

2. Modellbeschreibung

2.1 Theorie der HN-Modelle

2.1.1. Geschichtliches

Die Beschreibung der Gezeitenbewegung im Weltmeer war lange Zeit nur anhand von Beobachtungen der Wasserstände und Strömungen, vorwiegend in Küstennähe, möglich. Erst die Entwicklung von leistungsfähigen Hochseepegeln und Strommessern ermöglichte auch die Bearbeitung der Vorgänge im offenen Meer und in tieferen Wasserschichten.

Die theoretische Beschreibung der Gezeitenerscheinungen geht auf NEWTON zurück. Seit der Einführung der hydrodynamischen Differentialgleichungen durch EULER, LAGRANGE und LAPLACE ist häufig versucht worden, die Gleichungen in analytisch geschlossener Form zu lösen. Da dies aber nur unter erheblichen Einschränkungen wegen der Morphologie und der Küstengestalt der zu behandelnden Gebiete möglich ist, weichen die Lösungen oft erheblich von den natürlichen Verhältnissen ab. Es hat sich nämlich gezeigt, daß gerade die Tiefenverteilung und Küstengestalt eines Meeres die Bewegungsvorgänge wesentlich beeinflussen.

Der Einsatz numerischer Methoden brachte bedeutende Fortschritte. Die ersten numerischen Ergebnisse der hydrodynamischen Differentialgleichungen wurden von DEFANT und v. STERNECK für eindimensionale, kanalartige Meeresgebiete schon 1916 angegeben. Sie ergaben infolge Berücksichtigung der Tiefenstrukturen eine deutliche Verbesserung der Übereinstimmung von Modell und Natur. In großem Ausmaß verwendete LORENTZ (1926) die numerische Mathematik im Planungsstadium für die Abdeichung der Zuiderzee. Eine Verallgemeinerung auf zweidimensionale, flächenhafte Gebiete erreichte HANSEN (1956) mit dem Hydrodynamisch-Numerischen Verfahren, kurz HN-Verfahren genannt. Mit der Weiterentwicklung dieses Verfahrens für die Anwendung in Wattgebieten wurde ein leistungsfähiges Hilfsmittel für die Bearbeitung von Fragestellungen aus dem Küsteningenieurwesen geschaffen.

2.1.2 Die hydrodynamischen Differentialgleichungen

Alle mathematischen Tidemodelle basieren auf den hydrodynamischen Differentialgleichungen von NAVIER und STOKES sowie der Kontinuitätsgleichung (z. B. SÜNDERMANN, 1966).

Für die praktische Anwendung lassen sich diese Gleichungen besser in Komponenten- als in Vektorschreibweise behandeln. Dazu ist die Wahl eines Koordinatensystems erforderlich. Wenn die geographische Lage des zu untersuchenden Gebietes und seine räumliche Ausdehnung es erlauben, daß die Krümmung der Erdoberfläche vernachlässigt und die Meridiankonvergenz rechnerisch ausgeglichen werden kann, wird zweckmäßig ein kartesisches Koordinatensystem zugrunde gelegt.

Für ein rechtsorientiertes, kartesisches Koordinatensystem, dessen Ursprung im ungestörten Meeresniveau liegt, dessen x-Achse nach Osten, die y-Achse nach Norden weist und dessen z-Achse senkrecht darauf mit positiver Richtung nach oben steht, ergeben sich die Bewegungsgleichungen:

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} - f\bar{v} + f\bar{w} - A\Delta \bar{u} - \nu \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = X \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} + f\bar{u} - A \Delta \bar{v} - \gamma \frac{\partial^2 \bar{v}}{\partial z^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = Y \quad (2)$$

$$\frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} - f\bar{u} - A \Delta \bar{w} - \gamma \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial z^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = Z \quad (3)$$

und die Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

mit folgenden Bezeichnungen:

$$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$$

- $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ = Geschwindigkeitskomponenten in x, y, z - Richtung
- X, Y, Z = äußere Kraftkomponenten
- ω = Winkelgeschwindigkeit
- \bar{f} = $2\omega \cos \psi$, $f = 2\omega \sin \psi$, Coriolisparameter
- ψ = geographische Breite
- A, ν = Zähigkeitszahlen
- p = Druck
- ζ = Dichte des Wassers

Für die Beschreibung der Bewegungsvorgänge wird je nach Aufgabenstellung eine Reihe von Annahmen getroffen, die das Gleichungssystem (1 bis 4) vereinfacht.

Bei der Untersuchung gezeitenbedingter Vorgänge, bei denen die vertikale Bewegung gegenüber der horizontalen sehr klein ist, werden üblicherweise die Geschwindigkeitskomponenten in z-Richtung und ihre Ableitung nach Ort und Zeit sowie die äußeren Kräfte – bis auf die Schwerkraft – vernachlässigt. Aus Vereinfachungsgründen wird mit über die Wassertiefe gemittelten horizontalen Geschwindigkeiten gerechnet. Die Schubspannungen an der Sohle werden im allgemeinen über den Reibungsansatz von TAYLOR (1919) berücksichtigt. Außerdem wird die Corioliskraft in z-Richtung gegenüber der Schwerkraft vernachlässigt. Mit diesen Annahmen ergeben sich dann die Gleichungen

$$u_t - fv - \frac{A}{H} (\Delta(hu) + \zeta \Delta u) - \frac{1}{H} (\nu \bar{u}_z(\zeta) - r\sqrt{u^2 + v^2} u) + g(\zeta_x - P_x) = 0 \quad (5)$$

$$v_t + fu - \frac{A}{H} (\Delta(hv) + \zeta \Delta v) - \frac{1}{H} (\nu \bar{v}_z(\zeta) - r\sqrt{u^2 + v^2} v) + g(\zeta_y - P_y) = 0 \quad (6)$$

$$\zeta_t + (Hu)_x + (Hv)_y = 0 \quad (7)$$

mit folgenden Bezeichnungen:

- u, v = Geschwindigkeitskomponenten (gemittelte)
- u_t, v_t = Ableitung der Geschwindigkeitskomponenten nach der Zeit
- h = mittl. Wassertiefe
- H = h + ζ = aktuelle Wassertiefe
- $\zeta, \zeta_x, \zeta_y, \zeta_t$ = Wasserstand und Ableitungen

r Reibungskoeffizient
 P_x, P_y Luftdruck

2.1.3 Das HN-Verfahren

Um die Bewegungsvorgänge in einem bestimmten Meeresgebiet unter dem Einfluß äußerer Kräfte rechnerisch zu ermitteln, wird das hydrodynamische Differentialgleichungssystem unter Berücksichtigung problemcharakteristischer Rand- und Anfangsbedingungen gelöst. Wegen der Nichtlinearität der Gleichungen ist es im allgemeinen nicht möglich, den Wasserstand und die Stromgeschwindigkeitskomponenten in analytisch geschlossener Form darzustellen. Lösungsmöglichkeiten bieten sich aber in der Anwendung von Näherungsverfahren der numerischen Mathematik.

Eine numerische Lösung des Differentialgleichungssystems (5 bis 7) besteht in einer Gesamtheit von Funktionswerten (ζ, u, v) in diskreten Punkten des x - y - t -Raumes.

Das von HANSEN (1956) entwickelte HN-Verfahren für die näherungsweise Lösung der hydrodynamischen Differentialgleichungen basiert auf dem Differenzenverfahren der numerischen Mathematik, wobei die Differentialquotienten durch Differenzenquotienten ersetzt werden. Für die Rechnung wird das Meeresgebiet A (Abb. 1) mit den offenen Rändern O und den geschlossenen Rändern G mit einem orthogonalen Rechengitter überzogen. In den Schnittpunkten des Gitters liegen die Wasserstandspunkte ζ und jeweils dazwischen die Geschwindigkeitspunkte u und v . An den offenen Rändern wird der Wasserstand vorgegeben, während an den geschlossenen Rändern die Normalkomponente der Geschwindigkeit Null ist, so daß kein Wassertransport über die Küstenlinie hinaus möglich ist.

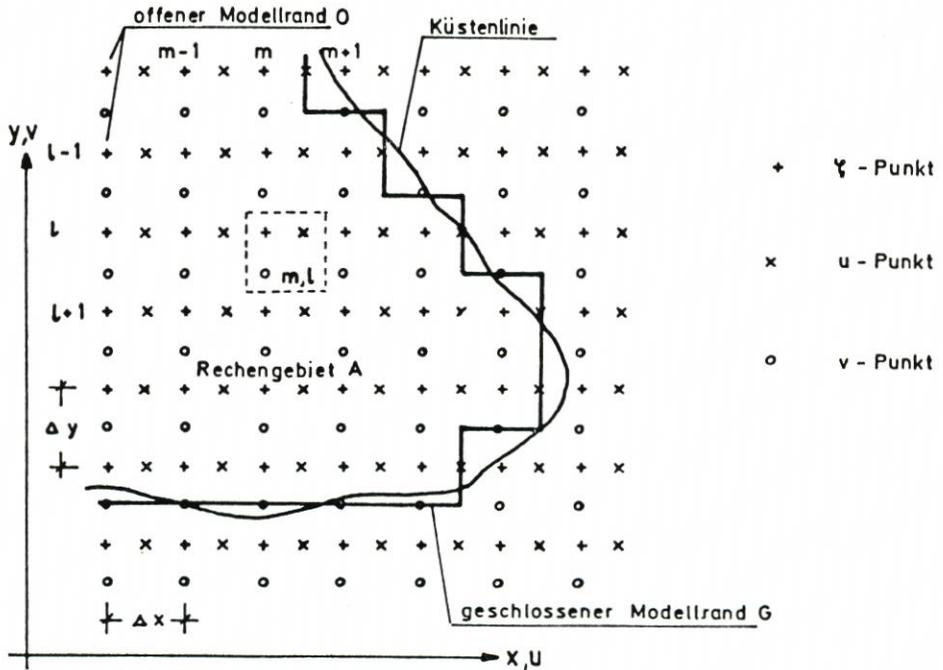


Abb. 1. Lage der Gitterpunkte und Randverlauf im HN-Gitter

Für den Übergang von Differentialquotienten zu Differenzenquotienten werden zweckmäßigerweise räumlich zentrale Differenzen und zeitlich Vorwärtsdifferenzen gebildet. Wird für den Windschub an der Meeresoberfläche ein in der maritimen Meteorologie üblicher und zum quadratischen Reibungsterm analoger Ansatz

$$\nu \tilde{u}_z(\xi) = \lambda \sqrt{U^2 + V^2} U$$

$$\nu \tilde{v}_z(\xi) = \lambda \sqrt{U^2 + V^2} V$$

mit

U, V = Komponenten der Windgeschwindigkeit an der Meeresoberfläche in x- bzw. y-Richtung

λ = Windschubkoeffizient

verwand, so ergibt die Umformung des Systems (5 bis 7) in Differenzgleichungen für das HN-Gitter:

$$\begin{aligned} u^{n+1}(\ell, m) = & u^n(\ell, m) \left(1 - \frac{r \cdot \Delta t \cdot \sqrt{u^n(\ell, m)^2 + \bar{v}^n(\ell, m)^2}}{\bar{H}^n(\ell, m)} \right) \\ & + \frac{\lambda \cdot \Delta t \cdot \sqrt{U^n(\ell, m)^2 + \bar{V}^n(\ell, m)^2}}{\bar{H}^n(\ell, m)} U^n(\ell, m) + f \bar{v}^n(\ell, m) \Delta t \\ & + \frac{A \cdot \Delta t}{\bar{H}^n(\ell, m) \Delta s^2} \left\{ (hu)^n(\ell+1, m) + (hu)^n(\ell-1, m) \right. \\ & + (hu)^n(\ell, m+1) + (hu)^n(\ell, m-1) - 4(hu)^n(\ell, m) \\ & + \bar{\xi}^n(\ell, m) \cdot (u^n(\ell+1, m) + u^n(\ell-1, m) + u^n(\ell, m+1) \\ & + u^n(\ell, m-1) - 4u^n(\ell, m)) \left. \right\} - g \frac{\Delta t}{\Delta s} \left\{ (\xi^n(\ell, m+1) \right. \\ & \left. - \xi^n(\ell, m)) - (P^n(\ell, m+1) - P^n(\ell, m)) \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned}
v^{n+1}(l,m) = & v^n(l,m) \left(1 - \frac{r \cdot \Delta t \cdot \sqrt{\bar{u}(l,m)^2 + v^n(l,m)^2}}{\bar{H}^n(l,m)} \right); \\
& + \frac{\lambda \cdot \Delta t \cdot \sqrt{\bar{U}^n(l,m)^2 + V^n(l,m)^2}}{\bar{H}(l,m)} V^n(l,m) - f \bar{u}^n(l,m) \Delta t \\
& + \frac{A \cdot \Delta t}{\bar{H}^n(l,m) \Delta s^2} \left[(hv)^n(l+1,m) + (hv)^n(l-1,m) \right. \\
& + (hv)^n(l,m+1) + (hv)^n(l,m-1) - 4(hv)^n(l,m) \\
& + \bar{\zeta}^n(l,m) \cdot (v^n(l+1,m) + v^n(l-1,m) + v^n(l,m+1) \\
& + v^n(l,m-1) - 4v^n(l,m)) \left. \right] - g \frac{\Delta t}{\Delta s} \left[(\zeta^n(l,m) \right. \\
& \left. - \zeta^n(l+1,m)) - (P^n(l,m) - P^n(l+1,m)) \right]
\end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned}
\zeta^{n+1}(l,m) = & \zeta^n(l,m) - \frac{\Delta t}{\Delta s} \left[\bar{H}^n(l,m) u^{n+1}(l,m) - \bar{H}^n(l,m-1) u^{n+1}(l,m-1) \right. \\
& \left. + \bar{H}^n(l-1,m) v^{n+1}(l-1,m) - \bar{H}^n(l,m) v^{n+1}(l,m) \right] \quad (10)
\end{aligned}$$

In den Gleichungen (8 bis 10) wurde der Einfachheit halber der gleiche Ortsschritt in x- und y-Richtung $\Delta x = \Delta y = \Delta s$ angenommen. Der Index n gibt den Zeitpunkt an, der den einzelnen Feldern der Variablen zugeordnet wird. Die überstrichenen Größen werden durch Interpolation der Werte umliegender Punkte für den jeweiligen Geschwindigkeitspunkt gewonnen.

Für das Gleichungssystem (8 bis 10) eignet sich zur Abschätzung der numerischen Stabilität die Bedingung von COURANT, FRIEDRICHS und LEWY (1928):

$$\Delta t \leq \frac{\Delta s}{\sqrt{2 g h_{\max}}}$$

Durch diese Stabilitätsbedingung wird der maximal zulässige Zeitschritt Δt in Abhängigkeit vom Ortsschritt Δs und der maximalen in die Rechnung eingehenden Tiefe h_{\max} begrenzt.

2.2 HN-Modelle des KFKI

2.2.1 Allgemeines

Die HN-Modelle des KFKI unterscheiden sich hinsichtlich ihrer geographischen Lage und Ausdehnung (Abb. 2) sowie in ihrem Auflösungsvermögen. Sie basieren alle auf dem unter 2.1.3 beschriebenen HN-Verfahren und sind in einem regelmäßigen Gitternetz formuliert, das parallel zum geographischen Koordinatensystem liegt.

Die vorgenommene Staffelung der Modelle, ausgehend vom Basismodell Deutsche Bucht über die Regionalmodelle für die Küstenbereiche bis hin zu den für lokale Untersuchungen anzufertigenden Lokalmodeilen, berücksichtigt die je nach Zielset-

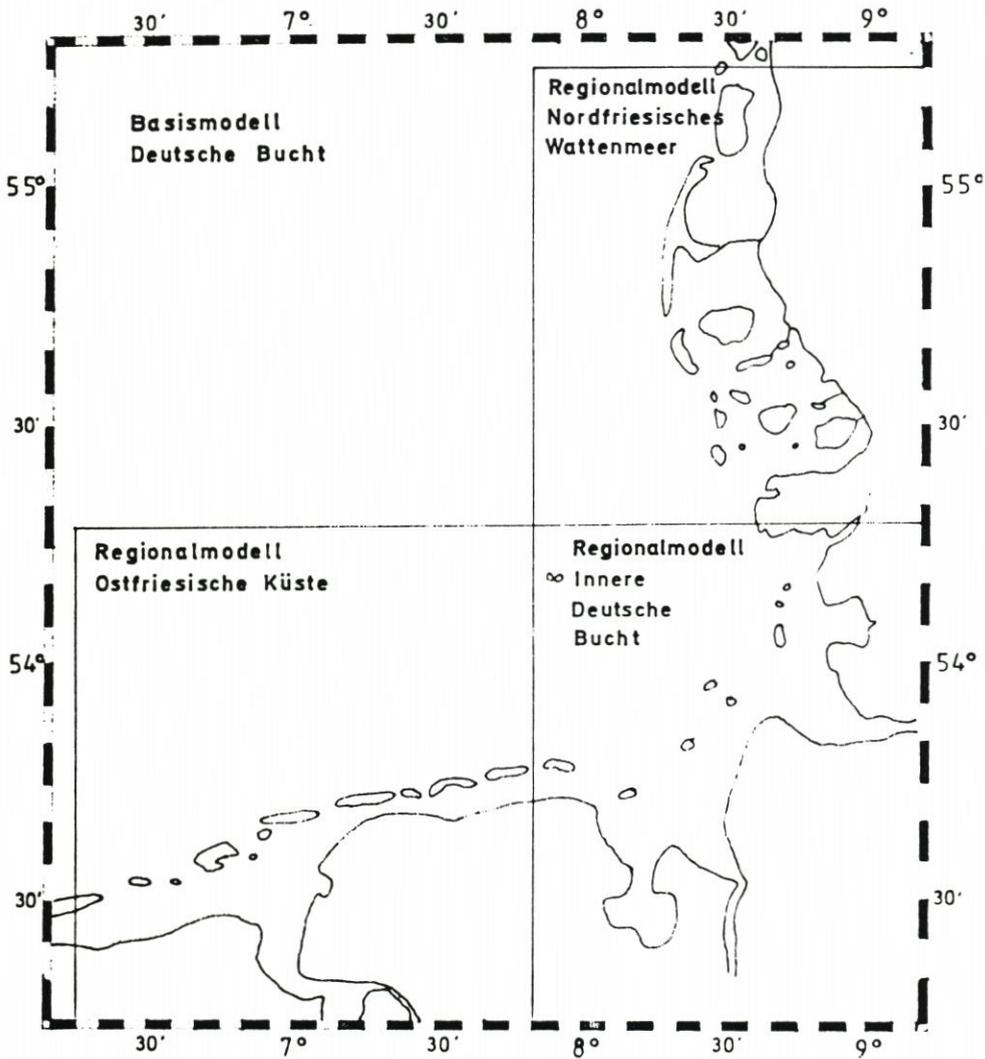


Abb. 2. Deutsche Bucht mit Grenzen der KFKI-Modelle

zung an die Modelle zu stellenden Anforderungen. Dieses Modellsystem für die Deutsche Bucht wurde in ein bestehendes Nordseemodell (Abschn. 2.2.2) eingepaßt.

Die Topographie wird in den ζ -, u - und v -Punkten (Abb. 1) erfaßt. Die Tiefen wurden aus den Küstenkarten des KFKI, den topographischen Wattkarten der Forschungsstelle Norderney (Maßstab 1 : 25 000), die einheitlich auf NN bezogen sind, und aus den Seekarten des Deutschen Hydrographischen Instituts bestimmt.

2.2.2 Nordseemodell

Das zweidimensionale Nordseemodell ist ursprünglich im Rahmen der Zusammenarbeit in der Modellgruppe Nordsee (MGN) von MAIER-REIMER und DOLATA entwickelt worden. Es basiert auf den Modellen, mit denen HANSEN und seine Mitarbeiter umfangreiche Untersuchungen der Zirkulation in der Nordsee vorgenommen haben. Das sphärische Gitter des

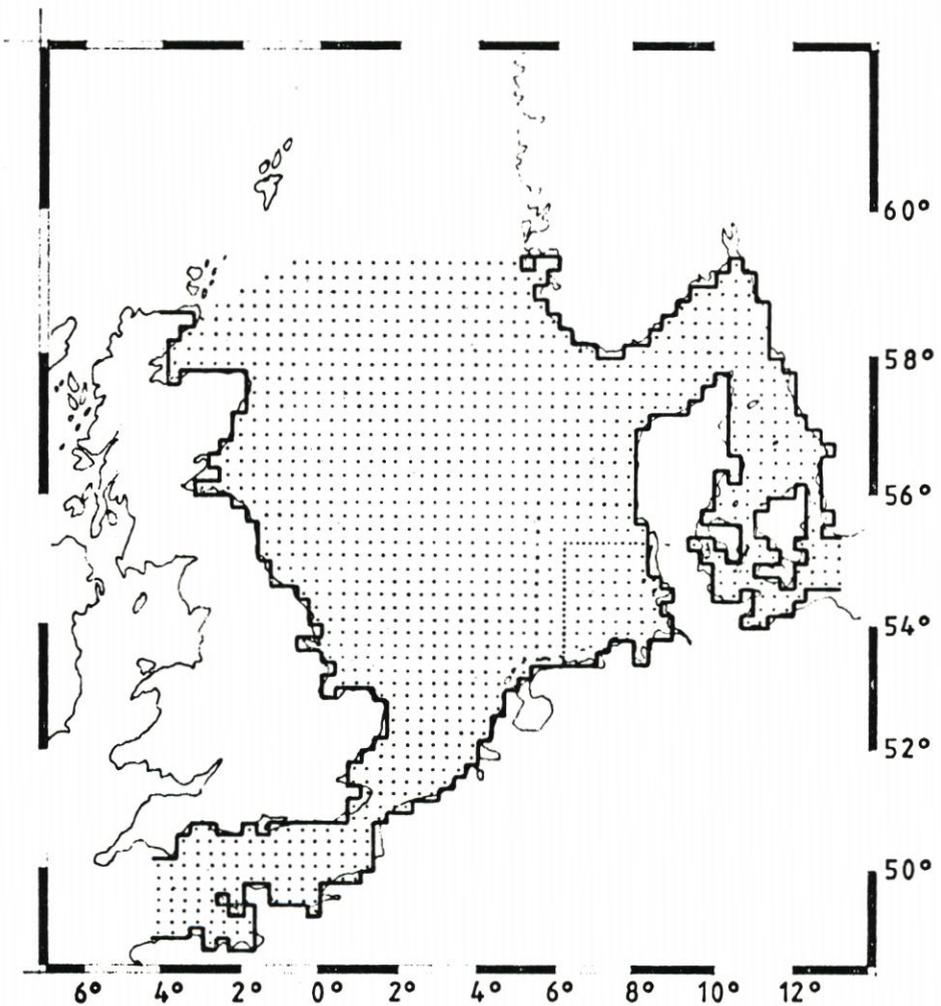


Abb. 3. Gitternetz des Nordseemodells, gepunktet: offener Rand des Basismodells

Modells hat einen meridionalen bzw. longitudinalen Gitterabstand von 12 bzw. 20 Bogenminuten. Der Zeitschritt beträgt 150 Sekunden. Das Modellgebiet umfaßt auch das Skagerrak, das Kattegat und den Ärmel-Kanal (Abb. 3). Der Nordrand liegt auf der sogenannten INOUT-Linie des Meßprogramms JONSWAP '76, für die Messungen mit Hochseepegeln ausgeführt worden sind, die von ALCOCK und VASSIE (1977) analysiert wurden und als Randbedingung verwendet werden können.

2.2.3 Basismodell Deutsche Bucht

Das Basismodell erfaßt das Seegebiet, das durch $6^{\circ}15'$ östlich Greenwich und $55^{\circ}15'$ nördlicher Breite sowie die Nordseeküste umgrenzt ist. In den Flußmündungen der Ems, Weser und Elbe ist es in der Nähe der Pegel Rysum, Bremerhaven und Osteriff begrenzt. Die Eider wird als geschlossen aufgefaßt.

Das Gitternetz liegt parallel zur geographischen Breite und hat einen meridionalen Gitterpunktabstand von $3'$ bzw. 3 Seemeilen (5556 m). Da die Lage des Modells noch einen konstanten zonalen Gitterabstand erlaubt, der mit $5'$ (etwa 5382 m) wenig kleiner als 3 Seemeilen ist, können die Wasserstände und Strömungen in einem nahezu quadratischen Raster berechnet werden (Abb. 4). Der Rechenzeitschritt des Basismodells wurde zu 150 Sekunden gewählt.

Das Modell wird durch Vorgabe der Wasserstände an den offenen Rändern gesteuert. In den Flußmündungen stehen dafür Pegelaufzeichnungen zur Verfügung. An den Seerändern liegen aber im allgemeinen keine Messungen vor, so daß eines der in Abschn. 4 beschriebenen Verfahren anzuwenden ist.

Die Gitterweite des Basismodells erlaubt die Untersuchung großräumiger Bewegungsvorgänge. Für die Einführung der Wattentopographie und zur Berechnung kleinskaliger Erscheinungen im Küstennahbereich reicht die 3-Seemeilen-Auflösung aber nicht aus, so daß hierfür zu feineren Gitternetzen übergegangen werden muß.

2.2.4 Regionalmodelle

Für den Küstenbereich der Deutschen Bucht wurden drei Regionalmodelle entwickelt, deren Gitterweite gegenüber dem Basismodell gedrittelt wurde und somit rund eine Seemeile beträgt. Das Zeitintervall Δt wurde, da die maximale Tiefe fast die des Basismodells erreicht, ebenfalls gedrittelt und beträgt 50 Sekunden. Lage und Ausdehnung der Modelle sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Durch den gemeinsamen Rand jeweils benachbarter Modelle und völlig gleichartige Modellstruktur ist ein problemloser Zusammenbau je zweier Regionalmodelle möglich, was für Untersuchungen im Randbereich der Modelle von Bedeutung ist. So können z. B. die beiden Regionalmodelle „Innere Deutsche Bucht“ (INDB) und „Nordfriesisches Wattenmeer“ (NF) zu einem großräumigen Regionalmodell (INDB-NF) zusammengesetzt werden, um z. B. für Untersuchungen vor der Halbinsel Eiderstedt verwendbar zu sein. Noch einfacher läßt sich aus einem Regionalmodell ein Teilmodell durch entsprechende Eingabe von Kennzahlen für die Randpunkte erstellen. Auf diese Weise ist etwa die Erstellung eines Teilmodells für das Emsästuar aus dem Regionalmodell „Ostfriesische Küste“ (OF) möglich.

In den Flußmündungen haben auch die Regionalmodelle offene Randpunkte, an denen normalerweise der Wasserstand vorgegeben wird. Um aber bei Vorausberechnungen oder

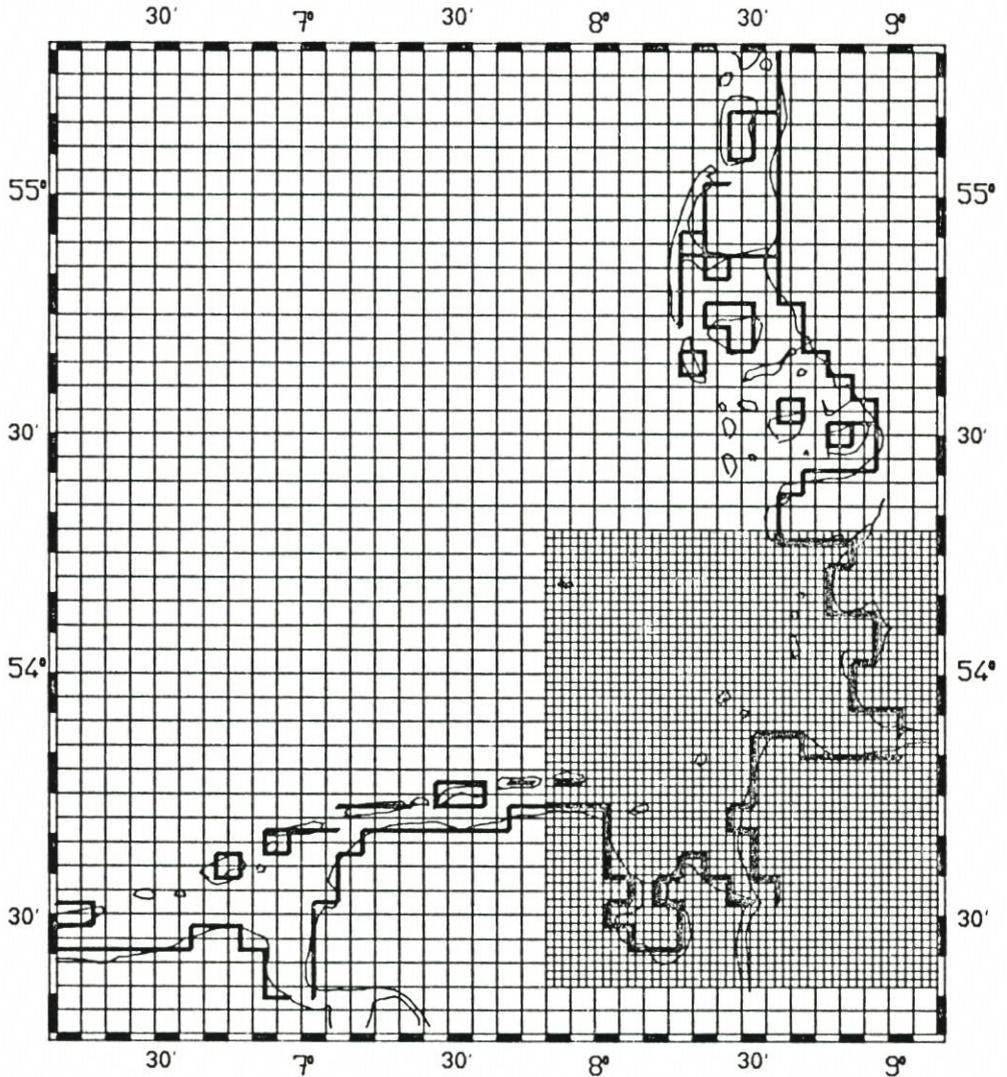


Abb. 4. Basismodell „Deutsche Bucht“ und Regionalmodell „Innere Deutsche Bucht“ mit Gitternetzen

Untersuchungen im Mündungsgebiet frei von einer Wasserstandsvorgabe und der damit verbundenen „Einspannung“ des Vorfeldgeschehens zu sein, wurden an diesen Punkten einfache Flußmodelle (s. Abschn. 2.2.6) an das Regionalmodell gekoppelt. Diese Flußmodelle geben den Durchfluß an der Koppelstelle und ersetzen dort die Wasserstandsvorgabe.

Das Auflösungsvermögen der Regionalmodelle mit einer Seemeile Gitterabstand gestattet eine Erfassung der wesentlichen Strukturen der ausgedehnten Wattgebiete im Küstenvorfeld. Das Trockenfallen und Überfluten wird durch einen vom Wasserstand abhängigen, veränderlichen Randverlauf im Wattgebiet nachvollzogen (s. Abschn. 2.3.3). Für kleinskalige Untersuchungen im Wattgebiet sind jedoch höher auflösende Modelle (Lokalmodelle) einzusetzen.

2.2.5 Basismodell mit integrierten Regionalmodellen

Für verfeinerte Untersuchungen der Bewegungsabläufe in der Deutschen Bucht wurden die drei Regionalmodelle der Küstenregion in das Basismodell als „nested grid“ integriert. Dieses Basismodell NG vereinigt die Vorteile des feineren Regionalgitters im Küstenbereich mit dem rechenzeitsparenden gröberen, aber völlig ausreichenden Basismodellgitter im tieferen, topographisch wenig gegliederten Seegebiet. Es läßt Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Teilbereichen des Modells durch dynamische Koppelung zwischen den Gittern des Basis- und Regionalmodells zu.

Die Koppelung zwischen grobem und feinem Rechengitter erfolgt derart, daß zu einem Rechenzeitpunkt zunächst im groben Raster der Wasserstand auf der Grenzlinie berechnet wird. Mit diesen Wasserständen als Randwerten werden dann die Strömungen und Wasserstände im fein diskretisierten Modellgebiet ermittelt. Die Strömungsgeschwindigkeiten und Durchflüsse an der Grenzlinie werden nun wiederum im gröberen Modellteil als Randwerte für den nächsten Zeitpunkt verwendet.

Durch die interaktive Verbindung von feinem und grobem Rechengitter eröffnet sich eine besondere Einsatzmöglichkeit dieses Modells bei der Festlegung von Modellgrenzen für Einzeluntersuchungen. Mit Hilfe dieses Modells kann nämlich nachgewiesen werden, ob z. B. in einem Regionalmodell untersuchte Bauvorhaben noch Auswirkungen bis in den Randbereich haben, die durch Nichtberücksichtigung der Änderungen am Rand die Modellergebnisse verfälschen würden.

2.2.6 Flußmodelle

Um den Einfluß der Tideflüsse in den Regionalmodellen frei von einer Wasserstandsvorgabe erfassen zu können, wurden für den Tidebereich der Elbe, Weser und Ems einfache Flußmodelle erstellt. Die eindimensionalen Flußmodelle geben den Bewegungsablauf in den Flüssen in groben Zügen wieder. Angekoppelt an das zweidimensionale Regionalmodell ersetzen sie die Wasserstandsvorgabe an den offenen Rändern in den Flußmündungen durch Berechnung und Übergabe des Durchflusses an der Koppelstelle.

Die Koppelung zwischen zweidimensionalem Regionalmodell und eindimensionalem Flußmodell erfolgt in ähnlicher Weise wie in Abschnitt 2.2.5 beschrieben: Mit dem vom Regionalmodell an das Flußmodell übergebenen Wasserstand werden die Durchflüsse und Wasserstände im Fluß errechnet. Das Flußmodell übergibt dann den Durchfluß an der Mündung an das Regionalmodell, mit dem dieses den Wasserstand für den nächsten Zeitpunkt berechnet.

Das Elbmodell erfaßt die knapp 140 km lange Flußstrecke von Geesthacht bis Cuxhaven als sogenanntes Mehrkanalmodell. Die Gerinnegeometrie geht im Kilometerabstand in Form von treppenförmigen Querprofilen in das Modell ein. Die Flußquerschnitte sind in maximal 14 äquidistanten Tiefenstufen von 2,50 m mit veränderlicher Breite approximiert. Das explizit rechnende Modell wird bei der Ostemündung an das Regionalmodell INDB gekoppelt.

Die rund 70 km lange Unterweser vom Wehr in Hemelingen bis Bremerhaven wird im Modell durch Rechteckquerschnitte im 500-m-Abstand grob approximiert. Die Modellquerschnitte sind durch die Oberflächenbreite in Mittelwasserhöhe und die zugehörige, auf NN bezogene Tiefe bestimmt worden. In diesem, die Flußgeometrie stark vereinfachenden Wesermodell werden die Wasserstände und Strömungen implizit nach dem CRANK-NICOLSON-Verfahren berechnet (SMITH, 1964).

Das Emsmodell ist nach den gleichen Grundsätzen wie das Wesermodell erstellt worden, allerdings mit veränderlichem Ortsschritt. An der unteren Grenze wird es bei Pogum an das Regionalmodell OF gekoppelt. Die obere Modellgrenze, an der wie bei allen Flußmodellen das Oberwasser vorgegeben wird, liegt bei Herbrum.

2.3 Spezielle Aspekte der Modellierung

2.3.1 Auflösungsvermögen des Gitternetzes

Für die Berechnung der Strömungen und Wasserstände in numerischen Modellen wird das zu untersuchende Gebiet mit einem Rechengitter überzogen. Der Gitterabstand bestimmt das räumliche Auflösungsvermögen des Modells sowohl hinsichtlich der Erfassung der Bodenstrukturen als auch der räumlichen Differenzierung des Bewegungsablaufes. Einer beliebigen Verfeinerung des Gitternetzes sind durch die zur Verfügung stehenden Rechnerkapazitäten Grenzen gesetzt.

Bei impliziten Verfahren ist die Wahl des Rechenzeitschrittes nur von der gewünschten zeitlichen Auflösung abhängig; bei expliziten Verfahren unterliegt er dagegen außerdem numerischen Stabilitätsbedingungen, die ihn in der Größe begrenzen.

Das unterschiedliche Auflösungsvermögen des Basisgitters (≈ 3 Seemeilen) und des Regionalgitters (≈ 1 Seemeile) ist beim Vergleich der Abb. 5 mit den Abbildungen 6 bis 8 erkennbar. Sowohl die Küstenlinie als auch die Tiefenstrukturen werden in den Regionalmodellen deutlich besser approximiert.

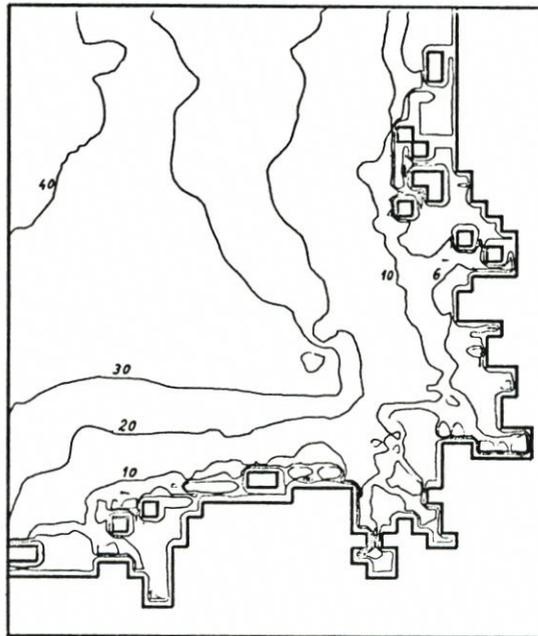


Abb. 5. Tiefenstruktur und Küstenlinie im Basismodell „Deutsche Bucht“

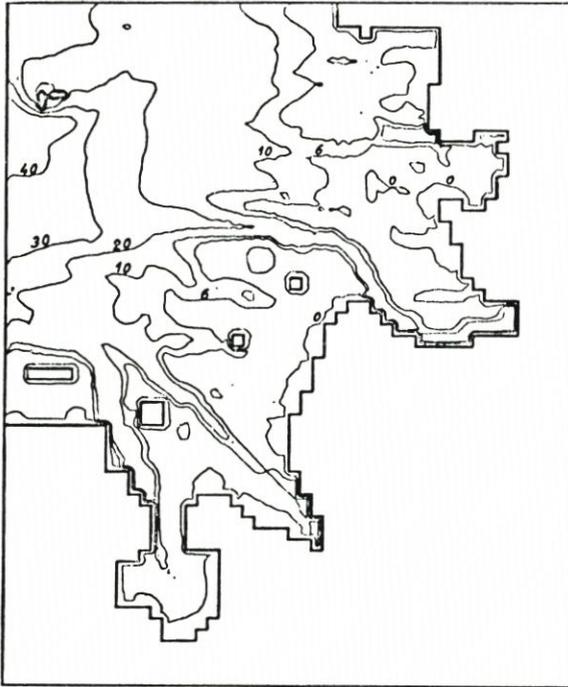


Abb. 6. Tiefenstruktur und Küstenlinie im Regionalmodell „Innere Deutsche Bucht“

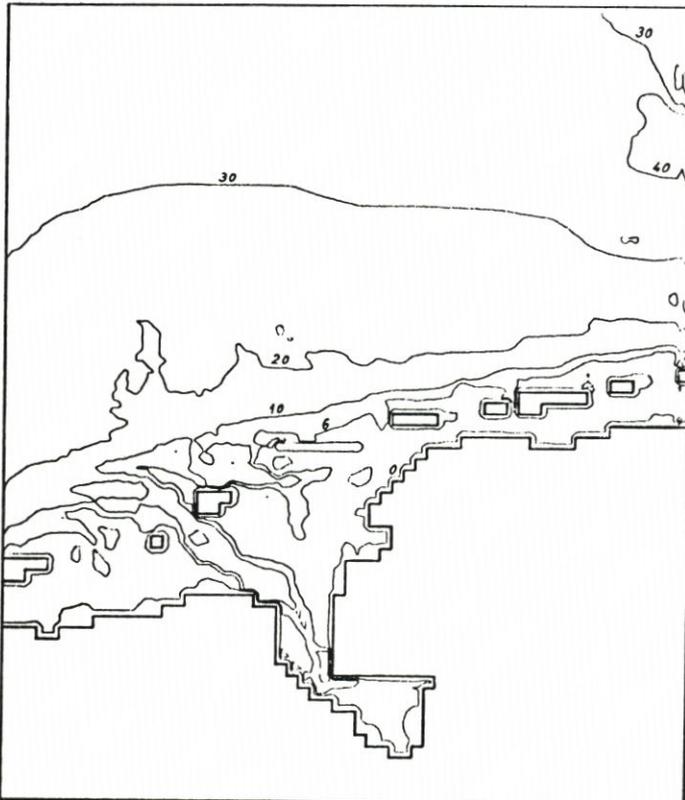


Abb. 7. Tiefenstruktur und Küstenlinie im Regionalmodell „Ostfriesische Küste“

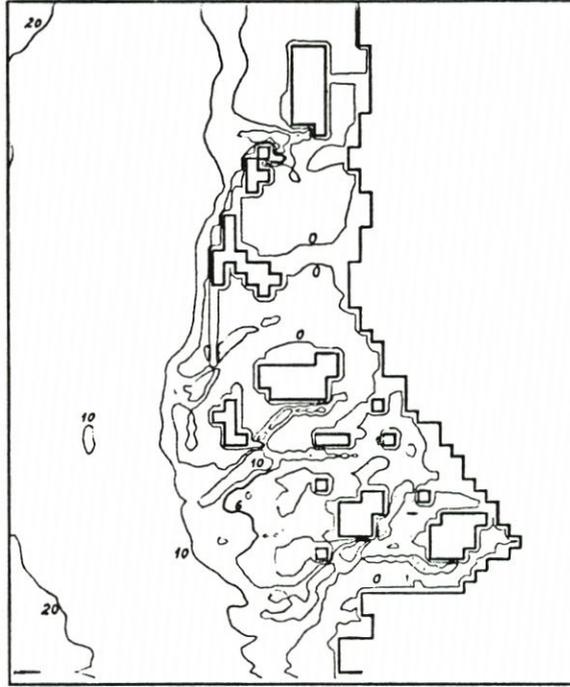


Abb. 8. Tiefenstruktur und Küstenlinie im Regionalmodell „Nordfriesisches Wattenmeer“

2.3.2 Ermittlung der Modelltiefen

Die in die Modellrechnung eingehenden Tiefen werden in den Gitterpunkten vorgeschrieben und repräsentieren die natürlichen topographischen Verhältnisse im Modell. Abhängig vom Auflösungsgrad des Rechengitters und der zu erfassenden Bodengestalt sind bei der Tiefenermittlung mehr oder weniger grobe Mittelungen erforderlich.

Besondere Beachtung bei der Ermittlung der Modelltiefen erfordert der Verlauf der Rinnensysteme und die richtige Wiedergabe des Verhältnisses zwischen Gitterabstand und Strömungsquerschnitt. Es kann zweckmäßig sein, mehrere kleinere Priele in der Natur zu einer Rinne im Modell zusammenzufassen, wie es z. B. für das Rinnensystem der Hever im Basismodell vorgenommen wurde.

Im Basismodell und in den Regionalmodellen werden die Tiefen, die im wesentlichen aus den Küstenkarten des KFKI entnommen sind, sowohl in den ζ - als auch in den u- und v-Punkten vorgegeben. Die Tiefen in den Geschwindigkeitspunkten gehen direkt in die hydrodynamischen Gleichungen ein, während die Tiefe in den Wasserstandspunkten nur beim Trockenfallen von ζ -Punkten signifikant ist. Durch die unterschiedliche Vergabe der Tiefen in den Wasserstands- und Geschwindigkeitspunkten wird eine verfeinerte Auflösung des Wattgebietes ermöglicht (s. Abschn. 2.3.3). Die Tiefenverteilung im Basismodell und den Regionalmodellen ist in Form von Isolinien der diskretisierten Tiefen in den Abbildungen 5 bis 8 dargestellt.

2.3.3 Behandlung der Watten im Modell

Die ausgedehnten Wattgebiete vor der deutschen Nordseeküste haben großen Einfluß auf die Ausbreitung der Gezeitenwelle in Küstennähe, der in den Tidekurven als sogenannter „Wattknick“ erkennbar ist. Die Überflutung der Watten erfolgt über ein Rinnensystem, das sich in Haupt- und Nebenrinnen gliedern läßt. Die Auflösung dieser Prielsysteme und des damit verbundenen Wassertransportes ist stark von der Maschenweite des Gitternetzes abhängig.

In den KFKI-Modellen wird das Wattniveau durch die Tiefen in den ζ -Punkten festgelegt, der Wassertransport aber in den Geschwindigkeitspunkten berechnet. Durch diese verschiedenartige Bedeutung der Tiefen kann die Oberflächengestalt der Watten im Modell verfeinert berücksichtigt werden, so daß die Tiefen in den Geschwindigkeitspunkten im allgemeinen etwas größer sind als die den Trockenfall kennzeichnenden ζ -Tiefen (Abb. 9).

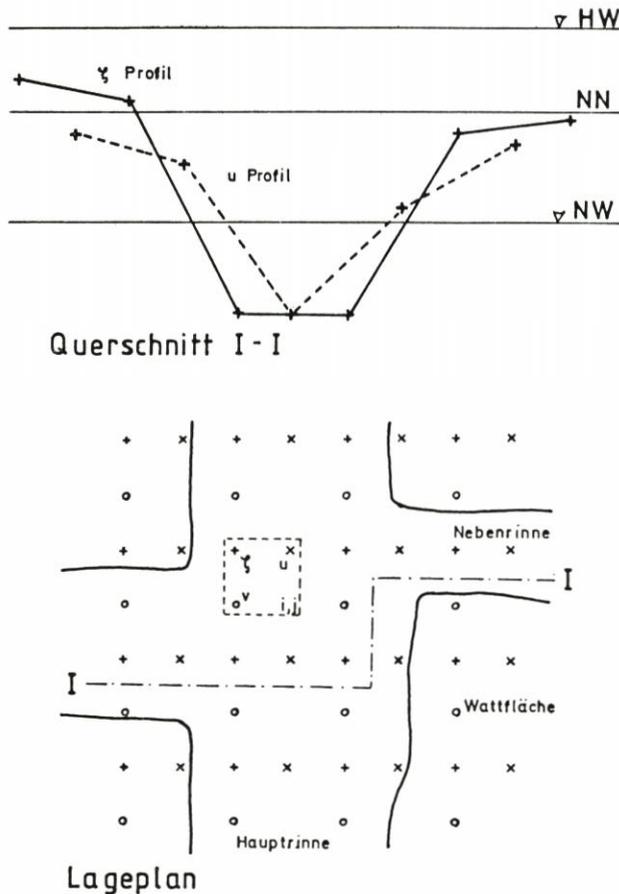


Abb. 9. Diskretisierung der Wattentopographie

Das Trockenfallen und Überfluten von Wattflächen wird im Modell durch bewegliche Ränder realisiert. Dieses bedeutet, daß ein Wassertransport von einem Gitterpunkt zum anderen nur dann erfolgen kann, wenn der Wasserspiegel oberhalb des Wattniveaus liegt. Bei

tieferliegendem Wasserspiegel wirkt die Wattkante wie ein geschlossener Rand. In Abb. 10 sind am Beispiel des Regionalmodells INDB die im Modell vorhandenen Wattflächen schraffiert dargestellt. Eine ausführliche Behandlung der Simulation der Gezeitenerscheinungen im Watt gibt BECKMANN (1981).

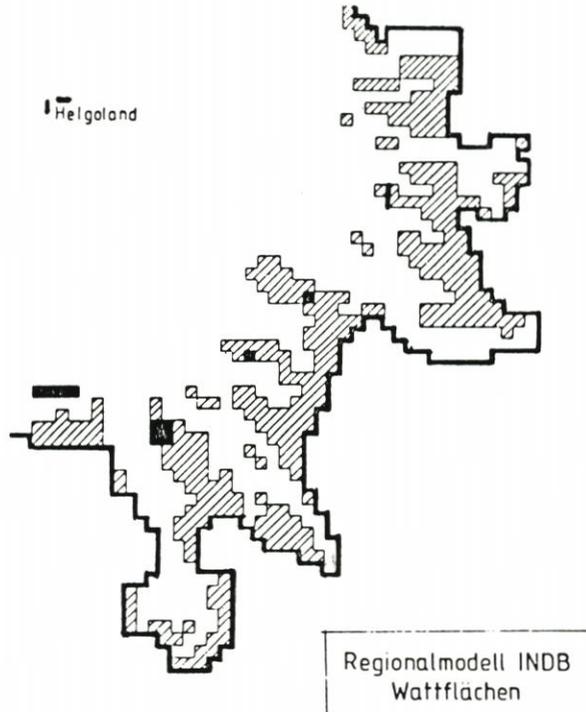


Abb. 10. Wattflächen im Regionalmodell „Innere Deutsche Bucht“

3. Programmierung der Modelle

3.1 Modellprozeduren

Für die Programmierung umfangreicher Modellrechnungen muß der gesamte Rechenablauf in überschaubare, in sich abgeschlossene logische Programmeinheiten gegliedert werden. Dies geschieht mit Hilfe einer Unterprogrammtechnik, bei der ein regieführendes Hauptprogramm bestimmte Teilaufgaben ausführende Unterprogramme (Subroutinen, Funktionen) aufruft.

Die Programme für die HN-Modellrechnungen wurden in der Programmiersprache FORTRAN IV geschrieben. Die allgemein formulierten Unterprogramme sind in einer Programmbibliothek gespeichert. Sie werden von einem Modellprogramm (Hauptprogramm) aufgerufen und über Parameter gesteuert. Die Modellprogramme sind als Prozeduren in Plattendateien gespeichert. Die Prozedurdatei enthält neben dem eigentlichen Modellprogramm (Quellprogramm) alle für die Organisation des Rechenablaufes durch das Betriebssystem notwendigen Kommandos sowie Bezüge auf Dateien. Eine Modellprozedur muß für eine bestimmte Modellrechnung mit aktuellen Daten versehen werden. Am einfachsten

geschieht dies mit Hilfe eines Datenbearbeitungsprogramms an einer Dialogstation (Bildschirm).

Die Gliederung eines Modellprogrammes ist in dem Ablaufplan in Abb. 11 dargestellt. Hieraus ist ersichtlich, daß die für die Modellrechnungen notwendigen Steuerdaten (Felddimensionierung, Positionierung der Sonderpunkte, Rechenzeitraum, Zeitintervall, Festlegung des Umfangs der Ergebnisausgabe etc.) in der Prozedurdatei enthalten sind. Nach dem Einlesen der Tiefen aus der zugehörigen Tiefendatei beginnt die eigentliche Modellrechnung mit der Vorgabe der Randwerte aus einer Randwertdatei für die Anfangszeit der Modellrechnung. Zeitschrittweise werden dann die Differenzengleichungen bis zum Erreichen der Endzeit gelöst. Außerdem werden in Abhängigkeit von den eingelesenen Steuerparametern weitere hydrologische Größen (z. B. Reststromkomponenten) berechnet. Zum Schluß erfolgt die Abfrage von Mittel- und Extremwerten zur Bewertung der Rechenergebnisse.

3.2 Programmbibliothek

Die HN-Programmbibliothek enthält die für die Modellrechnungen und deren Auswertung erforderlichen Unterprogramme. Diese Bibliotheksprogramme sind mit allgemeinen Parametern formuliert und erfüllen nach Aufruf durch ein Modellprogramm (Hauptprogramm) mit aktuellen Parametern spezifische Teilaufgaben, wie das Einlesen von Modell- und Steuerdaten, Berechnung der Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten zu einem bestimmten Zeitpunkt, Suchen von Extremwerten, Fehlerrechnungen, Druckerausgabe etc.

3.3 Plot-Programme

Für die graphische Darstellung der Rechenergebnisse auf automatischen Zeichenmaschinen (Plotter) wurden mehrere verschiedenartige Plotprogramme erstellt. Sie gestatten das Zeichnen von Wasserstands- und Geschwindigkeitskurven, Strömungsfeldern (Vektoren), Isolinien etc. und ermöglichen hierdurch einen schnellen visuellen Vergleich der Rechenergebnisse untereinander wie auch die Gegenüberstellung von Rechenergebnissen und Naturmessungen.

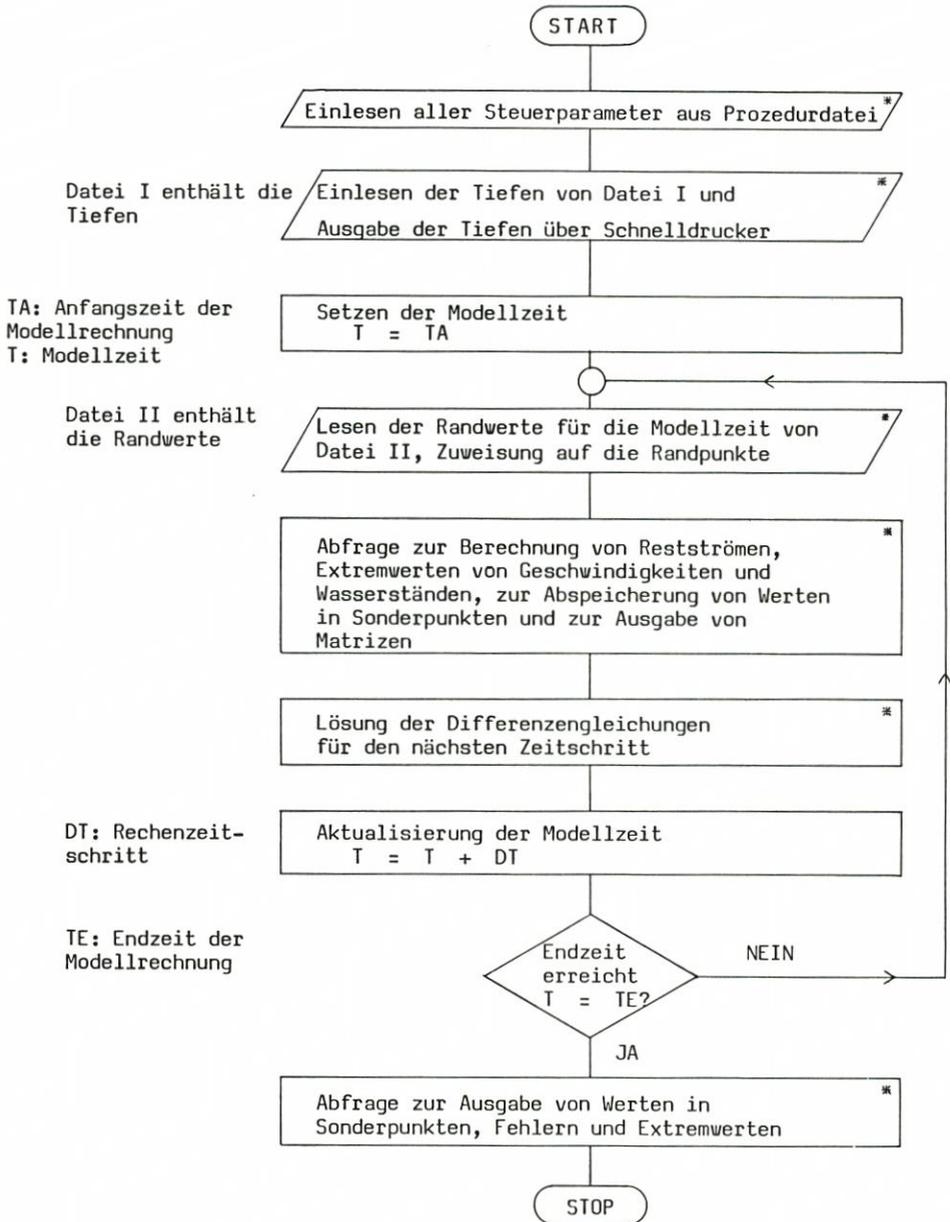
4. Eichung der Modelle

4.1 Randwerte an offenen Modellrändern

4.1.1 Allgemeines

Die Steuerung der HN-Modelle erfolgt durch Vorgabe des Wasserstandes an den offenen Modellrändern. Der Wasserstandsverlauf in den Ästuaren ist durch Pegelaufzeichnungen hinreichend erfaßt. An den seewärtigen Modellrändern liegen aber im allgemeinen keine Naturmessungen vor, so daß dort näherungsweise ermittelte Randwerte vorgegeben werden müssen. Hierfür stehen zwei Wege offen:

1. Im Nordseemodell (Abschn. 2.2.2) werden an den offenen Rändern z. B. aus Messungen bekannte Partialtiden vorgegeben und die Wasserstände an den Punkten bestimmt, die den Rändern des Basismodells entsprechen. Zwischen Basismodell und Regionalmodellen kann analog verfahren werden.



* Aufruf von Bibliotheksprogrammen

Abb. 11. Ablaufplan für die HN-Rechnungen

2. Die Randwerte werden mit den harmonischen Konstanten der Partialtiden (Gezeitenwasserstände) bestimmt, die den über 40 Jahre alten Karten der harmonischen Gezeitenkonstanten entnommen werden können.

4.1.2 Harmonische Gezeitenkonstanten

Für die Berechnung der Gezeitenbewegung in mathematischen Modellen wird oft auf harmonische Gezeitenkonstanten als Randbedingung an den offenen Rändern zurückgegriffen. Sie werden durch harmonische Analyse hinreichend langer Wasserstandsaufzeichnungen an einem Ort bei astronomisch vorgegebenen Winkelgeschwindigkeiten als Amplituden A und Phasen α der Partialtiden ermittelt. Der Gezeitenwasserstand an einem Ort ergibt sich dann mit dem Anfangswinkel ν näherungsweise durch Summation der Anteile der berücksichtigten Partialtiden zu:

$$\zeta = \sum_i A_i \cos(\nu_i + \omega_i t - \alpha_i)$$

In Flachwassergebieten, in denen die Amplitude der Gezeiten im Verhältnis zur Wassertiefe groß ist, treten infolge Bodenreibung Seichtwassertiden in den Gezeiten auf. Ihre Winkelgeschwindigkeit ist entweder ein ganzzahliges Vielfaches der astronomischen Tiden (Obertiden), oder sie sind Kombinationen verschiedener astronomischer Tiden (Kombinations- oder Verbundtiden). Die große Zahl der Seichtwassertiden und ihre beschränkte Erfassung bei der Randwertvorgabe durch harmonische Gezeitenkonstanten setzen der Gezeitenberechnung in Küstengewässern Grenzen.

4.1.3 Randwerte aus großräumigen Modellen

Die Steuerung eines Modells (z. B. Basismodell) mit Randwerten, die in einem großräumigen Modell (z. B. Nordseemodell) ermittelt wurden, ist grundsätzlich möglich. Die Genauigkeitsanforderungen an die Reproduktion des Naturgeschehens müssen im allgemeinen reduziert werden. Der Grund ist im wesentlichen im geringen Auflösungsvermögen des Nordseemodells und der damit verbundenen groben Approximation der Naturverhältnisse zu suchen, die sich auch in den für das Basismodell ermittelten Randwerten widerspiegeln.

4.1.4 Naturmessungen

Für die Nachbildung eines bestimmten Naturgeschehens im Modell ist die Steuerung mit hinreichend genau gemessenen Wasserständen auf dem Modellrand optimal. Erst hierdurch wird eine objektive Beurteilung der Reproduktionsgüte für ein bestimmtes Naturereignis ermöglicht.

Der Höhenbezug der mit Hochseepegeln registrierten Wasserstände macht derzeit noch Schwierigkeiten, so daß die Wasserstandsmessungen auf offener See mit einer Restunsicherheit behaftet sind.

Im Rahmen des Naturmeßprogramms DEBEX '81 (siehe Abschn. 5) waren von Mitte September bis Mitte November 1981 auf dem seeseitigen Rand des Regionalmodells Innere Deutsche Bucht Hochseepegel ausgelegt. Hierdurch bot sich erstmalig die Möglichkeit, das HN-Modell INDB mit gleichzeitig gemessenen Naturdaten zu steuern und die Naturähnlichkeit zu testen.

4.2 Eichung mit einer Normaltide

Zur Herstellung des Basismodells und der drei Regionalmodelle wurde ein Zeitraum ausgewählt, in dem möglichst geringe meteorologische Störungen auftraten und in dem angenähert mittlere Gezeitenverhältnisse herrschten (Normaltide). Das gewählte Zeitintervall reicht vom 8. Juli 1976, 15.00 Uhr, bis zum 9. Juli 1976, 3.25 Uhr. Nach Erreichung weitgehender Naturähnlichkeit sollte diese Normaltide Grundlage weiterführender Arbeiten (z. B. Sturmfluten) sein. Für den Vergleich der Modellergebnisse mit Naturmessungen wurden Aufzeichnungen von etwa 30 stationären Pegeln längs der deutschen Nordseeküste herangezogen.

An den Seerändern der Modelle lagen keine Naturmessungen vor. Die Modelle wurden daher unter Vorgabe der harmonischen Gezeitenkonstanten der zehn wichtigsten Partialtiden (M2, S2, N2, K2, μ_2 , K1, O1, P1, M4, MS4) gesteuert. Die ortsgebundenen Gezeitenkonstanten wurden ursprünglich den Karten der harmonischen Gezeitenkonstanten entnommen. Im Zuge der Modellentwicklung wurden die harmonischen Konstanten mit Korrekturen versehen, die an neueren Analysen gemessener Wasserstandsreihen des Deutschen Hydrographischen Instituts orientiert sind (PANSCH, 1977). Die vorgegebenen harmonischen Gezeitenkonstanten der beiden dominierenden Partialtiden M2 und S2 in den Gitterpunkten des Basismodells sind in Abb. 12 dargestellt. Wesentliche Voraussetzung für die Herstellung der Naturähnlichkeit der Regionalmodelle war die modellmäßige Behandlung der Tiefen (s. Abschn. 2.3.3) in den Wattgebieten, wodurch charakteristische Erscheinungen in den Wasserstandskurven im Modell reproduziert werden können.

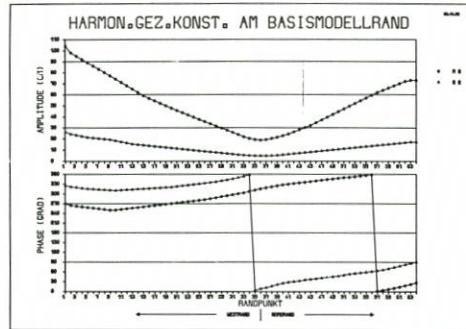


Abb. 12. Harmonische Gezeitenkonstanten (M2 und S2) am Basismodellrand

In einer frühen Entwicklungsphase der Modelle wurde der Seerand des Regionalmodells Innere Deutsche Bucht auf eine Diagonale von Wangerooge nach Eiderstedt gelegt, um die Nähe der Pegel Wangerooge-Nord, Alte Weser, Großer Vogelsand, Trischen-West und Linnenplate für die Bestimmung der Randwerte nutzen zu können. Die bei der Entwicklung dieses Modells gewonnenen Erfahrungen bezüglich der Tiefenermittlung und Wattbehandlung flossen in die Erstellung der beiden anderen Regionalmodelle ein, für die nicht so günstige naturnahe Randwertvorgaben bestanden. Die Ergebnisse dieser Modellrechnungen sind bei LUCK und SCHÄFER (1980) dargestellt.

Neuere Rechnungen, die mit dem Basismodell Deutsche Bucht mit integrierten Regionalmodellen (nested grid) und am Basisrand vorgegebenen Gezeitenkonstanten von zehn Partialtiden (siehe oben) ausgeführt wurden, zeigen das Reproduktionsvermögen der Modelle, wie für einige Pegel in den Abbildungen 13 bis 24 dargestellt.

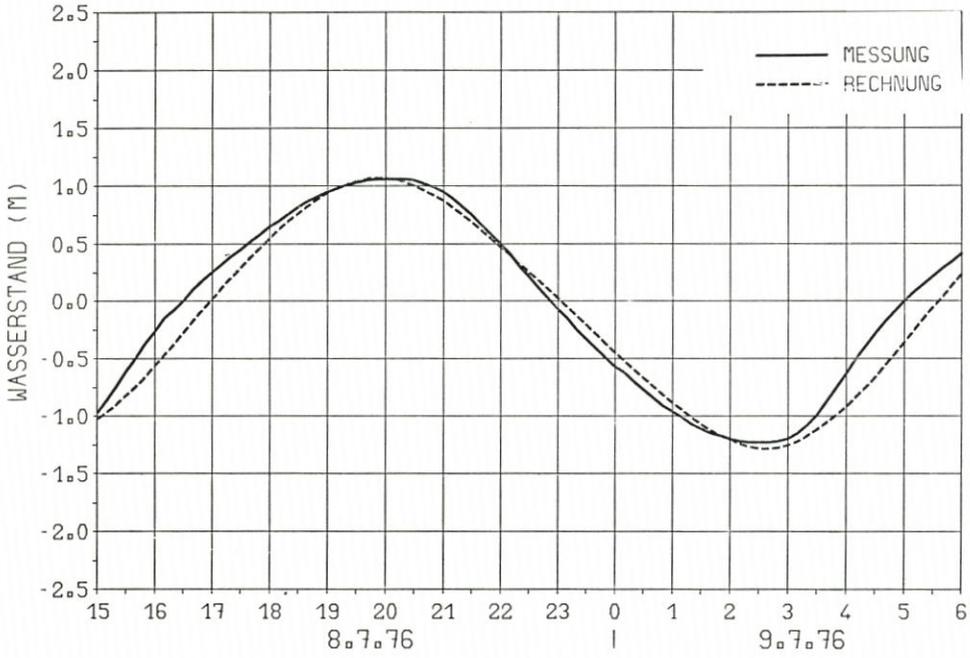


Abb. 13. Regionalmodell OF (NG)-Pegel Borkum Südstrand

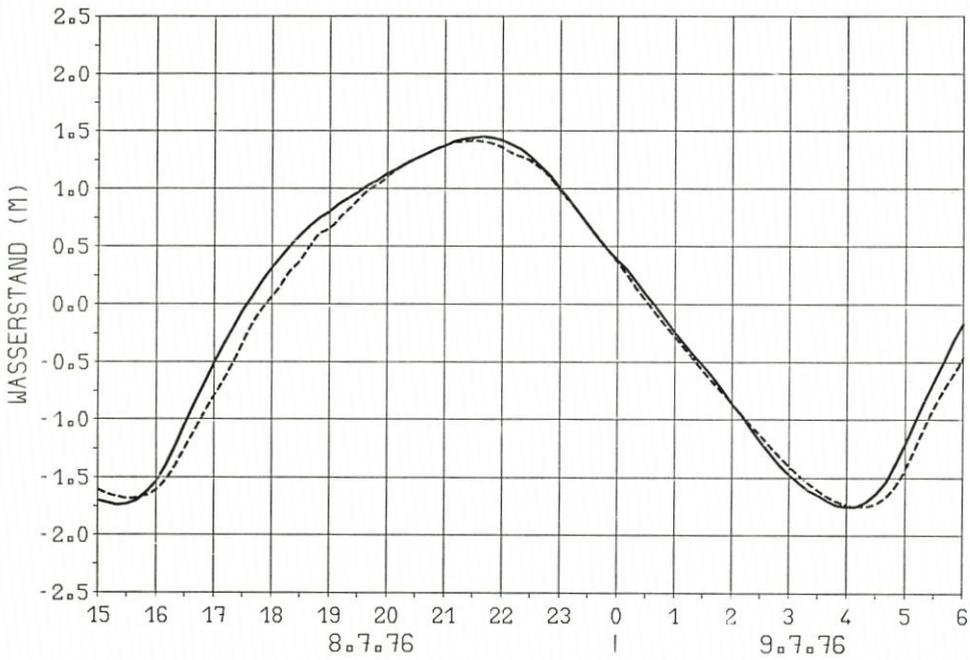


Abb. 14. Regionalmodell OF (NG)-Pegel Emden Neue Seeschleuse

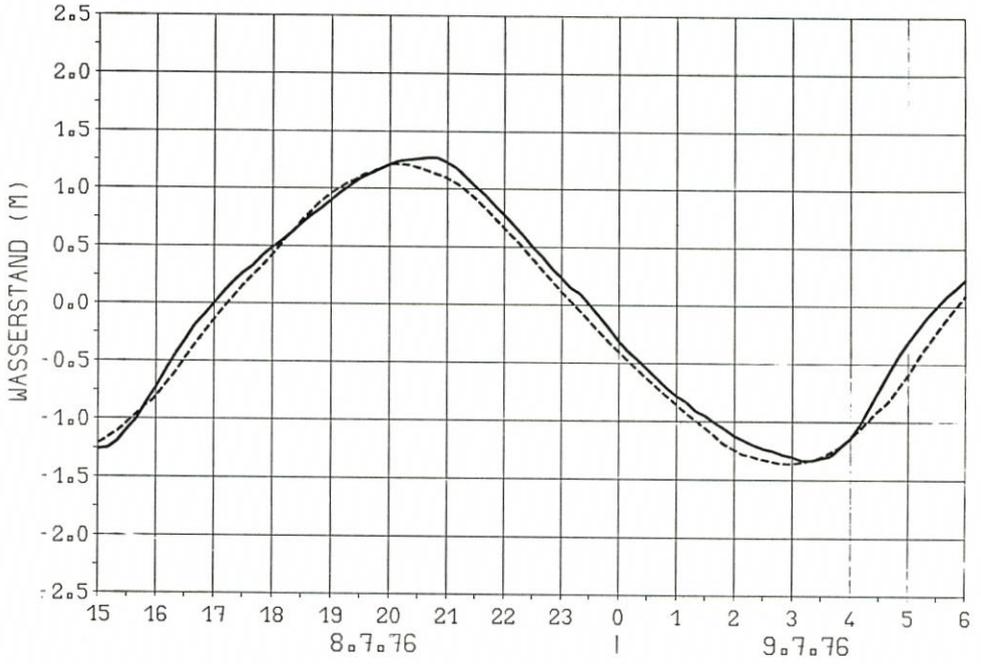


Abb. 15. Regionalmodell OF-Pegel Baltrum

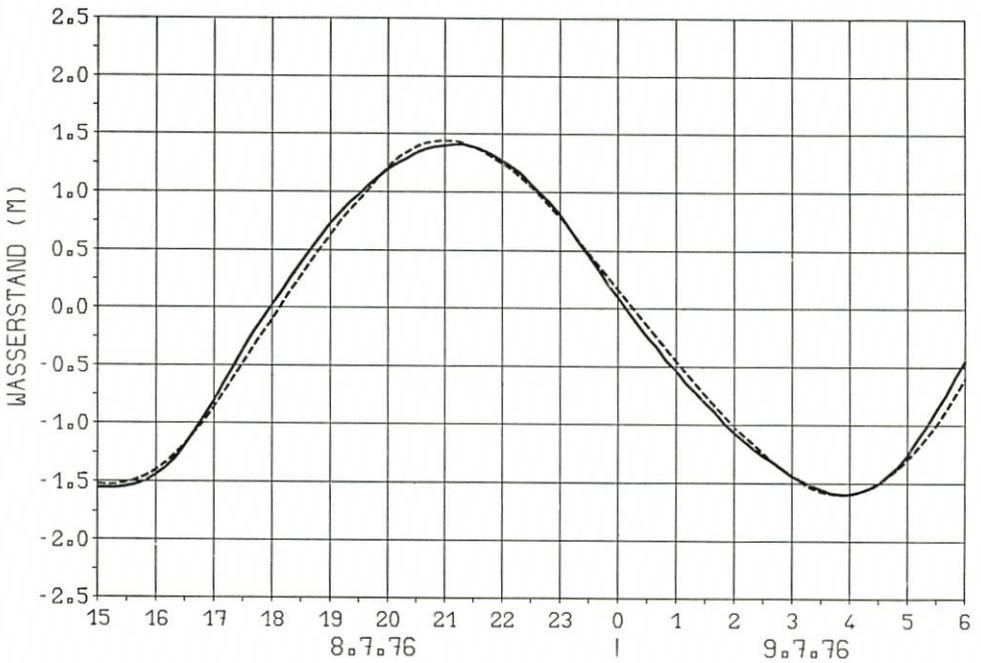


Abb. 16. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Wangerooge-Ost

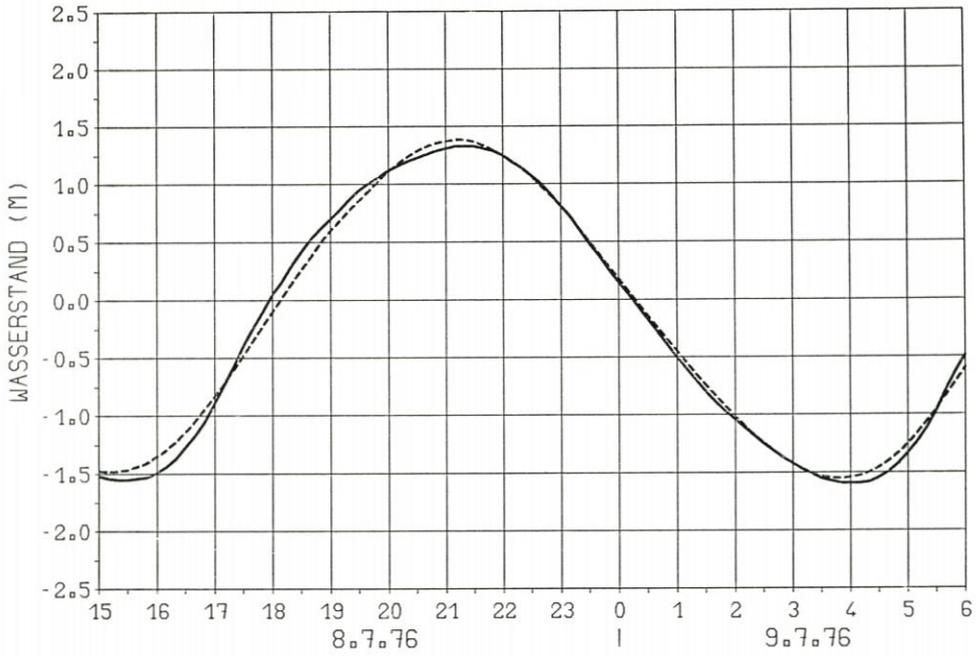


Abb. 17. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Alte Weser

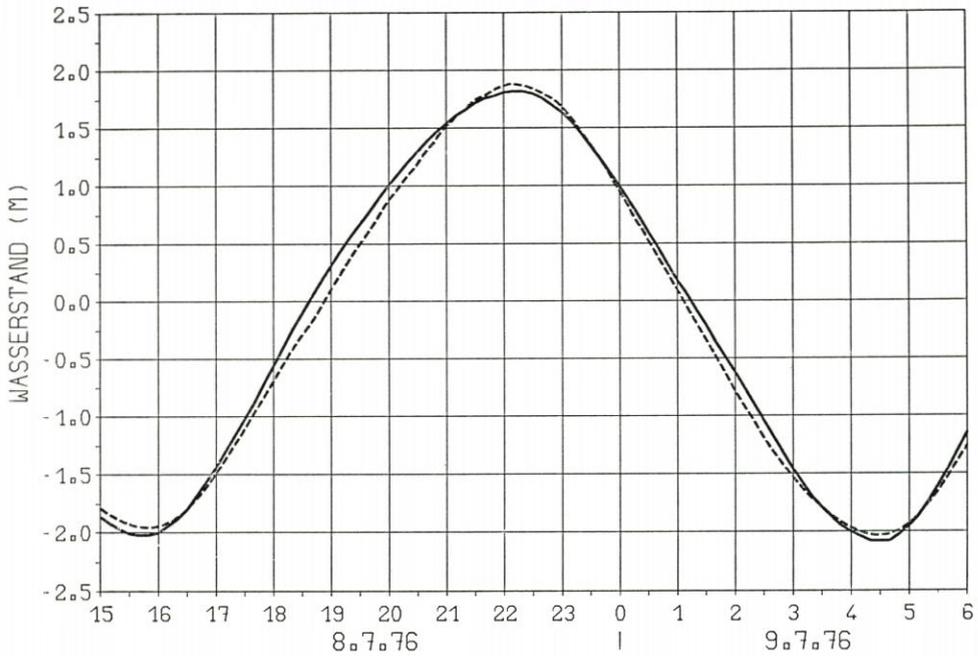


Abb. 18. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Wilhelmshaven-1. Einfahrt

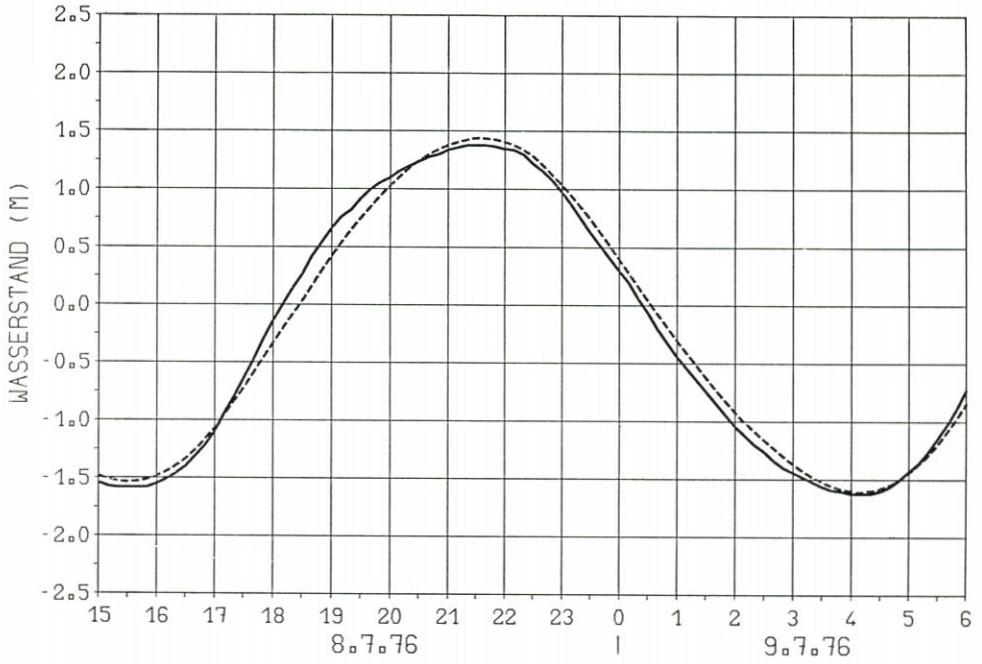


Abb. 19. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Scharhörn

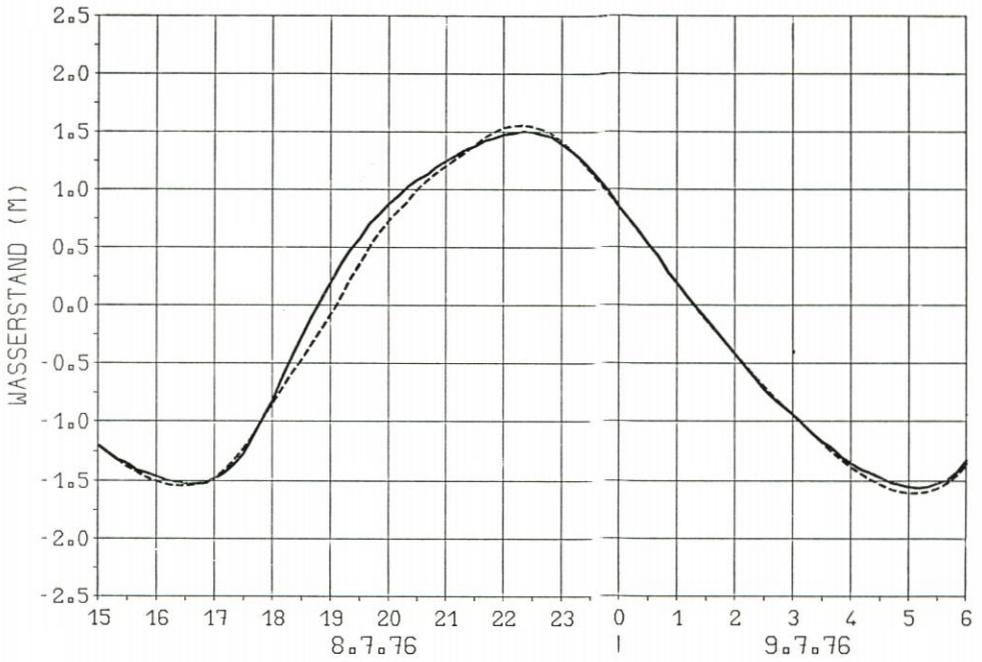


Abb. 20. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Cuxhaven

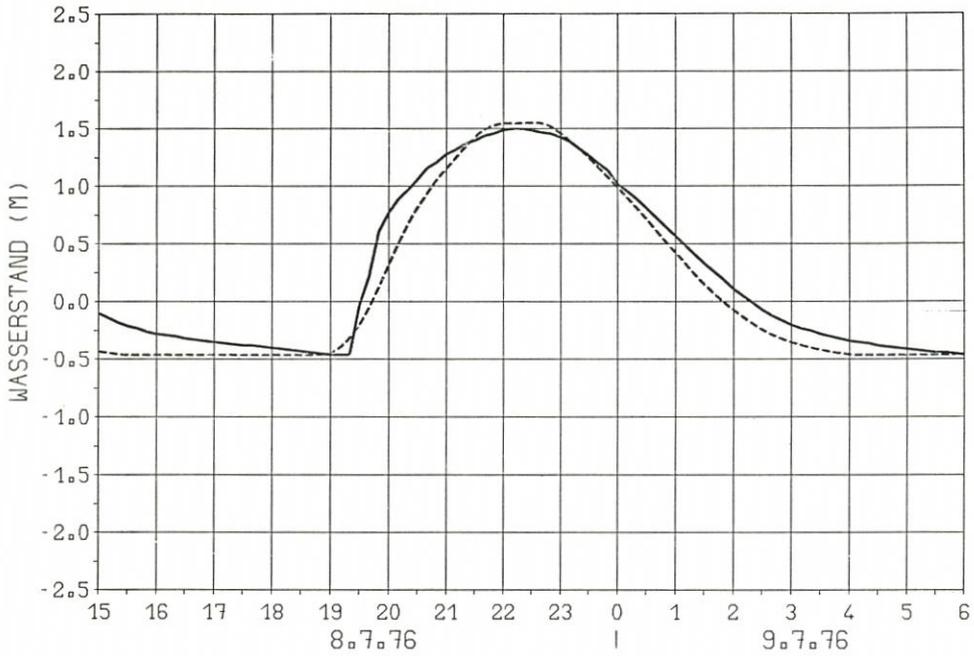


Abb. 21. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Friedrichskoog - Hafen

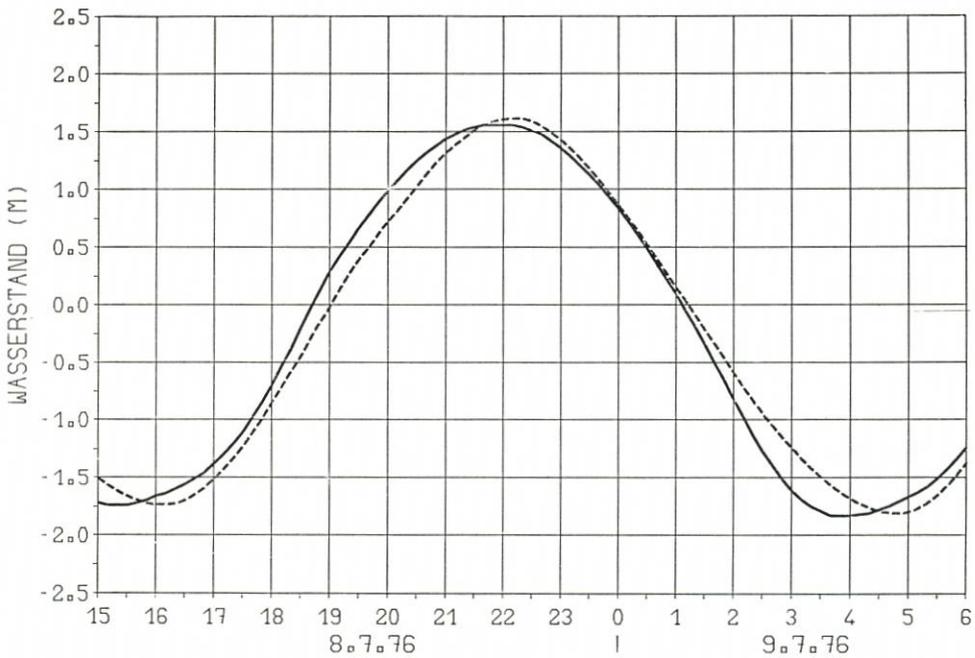


Abb. 22. Regionalmodell INDB (NG)-Pegel Büsum

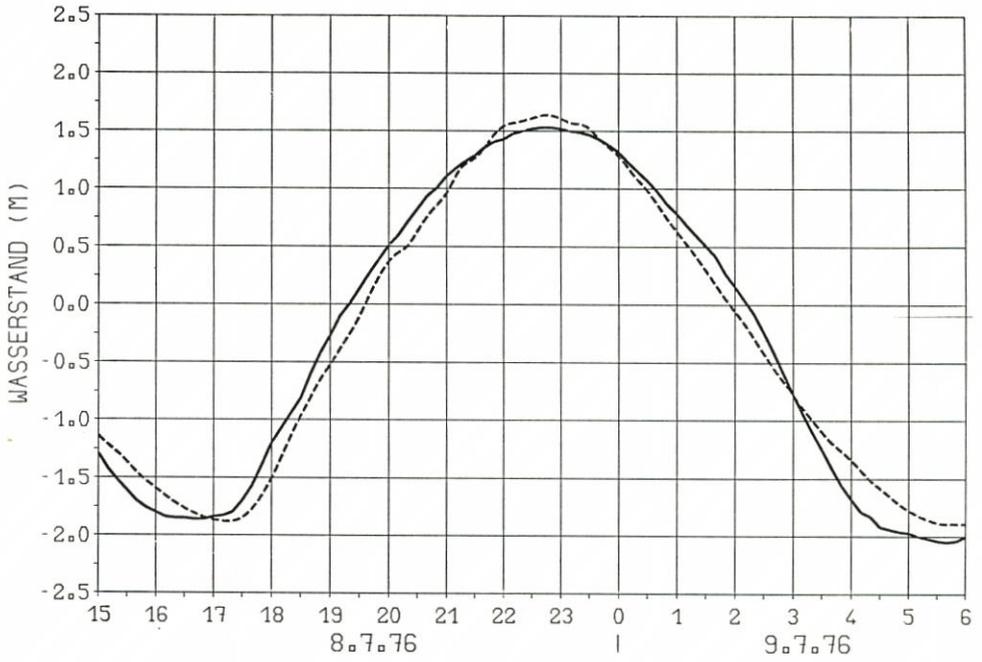


Abb. 23. Regionalmodell NF (NG)-Pegel Husum

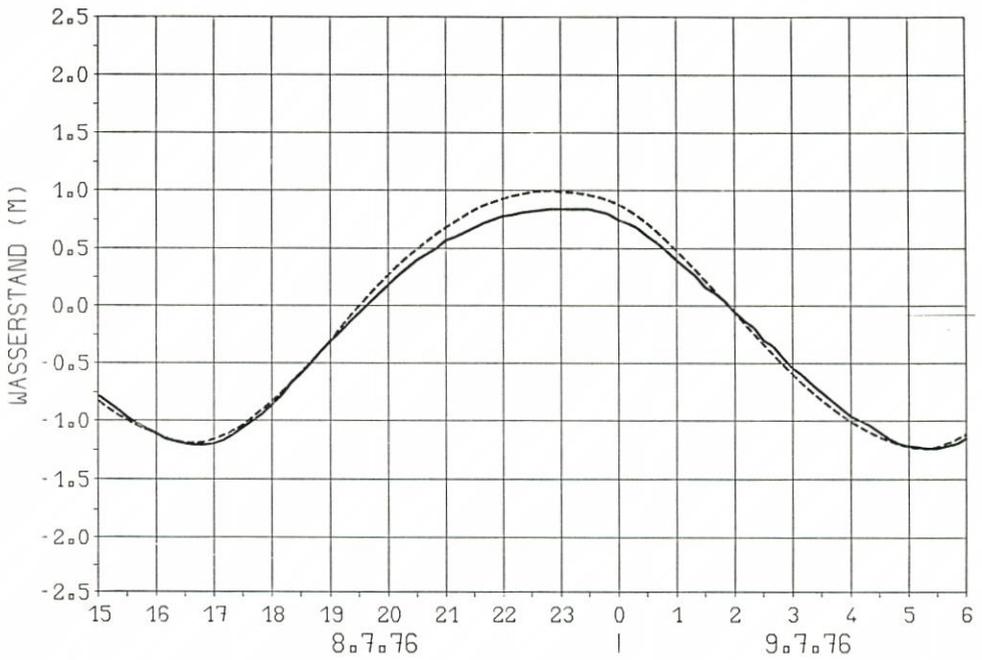


Abb. 24. Regionalmodell NF (NG)-Pegel Hörnum

5. Naturmeßprogramm DEBEX '81

5.1 Ziel und Umfang

Von Mitte September bis Mitte November 1981 wurden im Gebiet des Regionalmodells Innere Deutsche Bucht umfangreiche Naturmessungen vorgenommen. Die während dieses Projektes DEBEX '81 (Deutsche Bucht Experiment) gewonnenen Daten ermöglichen folgende Untersuchungen:

- a) Bestätigung der bisher getroffenen Annahmen am seeseitigen Rand,
- b) Test der Naturähnlichkeit anhand vergleichender Modellrechnungen – Steuerung des Modells mit gleichzeitig gemessenen Randwerten,
- c) Auswirkungen der Windfelder auf die Reproduktionsgüte.

Die Auswertung des Datenmaterials, die Modellrechnungen sowie der Vergleich der Modell- und Naturdaten erfolgte 1982. Auch dieses Vorhaben wird durch den Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) erheblich gefördert.

Die Planungen für dieses Projekt begannen 1979. Am 26. März 1981 beschloß das KFKI, das Programm DEBEX '81 zu realisieren. Ziel des Vorhabens war, sowohl die Voraussetzungen für eine optimale Steuerung eines Modells zu schaffen – d. h. die Registrierung von Tidewasserständen an hinreichend vielen Meßstellen auf den offenen Rändern – als auch anhand vergleichender Modellrechnungen die Naturähnlichkeit zu testen.

Eine alleinige Überprüfung des Basismodells erschien aus mehreren Gründen nicht sinnvoll. Einerseits erfordert das hierfür benötigte großräumige Meßnetz einen hohen geräte-technischen Aufwand sowie erhebliche Betreuungskapazität, andererseits ist das besonders interessierende Küstengebiet nur in idealisierter Form modelliert, wodurch dort die Naturähnlichkeit von vornherein eingeschränkt ist. Die gleichzeitige Überprüfung von zwei oder sogar drei Regionalmodellen war ebenfalls nicht möglich, da bei den betreffenden Dienststellen die dafür benötigte Kapazität an Geräten und Personal nicht verfügbar war. Für den Test wurde das Regionalmodell Innere Deutsche Bucht gewählt, da dieses Gebiet morphologisch und strömungsmäßig außerordentlich komplex ist: Wattgebiete, Flußmündungen und Tiefwasser kommen vor.

Die Ausführung der Naturmessungen wurde in den Herbst 1981 gelegt, da während dieser Jahreszeit unterschiedliche Wetterlagen zu erwarten waren, sowie die meteorologischen Experimente KonTur (Konvektion und Turbulenz) und PUKK (Projekt zur Untersuchung des Küstenklimas) stattfanden. Somit stand für die Modellrechnungen besonders umfangreiches Datenmaterial der meteorologischen Vorgänge zur Verfügung.

Der Vergleich der Werte aus Natur und Modell sollte der Abschätzung der Reproduktionsgüte des Regionalmodells Innere Deutsche Bucht bei unterschiedlichen Tiden und unter Berücksichtigung der Windverhältnisse dienen. Zielsetzung war dabei im wesentlichen, das INDB-Modell – insbesondere in den morphologisch stark gegliederten Küstengebieten – hinsichtlich der Übereinstimmung der Wasserstände sowie der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen in Natur und Modell zu überprüfen. Für eine Normaltide konnte eine solche Übereinstimmung – zumindest bezüglich der inneren Logik des Modells – bereits nachgewiesen bzw. festgestellt werden, daß sich Abweichungen im Rahmen tolerierbarer Grenzen bewegen (LUCK und SCHÄFER, 1980). Des weiteren ist beabsichtigt, jene Tidewasserstände zu ermitteln, bis zu welchen das vorhandene – aus einer Normaltide entwickelte – Modell ohne Modifikation noch angewendet werden kann.

5.2 Planung und Durchführung der Messungen

Das Meßprogramm wurde der Funktionsweise des zu vergleichenden Modells Innere Deutsche Bucht angepaßt. Für eine ideale Verifizierung müßten in jedem der wasserführenden Gitterpunkte Wasserstand, Wind (Geschwindigkeit und Richtung), Luftdruck sowie Fließgeschwindigkeit des Wassers (Größe und Richtung) bekannt sein. Da ein so umfangreiches Naturmeßprogramm nicht realisierbar wäre, wurde ein Meßnetz entwickelt, das von den beteiligten Dienststellen zu bewältigen war.

Das vorhandene stationäre Pegelnetz – bestehend aus 38 Küstenpegeln im Gebiet des INDB-Modells – wurde um 12 mobile Schwimmertidepegel sowie 16 Hochseepegel, die überwiegend am seewärtigen Rand ausgelegt wurden, ergänzt (ROHDE und WIESE, 1982). Die Tideströmungen wurden in den Hauptstromrinnen mit 11 Flachseestrommessern sowie mit sechs Wattstrommessern auf den Wattwasserscheiden gemessen. Um einen direkten Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten von Modell (Geschwindigkeitsintegral einer Wassersäule) und Natur zu ermöglichen, wurde an sechs Stationen die Vertikalverteilung der Strömungsgeschwindigkeit über jeweils eine Tide in verschiedenen Tiefen erfaßt. Meteorologische Messungen wurden während des Programms in verstärktem Maße vorgenommen.

Beim Aufbau und bei der Betreuung des Meßnetzes sowie bei der Datenaufbereitung wirken mit:

- Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney (Federführung)
- Strom- und Hafenausbau Hamburg, Referat Hydrologie Unterelbe, Cuxhaven
- Amt für Land- und Wasserwirtschaft Heide
- Wasser- und Schifffahrtsamt Bremerhaven
- Wasser- und Schifffahrtsamt Cuxhaven
- Wasser- und Schifffahrtsamt Tönning
- Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven
- Deutsches Hydrographisches Institut Hamburg
- Seewetteramt Hamburg
- Bundesanstalt für Wasserbau – Abteilung Küste, Hamburg

Die Vorbereitung und Abwicklung der Naturmessungen erfolgte dezentralisiert unter regionaler Verantwortung der obengenannten Dienststellen für übersehbare, zusammenhängende Gebiete. Die Aufbereitung des gesamten gewonnenen Datenmaterials wurde von der Art der Datenerfassung – Registrierpapier, Magnetband, Film, Halbleiterspeicher – bestimmt. Alle auf diesen Datenträgern registrierten Meßwerte wurden auf rechnerkompatible Bänder übertragen und in den Rechner der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe eingelesen, um für die Modellrechnungen bzw. den Vergleich von Natur- und Modelldaten abrufbar zu sein.

5.3 Modellrechnungen sowie Vergleich von Natur- und Modelldaten

Das HN-Modell Innere Deutsche Bucht wurde für einige ausgewählte Zeiträume betrieben. Die Steuerung erfolgte über gemessene Wasserstände an allen offenen Rändern des Modells. Der Einfluß des Windes im Modellgebiet (lokaler Wind) wurde als Windschub aus stündlichen Windfeldern berücksichtigt. Der meteorologische Einfluß von außen auf die hydrodynamischen Vorgänge im Gebiet des Regionalmodells war in den gemessenen Randwerten enthalten.

Für den Vergleich von Natur- und Modelldaten wurden aus etwa 100 Tiden diejenigen

ausgewählt, die für spezielle Fragestellungen charakteristisch sind. Es wurden Modellrechnungen ausgeführt für eine Normaltide, erniedrigte und erhöhte Tiden sowie für eine Sturmflut. – Über die Ergebnisse des Naturmeßprogrammes DEBEX wird nach Abschluß der Arbeiten gesondert berichtet.

6. Nutzungsmöglichkeiten

Gerade im Verlaufe des letzten Jahrzehnts sind ausgeprägte Veränderungen der mittleren und der meteorologisch beeinflussten Tideverhältnisse vor der Küste und in den Tideflüssen festzustellen (SIEFERT, 1982). Die Ursachen dafür sind weitgehend unbekannt, wenn auch vielerlei Vermutungen geäußert werden. Um die Phänomene erklären zu können, bedarf es umfangreicher Unterlagen. Dazu gehört das Küstenkartenwerk des KFKI ebenso wie z. B. die Strömungsdaten aus KFKI-Messungen (SIEFERT et al., 1980). Aus den HN-Modellen können als wesentliche Ergänzungen Gesamtdarstellungen der mittleren Wasserstands- und Strömungsverhältnisse im Küstenvorfeld geliefert werden. Dann ist es zur Klärung dieser Veränderungen möglich, mit den vorhandenen Regionalmodellen und angeschlossenen Lokalmodellen Einflüsse etwaiger Störungen am Rande der Deutschen Bucht (z. B. Änderungen am Pegel Helgoland) auf die Tideverhältnisse in den Flüssen zu untersuchen. Demselben Zweck dient eine Festlegung der seeseitigen Wirkungsgrenze von Veränderungen in den Flüssen selbst.

Zu möglichen Sturmflutanalysen ist zu bemerken: Die Windstauverhältnisse an der Küste und in den Flüssen entwickeln sich als Summe und durch Wechselwirkungen aus

- „Grundwindstau“, der in der Nordsee bis etwa 20 m Wassertiefe entsteht,
- lokalem Windstau,
- Brandungsstau und
- im Flachwasser küstenparallel transferiertem „Übertragungswindstau“.

Die Ermittlung der einzelnen Anteile und ihrer Wechselwirkungen ist nur unter Hinzuziehung von Modellen (Regional- und damit gekoppelte Lokalmodelle) möglich. So würden Voraussetzungen zu Verbesserungen bestehender Sturmflut-Vorhersageverfahren geschaffen. In diesem Zusammenhang wäre es auch möglich, die stauwirksamsten Windrichtungen für einzelne Ästuare und Küstenabschnitte zu bestimmen. Die Verfügbarkeit der HN-Modelle für Tideberechnungen ermöglicht auch Grundsatzuntersuchungen im Vorfeld präziser Formulierungen der planerischen Praxis.

Die kostengünstigen Variationsläufe solcher numerischer Rechnungen des großräumigen Tidegeschehens im Küstenbereich erlauben es, im Rahmen von Durchführbarkeitsstudien grundsätzliche Erkenntnisse zu gewinnen, die insbesondere auch für die immer mehr in den Vordergrund rückenden, kontrovers geführten umwelt-politischen Diskussionen von erheblichem Wert sind. Hier sind die HN-Modelle schnell in der Lage, in diesem Zusammenhang auftretende Problembehandlungen zu versachlichen.

Für derartige Einsatzmöglichkeiten lassen sich – teilweise in Anlehnung an ZIELKE (1979) – etwa folgende Gruppierungen unterscheiden:

1. Analyse und Beurteilung des bestehenden Zustandes eines Gewässers hinsichtlich der Strömungsverhältnisse, Thermodynamik, Wasserqualität oder Austauschvorgänge. Dabei wird der Ist-Zustand des Gewässers nachgerechnet, und es werden detailliertere Informationen erhalten als durch nur punktuelle oder flächenhafte Messungen (nur Oberflächeninformationen). Es ist denkbar, daß dadurch auch systematische Meßfehler aufgedeckt werden können. Desgleichen sind Anregungen für die Festlegung von Meßstationen bei der Konzipierung von Naturmeßprogrammen zu erwarten.

2. Prognose der Auswirkungen einer geänderten Randbedingung eines Gewässers durch entsprechende Modelleingaben. Beispiele sind Studien über vorgegebene Windstaukurven und Windfelder, geänderte Oberwasserabflüsse, Wärme- und Schadstoffeinleitungen, anhand derer Möglichkeiten, z. B. auch Überbelastungen, bei der Gewässernutzung aufgezeichnet werden können.
3. Vorhersage der Auswirkungen von Bauvorhaben am und im Gewässer durch entsprechende Modellierung. Beispiele sind insbesondere Studien mit schematisierten, baulichen Eingriffen und deren Auswirkungen bezüglich der mittleren Flutraumreduktion, Rinnenvertiefung, Sturmflutsperrungen, neuer Einleitungen (Zu- bzw. Abflußsysteme), die es erlauben, die funktionelle wie konstruktive Planung und Wirtschaftlichkeitsberechnungen auf sicherere Grundlage zu stellen, als es bisher der Fall gewesen ist.

Hiermit sind die grundsätzlichen Ziele der Modelluntersuchungen umrissen worden. Voraussetzung für den Vertrauensbereich der Rechenergebnisse ist eine hinreichende Naturähnlichkeit der verwendeten Rechenmodelle. Dazu sind einerseits genügend zusammenhängende Naturmeßdaten erforderlich, andererseits ist auch in Zukunft immer wieder auf die Grundlagenforschung einzuwirken, die Allgemeingültigkeit der zu verwendenden Modellparameter (z. B. Reibungsbeiwerte, Austauschkoefizienten) noch systematischer als bisher zu untersuchen und abzusichern.

An diesen Tide- und Sturmflutuntersuchungen sind interessiert:

- Dienststellen der Länder an den Küsten und Tideflüssen,
- Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes,
- Deutsches Hydrographisches Institut und Seewetteramt,
- küstenorientierte Sonderforschungsbereiche und Hochschulinstitute,
- KFKI-Projektgruppen.

Um diese Aufgaben bewältigen zu können, sind – wie in der Gesamtkonzeption vorgesehen – Lokalmmodelle eng begrenzter Gebiete mit unterschiedlicher Zielsetzung erforderlich (s. Abschn. 2.2.1). Denn erst mit den Lokalmmodellen kann die Auflösung in Gitterabstände von wenigen 100 m die vor allem in Küstennähe gewünschte Genauigkeit liefern.

Untersuchungen werden zukünftig mit Modellfamilien und vielleicht unterschiedlichen Methoden ausgeführt werden. Daten zur Entwicklung dieser Modelle sind je nach Bedarf von den beteiligten Dienststellen bereitzustellen. Es wird auch Aufgabe der Dienststellen sein, rechtzeitig auf eine Weiterentwicklung der Modelle zu drängen, um deren Anwendbarkeit durch Anpassung an mögliche Änderungen des Tidegeschehens und des morphologischen Formeninventars – aber auch dem wissenschaftlichen Fortschritt folgend – jederzeit zu gewährleisten.

7. Schriftenverzeichnis

- ALCOCK, G. A. and VASSIE, J. M.: Off Shore Tide Gauge Data. Institute of Oceanographic Sciences, Bidston Observatory, Birkenhead, Data Report Nr. 10, 1977.
- BECKMANN, M.: Numerical Modelling of Shallow Water Areas. Mitt. des Inst. für Meereskunde der Univ. Hamburg, Nr. XXVI, 1981.
- COURANT, R., FRIEDRICHS, K. u. LEWY, H.: Über die partiellen Differentialgleichungen der mathematischen Physik. Math. Annalen, 100, 1928.
- HANSEN, W.: Theorie zur Errechnung des Wasserstandes und der Strömungen in Randmeeren nebst Anwendungen. Tellus VIII, 1956.
- HANSEN, W.: Hydrodynamical Methods Applied to Oceanographic Problems. Mitt. des Inst. für Meereskunde der Univ. Hamburg, Nr. 1, 1962a.
- HANSEN, W.: Tides. In M. N. HILL, The Sea, Vol. 1, Interscience Publishers, 1962b.
- KRÖGER, A. u. ZIERTZ, R.: Rechenanlage für HN-Modelle des Kuratoriums für Forschung im

- Küsteningenieurwesen (KFKI). Jber. 1979, Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz, Bd. 31, Norderney.
- LORENTZ, H. A. et al.: Verslag van de Staatscommissie Zuiderzee. 's-Gravenhage, Alg. Landsdrukkerij, 1926.
- LUCK, G. u. SCHÄFER, P.: Hydrodynamisch-numerische Modelle des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI). Die Küste, H. 35, 1980.
- PANSCH, E.: Gezeitenuntersuchungen am Nordseemodell. Deutsches Hydrographisches Institut, 1977.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI. Die Küste, H. 34, 1979.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI 1979 bis 1981. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W., FAHSE, H., MIESSNER, F., RICHTER, H., TAUBERT, A. u. WIELAND, P.: Die Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins – Ergebnisse eines KFKI-Meßprogramms. Die Küste, H. 35, 1980.
- SMITH, G. D.: Numerische Lösung von partiellen Differenzialgleichungen. Verl. Vieweg, Braunschweig, 1970.
- SÜNDERMANN, J.: Ein Vergleich zwischen analytischer und numerischer Berechnung winderzeugter Strömungen mit Wasserständen in einem Modellmeer mit Anwendung auf die Nordsee. Mitt. des Inst. für Meereskunde der Univ. Hamburg, Nr. IV, 1966.
- TAYLOR, G. I.: Tidal Friction in the Irish Sea. Phil. Trans. Roy. Soc. London, A. 220, 1919.
- VAN VEEN, J.: Water Movements in the Strait of Dover. Journal du Conseil, Vol. XIII, 1938.
- WIESE, H. W.: Messungen der Wasserstände in der Deutschen Bucht während DEBEX '81 – Erste Ergebnisse mit neuen Hochseepegeln. Intermaritec '82, Hamburg, Kongreßbericht, 1982.
- ZIELKE, W.: Anwendung mathematischer Modelle von Küstengewässern und Tideflüssen. Vortragsveranstaltung des Lehrstuhls für Strömungsmechanik der Universität Hannover, 1978.

Untersuchungen über Maßnahmen zum Sturmflutschutz in der Elbe*)

Zusammenfassung

Die nach der Sturmflut vom Februar 1962 gewonnenen Erkenntnisse über den Ablauf von Sturmfluten in der Elbe, die Grundlage für den bisherigen Ausbau der Küstenschutzanlagen an der Unterelbe waren, behalten weiterhin ihre Gültigkeit. Neue Modellversuche bestätigen, daß die Eindeichungen in Nordkehdingen und Krautsand sowie in der Haseldorfer und Wedeler Marsch nur einen unbedeutenden Einfluß auf die Entwicklung der Scheitelwasserstände von Sturmfluten in der Unterelbe und im Hamburger Bereich haben. Die durch diese Baumaßnahmen erzeugten Wasserstandserhöhungen betragen auch bei extremen Sturmfluten zusammen nur etwa 1 dm.

Überlaufpolder an der Unterelbe im Großraum Hamburg für das bei Sturmfluten eindringende Wasser würden im günstigsten Falle zwar eine Wasserstandssenkung von etwa 9 dm bewirken, die Kosten würden jedoch in keinem wirtschaftlich vertretbaren Verhältnis zu den dafür durch die Überstauung erforderlichen Aufwendungen liegen. Bei der Einrichtung von Poldern in der Elbemündung können die Aufwendungen bei etwa gleicher Wasserstandsabsenkung zwar niedriger liegen, es käme aber hinzu, daß die mit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe verbundenen morphologischen und ökologischen Beeinträchtigungen sowie nautische Schwierigkeiten erheblich sein dürften.

Die Modellversuche haben gezeigt, daß ein Sturmflutsperrwerk in der Elbe bei Brokdorf von den hydraulischen und hydrologischen Bedingungen her möglich ist; die maximalen Wasserstände im Hamburger Hafengebiet wären auf NN + 4,5 m zu begrenzen. Wegen der Wasserstandsunterschiede am Sperrwerk sind jedoch erhebliche bautechnische und betriebliche Probleme zu erwarten, abgesehen von schwerwiegenden nautischen Bedenken.

Summary

The insights gained from the February 1962 storm surge, on the course of storm surges in the Elbe, are still valid. These were the basis for the design of the existing storm protection structures on the Lower Elbe. New model studies confirm that the maximum and minimum storm surge water levels in the Lower Elbe and in the vicinity of Hamburg are only minimally affected by the dikes at Nordkehdingen and Krautsand, as well as in the Haseldorf and Wedel Marsh. A water level increase of only approximately 1 dm is associated with these dikes during extreme storm surges.

Overflow polders on the Lower Elbe in the vicinity of Hamburg could, under favorable conditions, reduce the storm surge water levels by 9 dm. Their cost, however, would be out of proportion to the associated construction effort.

The placement of polders at the mouth of the Elbe would yield approximately the same lowering of the maximum water levels and would involve less construction effort. It must, however, be considered that the associated constriction could result in adverse morphological and ecological changes as well as hinder ship traffic.

The model studies show that a storm flood barrier at Brokdorf is reasonable from hydraulic and hydrological considerations; the maximum water level in Hamburg Harbour could be held to NN + 4.5 m. Extreme construction and operational problems can be expected due to the water level difference across the dike. Serious impairment of ship traffic might also occur.

*) Bericht des LENKUNGS-AUSSCHUSSES für Sturmflutuntersuchungen in der Elbe; eingesetzt von Bund und Küstenländern nach der Sturmflut 1976.

Inhalt

Vorwort	94
1. Durchgeführte Untersuchungen	96
1.1 Zugrunde gelegte Sturmfluten	96
1.1.1 Tatsächliche Sturmfluten	96
1.1.2 Hypothetische Sturmfluten	96
1.1.3 Denkbare sehr hohe Sturmfluten nach dem WADI-Modell	98
1.2 Modellversuche	98
1.2.1 Hydraulische Modellversuche	99
1.2.2 Mathematische Modellversuche	99
2. Bewertung der Modellversuche	100
2.1 Entlastung durch Polder	100
2.2 Wirkung einer Einengung des Mündungstrichters	100
2.3 Wirkung eines Sperrwerks	101
2.4 Wirkung der Eindeichungen	102
3. Ausblick	103

Vorwort

Der Mündungstrichter der Elbe verjüngte sich vor 1962 von etwa 18 km Breite bei Cuxhaven auf etwa 8 km zwischen den Deichen bei Brunsbüttel. Bis unterhalb von Finkenwerder verminderte sich die Flußbreite zwischen den Deichen bzw. zwischen Deich und Geestrand mehr oder weniger gleichmäßig auf etwa 2,5 km. Ab Neßhaken wird die Elbe dann auf etwa 600 m eingeengt. Daneben gab es die durchströmte Alte Süderelbe mit einer Breite von etwa 200 m. Auch flußabwärts von Hamburg beträgt der Abstand zwischen den Deichen im Mittel 600 m. Diese Form des Flußlaufes bestimmt weitgehend den Tideablauf bei Sturmfluten im Strom und im Stromspaltungsgebiet des Hamburger Hafens.

Sofort nach der Sturmflut von 1962 sind die Vorarbeiten für Sicherungsmaßnahmen eingeleitet worden, die Auswirkungen ähnlich hoher Sturmfluten auf das Binnenland in Zukunft verhindern sollen. Hierzu gehören:

- **Deicherhöhungen und verstärkungen** beiderseits der Elbe und auf den Elbinseln Wilhelmsburg und Veddel
- **Sperrwerke** in Ilmenau, Este, Lühe, Schwinge, Oste, Pinnau, Krückau und Stör
- **Eindeichungen** Bützflether Sand, Hahnöfer Sand, Nordkehdingen, Kraut-sand, Wedel-Haseldorf, Alte Süderelbe

Diese Veränderungen führen dazu, daß die Flußbreite bei Sturmfluten bereits oberhalb der Ostemündung auf etwa 3 km und stromaufwärts bis auf etwa 2 km unterhalb Finkenwerders eingeengt wird.

Die schweren Sturmfluten im Januar 1976 haben vor allem im Elbegebiet große Schäden angerichtet und in der Öffentlichkeit erneut Diskussionen über die Wirkungen derjenigen Baumaßnahmen aufkommen lassen, die nach 1962 durchgeführt, geplant und in Erwägung gezogen worden sind. Das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) hat daher auf seiner Sitzung am 23. 3. 1976 beschlossen, daß der Bund und die Länder Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Hamburg gemeinsam Untersuchungen über Sturmfluten in der Unterelbe ausführen lassen. Das Ziel sollte eine Überprüfung der Wirkungen der bisher durchgeführten Maßnahmen sowie bisher nicht ausgeführter Ideen zur Abminderung der Sturmfluthöhen der Elbe, besonders im Hamburger Bereich, sein. Zur Aufstellung des

Untersuchungsprogramms ist ein „Lenkungsausschuß“ aus Vertretern der zuständigen Verwaltungen gebildet und am 26. 4. 1976 beauftragt worden, die notwendigen Untersuchungen zu veranlassen und zu lenken. Dem Ausschuß gehörten als Mitglieder an:

BOE, C., (seit 1978)	Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft,
Erster Baudirektor	Hamburg
KRAUSE, G., Ministerialrat	Niedersächsisches Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten
KÜBLER, H., Erster Baudirektor	Baubehörde Hamburg
SCHERENBERG, R., Ministerialrat	beim Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein
STEHR, E., Dr.-Ing., (bis 1978)	Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft,
Erster Baudirektor	Hamburg
ZANKER, K., Dr.-Ing., Ministerialrat	beim Bundesminister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten

Um mit den Untersuchungsergebnissen Grundlagen für ein Höchstmaß an Sicherheit zu schaffen und das Ergebnis breit abzusichern, waren neben den bekannten charakteristischen Sturmfluten auch extreme Sturmfluten zu behandeln, die auf der Basis von Zeitreihenanalysen zu ermitteln waren. Die Untersuchungen sollten in hydraulischen und parallel dazu in mathematischen Modellen durchgeführt werden. Dabei waren auch die Ergebnisse früherer hydraulischer Modellversuche mit zu erörtern. Außerdem sollten praktische Möglichkeiten wie Polder und Sperrwerke zur Verminderung der Sturmfluthöhen erfaßt werden.

Den Untersuchungen lag der heutige topografische Zustand der Elbe zugrunde. Berücksichtigt wurden also die Fahrwasservertiefung der Elbe auf 13,5 m, die Absperrung der Nebenflüsse, die Abdämmung der Süderelbe sowie Eindeichungen und Spülfelder.

Um ein dem heutigen Wissensstand entsprechendes Bild über Ablauf und Auswirkungen von Sturmfluten in der Elbe zu erhalten, wurden folgende Untersuchungen in Auftrag gegeben:

- A. Hydraulische Modellversuche bei der *Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Außenstelle Küste*, in Hamburg (ab 1976):
- Einengung des Trichterquerschnitts im Mündungsbereich,
 - Sperrwerkstandorte in der Unterelbe,
 - Veränderung des Flutraumes durch Deiche und Polder.
- B. Zwei- bzw. eindimensionale mathematische Modellversuche von Prof. SÜNDERMANN, Universität Hamburg, Prof. ZIELKE, Universität Hannover, und dem *Lehrstuhl für Strömungsmechanik* der Universität Hannover (ab 1977):
- Auswirkungen geplanter Baumaßnahmen, z. B. eines Sperrwerks in der Unterelbe,
 - Veränderung des Flutraumes durch Deiche und Polder,
 - Einfluß des Windes über der Elbe auf die Entwicklung von Sturmfluten.

Außerdem wurden zum Vergleich folgende Untersuchungen bzw. Berechnungen durchgeführt:

- C. Vorhersage der extremen Bedingungen für das Auftreten von Sturmfluten auf der Basis von Zeitreihenanalysen durch Prof. PLATE und das *Institut für Wasserbau III* der Universität Karlsruhe (ab 1977):
- Ermittlung von ungünstigen Kombinationen historischer Ereignisse (hypothetische Sturmfluten).
- D. Berechnung einer denkbaren sehr hohen Sturmflut nach dem WADI-Modell des *Strom- und Hafengebäudebau* durch Prof. SIEFERT (1979):
- Ermittlung aus den ungünstigsten Windstauverhältnissen der letzten 200 Jahre.

Ferner wurde eine Synthese aus den Modellversuchsergebnissen des *Franzius-Instituts* der Universität Hannover aus den Jahren 1962/67 und denen der BAW aus den Jahren 1976/79 (ab 1976) unter Beteiligung von Prof. PARTENSKY und Dr. SCHWARZE (Universität Hannover) erarbeitet.

Hamburg, im Februar 1982

C. Boe

1. Durchgeführte Untersuchungen

1.1 Zugrunde gelegte Sturmfluten

1.1.1 Tatsächliche Sturmfluten

Ausgangspunkt für die Untersuchungen war die Sturmflut vom 3. 1. 1976. Sie hat sich in der inneren Deutschen Bucht aus einem niedrigen Tideniedrigwasser (Tnw) über ein niedriges Tidehochwasser (Thw) in kurzer Zeit und bei fast völligem Ausbleiben der nächsten Ebbe zum bisher höchsten Wasserstand entwickelt und ist auf die ungewöhnlichen Windverhältnisse zurückzuführen. Andere Einflüsse, zum Beispiel eine Fernwelle aus dem Atlantik, wie im Jahre 1962, sind nicht festzustellen. Es hat ähnliche Abläufe auch schon früher gegeben (z. B. 16./17. 2. 1916, 23. 10. 1921, 10. 2. 1949, 23./24. 2. 1967), aber – solange Messungen vorliegen – noch niemals mit solcher Energie und Heftigkeit. Trotzdem hat sich die Höhe der Scheitelwasserstände überall im Rahmen derjenigen Bemessungswasserstände gehalten, die für den Bau der neuen Hochwasserschutzanlagen nach gründlichen Analysen der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962 festgesetzt worden waren. Wo diese Anlagen inzwischen fertiggestellt waren, hat daher auch keine Gefahr für die Bevölkerung binnendeichs bestanden. Damit wurde bestätigt, daß das Ziel der Bemühungen um eine Verbesserung des Schutzes nach 1962 erreicht worden ist.

Die Sturmflut vom 16./17. 2. 1962 ist in das Programm aufgenommen worden, weil Untersuchungsergebnisse aus einem hydraulischen Modellversuch zum Vergleich zur Verfügung standen.

Die Sturmflut vom 20./21. 1. 1976 ist untersucht worden, weil es sich um eine füllige Sturmflut ähnlich der von 1962 handelte, die aber bei geändertem topographischem Zustand der Elbe ablief.

1.1.2 Hypothetische Sturmfluten

Auffällig ist die zunehmende Häufigkeit hoher Sturmfluten in den letzten beiden Jahrzehnten. Es wurde daher für erforderlich gehalten, die Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Sturmfluten zu untersuchen. Dabei wurden auch hypothetische Sturmfluten in die Untersuchungen einbezogen.

Am *Institut für Wasserbau III* der Universität Karlsruhe wurden deshalb extreme Bedingungen für das Auftreten von Sturmfluten untersucht und auf der Basis von Methoden der Zeitreihenanalyse hypothetische Sturmfluten konstruiert. Diese Methoden ermöglichen es, physikalische Zusammenhänge zwischen verschiedenen Datenreihen unter Berücksichtigung der zufälligen Variabilität der Einzeldaten zu erkennen und zu erfassen. Sie schließen ein:

- Trendberechnungen für die Ermittlung säkularer Wasserstandsanstiege und der Änderung des Abflußverhaltens mit der Zeit,
- Extremwertstatistiken für die Bestimmung von Auftretenswahrscheinlichkeiten für Scheitelwasserstände, Windstau und abgeleitete Größen,
- lineare und nicht lineare Regressionen zur Darstellung der Abhängigkeit der Extremwasserstände in Cuxhaven und des Windes über der Elbe vom geostrophischen Wind sowie des Extremwasserstandes in Hamburg-St. Pauli von dem in Cuxhaven,
- Mehrfachregressionen zur Erfassung der gleichzeitigen Abhängigkeit des Windstauwertes in Cuxhaven von Dauer, Stärke und Richtung des geostrophischen Windes, ferner der Abhängigkeit des Extremwasserstandes in St. Pauli vom Wasserstand in Cuxhaven, von Windrichtung und Windstärke über der Elbe sowie von der Größe des Abflusses in der Elbe bei Neu Darchau,
- Methoden der linearen Übertragungsfunktion für die in Cuxhaven auftretenden Sturmflutwellen nach St. Pauli unter Berücksichtigung der zeitlichen Veränderung der Übertragungsfunktionen.

An Hand dieser Methoden wurden die folgenden Aufgaben gelöst (vgl. auch den entsprechenden Bericht an anderer Stelle):

- a) Es wurden die auf das Jahr 1980 umgerechneten Sturmtiden bestimmt, die in Cuxhaven aus der Addition des höchsten beobachteten Windstauwertes und des höchsten errechneten astronomischen Tidehochwassers entstehen können.
Sie werden mit HIST/1 (steil ansteigende Tidekurve, entspricht der Tide vom 20./21. 1. 1976) bzw. HIST/2 (langsam ansteigende Tidekurve, entspricht der Tide vom 3. 1. 1976) bezeichnet. Diese physikalisch mit Sicherheit möglichen Sturmtiden haben eine sehr geringe Eintrittswahrscheinlichkeit, die für den Scheitelwert berechnet wurde.
- b) Zwei auf das Eintreten im Jahre 1980 umgerechnete Sturmtiden bei Cuxhaven und bei Hamburg wurden bestimmt, deren Scheitelwerte eine mittlere Eintrittswahrscheinlichkeit von einmal in 100 Jahren, d. h. ein mittleres Wiederkehrintervall von 100 Jahren haben. Diese Wellen werden entsprechend mit 100/1 und 100/2 bezeichnet.
- c) Für Cuxhaven wurden Tidekurven ermittelt, bei denen in Hamburg der Scheitelwasserstand von NN + 1220 cm - 5 m, also NN + 7,20 m, auftritt. Sie wurden je nach Typus mit EXTR/1 bzw. EXTR/2 bezeichnet. Die zugehörige Eintrittswahrscheinlichkeit (ausgedrückt durch das mittlere Wiederkehrintervall) wurde ermittelt. Hierfür wurde von der Tidekurve Hamburg-St. Pauli ausgegangen und die zugehörige Tidekurve Cuxhaven bestimmt. Das Wiederkehrintervall des Scheitelwertes der Sturmflut in Hamburg-St. Pauli wurde dann aus der Extremwertstatistik des zugehörigen Cuxhavener Scheitelwertes bestimmt.

Für die Umrechnung der Tidekurven wurde das Jahr 1980 zugrunde gelegt. Dieser Zeitpunkt wurde gewählt, weil sich der für die letzten Jahrzehnte festgestellte nichtlineare Trend der Tidewasserstände in St. Pauli nicht zuverlässig auf spätere Zeiträume extrapolieren läßt. Für Cuxhaven erscheint dagegen eine Extrapolation möglich, weil nach den Ergebnissen dieser Untersuchung eine Erhöhung der Extremtiden nur durch den Säkulartrend bewirkt werden kann. Dieses Ergebnis für Cuxhaven wird allerdings durch andere wissenschaftliche Untersuchungen nicht bestätigt.

Unter Berücksichtigung eines säkularen Anstiegs von 26 cm in 100 Jahren und Anpassung der Extremwerte an fünf verschiedene Verteilungsfunktionen nach der Methode der Momente sowie der Annahme genügend hoher Deiche ergaben sich folgende Scheitelwasserstände für das Jahr 1980:

Typ	Wiederkehrperiode (etwa) Jahre	HThw _{Cux} cm (NN-5 m)	HThw _{Hbg} cm (NN-5 m)	Diff. Hbg-Cux cm
HIST/1	600 bis 1000	1080	1240	160
HIST/2	600 bis 1000	1080	1240	160
100/1	100	1010	1180	170
100/2	100	1010	1180	170
EXTR/1	400	1055	1220	165
EXTR/2	400	1075	1220	145

1.1.3 Denkbare sehr hohe Sturmfluten nach dem WADI-Modell

Seit 1976 wird bei Sturmflutvorhersagen in Hamburg ein Verfahren angewandt, das auf der Analyse von Windstaukurven, d.h. Differenzkurven zwischen eingetretener und für dieselbe Zeit geltender mittlerer Tidekurve, beruht. Als Eingangsdaten werden die bekannten Teile der Windstaukurven in Borkum und Cuxhaven sowie die Windverhältnisse auf Scharhörn benutzt. Damit ist es dann möglich, den gesamten Tideverlauf in Hamburg und – durch entsprechende Erweiterung – an allen Pegeln der Unterelbe vorherzusagen.

Das Verfahren ist so aufgebaut, daß es nicht nur bei aktuellen Vorhersagen einsetzbar, sondern auch zu beliebigen Simulationen verwendbar ist. Es wird zur Bestimmung einer denkbaren sehr hohen Sturmflut genutzt, um

- die für Hamburg ungünstigste Überlagerung von Tide und höchstem gemessenem Windstau in der Flußmündung zu finden,
- den höchsten aufgetretenen Windstau der letzten 200 Jahre einrechnen zu können,
- eine vorgegebene Sturmfluthöhe in Hamburg auf die zugehörigen Wind- und Windstauverhältnisse in der Flußmündung zurückführen zu können.

Damit ist dieses Verfahren auch zur Absicherung der Zeitreihenanalyse geeignet.

Es wurden die in den letzten 200 Jahren aufgetretenen ungünstigsten Windstauverhältnisse vom 3./4. 2. 1825 zugrunde gelegt und Winde mit 11 bis 12 Bft aus 280° über mehrere Stunden in der Deutschen Bucht angenommen. Die Scheitelwerte in Cuxhaven wurden durch Überlagerung von Tide und Windstau errechnet. Die Daten für Hamburg wurden ermittelt durch die Umrechnung der Cuxhaven-Werte nach dem WADI-Modell.

Die so nach den Unterlagen seit 1786 ermittelte denkbare sehr hohe und füllige Sturmflut würde in

Cuxhaven	1085 cm NN – 5 m und in
Hamburg	1250 cm NN – 5 m erreichen.

Diese Werte stimmen mit den für die hypothetischen Sturmfluten HIST/1 und HIST/2 ermittelten Werten bis auf wenige Zentimeter überein, obwohl sie auf ganz anderem Wege erarbeitet worden sind.

1.2 Modellversuche

In die Modellversuche sollten folgende Baumaßnahmen, von denen eine Beeinflussung der Sturmflut-Wasserstände in der Unterelbe ausgehen könnte, einbezogen werden:

- die Anlage von Hochwasserentlastungspoldern,
- die Einengung des Mündungstrichters,
- verschiedene Lagen eines Elbesperwerkes.

Außerdem wurden die Auswirkungen der Eindeichungen Nordkehdingen, Krautsand und Wedel-Haseldorf überprüft.

1.2.1 Hydraulische Modellversuche

Für die hydraulischen Modellversuche wurde das Modell bei der BAW benutzt, da es sich um das z. Z. einzige Modell in Deutschland handelt, welches den gesamten Tidebereich der Elbe umfaßt. Es erstreckt sich von Strom-km 552 (Bleckede) bis km 755 (rd. 9 km seewärts der Insel Scharhörn). Der Breitenmaßstab beträgt 1 : 500, der Tiefenmaßstab 1 : 100. Die Topographie entspricht weitgehend dem Zustand von 1971 mit eingebauter Fahrrinne auf 13,5 m Tiefe. Die Oberelbe ist bis Geesthacht generalisiert, oberhalb davon stilisiert wiedergegeben.

Mit einer Sturmflut, die nicht im gesamten Modellbereich der Elbe mit dem Verlauf der Sturmflut vom 3. 1. 1976 übereinstimmte, wurden zunächst Vorversuche gefahren, um grundsätzlich die Einflüsse von Einengungen des Mündungstrichters der Elbe, eines Sperrwerkes und von Poldern im Mündungsbereich sowie im Hamburger Bereich zu ermitteln.

Endgültige Aussagen über den Einfluß von Baumaßnahmen auf die Sturmflut-Scheitelwasserstände in der Elbe konnten aber erst unter exakten Versuchsbedingungen gemacht werden, d. h. mit den im gesamten Modellbereich naturähnlich nachgebildeten Sturmfluten verschiedenen Typs.

Schon bei der Durchführung der Vorversuche wurden die Schwierigkeiten bei der Simulation von Sturmfluten in einem Modell deutlich, in dem so unterschiedliche Bereiche wie Außenelbe, Unterelbe, Elbe im Hamburger Bereich und der Oberelbe bis Geesthacht dargestellt sind. Erst nach Anwendung von neu entwickelten Impulsstrahlröhigkeiten gelang die naturähnliche Nachbildung der Sturmfluten vom 3. 1. 1976 und vom 21. 1. 1976 zufriedenstellend jeweils als Ausgangszustand für die Hauptversuche, über deren Ergebnisse an anderer Stelle berichtet wird.

1.2.2 Mathematische Modellversuche

Am *Lehrstuhl für Strömungsmechanik* der Universität Hannover wurden zwei Modelle entwickelt, und zwar ein eindimensionales Modell von Cuxhaven bis Neu Darchau und ein horizontal zweidimensionales von Helgoland bis Hamburg (Bunthaus) mit eindimensionaler Ergänzung bis Neu Darchau. Die Topographie in der Deutschen Bucht entspricht dem Stand von 1978, in der Unterelbe demjenigen von 1974/76, in der Oberelbe demjenigen von 1951. Hierbei wurden die aktuellsten Vermessungsunterlagen berücksichtigt. Die Vergleichbarkeit mit dem topographischen Zustand von 1971 in den hydraulischen Modellversuchen ist überprüft worden.

Die seeseitigen Wasserstände wurden durch Pegelaufzeichnungen von Wangerooge-Nord, Helgoland und Büsum (zweidimensionales Modell) bzw. Cuxhaven (eindimensionales Modell) vorgegeben. Für die Simulation der Sturmflutereignisse mußten teilweise lückenhafte Winddaten herangezogen werden. Es konnten deshalb nur die 1-Stunden-Mittelwerte im einheitlichen 3-Stunden-Abstand verwendet werden, wodurch Böeneffekte und drastische Windänderungen, die durch die 3-Stunden-Werte nicht aufgelöst werden können, nicht erfaßt sind. Für die innere Deutsche Bucht wurden Winddaten von Scharhörn benutzt; über der Elbe selbst wurden, beginnend in Cuxhaven, im ersten Feld die Winddaten aus Cuxhaven verwendet. Für das zweite Feld galten die Werte aus Brunsbüttel, für das dritte Feld die Werte aus

Stade, für das vierte Feld diejenigen von St. Pauli. Das fünfte Feld, das den Oberlauf der Elbe erfaßt, ist immer windfrei angenommen worden.

In beiden Modellen wurden die Schubspannungen an Oberflächen und Boden mit Hilfe des gleichen Reibungsgesetzes formuliert. Die Eichung des Modells erfolgte an Hand der gemessenen Wasserstände für vier zeitliche Intervalle mit charakteristisch unterschiedlichen Tiden:

18. bis 22. 8. 1975 windarm, geringer Oberwasserabfluß

18. bis 21. 11. 1975 Sturmflut bei Wind bis 7 Bft

1. bis 4. 1. 1976 Sturmflut bei Sturm bis 11 Bft, langsam ansteigende Tidekurve

19. bis 22. 1. 1976 Sturmflut bei Sturm bis 9 Bft, steil ansteigende Tidekurve

Reibungsbeiwert und Windschubbeiwert wurden so gewählt, daß die vier Ereignisse mit ein und demselben Koeffizientensatz gleichmäßig gut approximiert wurden. Die Windgeschwindigkeit dagegen wurde entsprechend den vorliegenden Daten für jedes Ereignis individuell vorgegeben.

Die beobachteten Scheitelwasserstände wurden dabei mit einer Genauigkeit im Dezimeterbereich reproduziert, während die Tideverläufe selbst größere Abweichungen aufweisen. Damit sind ausreichend verlässliche Aussagen über Veränderungen in den Scheitelwasserständen möglich. Über die Ergebnisse der Versuche wird an anderer Stelle berichtet.

2. Bewertung der Modellversuche

2.1 Entlastung durch Polder

Der Einfluß des Haseldorfer Polders auf die Sturmflutscheitel brachte für die günstigste Variante am Pegel Hamburg-St. Pauli eine Absenkung von 3 dm.

Die Thw-Absenkung durch den Polder Altes Land liegt in St. Pauli zwischen 6 und 8 dm. Das günstigste Ergebnis wurde allerdings nur durch eine Zusatzöffnung von 0,5 km Breite am Köhlbrand erreicht. Ersatzweise wäre aus hydraulischen Gründen ein Ergänzungspolder mit einem zweiten Zulauf unterhalb des Mühlenberger Lochs erforderlich.

Beim kombinierten Betrieb beider Polder (Haseldorf und Altes Land) würde die Absenkung am Pegel St. Pauli 9 dm und bei Wegfall des Einlaufes am Köhlbrand 8 dm betragen.

Wie die Versuche gezeigt haben, können Polder zwar durch Aufnahme von Wassermengen den Hochwasserscheitel einer Sturmflut senken, ihre Wirksamkeit bei zwei aufeinanderfolgenden Sturmtiden ist jedoch zweifelhaft. Da die Entleerung relativ langsam erfolgt, trifft die nachfolgende Sturmflut auf einen vorgefüllten Polder, wenn dieser nicht durch entsprechende Anlagen zwischenzeitlich entlastet werden kann. Darüber hinaus erscheinen Polderlösungen in besiedelten und landwirtschaftlich intensiv genutzten Gebieten gesellschaftspolitisch unrealistisch.

2.2 Wirkung einer Einengung des Mündungstrichters

Erst bei einer Einschnürung auf 0,8 km ist eine deutlichere Dämpfung der Tideschwingungen erkennbar. Die Abweichung der Strömungsgeschwindigkeiten im Einengungsquerschnitt bei Cuxhaven gegenüber dem Ausgangszustand ist allerdings erheblich. Die sich

daraus ergebenden Auswirkungen beschränken sich auf den Bereich zwischen Brunsbüttel und Scharhörn.

Bei Sturmfluten wie im Januar 1976 tritt nur bei zwei Ausbaukonzeptionen eine deutliche Absenkung der Scheitelwasserstände in Hamburg ein:

- Einschnürung auf 0,8 km: Die Vorversuche haben gezeigt, daß die Wasserstände zwar um 8 dm sinken, aber gleichzeitig die Strömungsgeschwindigkeiten bei Cuxhaven unzulässig hoch steigen.
- Einschnürung auf 2 bis 3 km in Verbindung mit einem Polder: Bei den für die Wasserstandsabsenkung günstigsten Varianten (Absenkung um rd. 10 dm) nehmen Flut- und Ebbeströmung unterhalb von Cuxhaven in der Hauptrinne zu. In Höhe von Cuxhaven, also im Bereich der stärksten Einschnürung, erreicht die mittlere Flutstromgeschwindigkeit 150 bis 185 cm/s, das ist eine Zunahme zwischen 88 und 131 %. Der „günstigste“ Wert von 88 % gehört zu einer Variante mit einer Einengung auf 3 km bei Cuxhaven. Auch die Ebbestromgeschwindigkeit erhöht sich bis zu 30 %. Die Flutstromdauer nimmt zu, während die Ebbestromdauer kleiner wird, d. h., die Flutstromkomponente nimmt gegenüber der Ebbe verstärkt zu. Dabei wird der Polder neben der Einengungsstelle gefüllt, der zur Entleerung den Zeitraum mehrerer Tiden benötigt.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß die Wasserstandsabsenkung in Hamburg zwischen 8 und 10 dm liegen würde. Dafür müßte aber eine weitgehende Umformung der morphologischen und auch der ökologischen Verhältnisse in der Elbemündung mit noch unvorhersehbaren Folgen in Kauf genommen werden. Diesen Nachteilen ist der Nutzen einer Wasserstandsabsenkung in Hamburg gegenüberzustellen, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß bei den Varianten mit Poldern dieser Nutzen bei zwei aufeinanderfolgenden Hochwassern geschmälert werden kann. Jedenfalls müßten noch eingehend Modellversuche durchgeführt werden, bevor eine solche Lösung in eine nähere Betrachtung einbezogen wird.

2.3 Wirkung eines Sperrwerks

Die Vorversuche im Modell der BAW ergaben in Verbindung mit dem Gutachten ENGELBRECHT und SELLHORN (1978) günstige Standorte im Raum Brokdorf. Aus hydraulischen und nautischen Gründen wurde der Raum Brokdorf als Sperrwerksstandort für die Hauptversuche ausgewählt. Bedingung für den Betrieb war, daß in Hamburg ein maximaler Wasserstand von NN + 4,5 m nicht überschritten werden darf. Um dies zu erreichen, müssen hohe Sturmfluten gekehrt werden. In den Hauptuntersuchungen im hydraulischen Modell der BAW und im mathematischen Modell sollte die Wasserstandsentwicklung in der Elbe für unterschiedliche Zeitpunkte des Schließbeginns (Schließzeitpunkte) und für unterschiedliche Oberwassermengen ermittelt werden. Dabei waren – bei Einhaltung dieses Grenzwertes in Hamburg – die max. Wasserstandsunterschiede zwischen Binnen- und Außenseite am geschlossenen Sperrwerk sowie die Erhöhung der Scheitelwasserstände unterhalb des Sperrwerks von besonderem Interesse. Für den Beginn des Schließvorgangs bei NN + 2 m und NN + 3 m jeweils für die Tiden vom 3. 1. 1976 und vom 20./21. 1. 1976 sowie für zwei zusätzlich mit anderem Schließbeginn gefahrene Sturmfluten ergeben sich nach den Untersuchungen der BAW am Sperrwerk max. Wasserstandsdifferenzen von mehr als 3 m, teilweise sogar von mehr als 4 m. Dieser Aufstau unterhalb des Sperrwerks ist neben dem Schließzeitpunkt entscheidend von der Form der Hochwasserwelle abhängig. Bei steil ansteigenden Tidekurven tritt kaum eine Änderung ein, während bei langsam ansteigenden aufgrund des

stärkeren Flutstromes beträchtliche Erhöhungen auftreten können, und zwar stärker als aus den Vorversuchen erkennbar.

Spätes Schließen ab Wasserständen von NN + 3 m bis NN + 4 m ist ungünstig hinsichtlich der oberhalb des Sperrwerks bei hohen Oberwasserabflüssen zu erwartenden Wasserstände, die höher als der max. zulässige Wasserstand sein können. Bei frühem Schließen, d. h. bei niedrigen Wasserständen, treten – insbesondere bei geringem Oberwasserabfluß – ungünstige Verhältnisse hinsichtlich der größten Wasserstandsunterschieden am Sperrwerk auf, die sich in der Regel zum Zeitpunkt des Thw der Hauptsturmflut einstellen. Bei Schließzeitpunkten bei einem Wasserstand von etwa NN + 2 m bleiben die größten Wasserstandsunterschieden selbst bei geringem Oberwasserzufluß unter 5 m.

Der günstigste Wasserstand, bei dem das Sperrwerk geschlossen werden sollte, liegt unter Berücksichtigung des Oberwasserzuflusses etwa bei NN + 2,5 m.

Beim Schließvorgang ist neben dem Sunk das Auftreten eines hohen Schwallts bedeutsam, der sich mit der Sturmflut sehr ungünstig überlagert. Es ist denkbar, daß ein stufenweises Schließen in Anpassung an die einlaufende Tidewelle einen wirksamen Schutz gewährt, ohne daß sich ein Schwallt in der festgestellten Größenordnung aufbaut. Einer solchen tideabhängigen Steuerung des Sperrwerks, die sicherlich eine Reihe von Schwierigkeiten, wie konstruktive Probleme und ungünstige Erosionsbedingungen, mit sich bringen würde, konnte in der Untersuchung jedoch nicht nachgegangen werden.

Abgesehen von diesen und anderen noch ungelösten Problemen, wie z. B. im Bereich Nautik und Ökologie, könnte ein Sperrwerk bei Brokdorf einen brauchbaren Sturmflutschutz für den oberhalb gelegenen Eldebereich bieten.

2.4 Wirkung der Eindeichungen

In beiden Modellen wurden die seit 1962 in der Elbe durchgeführten Eindeichungen mit ihrer Wirkung auf den Sturmflutablauf untersucht. Es handelt sich dabei um

- Eindeichung Nordkehdingen
- Eindeichung Krautsand
- Eindeichung der Haseldorfer und der Wedeler Marsch.

Darüber hinaus wurden vom „Lenkungsausschuß“ die aktuellen Ergebnisse im Modell der BAW mit den 1963/69 im Franzius-Institut ermittelten Daten (NASNER und PARTENSKY, 1977) verglichen und gewertet. Hierbei wurde auch die Eindeichung an der Mündung der Krückau und Pinnau berücksichtigt.

Alle Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Eindeichung Nordkehdingen: Die Wertung aller hydraulischen Modellversuche mit den Sturmfluten von 1962 und 1976 ergab, daß oberhalb der Baumaßnahme eine geringe Absenkung der Sturmflutspitze zu erwarten ist, die unter 1 dm liegt.

Das mathematische Modell erbrachte für die Sturmfluten von 1976 geringfügige Erhöhungen (bis 1,5 dm) unterhalb und ebenso große Absenkungen oberhalb der Baumaßnahme.

Eindeichung Krautsand: Nach den hydraulischen Modellversuchen ist keine Erhöhung der Sturmflutspitze oberhalb der Baumaßnahme zu erwarten. Das mathematische Modell ergab Erhöhungen bis rd. 2 dm unterhalb der Baumaßnahme und Erhöhungen oberhalb davon, allerdings nur um 0,5 dm.

Eindeichung Haseldorf/Wedel: Nach den bisherigen Erkenntnissen ist nur ein geringer Einfluß in Form einer Erhöhung der Sturmflutspitze oberhalb Schulus um weniger als 1 dm

zu erwarten. Im mathematischen Modell wurden Erhöhungen bis zu 1 dm unterhalb und von rd. 0,5 dm oberhalb der Baumaßnahme festgestellt.

Eindeichung Krückau/Pinnau: Diese Maßnahme wurde nur in hydraulischen Modellen untersucht und ergab einen nicht meßbaren Einfluß.

Gesamtwirkung aller Eindeichungen: Nach Wertung aller hydraulischen Modellversuche ist beim heutigen Zustand in der Elbe für eine Sturmflut, wie sie am 3. 1. 1976 abgelaufen ist, nach Fertigstellung aller untersuchten Deichbaumaßnahmen mit einer Erhöhung um rd. 1 dm für die Scheitelwerte in Hamburg zu rechnen. Die Modellversuchsergebnisse veranlassen zu der Annahme, daß der Charakter verschiedener Sturmfluttypen (hervorgerufen durch Überlagerung von Tide- und Windstauwellen bei Cuxhaven) einen so großen Einfluß auf die Entwicklung der Sturmflut-Scheitelwasserstände in der Elbe hat, daß dabei die Auswirkungen der hier diskutierten Eindeichungsmaßnahmen weitgehend in den Hintergrund treten.

Nach dem mathematischen Modell bringen alle Eindeichungen gemeinsam im Bereich der Elbemündung unterhalb von Nordkehdingen eine geringfügige Erhöhung der Scheitelwasserstände bis zu 1,5 dm. Nach Oberstrom sind die Auswirkungen unterschiedlich: Während die Eindeichungen eine leichte Erhöhung der Extremwerte bei Krautsand bewirken (um etwa 1 dm), wird der Scheitel am Pegel St. Pauli um knapp 0,5 dm abgesenkt. Diese Tendenzen gelten für beide Sturmfluten vom Januar 1976.

Bei einer Genauigkeit des mathematischen Modells im Dezimeterbereich ergibt sich auch aus diesen Untersuchungen, daß die Eindeichungsmaßnahmen an der Unterelbe auf die Scheitelwasserstände von Sturmfluten praktisch keinen Einfluß haben. Diese Ergebnisse entsprechen denen früherer Untersuchungen.

3. Ausblick

Mit den Modellversuchen konnten aus zeitlichen Gründen und wegen des Mangels an geeignetem Datenmaterial nicht alle wünschenswerten Untersuchungen durchgeführt werden. Es empfiehlt sich daher, neben der allgemeinen Vertiefung der Sturmflutforschung in den folgenden Bereichen weitere Untersuchungen vorzunehmen:

- Intensivierung der Naturmessungen bei Sturmfluten und insbesondere deren Auswertung,
- Verbesserung des hydraulischen Modells für die Reproduktion von Sturmflutereignissen,
- Verbesserung der numerischen Modelle durch eine detaillierte Erfassung der topographischen Verhältnisse und daher auch eine verbesserte Reproduktion der Strömungen sowie Einbeziehung von Basis-, Regional- und weiteren Lokalmodellen,
- Überprüfung der statistisch ermittelten Signifikanz der Veränderung des Trends im Bereich der Unterelbe mit Erweiterung des Untersuchungsprogramms auch auf andere Stationen als St. Pauli,
- weitergehende Untersuchungen von säkularen Veränderungen, insbesondere des Klimas, des Oberwassereinflusses sowie des Windeinflusses über der Elbe,
- objektbezogene Untersuchungen für Sperrwerksbauten,
- objektbezogene Untersuchungen für Maßnahmen im Mündungsbereich, sofern die raumordnerischen und ökologischen Voraussetzungen gegeben sind.

Hydraulische Modellversuche zum Sturmflutgeschehen in der Unterelbe (1976–1980)

Von Dieter Berndt, Hermann Harten und Hans Rohde

Zusammenfassung

Von der Abteilung Küste der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg-Rissen sind umfangreiche Untersuchungen an dem dort vorhandenen Elbmodell zum Sturmflutschutz an der Unterelbe ausgeführt worden. Um die Sturmfluten im Modell naturähnlich auf der gesamten Flußlänge nachzubilden, war es erforderlich, besondere modeltechnische Verfahren zu entwickeln. Die hydraulischen Modellversuche werden beschrieben und ihre Ergebnisse dargestellt.

Summary

Extensive investigations concerning the defence against storm surges have been performed with a hydraulic tidal model of the Elbe river by the Federal Institute of Waterways Engineering (Bundesanstalt für Wasserbau) in Hamburg-Rissen. New model techniques had to be developed in order to accurately simulate stormtides over the entire river length. The model trials including the results of investigations are presented in this report.

Inhalt

1. Einführung	106
2. Das Elbmodell	106
2.1 Modellgrenzen und Ausstattung	106
2.2 Modellmaßstäbe und Naturähnlichkeit bei mittleren Tiden	112
2.3 Naturähnlichkeit bei Sturmflutuntersuchungen	113
3. Vorversuche	115
3.1 Allgemeines	115
3.2 Sturmflutsperrwerke	118
3.2.1 Vorbemerkungen	118
3.2.2 Versuchsprogramm und -ausführung	118
3.2.3 Versuchsergebnisse	121
3.3 Sturmflutpolder zwischen Hamburg und der Pinnaumündung	127
3.3.1 Vorbemerkungen	127
3.3.2 Versuchsprogramm und -ausführung	127
3.3.3 Versuchsergebnisse	130
3.4 Einengung des Mündungstrichters der Elbe	131
3.4.1 Vorbemerkungen	131
3.4.2 Versuchsprogramm und -ausführung	132
3.4.3 Versuchsergebnisse	135
3.5 Zusammenfassende Beurteilung der Ergebnisse der Vorversuche	140
4. Hauptversuche	141
4.1 Herstellen der Naturähnlichkeit	141
4.2 Sturmflutsperrwerke	147
4.2.1 Versuchsprogramm und -ausführung	147
4.2.2 Versuchsergebnisse	150
4.3 Einengung der Elbemündung und mündungsnaher Sturmflutpolder	153
4.3.1 Versuchsprogramm und -ausführung	153
4.3.2 Versuchsergebnisse	159

4.4 Auswirkungen von Deichbaumaßnahmen an der Unterelbe	166
4.4.1 Versuchsprogramm und -ausführung	166
4.4.2 Versuchsergebnisse	166
4.5 Untersuchung extremer Sturmfluten	170
5. Schriftenverzeichnis	174

1. Einführung

Mit den Modellversuchen bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Hamburg-Rissen wurde im Oktober 1976 begonnen, nachdem von Strom- und Hafenbau, Hamburg, im Februar/März 1976 in Auftrag gegebene Voruntersuchungen abgeschlossen waren. Der förmliche Vertrag zwischen den drei Ländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein und der BAW über die Ausführung der Modellversuche wurde am 28. Juli 1977 abgeschlossen mit einem Zusatzvertrag vom 20. 12. 1978. In den Abschnitten 3 und 4 der vorliegenden Arbeit werden diese Modellversuche geschildert und ihre Ergebnisse dargestellt.

2. Das Elbemodell

2.1 Modellgrenzen und Ausstattung

Das bei der Abteilung Küste der BAW in Hamburg-Rissen bestehende Elbemodell mit fester Sohle ist in seinen Grundformen 1959/60 gebaut worden (ROHDE, 1971). Es ist als Dauermodell ständig im Betrieb gewesen, um Aussagen über die Wirkung der seitdem geplanten Ausbauten der Unterelbe zu machen und andere Maßnahmen zu untersuchen (BAW, 1970 und 1976). Im allgemeinen wurde das Modell für mittlere Tideverhältnisse betrieben und die Auswirkung von Baumaßnahmen auf Sturmfluten stets nur am Rande untersucht.

Das Modell ist im Längenmaßstab 1:500 und Höhenmaßstab 1:100 gebaut und in einer Leichtbauhalle untergebracht (Abb. 1). Die Sohle besteht aus Beton, die notwendige Rauheit wird durch Betonklötzchen, Stacheldraht und Streckmetall erzeugt. Die äußere Grenze des Modells liegt im Westen bei km 752 (etwa ehemalige Position des Feuerschiffs Elbe 2), von dort wird die Tide eingesteuert. Die obere Grenze des Modells liegt bei Geesthacht (km 585); dort kann der gewünschte Oberwasserzufluß über ein Meßwehr zugegeben werden. Die Nebenflüsse der Elbe sind stilisiert dargestellt, d. h., nur der Wasserraum ist durch aufgewinkelte Rechteckrinnen nachgebildet. Oberwasser wird bei den Nebenflüssen in der Regel nicht zugegeben, da es im Verhältnis zum Durchfluß in der Elbe vernachlässigbar klein ist.

Abb. 2 ist ein allgemeiner Lageplan des Modells. Von der äußeren Grenze bis Zollenspieker (km 598,3) ist die Elbe geometrisch ähnlich dargestellt, zwischen Zollenspieker und Geesthacht wurde eine Kurvenspiegelung vorgenommen. Vor Ausführung der Hauptversuche (Abschn. 4) wurde das Modell über Geesthacht hinaus verlängert, weil in der Natur schwere und sehr schwere Sturmfluten über das gelegte Wehr Geesthacht in die normalerweise tidefreie Elbe einlaufen. Der Elbeabschnitt von Geesthacht bis Bleckede (km 552) ist dabei jedoch nur stilisiert (Flußlänge und Querschnitte) nachgebildet worden.

Das Modell entsprach für die Sturmflutversuche weitgehend dem morphologischen Zustand von 1971. Zusätzlich waren das Fahrwasser des 13,5-m-Ausbaus in Tiefe und Breite eingebaut sowie die Aufhöhungsflächen, wie sie entwurfsmäßig vorgesehen oder aufgrund von Modellversuchen vorgeschlagen worden waren. Nur in Teilbereichen der Watten in der

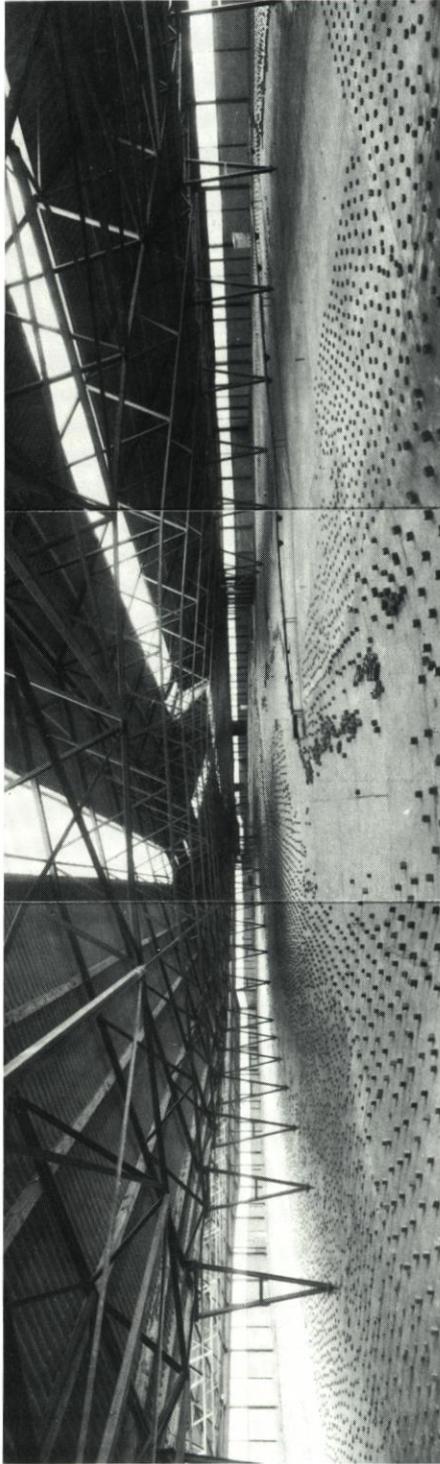


Abb. 1. Blick in die Elbehalle

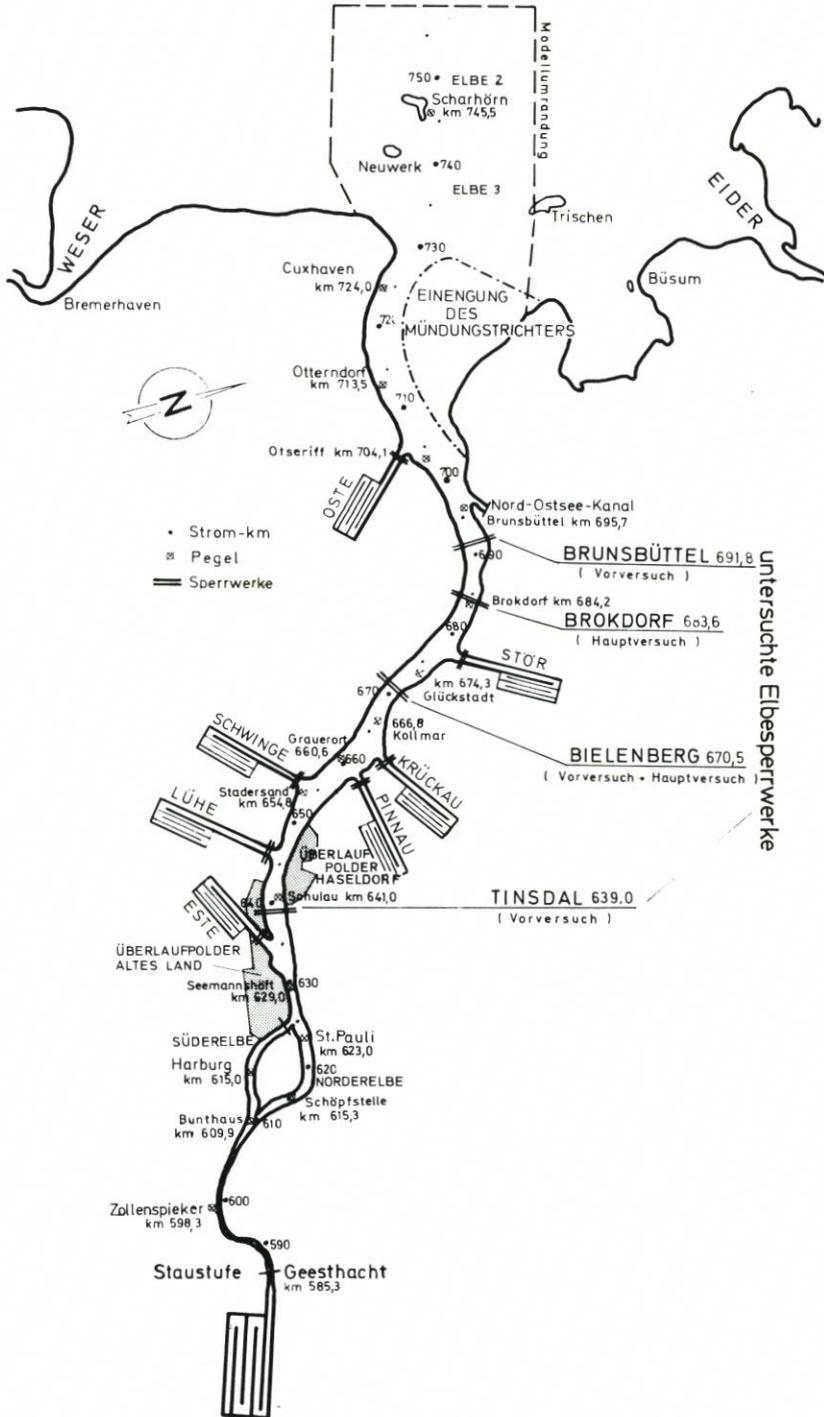


Abb. 2. Allgemeiner Lageplan des Modells (mit Aufwicklungen, Pegeln, Kilometrierung und den in den Modellversuchen untersuchten Baumaßnahmen)

Außenelbe bestand noch der ursprüngliche Modellzustand, also die Topographie von 1956/57. In diesem Bereich wurden aber keine Untersuchungen vorgenommen. Die Watthöhe selbst wird sich nicht geändert haben; dagegen ist es zur Verlagerung einiger Priele gekommen. Diese Veränderungen haben jedoch keinen Einfluß auf Wasserstände und Strömungen in der Unterelbe, so daß auf eine Änderung der Topographie des Modells in diesem Bereich verzichtet werden konnte. Die Lage der Hamburger Hafenbecken und ihre Tiefe waren geometrisch ähnlich im Zustand 1973 dargestellt. Die Landflächen des Hafens waren dabei auf sturmflutfreie Höhe gelegt, weil ursprünglich mit dem Modell nur Versuche bei mittlerer Tide ausgeführt wurden. Für die Vorversuche (Abschn. 3) blieb dieser Zustand erhalten. Vor Ausführung der Hauptversuche wurden die Landflächen des Hafens auf die tatsächlichen Höhenlagen gebracht und der topographische Zustand des Hafens von 1977 eingebaut.

Das Modell ist seit 1973/74 mit einer optisch-elektrischen Steueranlage ausgerüstet. Dabei wird eine auf Spezialfolie gezeichnete Tidekurve (mehrere Folgen einer Kurve oder ein bestimmter Tidezyklus) durch eine Fotozelle abgetastet und damit die Steuerklappe am Modelleinlauf gesteuert (BAW, 1970). Abb. 3a zeigt den geöffneten Schrank der Steueranlage

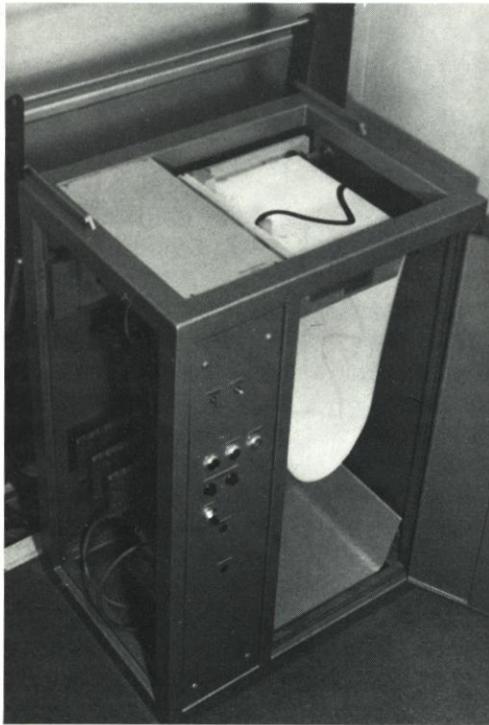


Abb. 3a. Modellsteueranlage, Gesamtansicht

in Gesamtansicht, Abb. 3b einen Teil des Bandes mit der Tidekurve und die Abtasteinrichtung. Mit Hilfe dieser Anlage lassen sich alle Tiden mit großer Genauigkeit in das Modell einsteuern. Für die Messung der Wasserstände im Modell kamen sowohl Schwimmerpegel (Abb. 4) als auch „vibrierende Spitzentaster“ (Abb. 5) zur Verwendung. Die Schwimmerpegel wurden vorwiegend für ortsfeste Pegel in den Randbereichen des Modells eingesetzt, während die vibrierenden Spitzentaster vor allem für den mobilen Einsatz im Modell in Frage kamen.

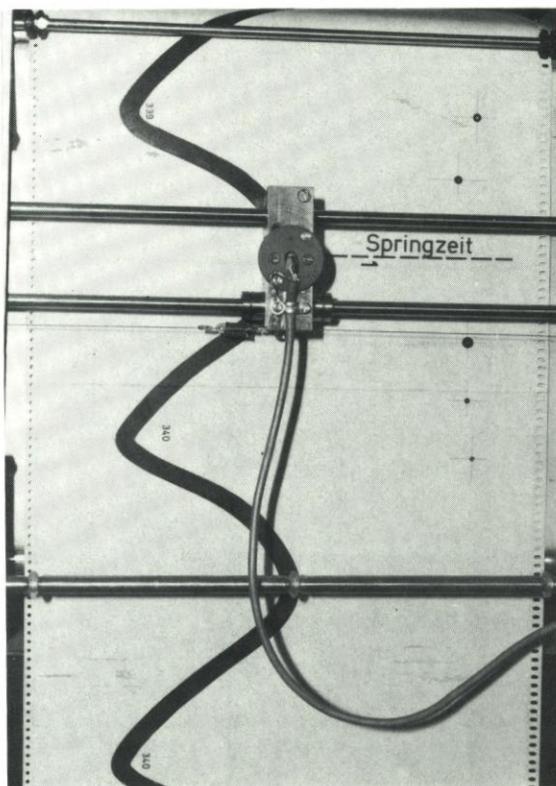


Abb. 3b. Modellsteueranlage, Steuerkurve und Abtasteinrichtung

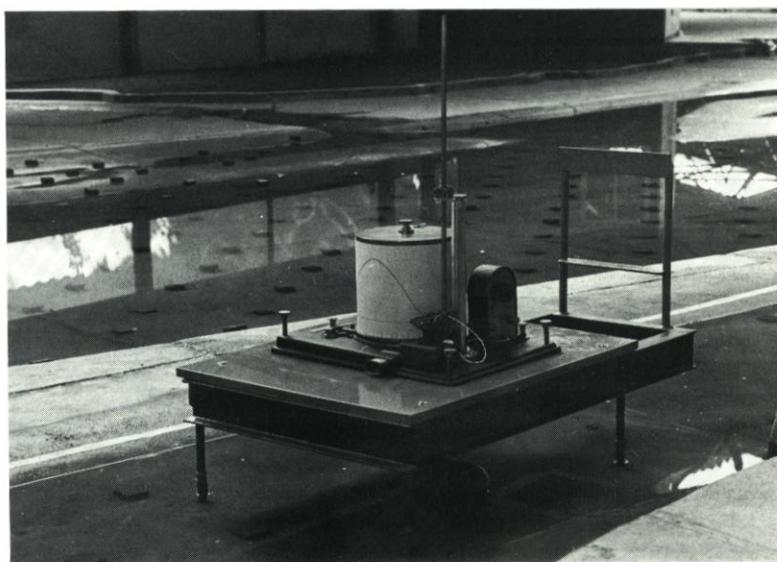


Abb. 4. Modell-Schwimmerschreibpegel

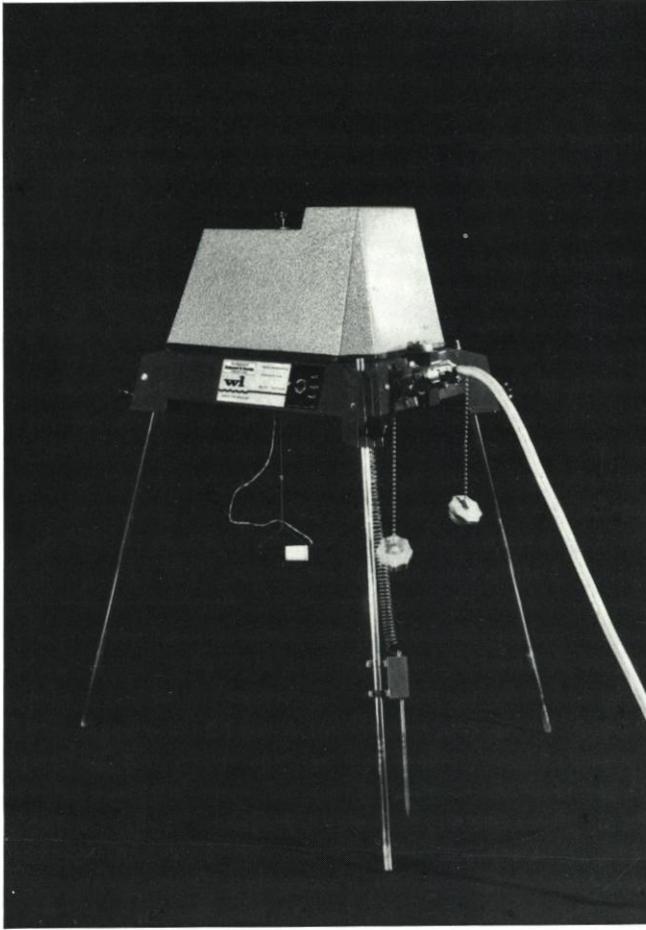


Abb. 5. Vibrierender Spitzentaster zur Wasserstandsmessung im Modell

Sie stören die Strömung praktisch nicht und können daher überall im Fließquerschnitt eingesetzt werden. In Verbindung mit Punktdruckern gestatten die Spitzentaster auch die unmittelbare Registrierung von Wasserstandsunterschieden zwischen jeweils zwei beliebigen Pegeln. Die Funktionsweise der vibrierenden Spitzentaster ist in (BAW, 1970) näher beschrieben. Zur Messung der Fließgeschwindigkeit wurden Mikroflügel mit Propellerdurchmessern von 1,5 cm verwendet. Dabei ist die Anzahl der Umdrehungen, die elektrisch gezählt und in vorgewählten Zeitabständen ausgedruckt wird, ein Maß für die Größe der Geschwindigkeit. Mit einer Strömungsfahne wird der Meßflügel stets in Strömungsrichtung gestellt. Die Richtung wird über Kontakte, die von der Strömungsfahne ausgelöst werden, ebenfalls durch den Punktdrucker registriert. Abb. 6 zeigt einen kombinierten Strömungs- und Geschwindigkeitsmesser. Die gesamte Meßwerterfassung erfolgt zentral im Steuer- und Meßraum. Neben den genannten analogen Aufzeichnungen durch Punktdrucker ist simultan eine digitale Speicherung und teilweise Verarbeitung der Meßwerte in einem Prozessorrechner mit geeigneter Peripherie möglich.

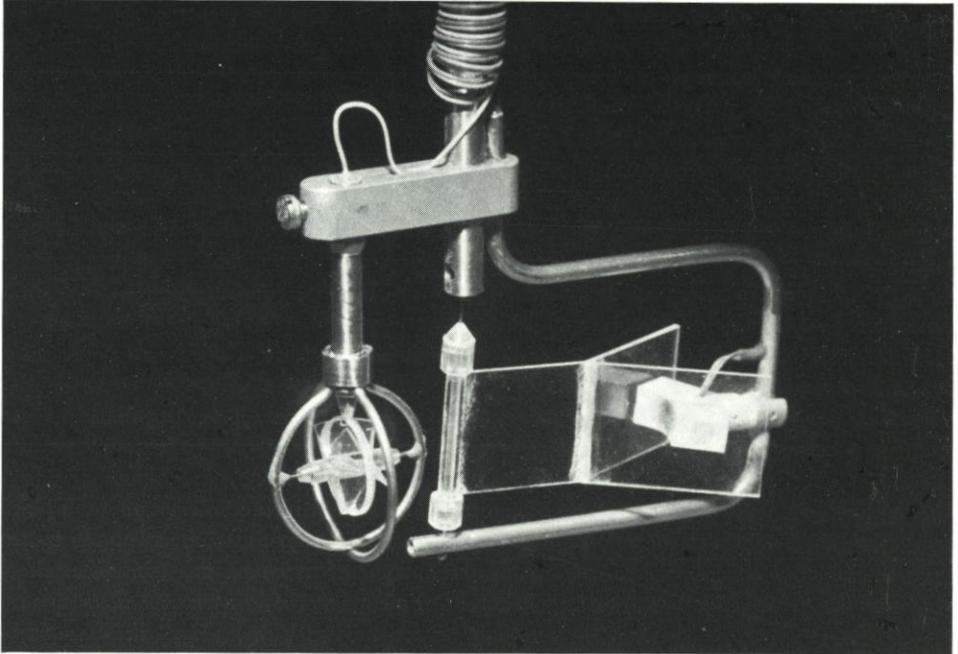


Abb. 6. Kombierter Strömungsrichtungs- und Geschwindigkeitsmesser

2.2 Modellmaßstäbe und Naturähnlichkeit bei mittleren Tiden

Damit in dem Modell Strömungsvorgänge naturähnlich ablaufen, müssen neben der geometrischen Ähnlichkeit auch die dynamischen Ähnlichkeitsbedingungen erfüllt sein, d. h., die wirksamen Kräfte und die Zeiten in Natur und Modell haben jeweils in einem bestimmten Maßstabsverhältnis zueinander zu stehen. Bei Flußbaumodellen mit fester Sohle, zu denen auch die großflächigen Tidemodelle gehören, überwiegt der Einfluß der Trägheits- und Schwerkraft. Dynamische Ähnlichkeit ist in diesem Fall vorhanden, wenn das FROUDE-Gesetz erfüllt ist, daß bei unverzerrten Modellen die Maßstabszahl der Zeit (τ) der Quadratwurzel aus der Maßstabszahl der Länge (λ) entspricht:

$$\tau = \sqrt{\lambda}$$

$$\tau = \frac{T_N}{t_M} \quad \lambda = \frac{L_N}{l_M}$$

N = Naturwert, M = Modellwert

In der folgenden Tabelle sind die Maßstabszahlen für verschiedene geometrische Größen und aufgrund des FROUDE-Gesetzes für einige hydrologische Größen zusammengestellt, wie sie sich für das 1:5 höhenverzerrte Elbmodell mit fester Sohle der BAW ergeben:

Tabelle 1
Maßstabsverhältnisse

Bezeichnung	Einheit	Maßstabszahl	Übertragungsverhältnis	
			Elbmodell	Natur
Längen, Breiten	m	λ_L	1:500	1 m $\hat{=}$ 0,5 km
Höhen	m	λ_H	1:100	1 cm $\hat{=}$ 1 m
Querschnitte	m ²	$\lambda_L \cdot \lambda_H$	1:50 000	1 cm ² $\hat{=}$ 5 m ²
Volumina	m ³	$\lambda_L^2 \cdot \lambda_H$	1:25 000 000	1 cm ³ $\hat{=}$ 25 m ³
Fallzeiten	s	$\lambda_H^{0,5}$	1:10	1 s $\hat{=}$ 10 s
Fließzeiten	s	$\lambda_L \cdot \lambda_H$	1:50	1 s $\hat{=}$ 50 s
Fließgeschwindigkeiten	m/s	$\lambda_H^{0,5}$	1:10	72 s $\hat{=}$ 1 Std.
Durchflüsse	m ³ /s	$\lambda_L \cdot \lambda_H^{1,5}$	1:500 000	10 cm/s $\hat{=}$ 1 m/s
				1 l/s $\hat{=}$ 500 m ³ /s
mittlere Tidedauer 12 Std. 25 min $\hat{=}$ 14,9 min				

Wenn in einem Tidemodell an der äußeren Modellgrenze eine bestimmte Tide eingesteuert und an der oberen Modellgrenze der zugehörige Oberwasserzufluß zugegeben wird, so müssen an allen Meßpunkten nach Umrechnung mit den in Tab. 1 angegebenen Maßstabszahlen die Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten in Natur und Modell übereinstimmen, falls auch die Rauheit im Modell der in der Natur entspricht. Da im Modell Krümmungen, Sohlenmorphologie und Einbauten (z. B. Bühnen) naturähnlich nachgebildet sind, stimmen Natur und Modell geometrisch weitgehend überein. Dagegen ist insbesondere bei überhöhten Modellen mit fester Betonsohle die Betrauheit im Modell im Vergleich zur Natur zu gering. Zur Herstellung der Naturähnlichkeit des hydraulischen Modells wird daher die Betrauheit im Modell empirisch durch abschnittswise Einbau von Rauheitselementen (Betonklötzchen, Blechstreifen, Stacheldraht, Streckmetall) so lange vergrößert, bis auf der gesamten im Modell nachgebildeten Flußstrecke eine ausreichende Übereinstimmung der im Modell gemessenen Wasserstände mit den bei gleichen Verhältnissen in der Natur ermittelten Werten erreicht ist. Bei Vorhandensein der naturähnlich richtigen Rauheit läuft die Tide in der gesamten nachgebildeten Flußstrecke naturähnlich ab, und auch die mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten stimmen mit der Natur überein.

2.3 Naturähnlichkeit bei Sturmflutuntersuchungen

Jede Sturmflut ist ein Einzelereignis, das sich in einer absolut gleichen Form niemals wiederholen wird. Wenn man in den Wasserständen von Modell und Natur volle Übereinstimmung erzielen will, müssen alle hydrologischen Faktoren, die während der Sturmflut in den Zeiten davor und danach vorgelegen haben, voll übereinstimmen. Das läßt sich in einem Modell, welches den gesamten Tidebereich eines Flusses darstellt, nicht erreichen, insbesondere wenn das Modell nicht nur den eigentlichen Tidefluß, sondern auch größere Wattflächen und Nebenrinnen des äußeren Ästuarbereiches umfaßt.

Bei Sturmfluten wird die Tidewelle durch Wind stark verformt. Infolge des Windeinflusses im äußeren Ästuar treten im Bereich der Steuerstelle Wasserstandsunterschiede und Querströmungen auf, die durch Steuerung des Modells mit einer Steuerklappe, wie sie für die Einsteuerung einer mittleren Tide genügt, nicht nachgebildet werden können. Dazu kommen in zeitlicher Abhängigkeit wechselnde Größen von Windrichtung und -stärke sowohl im

äußeren Ästuarbereich als auch im eigentlichen Tidefluß. Der in der Regel nicht geradlinige Verlauf des Flusses bewirkt, daß selbst bei konstanter Windrichtung nicht über die gesamte Flußlänge überall eine gleichgerichtete Windstauwirkung entsteht. Diese Windeinflüsse können nicht durch unmittelbare Eingabe von Wind in das Modell mit Hilfe von Gebläsen nachgebildet werden, selbst wenn man empirisch die Reibungseinflüsse in der Grenzschicht Luft/Wasser berücksichtigen könnte. Es würden dabei aber Oberflächenwellen erzeugt, die in Größe und Wirkung nicht mehr naturähnlich sind. Eine Aussage über Wasserstandsänderungen durch Baumaßnahmen oder über Strömungsverhältnisse wäre dann nicht möglich.

Die fehlende Nachbildung des Windeinflusses führt dazu, daß die Sturmflutwasserstände im Modell schon bald oberhalb der äußeren Steuerstelle selbst dann zu niedrig sind, wenn die Tidekurven an der Steuerstelle in der Natur und im Modell vollkommen übereinstimmen. Die Abweichungen werden mit der Entfernung von der Steuerstelle im allgemeinen größer. Dagegen läßt sich in der Form der Tidekurven eine zufriedenstellende Übereinstimmung erreichen. Diese Erscheinung tritt in unterschiedlicher Größenordnung bei allen Modellversuchen auf, die für die Untersuchung von Sturmfluten in langgestreckten Ästuaren ausgeführt werden. Wenn die Steuerstelle des Modells schon im eigentlichen Flußverlauf liegt, z. B. bei der Elbe zwischen Cuxhaven und Brunsbüttel, werden die Abweichungen geringer sein als wenn sie in der Außenelbe, also schon im freien Seegebiet liegt, wie beim Elbmodell der Bundesanstalt für Wasserbau.

Für einzelne Modellabschnitte ist es jedoch möglich, annähernd naturähnliche Verhältnisse herzustellen. In der Modellpraxis kann man sich bei Sturmflutuntersuchungen damit behelfen, daß man die Steuertide höher einlaufen läßt. Man hebt sie soweit an, daß in dem jeweiligen Untersuchungsbereich die Tidekurven im Modell denen in der Natur entsprechen. Bei langen Tideflüssen ist es dabei nicht möglich, auf der gesamten Flußstrecke Übereinstimmung in den Wasserständen zu erzielen. Erreicht man z. B. für die Strecke Geesthacht-Stadersand eine ausreichende Übereinstimmung der Scheitelwasserstände in Natur und Modell, so liegen unterhalb davon bis zur Steuerstelle die Scheitelwasserstände zu hoch. Erreicht man zwischen Cuxhaven und Stadersand Übereinstimmung, so liegen die Scheitelwasserstände zwischen Stadersand und Geesthacht zu niedrig.

Wenn man jedoch tatsächliche Sturmflutabläufe nachvollziehen will, genügt es nicht, einen abschnittsweise naturähnlichen Verlauf der Scheitelwasserstände herzustellen, sondern es muß eine Übereinstimmung auf der gesamten untersuchten Flußstrecke vorhanden sein. Dazu mußten neue Modelltechniken entwickelt werden. Auf diese mit „Impulsstrahlen“ und „Pendelrauhheit“ bezeichneten Verfahren wird im Abschnitt 4.1 näher eingegangen (BERNDT et al., 1981). Da für die Entwicklung dieser Verfahren langwierige Vorarbeiten notwendig waren, wurde beschlossen, zuerst das Versuchsprogramm mit überhöhten Steuertiden auszuführen. Schon daraus lassen sich wertvolle Schlüsse auf die Wirksamkeit der verschiedenen Maßnahmen ziehen und damit Vorentscheidungen treffen. Diese Untersuchungen wurden als Vorversuche bezeichnet; über sie wird in Abschnitt 3 berichtet. Die sich daraus als erfolgversprechend abzeichnenden Maßnahmen sowie die Untersuchungen über die Auswirkungen von Vordeichungen wurden in Versuchen überprüft, bei denen durch die besonderen versuchstechnischen Maßnahmen eine weitgehende Übereinstimmung der Sturmdeichkurven auf der gesamten Strecke von Cuxhaven bis Bleckede erreicht worden war. Über diese als Hauptversuche bezeichneten Untersuchungen wird im Abschnitt 4 berichtet.

3. Vorversuche

3.1 Allgemeines

Ziel der Versuche sollte es sein, grundsätzliche Erkenntnisse über die Wirksamkeit verschiedener Baumaßnahmen zur Verringerung der Sturmflutscheitelhöhen in der Unterelbe zu erlangen und zwar durch:

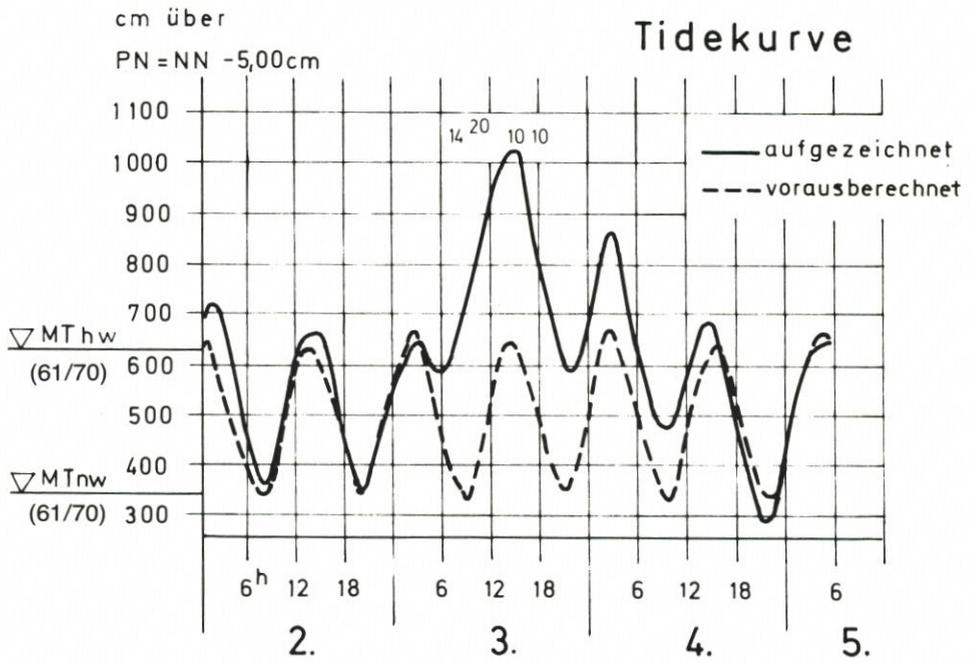
- A. Vollständige Abspernung der Elbe durch ein Sturmflutsperrwerk
- B. Sturmflutpolder zwischen Hamburg und der Pinnaumündung
- C. Einengung des Mündungstrichters der Elbe

Bei den Versuchen kam es darauf an, zwischen den genannten Maßnahmen und den dabei im einzelnen untersuchten Versuchsvarianten qualitative Unterschiede in der Wirksamkeit aufzuzeigen. Aus den in Abschnitt 2.3 dargelegten Gründen wurde daher darauf verzichtet, die zu untersuchende Sturmflut auf der gesamten Flußlänge naturähnlich nachzubilden. Durch diese Versuche sollten aus der Vielzahl der zu untersuchenden Varianten jeweils die am günstigsten erscheinenden Lösungen ausgewählt werden, um diese dann in den Hauptversuchen näher zu untersuchen.

Die Vorversuche wurden mit der Sturmtide vom 3. 1. 1976 ausgeführt. Abb. 7 zeigt die Ganglinie am Pegel Cuxhaven vom 2. bis 5. 1. 76. Der Scheitelwert am 3. 1. ist mit 1010 cm über NN – 500 cm der höchste, der bisher in Cuxhaven gemessen wurde; er liegt 15 cm über dem HThw vom 16. 2. 1962 (PN + 995 cm). In Hamburg-St. Pauli lag HHThw am 3. 1. 1976 auf PN + 1145 cm und somit 75 cm höher als am 17. 2. 1962. Die Scheiteldifferenz zwischen Cuxhaven und St. Pauli betrug am 3. 1. 1976 131 cm gegenüber 72 cm im Februar 1962. Scheiteldifferenzen in dieser Größenordnung wie 1976 sind auch schon früher bei Sturmfluten vorgekommen, z. B. 1792 und 1793 (ROHDE, 1977). Die wesentlich größere Scheitelhöhe der Sturmflut vom 3. Januar 1976 gegenüber der vom 17. Februar 1962 ist überwiegend darauf zurückzuführen, daß die Deiche an der Unterelbe bis auf geringe Ausnahmen nicht gebrochen waren und daher keine großflächigen Überflutungen eintraten, die zu einem Absinken des Sturmflutscheitels im Bereich von Hamburg geführt hätten. Solche Verhältnisse haben erstmals 1976 vorgelegen; insoweit ist die Sturmflut vom 3. Januar 1976 für den Bereich der Stadt Hamburg mit keiner in der Geschichte bisher vorgekommenen sehr schweren Sturmflut vergleichbar (ROHDE, 1977). Der Oberwasserzufluß in Darchau lag zwischen dem 1. und 3. Januar 1976 zwischen 461 und 492 m³/s (MQ₀ = rd. 700 m³/s).

Der Verlauf der Tidekurve am Pegel Cuxhaven vom 2. bis 4. Januar 1976 wurde zur Konstruktion der Steuertide des Modells verwendet. Bei den Versuchen zur Herstellung der Naturähnlichkeit wurden die neuen Vordeichungen und Spülfelder soweit eingebaut, wie sie im Januar 1976 vorhanden waren. Das Schließen der Sturmflutsperrwerke in den Nebenflüssen erfolgte bei allen Versuchen stets entsprechend dem Betrieb der Sperrwerke in der Natur. Um im Modell im Bereich des Hamburger Hafens möglichst genau den naturähnlichen Verlauf der Wasserstandsganglinien nachzubilden, mußte die Steuerkurve so angehoben werden, daß der Sturmflutscheitel am 3. 1. in Cuxhaven auf 1100 cm über NN – 500 cm lag. Abb. 8 zeigt die Sturmflutscheitellinie vom 3. 1. 1976 zwischen Cuxhaven und Bunthaus (ausgezogene Linie) und die Scheitellinie, wie sie sich nach Herstellung der Naturähnlichkeit für die Vorversuche ergeben hat (gestrichelte Linie). Im Bereich zwischen Seemannshöft und St. Pauli ließ sich eine fast vollständige Übereinstimmung zwischen den Scheitelwerten im Modell und in der Natur erreichen. Seewärts nahmen die Abweichungen bis Brokdorf, binnenwärts bis Bunthaus auf etwa 20 cm zu und wurden erst weiter seewärts noch größer. Eine weitere Verbesserung der Übereinstimmung der Scheitelwerte konnte ohne besondere

CUXHAVEN



Januar 1976

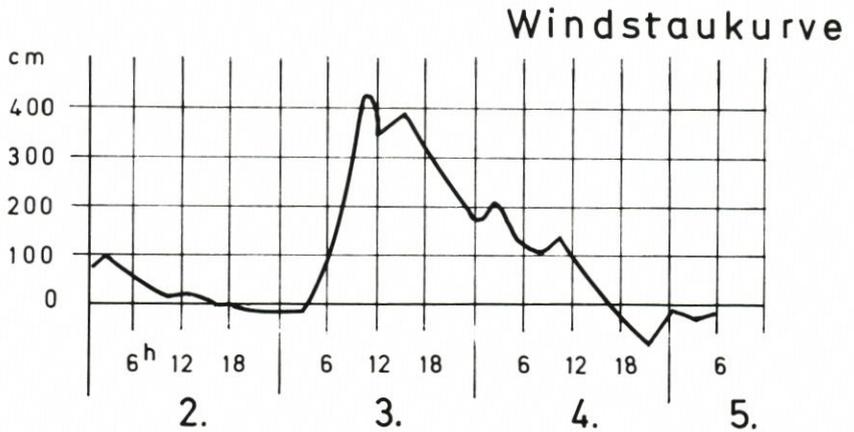


Abb. 7. Tide- und Windstaukurve vom 2. bis 5. Januar 1976 am Pegel Cuxhaven

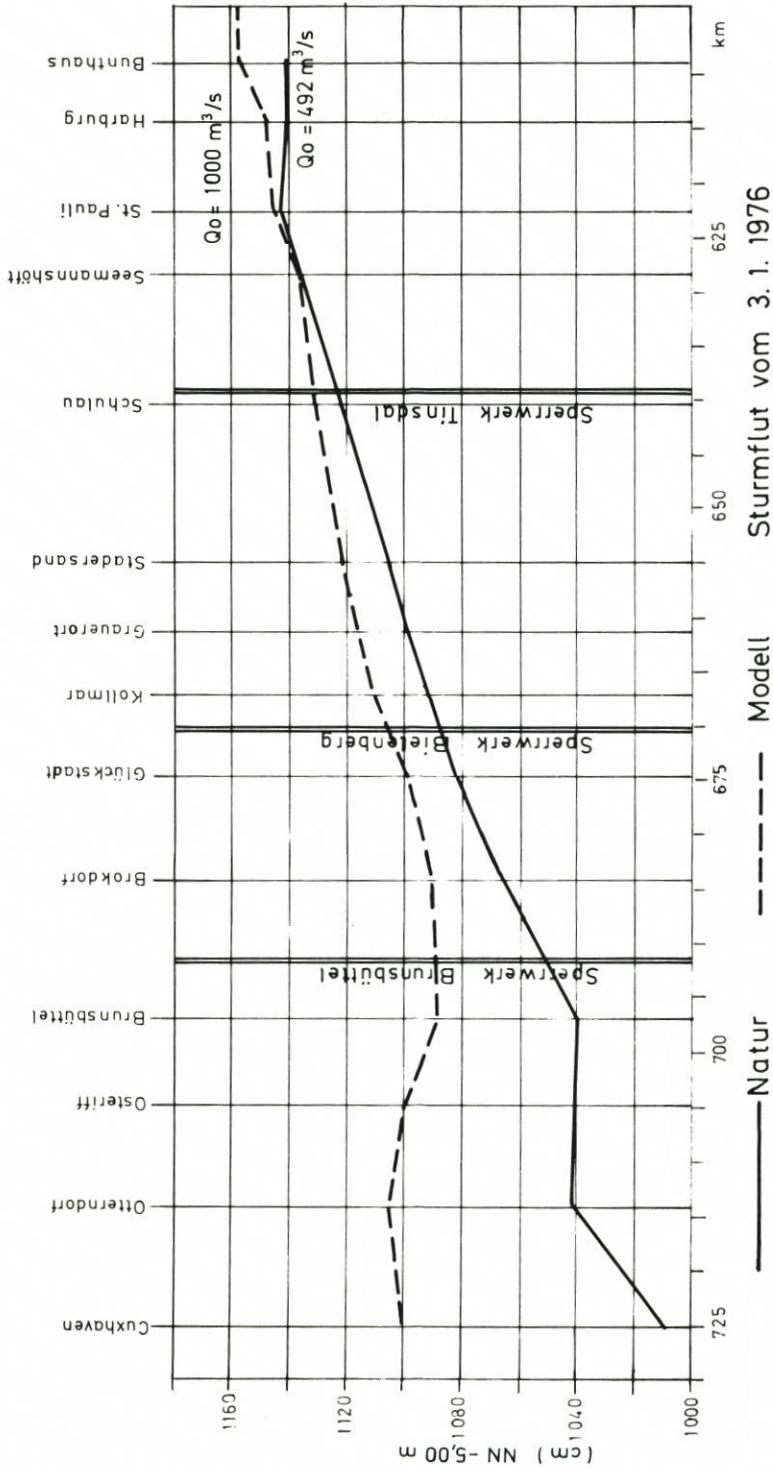


Abb. 8. HThw-Linie vom 3. 1. 76 in Natur und im Modell (Vorversuche)

Maßnahmen, wie sie für die Hauptversuche angewandt wurden, nicht erzielt werden, ohne die Form der Ganglinien stärker zu verändern.

Abb. 9 zeigt den Verlauf der Ganglinien für einige Pegel in der Natur und im Modell. Die Tidekurven sind zum Vergleich der Form so aufgetragen, daß die Scheitel der HHTw vom 3. 1. 1976 übereinstimmen. Im Gegensatz zu der Höhe der Scheitelwerte nach Abb. 8 weichen die Formen der Kurven wenig voneinander ab. Nur in Cuxhaven ist die Abweichung in der Vortide etwas größer. Ab Brokdorf ist elbeaufwärts das Tnw vor der Haupttide stärker ausgeprägt. Für die Vorversuche, die nur qualitative Vergleiche zwischen den einzelnen Maßnahmen ergeben sollten, ist die so erreichte Übereinstimmung zwischen dem Modell und der Natur ausreichend.

Nach Abschluß der Naturähnlichkeitsversuche wurden die geplanten Deiche (Nordkehdingen, Krautsand, Haseldorf) und weitere geplante Spülfelder eingebaut. Die Kombination der aus den Naturähnlichkeitsversuchen ermittelten Steuertide mit den verschiedenen zu untersuchenden Oberwasserzuflüssen ergab den jeweiligen Ausgangszustand für die einzelnen Versuchsvarianten.

3.2 Sturmflutsperrwerke

3.2.1 Vorbemerkungen

Ein Sturmflutsperrwerk soll geschlossen werden, wenn zu erkennen ist, daß bei einer Sturmflut Wasserstände einer bestimmten Höhe überschritten werden. Die Sturmflut wird dann am Sperrwerk gekehrt, und der dahinterliegende Flußabschnitt ist vor gefährlichen Sturmflutwasserständen geschützt.

3.2.2 Versuchsprogramm und -ausführung

Für die Versuche wurden drei unterschiedliche Lagen des Sperrwerks gewählt. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt kam als seewärtigste Lage nur ein Standort oberhalb der Mündung des Nord-Ostsee-Kanals in die Elbe in Frage (Brunsbüttel, km 691,8). Als am weitesten stromauf liegender Standort wurde Tinsdal, in der Nähe der Landesgrenze von Hamburg, gewählt (km 639,0), und als dritter Standort sollte ein Sperrwerk bei Bielenberg (km 670,5) untersucht werden. Diese Standorte sind in Abb. 2 eingetragen. Die drei unterschiedlichen Lagen ermöglichen es, die Ergebnisse der Versuche auch auf andere Sperrwerkstandorte zwischen Brunsbüttel und Tinsdal zu übertragen.

Die Sperrwerke wurden im Modell durch relativ einfache Verschlusskörper nachgebildet. Es waren Schütztafeln, die in gehobenem Zustand die Durchflußquerschnitte ganz freigaben, abgesenkt aber zu einer vollständigen Trennung der Wasserkörper oberhalb und unterhalb führten. Abb. 10 zeigt den Verschlusskörper des Sperrwerks bei Brunsbüttel, Abb. 11 den bei Tinsdal. Es ist zu erkennen, daß die Verschlusskörper dem jeweiligen Sohlprofil angepaßt sind und daß bei Tinsdal für Haupt- und Nebelbe je ein Verschlusskörper vorhanden war. Zur Nachbildung des Sperrwerksbetriebes mußten die Verschlusskörper von Hand herabgelassen und nach der Sturmflut wieder angehoben werden. Schließen und Öffnen lassen sich nicht plötzlich ausführen, sondern benötigen einen bestimmten Zeitbedarf. Dafür wurde für die Modellversuche jeweils eine Stunde (1,2 Min. im Modell) angenommen.

Durch die Vorversuche sollten in erster Linie folgende Fragen beantwortet werden:

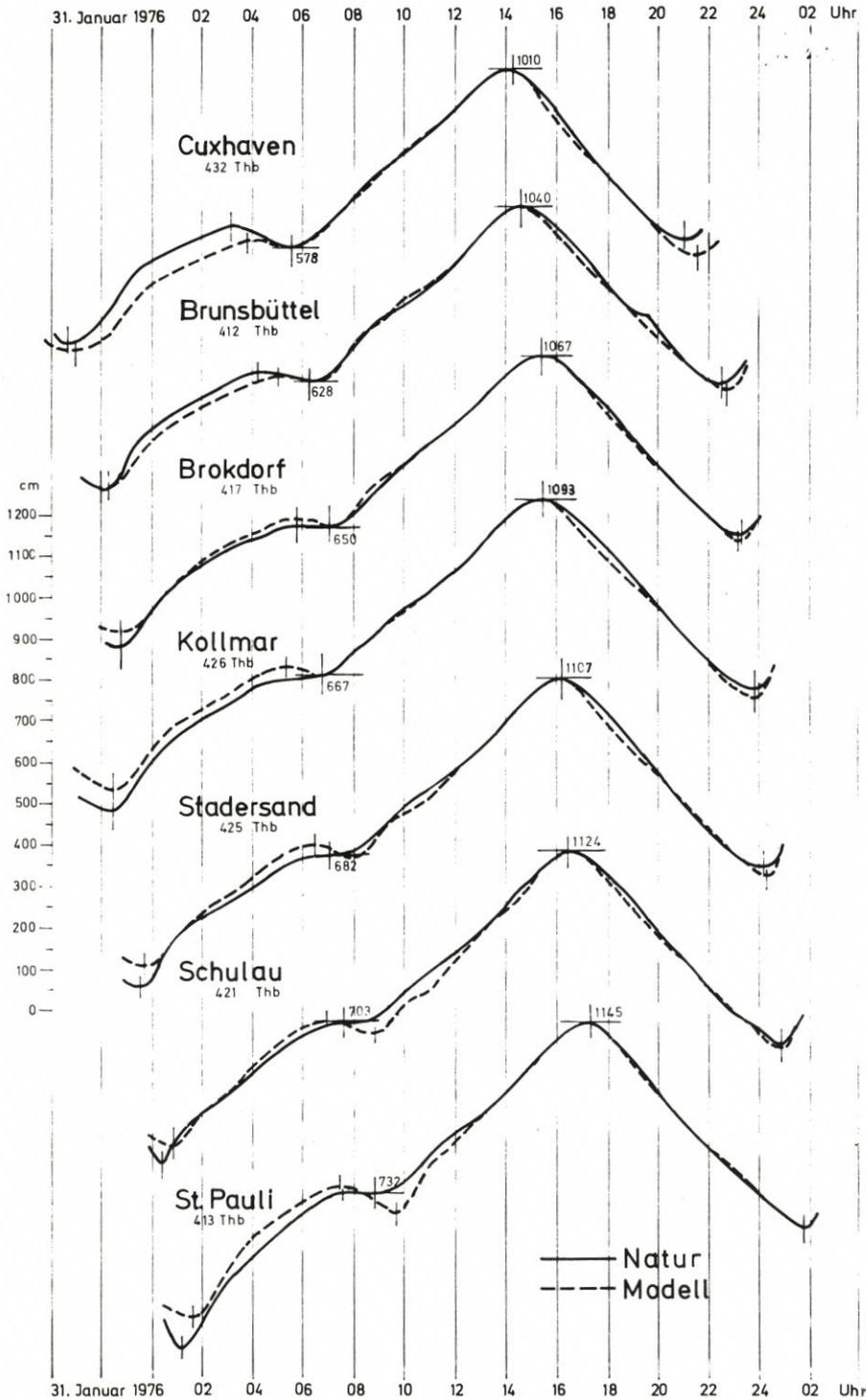


Abb. 9. Vergleich der Form der Tidekurven vom 3. 1. 76 in Natur und Modell für verschiedene Pegel. Die Zahlenangaben an den Ganglinien sind die Naturwerte von HThw und dem vorausgegangenen Thw.



Abb. 10. Sperrwerk bei Bielenberg im Modell, Ansicht von der Seeseite

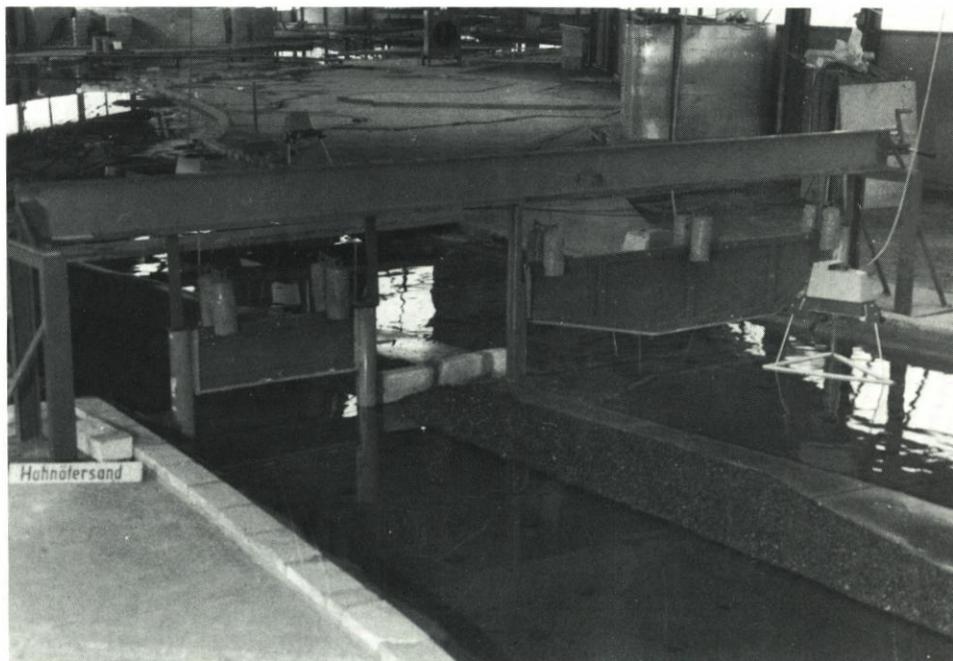


Abb. 11. Sperrwerk bei Tinsdal im Modell, Ansicht von der Binnenseite

- Wie entwickeln sich die Wasserspiegellagen ober- und unterhalb eines Sturmflutsperrwerkes in Abhängigkeit vom Schließzeitpunkt und
- welche maximalen Wasserspiegeldifferenzen treten zwischen der Binnen- und Außenseite unmittelbar am Sperrwerk auf.

Dafür sind im wesentlichen drei Gesichtspunkte maßgebend:

1. die gewählte Sturmidekurve
2. der vorhandene Oberwasserzufluß
3. der Schließzeitpunkt in Bezug zur Tidekurve

Die Versuche wurden mit der Sturmide vom 3. 1. 1976 und Oberwasserzuflüssen von jeweils 300, 1000, 2700 und 4200 m³/s ausgeführt. Für Neu-Darchau sind HHQ = 3840 m³/s, MQ (1926/75) = 712 m³/s und NNQ = 128 m³/s. Das Schließen begann jeweils, wenn der Wasserstand am Sperrwerk die Höhen von PN + 5 m, 7 m oder 9 m erreichte (PN = NN - 500 cm). Bei Tinsdal wurde anstatt 9 m die Höhe von PN + 8,5 m gewählt. Die Lage der Schließzeitpunkte zur Tidekurve ist in Abb. 12 schematisch dargestellt. Zum Zeitpunkt 1 liegt

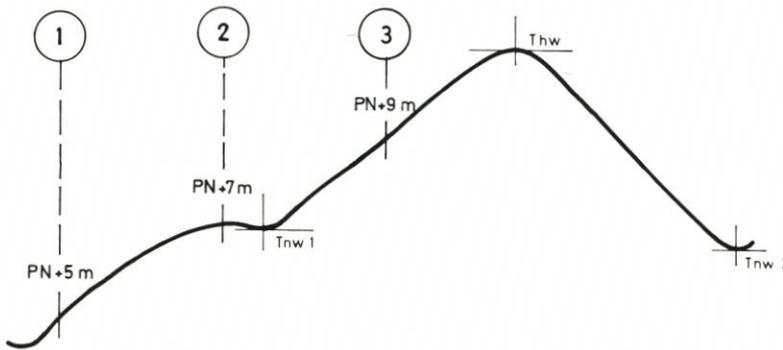


Abb. 12. Lage der Schließzeitpunkte zur Tidekurve

der Wasserstand nur rund einen Meter höher als MTnw. Beim Schließzeitpunkt 2 ist bereits eine Höhe erreicht, die mehr als 0,5 m über MThw liegt. Beim Schließzeitpunkt 3 erfolgt nur noch ein Kappen des höchsten Sturmflutscheitels. Das Sperrwerk wird jeweils geöffnet, wenn die Differenz der Wasserstände zwischen der Binnen- und Außenseite nach dem Sturmflutscheitel Null ist.

Wie in Abschnitt 3.1 geschildert, mußte, um in Hamburg naturähnliche Wasserstände zu erreichen, die Tide in Cuxhaven 90 cm höher eingesteuert werden. Dieser Betrag verringert sich bis zum Standort des Sperrwerks bei Brunsbüttel auf 50 cm. Um zu erkennen, welchen Einfluß diese höhere Lage der Tidekurve auf die Ergebnisse der Versuche für das Sperrwerk bei Brunsbüttel hat, wurde zum Vergleich auch ein Versuch mit einer um 50 cm tiefer liegenden Tide ausgeführt. Der Oberwasserzufluß betrug dabei 4200 m³/s. Um beim Schließvorgang die gleiche Tidephase zu erfassen wie beim Schließbeginn auf PN + 7,0 m, lag der Beginn des Schließens auf PN + 6,5 m (s. Nr. 31 und 32 der Tab. 2). Tab. 2 gibt eine Übersicht von dem Versuchsprogramm der Sperrwerkversuche, wie es vorstehend beschrieben wurde.

3.2.3 Versuchsergebnisse

Abb. 13 zeigt für ein Beispiel am Sperrwerk Bielenberg die Ganglinien der Wasserstände oberhalb und unterhalb der Sperrstelle im Vergleich zu der unbeeinflussten Tidekurve ohne Sperrwerk für den Oberwasserzufluß 1000 m³/s und für die Schließzeitpunkte 1 und 2. Außerdem ist die Ganglinie der Wasserstandsunterschiede unmittelbar am Sperrwerk eingetragen. In dieser Weise sind für alle in Tab. 2 angegebenen Versuchsvarianten die Pegelaufzeich-

Tabelle 2
Versuchsprogramm für die Sperrwerksvorversuche

Nr.	Sperrwerk	Wasserstand am Sperrwerk bei Beginn des Schließens in m über		Q ₀ [m ³ /s]	
		NN	PN		
1	Tinsdal (km 639,0)	Ausgangszustand		4200	
2		0	5,0		
3		2,0	7,0		
4		3,5	8,5		
5		Ausgangszustand		2700	
6		0	5,0		
7		2,0	7,0		
8		3,5	8,5		
9		Ausgangszustand		1000	
10		0	5,0		
11		2,0	7,0		
12		3,5	8,5		
13		Ausgangszustand		300	
14		0	5,0		
15	Bielenberg (km 670,5)	Ausgangszustand		4200	
16		0	5,0		
17		2,0	7,0		
18		4,0	9,0		
19		Ausgangszustand		1000	
20		0	5,0		
21		2,0	7,0		
22		4,0	9,0		
23		Ausgangszustand		300	
24		0	5,0		
25	2,0	7,0			
26	4,0	9,0			
27	Brunsbüttel (km 691,8)	Ausgangszustand		4200	
28		0	5,0		
29		2,0	7,0		
30		4,0	9,0		
31		Ausgangszustand mit einer um 0,5 m niedriger eingesteuerten Tide		2700	
32		1,5	6,5		
33		Ausgangszustand		1000	
34		2,0	7,0		
35		Ausgangszustand			300
36		0	5,0		
37		2,0	7,0		
38		4,0	9,0		
39		Ausgangszustand		300	
40		0	5,0		
41	2,0	7,0			
42	4,0	9,0			

nungen dargestellt und ausgewertet worden. Zusätzlich mußten noch die Ganglinien weiterer Pegel oberhalb und unterhalb der Sperrwerke betrachtet werden.

Wie Abb. 13 zeigt, füllt sich nach einer Einschwingphase unmittelbar nach dem Schließen des Sperrwerks der Stauraum oberhalb allmählich. Die Geschwindigkeit des Anstiegs und die

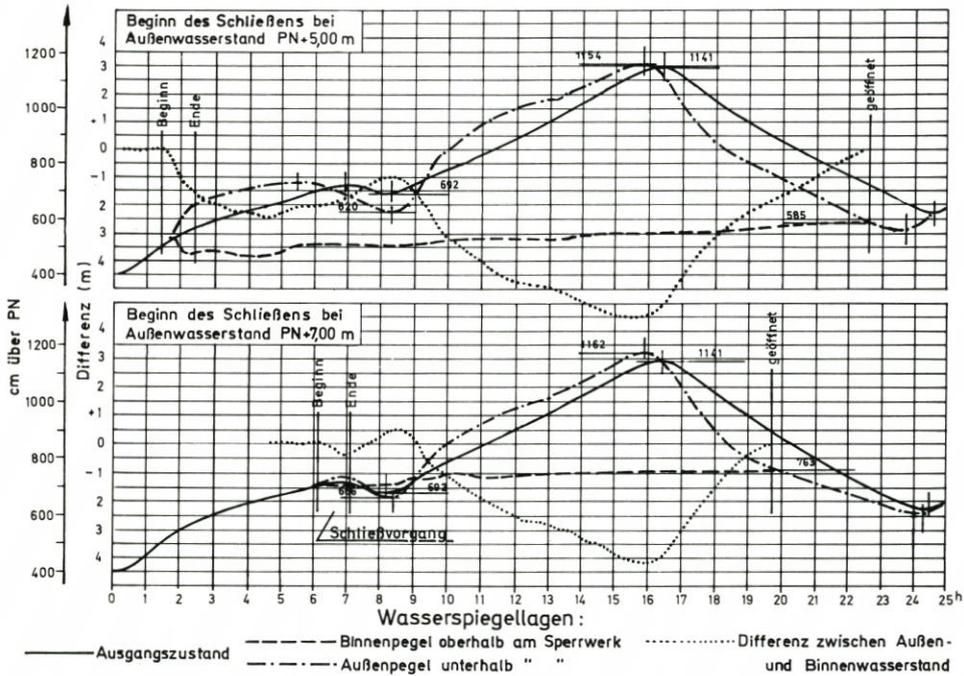


Abb. 13. Ganglinien des Wasserstandes und der Wasserstands-differenzen am Sperrwerk Bielenberg bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und Beginn des Schließens bei PN + 5 m und + 7 m

erreichte größte Stauhöhe sind von der durch den Sperrwerksstandort bedingten Größe des Stauraums und von der Größe des Oberwasserzuflusses abhängig. Als Kriterium für die Beurteilung der Wirksamkeit eines Sperrwerks für das Hamburger Stadtgebiet wurde aufgrund der örtlichen Verhältnisse für diesen Bereich ein zulässiger Wasserstand von PN + 9,5 m festgelegt.

Die Ganglinie des Wasserstandes unterhalb des Sperrwerks zeigt nach dem Schließen in der Vortide einen Anstieg des Thw und ein Absinken des Tnw (Reflexion). Sie steigt danach in der Haupttide zunächst steiler an, wird flacher und erreicht eine größere Scheitelhöhe als die Pegelkurve im ungesperrten Fluß. Der Flutast liegt dabei 0,5 bis 1,0 m über dem der Ausgangstide. Der Abfall ist nach dem Scheitelpunkt bis zum Beginn des Öffnens des Sperrwerks erheblich steiler als bei der Tidekurve ohne Sperrung. Der Ebbeast liegt bis zu 1,5 m unter dem der Ausgangstide, auch das Tnw liegt tiefer. Die Schwingung der Sturm-tidekurve ist durch die Sperrung größer geworden, Thw und Tnw treten früher ein. Mit der Entfernung von der Sperrstelle elbeabwärts klingt die Verzerrung der Tidekurve allmählich ab. Ähnlich sind die Verhältnisse bei allen in Tab. 2 aufgeführten Versuchsvarianten.

In Tab. 3 sind nach Auswertung aller Wasserstandsaufzeichnungen die maximalen Wasserstände unterhalb des Sperrwerks (Zeile A) und im Hamburger Stadtgebiet (Zeile B am Pegel St. Pauli und Zeile C am Pegel Bunthaus) für alle untersuchten Fälle zusammengestellt. Die Erhebung des höchsten Sturmflutscheitels über die ungestörte Wasserspiegellage reicht für alle drei Sperrwerkslagen seewärts über Cuxhaven hinaus. Die Maxima der Thw-Erhöhung liegen im allgemeinen direkt unterhalb der Sperrstelle und sind in jedem Fall geringer als 50 cm. Die Höhe des Aufstaus nimmt im allgemeinen mit wachsendem Q_0 und zunehmender Entfernung der Lage des Sperrwerks von Hamburg ab. Die Werte zeigen jedoch keine eindeutige

Tabelle 3
 Maximale Wasserspiegelanhebung unterhalb der Sperrwerke (A) in cm
 Maximaler Wasserstand bei St. Pauli (B) und bei Bunthaus (C) in m über PN (Vorversuche)

Q ₀ [m ³ /s]	300			1000			2700			4200		
	5,00	7,00	9,00	5,00	7,00	9,00	5,00	7,00	9,00	5,00	7,00	9,00
Wasserstand bei Beginn des Schließens in m über PN	A	41	-----	-----	39	38	43	35	31	34	28	23
	B	5,67	-----	-----	7,13	8,38	9,19	9,04	9,77	10,01	11,00	11,19
	C	5,73	-----	-----	7,27	8,45	9,24	9,26	9,93	10,17	11,23	11,40
Tinsdal	A	18	30	43	14	24	45	-----	-----	-----	0	7
	B	5,35	7,34	9,53	5,91	7,68	9,77	-----	-----	-----	8,18	9,14
	C	5,42	7,36	9,43	6,28	7,80	9,84	-----	-----	-----	9,10	9,72
Bielenberg	A	23	18	31	17	9	33	-----	10	-----	8	4
	B	5,12	7,41	9,48	5,57	7,63	9,59	-----	7,97	-----	7,48	8,45
	C	5,15	7,41	9,34	6,03	7,74	9,67	-----	8,43	-----	7,70	9,26
Brunsbüttel	A	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	B	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	C	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

* Bei Tinsdal 8,50 m

Abhängigkeit. Offensichtlich spielen dabei auch Einflüsse eine Rolle, die nur durch noch differenziertere Versuche eliminiert werden können. Bei der Sperrwerkslage Tinsdal wird der kritische Wasserstand von $PN + 9,50$ m von einem Oberwasserzufluß von $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ an bei den späteren Schließzeitpunkten und bei Oberwasserzuflüssen über $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ zu allen Schließzeitpunkten im Hamburger Stadtgebiet überschritten.

Auch bei den anderen beiden Sperrwerkslagen wird die Grenzmarke in Hamburg mehrfach überschritten. Hierbei ist zwar ein Einfluß von Q_0 erkennbar, doch spielt hier der Schließzeitpunkt eine wesentliche Rolle. Besonders während der einstündigen Schließphase, beginnend bei $PN + 9,0$ m, d. h. noch zur Zeit des stärksten Flutanstiegs, strömt so viel Wasser durch die Sperrwerksöffnung ein, daß in Hamburg schon bei mittleren Oberwasserzuflüssen der Wasserstand von $PN + 9,5$ m überschritten wird. Das Schließen des Sperrwerks bei Wasserständen über $PN + 9,0$ m ist also kein geeignetes Mittel, um hohe Wasserstände im Hamburger Stadtgebiet zu verhindern.

In Tab. 4 sind die Extremwerte der Wasserstandsunterschiede zwischen der Binnen- und Außenseite des Sperrwerks für sämtliche ausgeführten Versuche zusammengefaßt. Positive Vorzeichen bedeuten, daß die Wasserstände auf der Binnenseite, negative Vorzeichen, daß sie auf der Seeseite höher liegen. Die maximalen Differenzen am Sperrwerk sind naturgemäß umso größer, je früher geschlossen wird. Die Wasserspiegelunterschiede steigen außerdem mit abnehmendem Q_0 und zunehmender Entfernung des Sperrwerks von Hamburg. Die Unterschiede der Ergebnisse zwischen den einzelnen Sperrstellen sind bei kleinem Q_0 nicht sehr ausgeprägt. Liegt der Schließzeitpunkt vor dem T_{nw} der Sturmflut, so können während einer Tide zwei entgegengesetzte Maxima auftreten, d. h., die Druckkomponente auf das Sperrwerk ist abwechselnd auf die Oberstrom- (+) und Unterstromseite (-) gerichtet. Das hängt u. a. von der Verzerrung der Tidekurve unterhalb des Sperrwerks ab (Abb. 13).

Die größten (negativen) Differenzen treten mit einer Ausnahme (Tinsdal, $Q_0 = 4200 \text{ m}^3/\text{s}$, Schließzeitpunkt $PN + 7,00$ m) zur Zeit des T_{hw} der Hauptsturmflut auf (Abb. 13). Das positive Maximum fällt jeweils mit dem 1. T_{nw} der Sturmflut zusammen. Bei Schließzeitpunkten über $PN + 7,00$ m sind die absoluten Differenzen an den Sperrwerken kleiner als $5,0$ m. Sie steigen auf 6 bis 7 m, wenn bereits bei $PN + 5,00$ m geschlossen wird. Dieser Fall kann aber in der Praxis ausgeschlossen werden.

Bei dem Vergleichsversuch für das Sperrwerk bei Brunsbüttel mit der um 50 cm tiefer eingesteuerten Tide zeigte sich, daß nahezu um den Senkungsbetrag von 50 cm auch die absoluten Werte der Wasserstände beim Ausgangszustand überall absinken. Die Scheitellinie der Sturmflut erhielt dadurch zwischen $km 710$ und 680 eine weitgehend naturähnliche Höhenlage. Bei Betrieb des Sperrwerks (Versuch Nr. 32) verkleinert sich der Aufstau unterhalb der Sperrstelle gegenüber dem entsprechenden Versuch mit höherer Tide (Versuch Nr. 29 nach Tabelle 2) um 6 cm, oberhalb steigen die Wasserstände 6 cm. Dieses Ergebnis zeigt, daß die naturähnliche Nachbildung der Form der Tidekurve einen größeren Einfluß als die Anhebung der Tide um 90 cm hat.

Zusammenfassend läßt sich als Ergebnis der Vorversuche für ein Sturmflutsperrwerk folgendes feststellen:

1. Der Standort Tinsdal bietet bei größeren Oberwasserzuflüssen trotz relativ früher Schließzeitpunkte keine ausreichende Sicherheit gegen ein binnenseitiges Überfluten der Hafenumflutungen (Grenzmarke $PN + 9,5$ m).
2. Der Betrieb der anderen Sperrwerke (Bielenberg und Brunsbüttel) bietet unter Beachtung des Oberwasserzuflusses und beim Schließen etwa zu Beginn der Hauptsturmflut die Möglichkeit, die Grenzmarke im Hamburger Bereich nicht zu überschreiten.
3. Bei kleineren Oberwasserzuflüssen und frühem Schließzeitpunkt ($PN + 5$ m) wird bei den

Tabelle 4
Maximale Wasserspiegeldifferenz an den Sperrwerken in m (Vorversuche)

Q ₀ [m ³ /s]	300			1000			2700			4200		
	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *
Wasserstand bei Beginn des Schließens in m über PN	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *
Tinsdal	0	----	----	0	0,80	0	0,27	1,28	0	1,68	2,20	0
	6,75	----	----	5,59	3,97	3,04	3,84	2,92	2,67	1,85	1,30	1,84
Bielenberg	0	0,25	0	0	0,52	0	----	----	----	0,10	1,24	0
	6,39	4,47	2,83	5,99	4,10	2,66	----	----	----	4,10	2,82	2,03
Brunsbüttel	0	0	0	0	0	----	0	0	0	0	0	0
	6,62	4,16	2,92	6,15	3,81	2,68	----	3,70	2,69	4,90	3,42	2,30

* Bei Tinsdal 8,50 m

+ Wasserstand auf der Oberstromseite höher

- Wasserstand auf der Unterstromseite höher

Standorten Bielenberg und Brunsbüttel eine Ausspiegelung zwischen Binnen- und Außen-
seite zum Zeitpunkt des Öffnens nicht erreicht.

4. Als Erhöhung der höchsten Sturmflutscheitelhöhen unterhalb des Sperrwerks infolge des
Sperrwerksbetriebes haben sich bei allen drei untersuchten Sperrwerkstandorten weniger
als 0,5 m ergeben.

Bei anderen Sturmzeiten können je nach deren Form und Ablauf andere Verhältnisse auftreten.
Darauf soll bei den Hauptversuchen eingegangen werden.

3.3 Sturmflutpolder zwischen Hamburg und der Pinnaumündung

3.3.1 Vorbemerkungen

Ziel der Modellversuche sollte es sein, grundsätzliche Aussagen über die Wirksamkeit
von Sturmflutpoldern für den Sturmflutschutz zu erhalten und die Größenordnung der
Absenkung der Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg zu bestimmen. Es wurden dafür zwei
Polderflächen dicht unterhalb von Hamburg ausgewählt, der Polder „Haseldorf“ am Nord-
ufer der Elbe zwischen Schulau und der Pinnaumündung und der Polder „Altes Land“ am
Südufer der Elbe zwischen dem Köhlbrand und der Lühemündung. Da die Durchflüsse in
dem hier verhältnismäßig engen Fluß geringer sind als weiter elbabwärts, können die Polder
relativ klein sein. Auf die Untersuchung weiter elbabwärts gelegener Polder wurde verzichtet,
weil sie bei gleicher Wirkung wesentlich größer sein müßten.

Die Modellversuche können nur Antworten auf die hydraulischen Fragen geben, die sich
beim Sturmflutschutz von Hamburg mittels Sturmflutpoldern stellen.

3.3.2 Versuchsprogramm und -ausführung

Abb. 14 zeigt den Polder „Haseldorf“, Abb. 15 den Polder „Altes Land“. Die Flächen-
größen wurden mit 21 km² (Haseldorf) und 50 km² (Altes Land) angenommen. Es ist die Lage
der Modellpegel angegeben, an denen der Wasserstand bei der Polderfüllung gemessen wurde.
Um den Füllvorgang der Polder zu beschleunigen, wurden die in den Poldern vorhandenen
Sommerdeiche ganz oder teilweise entfernt.

Für die Wirksamkeit eines Polders spielen sowohl Lage und Größe der Einlaufstrecken
als auch die Höhenlage der Einlaufschwelle eine Rolle. Es ist auch ein Unterschied, ob eine
Einlaufstrecke sofort überströmt wird, wenn der Außenwasserstand die Höhe der Einlauf-
schwelle erreicht hat, oder ob erst bei Erreichen eines bestimmten Außenwasserstandes die
Einlaufstrecke mit einer tieferliegenden Einlaufschwelle freigegeben wird. Der letzte Fall setzt
bewegliche Verschlüsse in der Einlaufstrecke voraus, deren Konstruktion und Betrieb jedoch
bei den notwendigen Abmessungen problematisch sind.

Auf Grund der obigen Ausführungen ließe sich eine sehr große Zahl von Kombinationen
der verschiedenen Elemente zu möglichen Versuchsvarianten zusammenstellen. Nach
grundsätzlichen Vorversuchen wurden einige Varianten ausgewählt; sie sind in Tab. 5 zusam-
mengestellt. Alle Versuche wurden mit der Tide vom 3. 1. 1976 ausgeführt (vergl. Abschnitt
3.1) und einem Oberwasserzufluß von 500 m³/s, der den Verhältnissen der Natur entsprach.

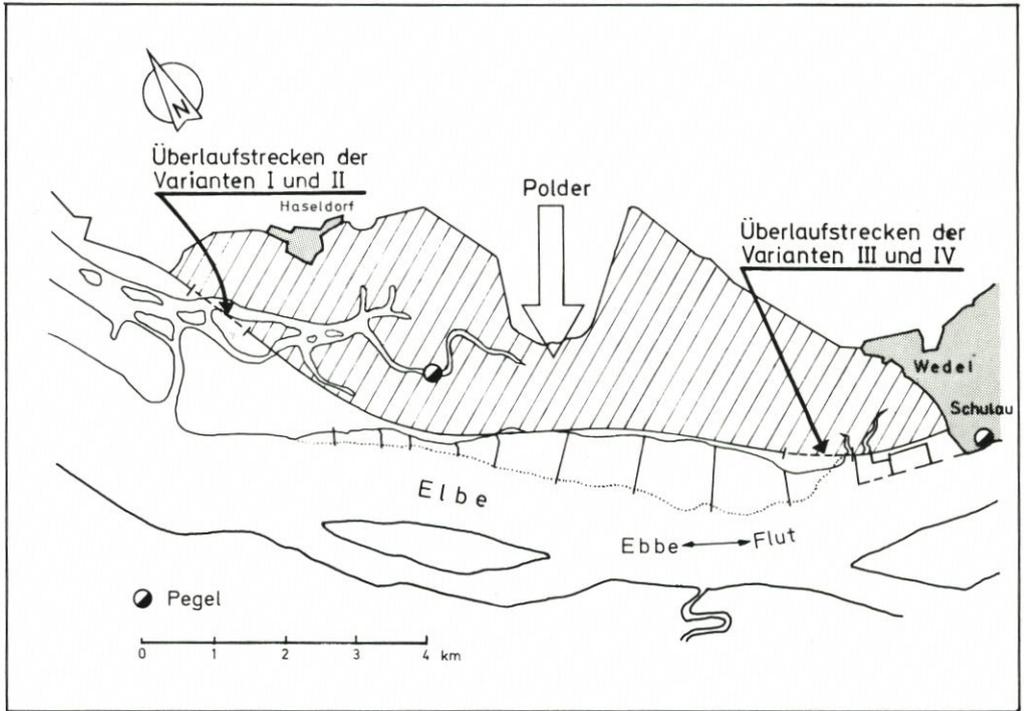


Abb. 14. Lageplan „Polder Haseldorf“

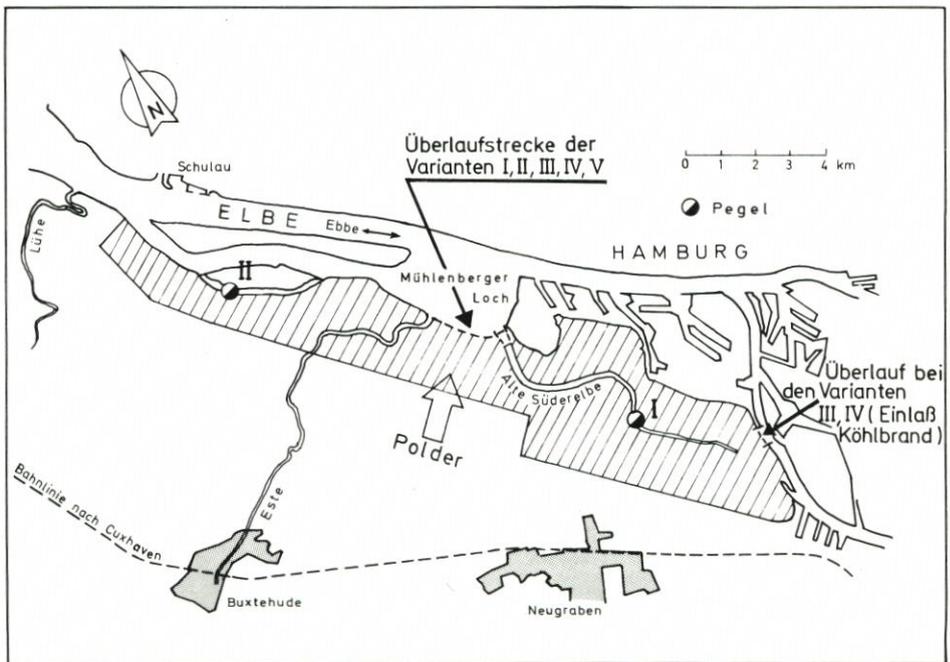


Abb. 15. Lageplan „Polder Altes Land“

Tabelle 5
 Programm für die Versuche mit Sturmflutpoldern

Nr.	Variante	Beschreibung
1	I	<u>Polder Haseldorf</u> (H) (Abb. 14) Poldereinlauf bei Haseldorf; Einlaufbreite 0,9 km Einlaufschwelle MThw +1 m
2	II	wie I; Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +2 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +1 m
3	III	Poldereinlauf bei Schulau; Einlaufbreite 1,0 km; Einlaufschwelle MThw +2 m
4	IV	wie III; Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +3 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +2 m
5	I	<u>Polder Altes Land</u> (A) (Abb. 15) Alte Süderelbe offen
6	II	Im Mündungsbereich Alte Süderelbe ist der Deich auf einer Länge von 2,1 km geöffnet; die Einlaufschwelle liegt auf MThw +2 m
7	III	wie II; Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +3 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +2 m; zusätzlicher Poldereinlauf von 0,5 km Breite auf der Köhlbrandseite; die Einlaufschwelle liegt auf MThw +2 m
8	IV	Poldereinlauf an der Alten Süderelbe (2,1 km) und am Köhlbrand (0,5 km); Höhe der Einlaufschwelle auf MThw +3 m
9	V	Im Mündungsbereich der Alten Süderelbe ist der Deich auf einer Länge von 2,1 km geöffnet. Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +3 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +2 m
10	H IV+A III	<u>Kombination Haseldorf + Altes Land</u> Variante Haseldorf IV und Altes Land III
11	H IV+A V	Variante Haseldorf IV und Altes Land V

3.3.3 Versuchsergebnisse

In Tab. 6 sind die Versuche mit den Sturmflutpoldern zusammengestellt. Die Wirksamkeit des Polders „Haseldorf“ (Abb. 14) hält sich für alle untersuchten Varianten in den engen Grenzen einer Absenkung des Sturmflutscheitels in St. Pauli zwischen 15 und 28 cm. Die günstigste Variante III brachte am Pegel St. Pauli eine Absenkung von 28 cm. Die Stromkenterung in der Elbe und der Entleerungsbeginn im Polder traten fast immer gleichzeitig ein, d. h., der Polder war vollständig gefüllt. Weitere Änderungen des Poldereinlaufs bringen daher keine Verbesserung der Größenordnung der Wasserspiegelabsenkung des Sturmflutscheitels im Hamburger Raum.

Tabelle 6

Zusammenstellung der Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Varianten von Sturmflutpoldern

Variante	maximaler Wasserstand im Polder in m über PN	maximales Füllvolumen [m ³ · 10 ⁶]	Änderung des Thw [cm]	
			St. Pauli	Harburg
Polder Haseldorf (H)				
I	6,77	84	-17	-17
II	6,57	80	-15	-13
III	6,36	75	-28	-13
IV	6,08	70	-26	-24
Polder Altes Land (A)				
I	6,49	282	-57	-46
II	4,94	211	-65	-62
III	4,75	203	-80	-75
IV	4,25	180	-60	-43
V	5,17	223	-67	-67
Kombination Haseldorf + Altes Land				
H IV + A III	H 5,65; A 4,90	H 60+A 210 = 270	-92	-90
H IV + A V	H 5,57; A 4,90	H 59+A 210 = 269	-79	-79

Wegen der wesentlich größeren Fläche ist die Thw-Absenkung durch den Polder „Altes Land“ (Abb. 15) in St. Pauli erheblich größer. Sie liegt zwischen 57 und 80 cm. Als günstigste Lösung erwies sich Variante III mit einer Absenkung von 80 cm. Allerdings wurde dieses Ergebnis nur durch einen zusätzlichen Einlaß am Köhlbrand (0,5 km breit) erreicht. Da aber ein Zulauf an dieser Stelle schwer realisierbar ist, wäre aus hydraulischen Gründen ein Ergänzungspolder mit einem zweiten Zulauf unterhalb des Mühlenberger Lochs erforderlich. Da die maximale Füllung erst in der beginnenden Ebbestromphase erreicht wird, dürfte durch Variieren des Poldereinlaufes noch eine geringe Vergrößerung der Absenkung des Sturmflutscheitels zu erreichen sein.

In zwei weiteren Versuchen wurden jeweils zwei besonders günstige Varianten der

Versuche mit den Poldern „Haseldorf“ und „Altes Land“ miteinander kombiniert, und zwar die Varianten „Haseldorf IV“ und „Altes Land III“ sowie „Haseldorf IV“ und „Altes Land V“. Die in St. Pauli und Harburg erreichten Absenkungen der Sturmflutschwelle sind unten in Tab. 6 angegeben. Sie sind geringer als die Summen der Absenkungen, die sich einzeln bei den Poldern „Haseldorf“ und „Altes Land“ ergeben haben. Wie oben erwähnt, läßt sich beim Polder „Altes Land“ durch weiteres Variieren des Poldereinlaufs wahrscheinlich noch eine geringe weitere Absenkung des Sturmflutschwells erreichen. Die so zu erzielende Absenkung des Sturmflutschwells in St. Pauli und Harburg dürfte aber auch kaum 1 m erreichen. Da sich dadurch an dem grundsätzlichen Ergebnis der Versuche nichts ändert, wurde auf die Untersuchung weiterer Varianten verzichtet.

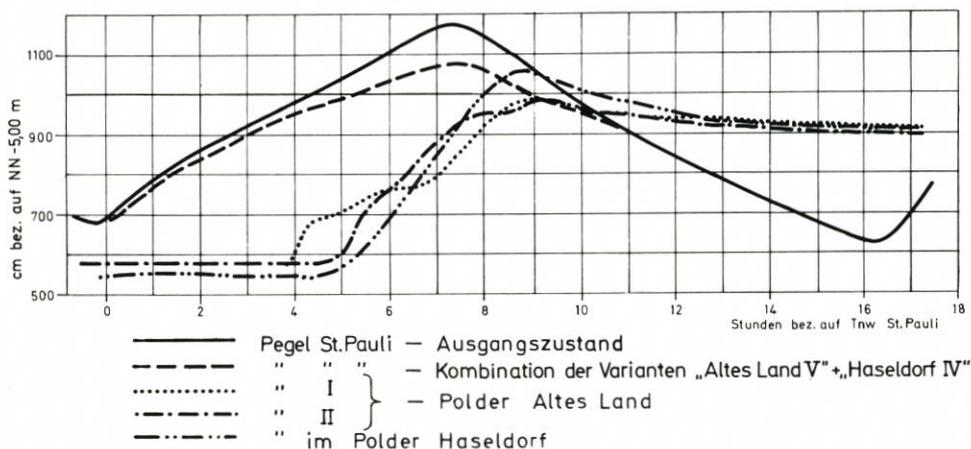


Abb. 16. Wasserstandsganglinie bei Kombination der Varianten Altes Land V mit Haseldorf IV

Abb. 16 zeigt als Beispiel die Ganglinien der Wasserstände am Pegel St. Pauli für den Versuch „Kombination Haseldorf IV mit Altes Land V“ im Vergleich mit der ursprünglichen Tidekurve. Außerdem sind die Ganglinien der Wasserstände der in den Poldern liegenden Pegel eingetragen.

Zusätzlich wurden bei den Versuchen auch die Strömungsgeschwindigkeiten während der Füllung der Polder beobachtet. Die maximalen Geschwindigkeiten lagen dabei zwischen 2 und 3 m/s. Eine ausreichende Sicherung der Überströmungsstrecken der Polderdeiche selbst und der Poldersole in der Nähe des Einlaufs ist demnach erforderlich.

3.4 Einengung des Mündungstrichters der Elbe

3.4.1 Vorbemerkungen

Aufgabe der Modellversuche sollte es sein, die Wirksamkeit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe grundsätzlich zu untersuchen und die Größenordnung der Absenkung der Sturmflutschwelle in der Unterelbe in Abhängigkeit von dem Maß der Einengung zu bestimmen.

Die Absenkung der Sturmflutschwellenlinie in der Unterelbe ist jedoch nicht das allein maßgebende Kriterium für die Entscheidung, ob eine solche Maßnahme ausführbar ist oder

nicht. Im Gegensatz zu den in den Abschnitten 3.2 und 3.3 beschriebenen Maßnahmen werden nicht nur die Sturmtiden, sondern alle Tiden mehr oder weniger stark beeinflusst. Die Untersuchungen müssen daher auch für mittlere Tiden ausgeführt werden. Ein sehr wichtiges Kriterium für die Ausführbarkeit der Baumaßnahmen sind die in dem eingeschnürten Querschnitt sowohl bei normalen Tiden als auch bei Sturmtiden auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten. Zu hohe Geschwindigkeiten können den Schiffsverkehr gefährden, und es ist mit Erosionen zu rechnen, die eine Gefährdung der Deiche am niedersächsischen Elbeufer oberhalb von Cuxhaven hervorrufen können. Auch die Änderung des Verhältnisses zwischen den Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten sowie zwischen Flut- und Ebbestromdauer ist zu beachten. Eine relativ zur Änderung der Ebbestromgeschwindigkeit größere Zunahme der Flutstromgeschwindigkeit würde das Eintreiben von Sand in die Unterelbe begünstigen und evtl. zu größerem Aufwand bei der Fahrwasserunterhaltung führen.

Für alle vorstehend angeschnittenen hydraulischen Fragen ergeben sich aus den im folgenden beschriebenen Modellversuchen Hinweise für ihre Beantwortung. Es können aber nicht alle Probleme, die sich bei einer derartigen Baumaßnahme ergeben, durch die nachfolgend beschriebenen Modellversuche untersucht werden. Hierfür wären weitergehende Versuche in einem Modell mit beweglicher Sohle in Verbindung mit intensiven Untersuchungen in der Natur erforderlich.

3.4.2 Versuchsprogramm und -ausführung

Bei der Versuchsvariante A wird die Elbe durch einen Damm, der an der Wurzel des Trischendamms westlich von Friedrichskoog beginnt, bis auf eine Breite von 2 km bei Cuxhaven eingengt. Abb. 17 zeigt die Linienführung dieses Damms. Die in Abb. 17 ebenfalls eingezeichneten Varianten B und C unterscheiden sich von der Variante A im wesentlichen nur durch die Größe des Durchflußquerschnitts bei Cuxhaven (Breite 1,4 und 0,8 km). Bei der Variante E wird die Einengung bei Cuxhaven durch einen Damm erreicht, der unterhalb von Brunsbüttel bei Hermannshof anschließt und parallel zur Elbe verläuft (KLINGE, 1962). Der Mündungstrichter wird dadurch in ein trichterförmiges Wattgebiet und einen relativ schmalen Flußschlauch geteilt. Durch derartige Baumaßnahmen ist zwar eine Umbildung der Wattflächen einschließlich der Wattströme und Priele zu erwarten, die Ökologie des Watts bleibt aber weitgehend erhalten. Die Umbildung des Watts wird wahrscheinlich bei der Variante E am geringsten sein.

Aus der Verbindung der Varianten A und E wurde die Variante D entwickelt (Abb. 18). Hierbei ist die gesamte Wattfläche sturmflutfrei eingedeicht, wodurch eine vollständige Änderung der Ökologie dieses Gebietes zu erwarten ist. Bei den Varianten F, G und L wird die eingedeichte Fläche als Sturmflutpolder genutzt. Diese Varianten unterscheiden sich durch Anzahl und Breite der Poldereinlaufstrecken. Die Einlaufschwelle liegt dabei stets auf MThw + 1 m. Grundsätzlich gelten für einen solchen Sturmflutpolder die schon im Abschnitt 3.3.1 erwähnten Gesichtspunkte. Ein Polder nach den Varianten F, G und L nimmt jedoch kein hochwertiges und besiedeltes Kulturland in Anspruch.

Bei der Variante H (Abb. 19) wurde eine im Vergleich zu A, B und C andere Dammlage untersucht und bei Variante I zusätzlich ein 3,8 km langer Querdamm angeordnet, der die Neufelder Rinne absperrt und über den Neufelder Sand zum Fahrwasser der Elbe verläuft. Die Elbe ist bei beiden Varianten auf 2 km Breite eingengt. Bei Variante K (Abb. 20) wird die Einengung der Elbe durch einen Leitdamm auf dem Böschrücken erreicht, dessen Oberkante über der höchsten Sturmfluthöhe liegt und der an seinem oberstromseitigen Ende an den Elbendeich angeschlossen ist.

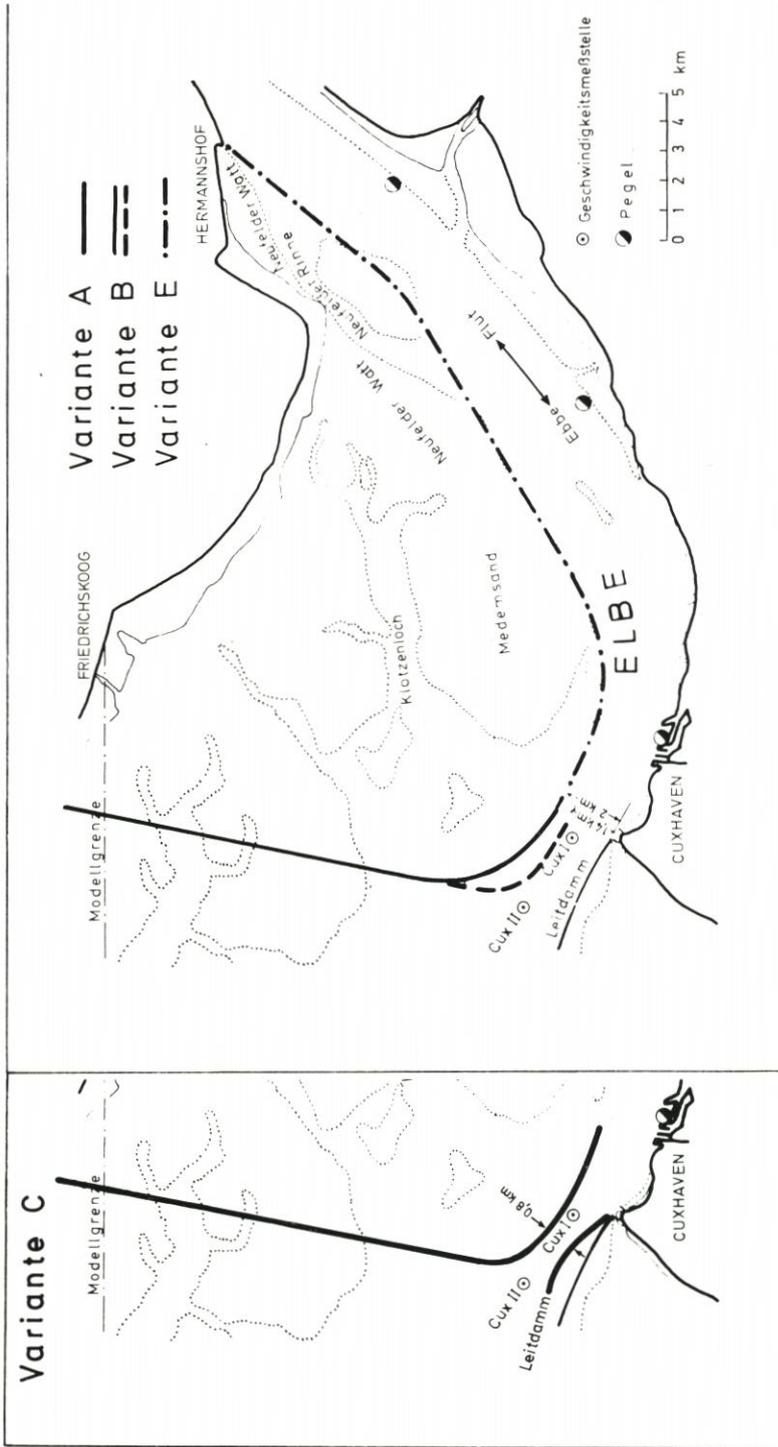


Abb. 17. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Varianten A, B, C, E

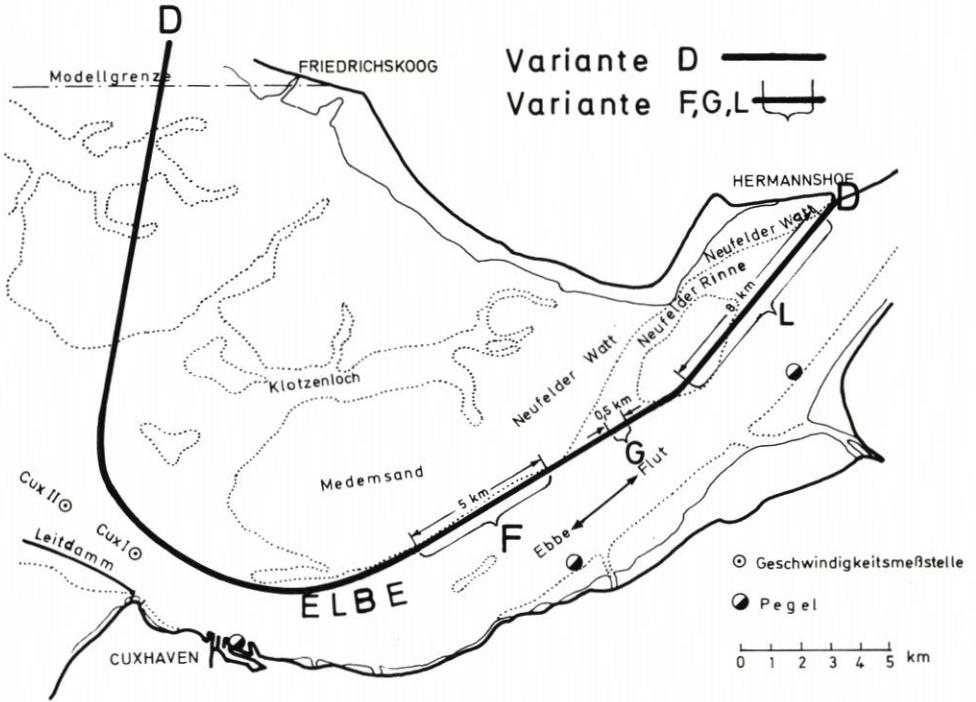


Abb. 18. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Varianten D, F, G, L

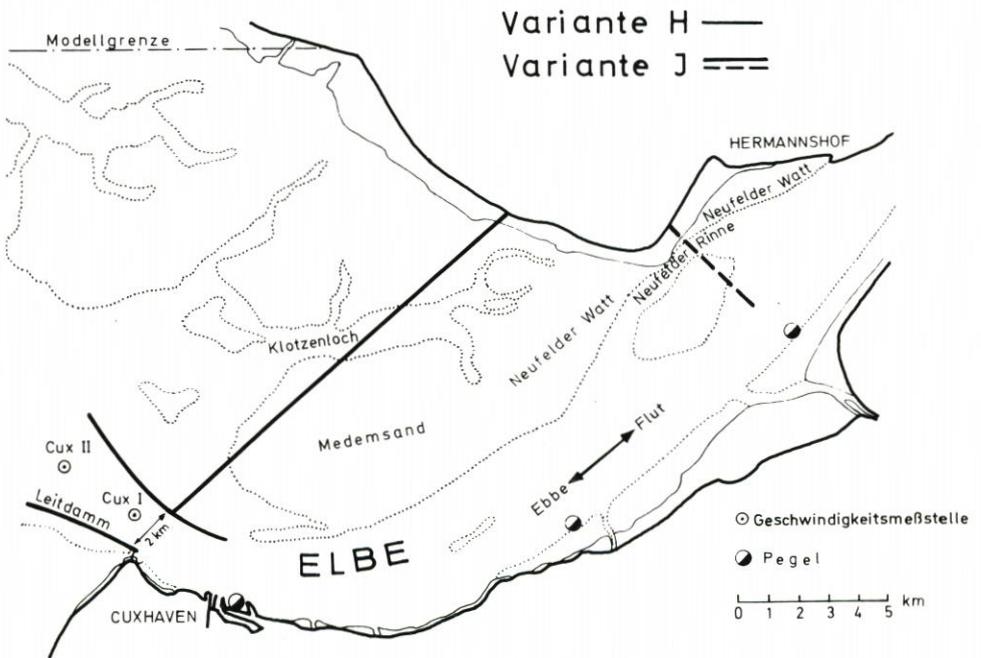


Abb. 19. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Varianten H und I

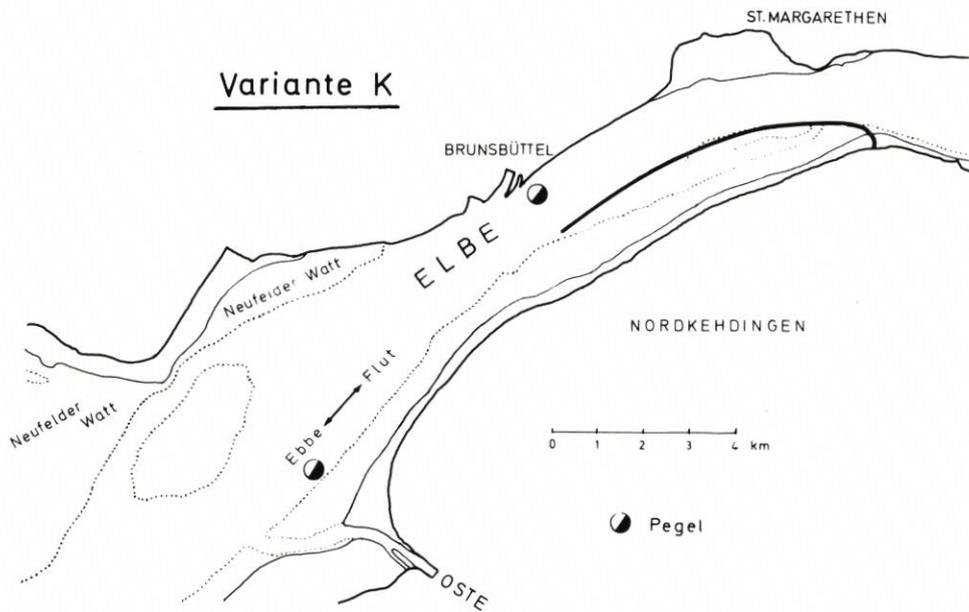


Abb. 20. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Variante K

Alle Varianten sind auf Tab. 7 zusammengestellt. Die Zahl der Varianten ließe sich beliebig vermehren, und zwar hinsichtlich der Lage des Damms, Größe des freien Durchflußquerschnitts, Anzahl und Länge der Überlaufstrecken oder Einströmöffnungen des Polders sowie der Höhenlage der Einlaufschwelle. Im Rahmen der Vorversuche wurde aber auf die Untersuchung weiterer Varianten verzichtet, weil durch die Vorversuche nur eine allgemeine und grundsätzliche Wertung der verschiedenen Gruppen von Varianten erreicht werden sollte. Die Versuche wurden mit der Sturmflut vom 3. 1. 1976 und mit der mittleren Tide vom 6. 6. 1971 ausgeführt. Die Tide vom 6. 6. 71 gibt die mittleren Verhältnisse gut wieder, und auf sie treffen die Ausführungen in Abschnitt 2.2 zu. Wie im Abschnitt 3.1 erwähnt ist und Abb. 8 zeigt, lag die Scheitelhöhe der Sturmflut im Modell im Bereich der Elbemündung erheblich höher als in der Natur. Durch das Einsteuern einer Sturmflut mit naturähnlicher Scheitelhöhe im Mündungsbereich wäre aber die Scheitellage in Hamburg, deren Absenkung ermittelt werden sollte, zu niedrig gewesen. Die Versuchsergebnisse für die Sturmflut lassen daher nur einen Vergleich der Varianten untereinander zu. Die Absolutwerte aus dem Modell können nicht unmittelbar auf die Natur übertragen werden. In den Abb. 17 bis 19 sind die Meßstellen der Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Modellpegel eingetragen. Für Untersuchungen, die über das Ziel der Vorversuche hinausgehen, müßten selbstverständlich die Strömungsgeschwindigkeiten an weiteren Orten gemessen werden.

3.4.3 Versuchsergebnisse

In Tab. 8 sind die wichtigsten Ergebnisse der Versuche für die mittlere Tide zusammengestellt. Im Ausgangszustand waren die Ebbestromgeschwindigkeiten stets größer als die Flutstromgeschwindigkeiten. Bei den Varianten A, C, D, E und H liegen die Flutstromgeschwindigkeiten im Meßpunkt Cux I zum Teil höher als die Ebbestromgeschwindigkeiten.

Tabelle 7

Programm der Vorversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe

Nr.	Variante	Abb.	Beschreibung
1	A	17	Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 2,0 km; Damm vom Trischendammschiff bis zum Fahrwasser- rand gegenüber Cuxhaven.
2	B	17	wie A; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 1,4 km
3	C	17	wie A; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 0,8 km
4	D	18	wie A; Verlängerung des Damms über den Medemsand nach Hermannshof
5	E	17	Damm von Cuxhaven über Medemsand nach Her- mannshof; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 2,0 km
6	F	18	wie D; 5 km lange Überlaufstrecke auf dem Medem- sand; Höhe der Überlaufschwelle: MThw + 1m
7	G	18	wie F; 0,5 km breiter zunächst geschlossener Ein- laß in der Neufelder Rinne, der bei einem Wasserstand von MThw + 1 m bis zur natür- lichen Sohle geöffnet wird. Die mittlere Sohlentiefe beim Einlaß liegt auf KN -5 m
8	L	18	wie F; 8 km lange Überlaufstrecke bei Hermanns- hof; Höhe der Überlaufschwelle MThw + 1 m
9	H	19	Damm vom Fahrwasserrand gegenüber Cuxhaven bis Kaiser-Wilhelm-Koog; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 2,0 km
10	I	19	wie H; gegenüber der Ostemündung befindet sich ein 3,8 km langer Querdamm
11	K	20	Leitdamm auf dem Böschrücken; oberstromseitig geschlossen

Bei allen Varianten steigt aber die mittlere Flutstromgeschwindigkeit (v_{fM}) stets stärker als die mittlere Ebbestromgeschwindigkeit (v_{eM}). Durch diese Veränderung sind erhebliche Verschiebungen im Transportverhalten des Stromes zu erwarten, die zu Versandungen oberhalb von Cuxhaven führen können.

Die Veränderungen der Geschwindigkeiten bei mittlerer Tide bei den Varianten D und E sind verhältnismäßig gering, weil das einströmende Wasservolumen durch die Eindeichung der Wattflächen bzw. deren Abtrennen von der Elbe bei der Variante E stark reduziert ist. Sie überschreiten nur in einem Fall 20%. Die Geschwindigkeit bei den Varianten H und I sind

Tabelle 8

Zusammenstellung der Ergebnisse der Vorversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe (mittlere Tide)

Variante	Strömungsgeschwindigkeiten [cm/s]								Wasserstands- differenz St. Pauli [cm] Tnw Thw	
	Meßpunkt Cux I				Meßpunkt Cux II					
	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}		
Ausgangszustand	160	188	95	112	130	168	69	99		
A	240 +50	230 +22	146 +54	150 +34	140 + 8	215 +28	90 +30	115 +16	+14	- 8
B	280 +75	325 +73	179 +88	210 +88	150 +15	210 +25	95 +38	132 +33	+ 9	-13
C	310 +94	275 +46	188 +98	179 +60	125 - 4	195 +16	86 +25	109 +10	+11	-30
D,F,G,L	180 +13	170 -10	116 +22	102 - 9	105 -19	160 - 5	70 + 1	88 -11	+ 4	0
E	165 + 3	175 - 7	106 +12	104 - 7	130 0	170 + 1	72 + 4	101 + 2	+ 1	0
H	195 +22	215 +14	130 +37	124 +11	135 + 4	165 - 2	82 +20	105 + 6	+ 2	0
I	195 +22	205 + 9	127 +34	127 +13	115 -12	170 + 1	75 + 9	105 + 6	0	-12
K	-	-	-	keine Messung		-	-	-	0	0

Zeile 1: absolute Werte [cm/s]

Zeile 2: Differenzen der Geschwindigkeiten [%] zum Ausgangszustand

letzte Spalte: Differenz der Scheitelwasserstände zum Ausgangszustand

zwar kleiner als in A, B und C, aber erheblich größer als bei D und E. Dagegen ist bei den Varianten A, B und C die Zunahme der Geschwindigkeiten sehr groß. Auch die absoluten Größen der Geschwindigkeiten sind hier sehr hoch, die Spitzengeschwindigkeiten liegen in einigen Fällen über 3 m/s, meistens über 2 m/s. Einige über die Ebbe- und Flutstromdauer gemittelte Geschwindigkeiten erreichen Größen bis zu 2 m/s. Mit erheblichen Erosionen muß bei diesen Verhältnissen gerechnet werden.

Bei allen Varianten mit offenen Wattflächen oberhalb von Cuxhaven (Varianten A, B, C, H und I) wurde ein ähnliches Strömungsbild beobachtet. Bei einsetzender Flutphase fließt das Wasser am Ende des Querdammes auf engem Raum mit hoher Geschwindigkeit (3 bis 6 m/s) auf das Watt. Während der Ebbe erfolgt an dieser Stelle nicht nur der Rückstrom des Wassers von der Wattfläche, sondern noch eine zusätzliche Beaufschlagung durch die Überströmung vom Neufelder Watt her. Die Stromlinien konzentrieren sich an der Dammspitze (Abb. 21)

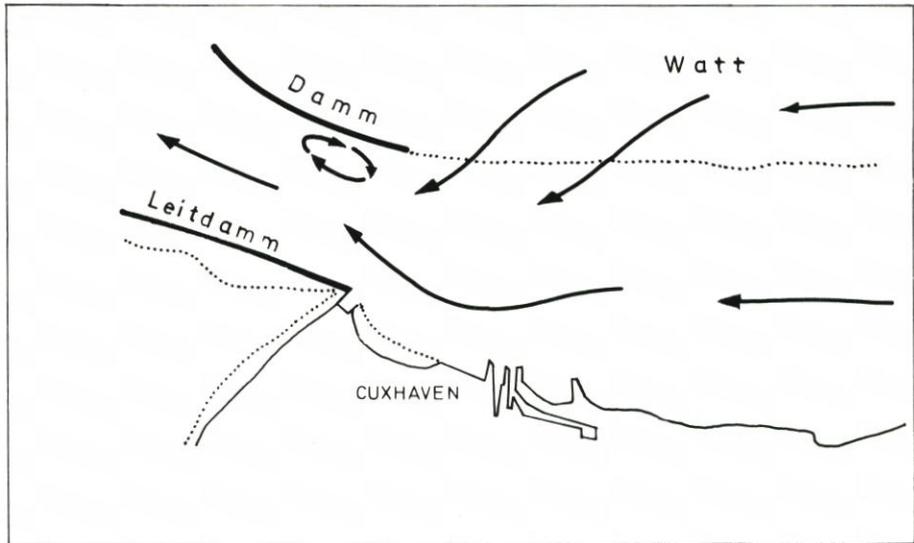


Abb. 21. Strömungsbild der Ebbeströmung bei Cuxhaven (Varianten A, B und C)

und drücken die Ebbeströmung in der Elbe an das niedersächsische Ufer. Hier treten hohe Geschwindigkeiten auf, während gegenüber am Damm der Durchflußquerschnitt durch eine Walze eingeschränkt ist. Durch eine bessere Führung der Strömung lassen sich die Querströmungen beseitigen, und der Durchflußquerschnitt kann besser beaufschlagt werden. Das wurde bei den Varianten D, E, F, G und L beobachtet.

Die Scheitelwasserstände in St. Pauli ändern sich bei den Varianten D bis L nur wenig. Bei den Varianten A bis C ist die Änderung größer, die Tideschwingung wird gedämpft. Dabei ergibt sich eine an sich erwünschte Anhebung des Tnw, das in den letzten Jahren im Bereich von Schulau – St. Pauli stark abgesunken ist. Bei der stärksten Querschnittseinengung bei Cuxhaven nach Variante C ist die Absenkung des Thw mit 30 cm beträchtlich.

Tab. 9 zeigt die Ergebnisse der Versuche für die Sturmflut. Bei den Varianten A, B und C treten außergewöhnlich hohe Strömungsgeschwindigkeiten auf, die eine solche Lösung als unrealistisch erscheinen lassen, auch wenn bei der Variante C eine Absenkung des Sturmflutscheitels in St. Pauli um 78 cm erreicht wird. An ungünstigeren Meßpunkten wurden sogar Maximalgeschwindigkeiten von 5 bis 6 m/s beobachtet. Auch bei allen anderen Varianten sind die Strömungsgeschwindigkeiten stark erhöht.

Die bei den Varianten D, E, H und I erzielten Absenkungen der Sturmflutscheitelhöhen in St. Pauli sind so gering, daß diese Lösungen ausscheiden. Dagegen zeigen die Varianten F, G und L, bei denen der eingedeichte Polder (Variante D) als Sturmflutpolder genutzt wird, größere Absenkungen der Sturmflutscheitelhöhen am Pegel St. Pauli, insbesondere bei der Variante L. Da bei diesen Varianten nur eine teilweise Füllung des Polders erreicht wurde, ist zu erwarten, daß bei weiteren Veränderungen der Einlaufverhältnisse noch stärkere Absenkungen der Sturmflutscheitelhöhen zu erreichen sind. Derartige Untersuchungen sollten Gegenstand der Hauptversuche sein.

Bei der Variante K war keinerlei Absenkung des Sturmflutscheitels im Bereich von Hamburg festzustellen. Daher wurde auf eine weitere Untersuchung verzichtet.

Tabelle 9

Zusammenstellung der Ergebnisse der Vorversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe
(Sturmflut vom 3.1.1976)

Variante	Strömungsgeschwindigkeiten [cm/s]								Wasserstands- differenz St. Pauli [cm]
	Meßpunkt Cux I				Meßpunkt Cux II				
	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}	
Ausgangs- zustand	95	195	64	123	80	170	54	97	
A	260 +174	475 +144	188 +194	275 +124	115 +44	380 +124	86 +59	178 +84	-32
B	320 +237	440 +126	228 +256	281 +128	115 +44	330 +94	86 +59	172 +77	-47
C	490 +416	285 +46	325 +408	185 +50	140 +75	480 +182	98 +81	284 +193	-78
D	180 +100	280 +44	125 +95	170 +38	80 0	210 +24	59 +9	110 +13	-13
E	165 +74	265 +36	113 +77	165 +34	75 -6	195 +15	56 +4	117 +21	-7
F	255 +168	270 +38	143 +123	164 +33	100 +25	210 +24	63 +17	120 +24	-50
G	230 +142	275 +41	143 +123	156 +27	100 +25	220 +29	69 +28	111 +14	-37
H	215 +126	335 +72	154 +141	201 +63	100 +25	245 +44	74 +37	147 +52	-11
I	210 +121	305 +56	150 +134	190 +54	95 +19	250 +47	70 +30	136 +40	-18
K	-	-	-	keine	Messung	-	-	-	0
L	225 +137	303 +55	128 +100	191 +55	-	-	-	-	-90

Zeile 1: absolute Werte [cm/s]

Zeile 2: Differenz der Geschwindigkeiten
[%] zum Ausgangszustand

Letzte Spalte: Differenz der Scheitelwasser-
stände zum Ausgangszustand

3.5 Zusammenfassende Beurteilung der Ergebnisse der Vorversuche

Wie in Abschnitt 2.3 dargestellt, war bei den Versuchen darauf verzichtet worden, die Höhe der Scheitelwasserstände auf der gesamten Flußlänge naturähnlich nachzubilden. Die Ergebnisse der Vorversuche entsprechen daher in ihren absoluten Werten nicht den natürlichen Verhältnissen. Es läßt sich z. B. aus den Vorversuchen nicht sagen, welche Höhenlage die Sturmflutscheitellinie in der Unterelbe am 3. 1. 1976 gehabt hätte, wenn damals schon im Bereich der Elbemündung ein großer Entlastungspolder bestanden hätte oder wenn in der Unterelbe ein Sturmflutsperrwerk betrieben worden wäre. Dagegen lassen es die Ergebnisse der Vorversuche zu, die einzelnen untersuchten Maßnahmen innerhalb der Gruppen verschiedener Lösungen untereinander zu vergleichen und zu bewerten. Es ist dadurch möglich, das Programm der Hauptversuche auf Maßnahmen zu beschränken, die am meisten Erfolg versprechen.

Die Versuche für ein Sturmflutsperrwerk haben gezeigt, daß der Standort bei Tinsdal unzweckmäßig ist (Abschn. 3.2.3). Bei hohen Oberwasserzuflüssen ist der Stauraum hinter dem geschlossenen Sperrwerk zu klein, es kommt daher zu hohen Wasserständen und zu Überflutungen durch den Oberwasserzufluß. Das Sperrwerk Tinsdal wurde daher nicht in das Programm der Hauptversuche aufgenommen.

Hinsichtlich der maximalen Wasserstandsanhhebung unterhalb des Sperrwerks sind die Unterschiede zwischen den Sperrwerkslagen Bielenberg und Brunsbüttel unbedeutend. Auch der maximale Wasserstand bei St. Pauli und Bunthaus liegt bei beiden in derselben Größenordnung (Tab. 3). Bei hohem Oberwasserzufluß ist die maximale Wasserspiegeldifferenz am Sperrwerk Bielenberg deutlich geringer als in Brunsbüttel (Tab. 4).

Als Ergebnis der Versuche für Sturmflutpolder im Raum zwischen Hamburg und der Pinnaumündung (Abschn. 3.3.3) ist herauszustellen, daß eine Absenkung des Sturmflutscheitels in einer Größenordnung von knapp 1 m im Hamburger Stadtgebiet nur erreicht werden kann, wenn sowohl im Alten Land als auch in der Haseldorfer Marsch große Überlaufpolder in Betrieb sind (Tab. 6).

Die Versuche mit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe haben ergeben, daß die Einschränkung des Durchflußquerschnitts durch einen Damm auf dem Watt vom Trischen-Damm bis zum gegenüber Cuxhaven gelegenen Rand des Elbefahrwassers in der verbleibenden Durchflußöffnung sehr hohe Strömungsgeschwindigkeiten ergibt, und zwar sowohl bei mittlerer Tide als auch bei Sturmzeiten (Tab. 8 und 9). Es würde zu starker Erosion kommen, die Standfestigkeit der Deiche und auch der Schiffsverkehr würden dadurch gefährdet. Zudem brachte nur die Variante mit der kleinsten Öffnungsbreite und den damit größten Strömungsgeschwindigkeiten eine beachtliche Absenkung des Sturmflutscheitels in Hamburg (Tab. 9). Würde man die Durchflußöffnung bei Cuxhaven weiter vergrößern als bisher in den Versuchen ausgeführt, um die Geschwindigkeiten dadurch weiter herabzusetzen, so wird die Absenkung der Scheitelhöhen in Hamburg immer geringer. Bei einer anderen Linienführung des Einschränkungsdammes war die Wirkung auf die Sturmflutscheitelhöhen nicht ausreichend (Tab. 9).

Bei der Eindeichung eines großen Polders in der Elbemündung im Bereich des Medemlandes und des Neufelder Watts und gleichzeitiger Benutzung dieses Polders als Sturmflutpolder lassen sich wirksame Absenkungen des Sturmflutscheitels in Hamburg erreichen. Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Durchflußöffnung sind zwar auch recht groß, aber kleiner als bei den einfachen Querdämmen (Tab. 9). Die Möglichkeiten für eine Beaufschla-

gung des Polders waren bei den Vorversuchen noch nicht ausgeschöpft worden. Diese Lösungen sollen daher in den Hauptversuchen weiter untersucht werden.

4. Hauptversuche

4.1 Herstellen der Naturähnlichkeit

Wie im Abschnitt 2.3 bereits erwähnt, läßt sich der Ablauf einer Sturmflut auf der gesamten Flußstrecke von der Mündung bis zur Tidegrenze nicht ohne besondere Maßnahmen naturähnlich im hydraulischen Modell wiedergeben. Um einen weitgehend naturähnlichen Ablauf der Sturmflut zu erzielen, wurden zwei Verfahren entwickelt und gemeinsam bei den Hauptversuchen angewendet:

1. Impulsstrahlen
2. Pendelrauheit (mobile Rauheit)

Bei den Impulsstrahlen wurde von dem Gedanken ausgegangen, daß bei Sturmfluten durch den starken Wind zusätzliche Kräfte auf das Wasser im Tidefluß in Flutstromrichtung wirken. Wenn es auch nicht möglich ist, diese Wirkung durch einen Luftstrom nachzubilden, so wurde es doch für möglich angesehen, eine ähnliche Wirkung durch feine Wasserstrahlen zu erreichen, die in Flutstromrichtung in die Fließquerschnitte des Modells eingeführt werden. Zu diesem Zweck wurden Kupferrohre von 15 bis 18 mm Durchmesser quer durch die Fließquerschnitte des Modells gelegt. Innerhalb der Fließquerschnitte waren im Abstand von je 100 mm Bohrungen von je 2,5 mm angeordnet, aus denen Wasser in Flutstromrichtung austreten konnte. Das Wasser wurde von einer Pumpe aus dem Tiefbehälter entnommen und in die Rohre gedrückt. Die Abbildungen 22a und 22b zeigen das Prinzip der Impulsstrahlen.

Der starke, in Flutstromrichtung wirkende Wind behindert bei Ebbe den Rückstrom des Wassers. Diese Wirkung haben auch die Impulsstrahlen. Eine solche Wirkung läßt sich aber auch durch Rauheitselemente erreichen, die von oben her in die Fließquerschnitte des Modells eintauchen und als Pendel aufgehängt sind. Die für die Modellversuche verwendeten Elemente bestehen aus 30 mm breiten Kunststoffstreifen, die um eine horizontale Achse drehbar auf Böcken montiert sind und senkrecht zur Flußachse stehen. Der Flutstrom kann die Streifen leicht anheben. Sie setzen ihm praktisch keinen Widerstand entgegen, da sie auf der Ober-

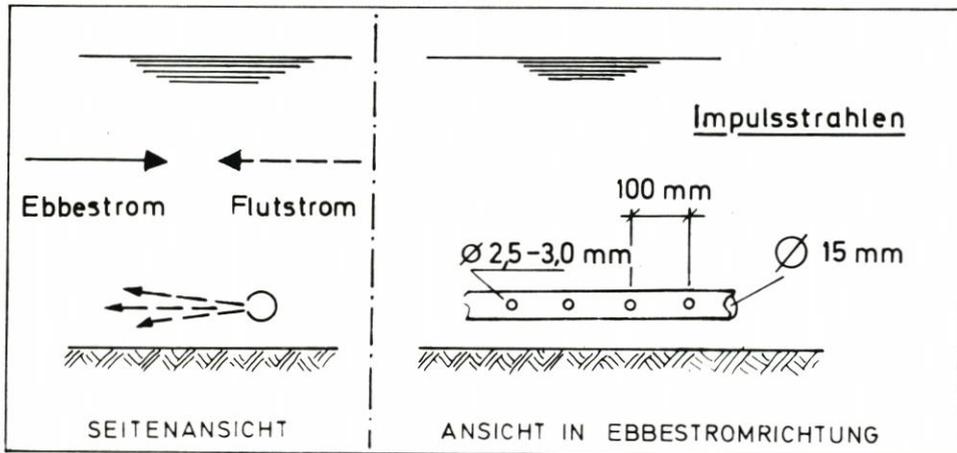


Abb. 22a. Impulsstrahlen (Prinzipskizze)

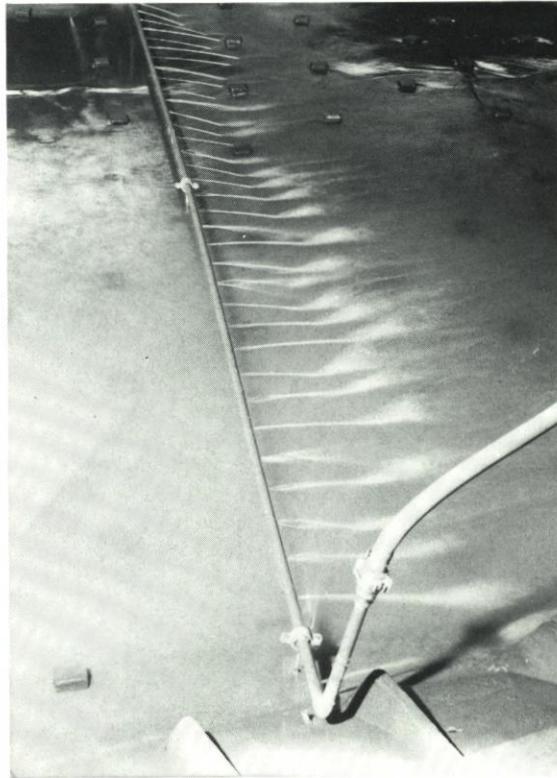


Abb. 22b. Impulsstrahlen

fläche schwimmen und durch ein Gegengewicht ein Gewichtsausgleich bewirkt wird. Bei Ebbestrom werden die Streifen dagegen durch die Querriegel der Montageböcke so festgehalten, daß ihr eintauchender Querschnitt voll als Widerstand wirkt. Die Abbildungen 23a, b und c zeigen das Prinzip der Pendelrauheit.

Beide Verfahren wurden zunächst in Rinnenversuchen getestet, um sie für ihren Einsatz im Elbmodell dimensionieren zu können. Bei den Impulsstrahlen wurde jeweils der Wasserdruck und damit die Wasserzugabe variiert, bei den Pendeln dagegen die Eintauchtiefe und die Anzahl der Pendel. Es wurde die Änderung der Gefällelinien infolge der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit bei unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten ermittelt. Auf eine ausführliche Schilderung der Rinnenversuche soll hier verzichtet werden.

Um einen naturähnlichen Ablauf der Sturmzeiten im Elbmodell auf der gesamten Strecke von der Mündung bis zur Tidegrenze zu erreichen, wurden beide Verfahren gemeinsam angewandt. Im Modellbereich zwischen Cuxhaven und der Ostemündung, also im eigentlichen Mündungstrichter, wurden vorwiegend Rohrstränge für den Einsatz von Impulsstrahlen verlegt. Einige weitere Rohrstränge lagen zwischen Brokdorf und Glückstadt sowie zwischen der Lühe- und der Estemündung. Oberhalb der Ostemündung wurden neben den üblichen Betonklötzchen als Rauheitselemente vorwiegend die oben geschilderten Pendel eingesetzt, da der direkte Windeinfluß hier geringer ist als weiter seewärts. Um eine ausreichende Naturähnlichkeit empirisch zu erzielen, mußten die Zahl der eingesetzten Pendel, die festen Rauheitselemente und die Impulsstrahlen in zahlreichen Einzelversuchen variiert

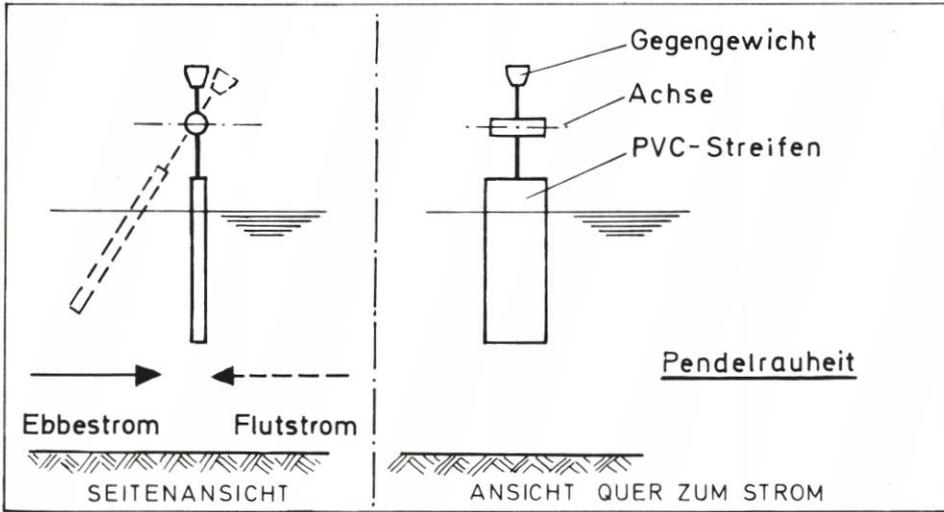


Abb. 23a. Pendelrauheit (Prinzipskizze)

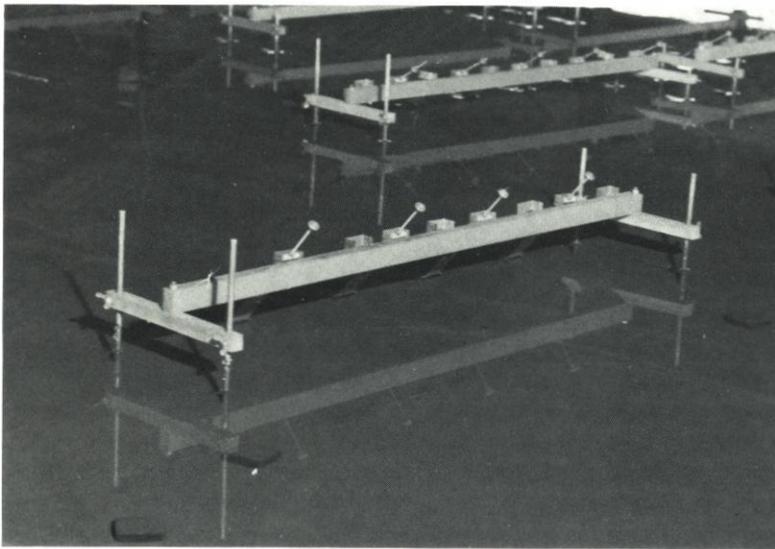


Abb. 23b. Pendelrauheit (bei Flut)

werden. Die Impulsstrahlen kamen dabei nicht während der gesamten Sturmflut zum Einsatz. Abb. 24 zeigt am Beispiel der Sturmflut vom 3. 1. 1976, wie der Betriebsdruck in dem Zuleitungsrohr der Impulsstrahlrohre geregelt wurde: Erst bei Thw der Vortide wurde die Pumpe eingeschaltet, nach 3 Stunden (Natur) wurde der höchste Druck erreicht, der während 10 Stunden konstant blieb und dann in etwa 2 Stunden, noch vor dem Tnw nach dem Sturmflutscitel, auf einen geringen Druck abfiel. Erst bei Thw der Nachtide wurde die Pumpe ausgeschaltet. Zusätzlich mußten zwischenzeitlich einige Rohrstränge abgeschaltet oder gedrosselt werden. Bei dem höchsten Druck von 42 mWS wurden dem Modell etwa 1,75 m³/min Wasser durch die Impulsstrahlen zugeführt. Das sind etwa 5 % des maximal über

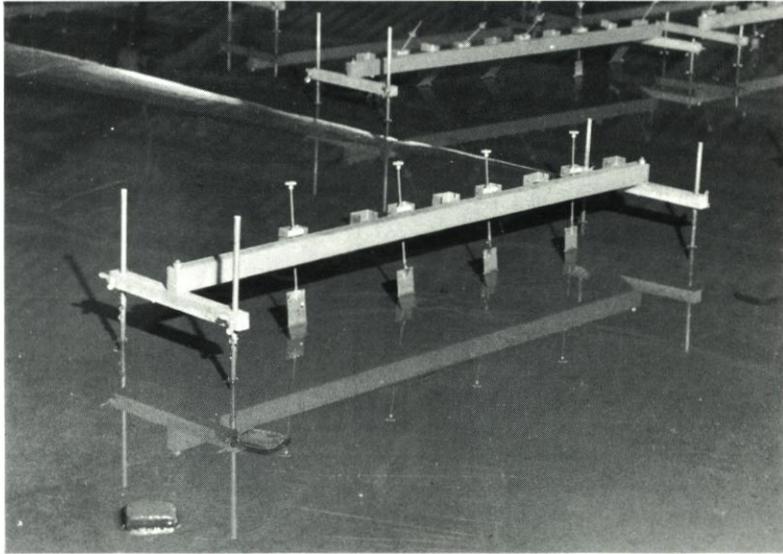


Abb. 23c. Pendelrauhheit (bei Ebbe)

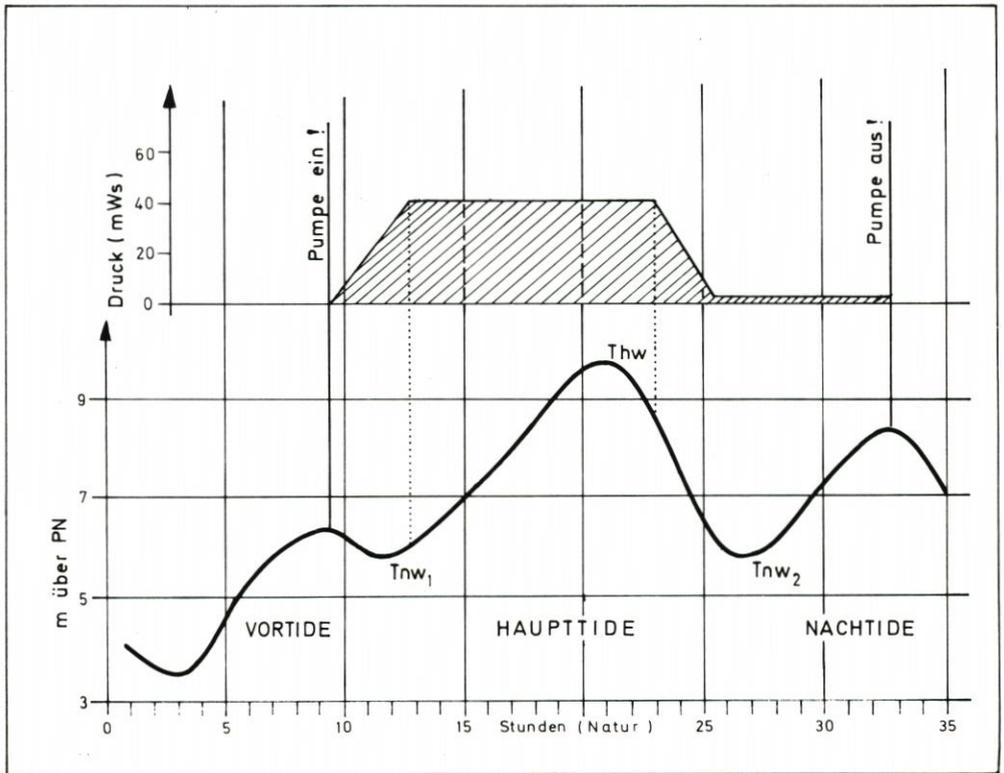


Abb. 24. Druckschema der Impulsstrahlen für die Sturmflut vom 3. 1. 76

den Modelleinlauf während der Sturmflut zufließenden Volumenstroms von $36 \text{ m}^3/\text{min}$. Da die im Modell quer zur Fließrichtung verlaufenden Rohrstränge selbst auch zur Rauheit beitragen und wegen des Einsatzes der Pendelrauheit mußte die Anzahl der ursprünglich zur Herstellung der Naturähnlichkeit des Modells bei mittlerer Tide angeordneten Rauheitselemente verringert werden.

Durch langwieriges Probieren – insgesamt waren etwa 80 Versuche erforderlich – gelang es, eine befriedigende Naturähnlichkeit auf der gesamten Flußstrecke herzustellen. Abb. 25 zeigt die Scheitellinien des HTHw und der benachbarten Tnw vom 3. 1. 76 vom Pegel Mittelgrund-West in der Außenelbe bis Hohnstorf. Vergleicht man die Scheitellinie des HTHw mit der bei den Vorversuchen erzielten (Abb. 8), so wird die durch die Impulsstrahlen und die Pendelrauheit erzielte Verbesserung deutlich. Abb. 26 zeigt am Beispiel der Pegel Cuxhaven und St. Pauli die bei der Form der Tidekurven erzielte Übereinstimmung zwischen Natur und Modell. Für die Sturmflut vom 3. 1. 76 war auch ein Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten möglich, da während dieser Sturmflut an den Meßstellen Schulau, Grauerort und Ostemündung von den Wasser- und Schifffahrtsämtern Hamburg und Cuxhaven Messungen mit Schaufelrädern ausgeführt worden waren. Abb. 27 zeigt den Vergleich der Messungen in der Natur mit denen im Modell. Mit Rücksicht auf die Unsicherheiten beim Vergleich von Strömungsmessungen in der Natur mit denen im Modell (ROHDE, 1971) muß die erzielte Übereinstimmung als sehr gut bezeichnet werden. Während der Naturähnlichkeitsversuche war der Oberwasserzufluß konstant auf $492 \text{ m}^3/\text{s}$ (vgl. Abschnitt 3.1) eingestellt. Das Wehr Geesthacht und die Sperrwerke an den Nebenflüssen wurden nach dem tatsächlichen Betrieb gelegt bzw. geschlossen.

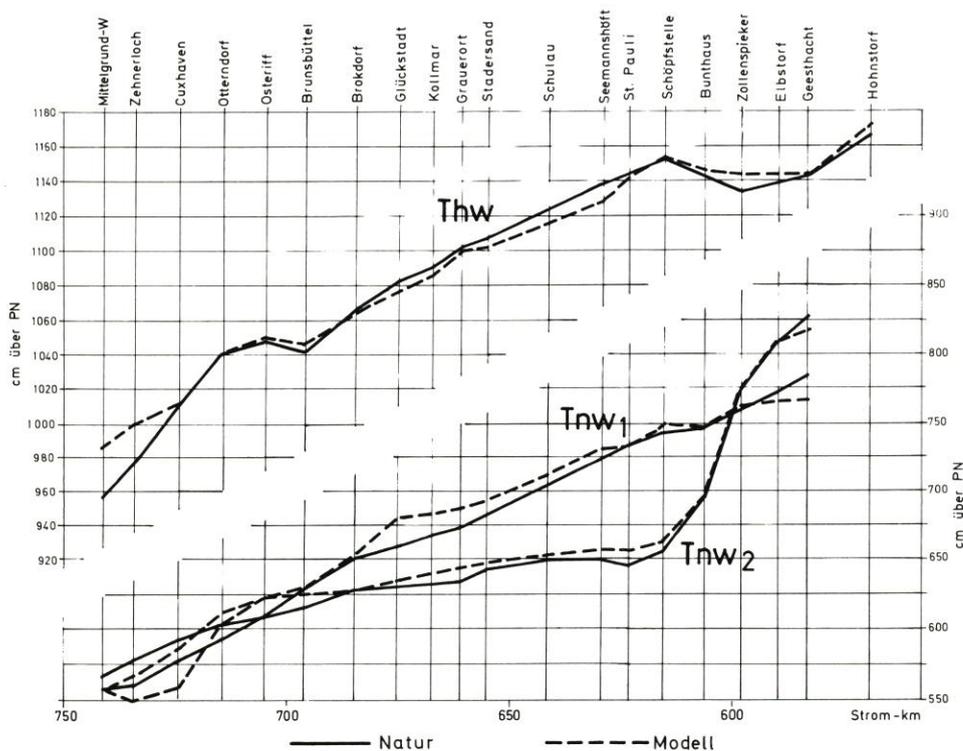


Abb. 25. Scheitellinien des HTHw und der benachbarten Tnw vom 3. 1. 76, Vergleich Natur und Modell

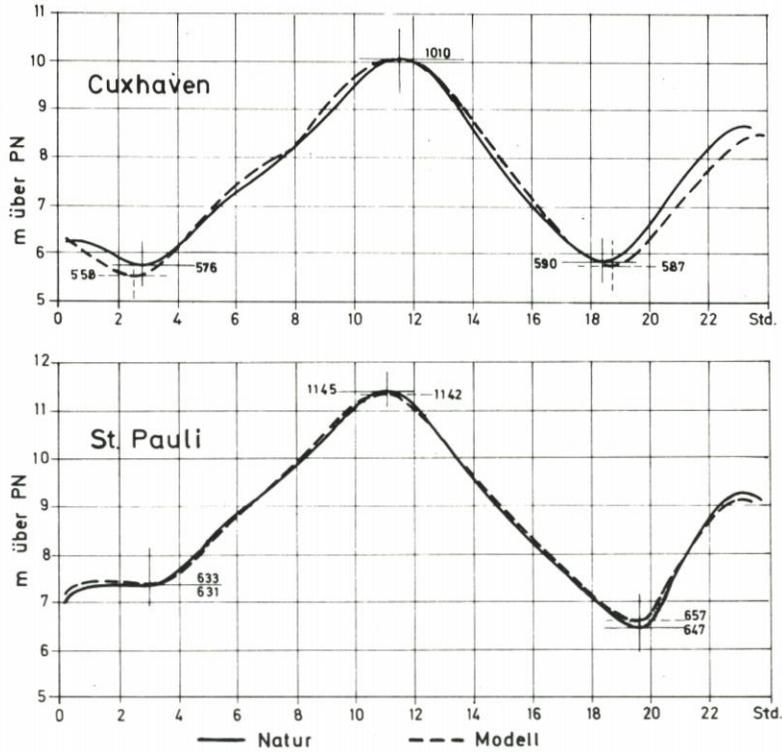


Abb. 26. Vergleich der Tidekurven in Natur und Modell der Pegel Cuxhaven und St. Pauli für den 3. 1. 76

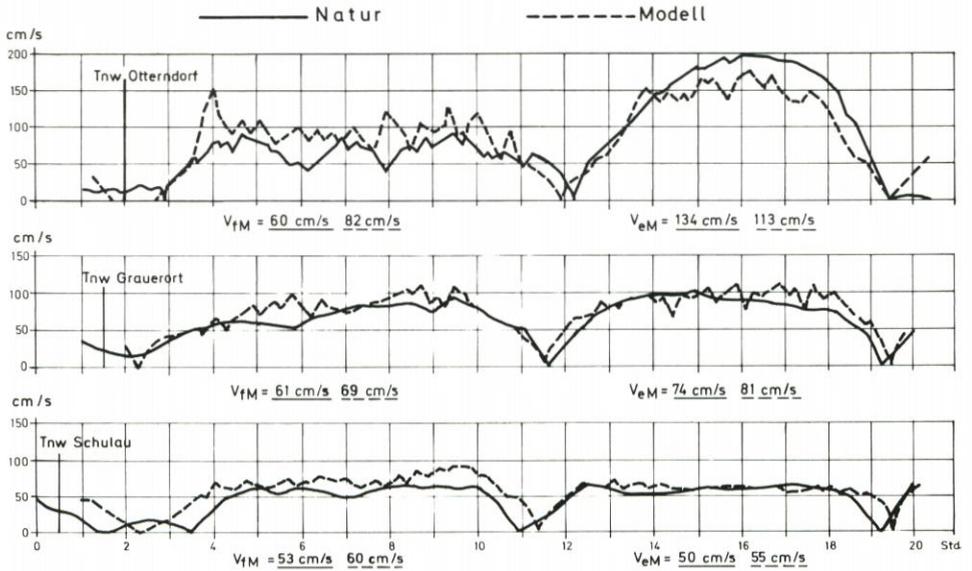


Abb. 27. Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten in Natur und Modell bei der Sturmflut am 3. 1. 76

Da bei den Hauptversuchen auch die Sturmflut vom 21. 1. 1976 untersucht werden sollte, mußte für diese Sturmflut ebenfalls die Naturähnlichkeit im Modell hergestellt werden. Diese Sturmflut entspricht in ihrem Ablauf in Vor- und Nachtiden sowie in ihrer Fülligkeit der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962. Abb. 28 zeigt die Tidekurven vom 20. bis 22. 1. 76 (nach SINDERN und GÖHREN, 1979). Zum Vergleich sind gestrichelt die Tidekurven vom 2. bis

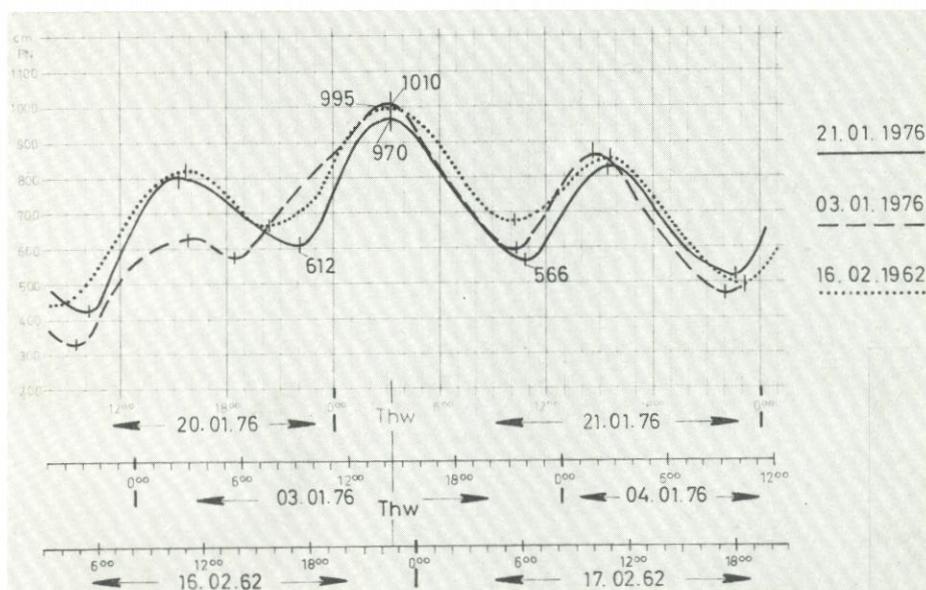


Abb. 28. Tidekurven der Sturmflut vom 21. 1. 76 für Cuxhaven. Zum Vergleich sind die Tidekurven der Sturmfluten vom 3. 1. 76 und 16./17. 2. 62 eingetragen

4. 1. 76 und punktiert die vom 15. bis 17. 2. 1962 eingetragen. Die Herstellung der Naturähnlichkeit geschah in derselben Weise wie bei der Sturmflut vom 3. 1. 76. Dabei wurde nur eine Änderung der Impulsstrahlen vorgenommen. Die festen Rauheitselemente und die Pendelrauhheit blieben dagegen unverändert. Abb. 29 zeigt die Scheitellinien des HThw und der benachbarten Tnw der Sturmflut vom 21. 1. 76 zwischen den Pegeln Zehnerloch in der Außenebbe und Hohnstorf. Der während der Naturähnlichkeitsversuche konstant beibehaltene Oberwasserzufluß betrug $1561 \text{ m}^3/\text{s}$ und entsprach damit genau dem Oberwasserzufluß am 21. 1. Zwischen dem 20. und 22. 1. stieg der Oberwasserzufluß, gemessen in Neudarchau, von $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $1730 \text{ m}^3/\text{s}$. Auch bei der Sturmflut vom 21. 1. waren in der Natur Strömungsgeschwindigkeiten gemessen worden. Sie stimmten ebenfalls mit entsprechenden Messungen im Modell gut überein.

4.2 Sturmflutsperrwerke

4.2.1 Versuchsprogramm und -ausführung

In den mit naturähnlichem Tideverlauf auszuführenden Hauptversuchen sollte eine Sperrwerkslage bei Brokdorf (km 683,6) untersucht werden (Abb. 2). Da diese Sperrwerkslage bei den Vorversuchen nicht untersucht worden war, sollten auch einige Versuche mit einem

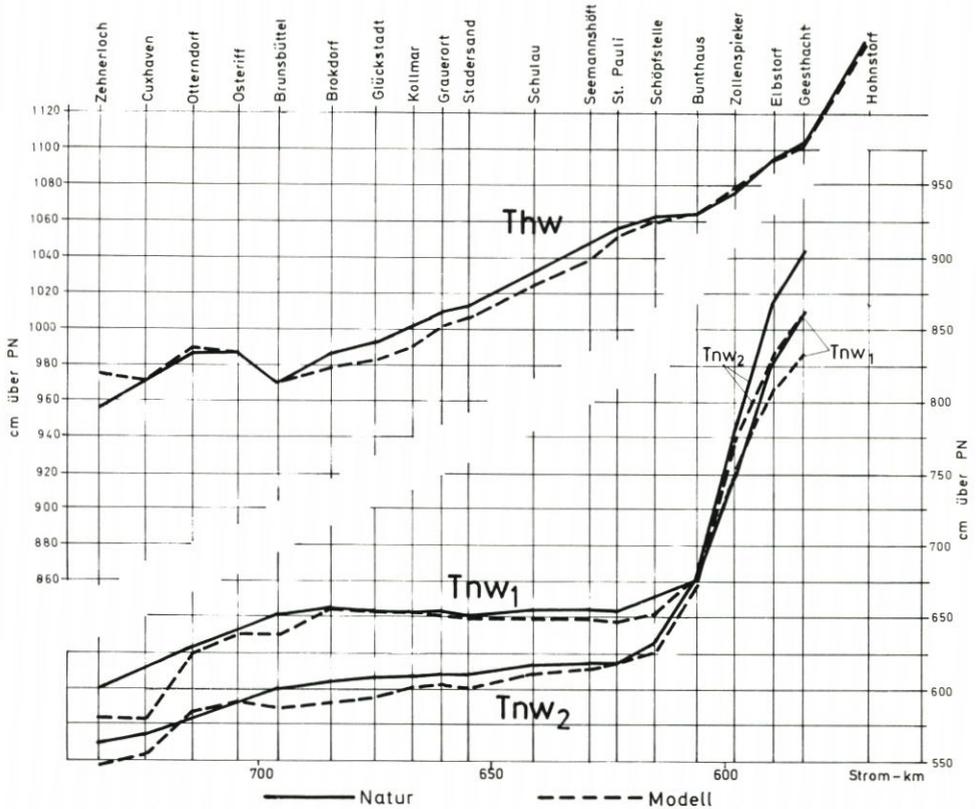


Abb. 29. Scheitellinien des HThw und der benachbarten Tnw vom 21. 1. 76 (Vergleich zwischen Natur und Modell)

Sperrwerk bei Bielenberg (km 670,5) mit Oberwasserzufluß von $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgeführt werden, um einen Vergleich zwischen dem Ergebnis der Vor- und Hauptversuche ziehen zu können. Die Sperrwerkslage bei Bielenberg wurde für einen solchen Vergleich als geeigneter angesehen als die Lage bei Brunsbüttel, weil hier die Abweichung der Scheitelhöhe der Sturmflut in der Natur und im Modell geringer war als in Brunsbüttel (siehe Abb. 8).

Die Versuche für die Sperrwerkslage Brokdorf wurden mit Oberwasserzuflüssen von 500 , 1000 , 2700 und $4200 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgeführt. Anstelle des etwa MNQ entsprechenden Oberwasserzuflusses von $300 \text{ m}^3/\text{s}$ bei den Vorversuchen trat bei den Hauptversuchen der Abfluß von $500^3/\text{s}$. Beide Sperrwerkslagen wurden für die Sturmfluten vom 3. 1. 76 und 21. 1. 76 untersucht.

Der Schließvorgang erstreckte sich wie bei den Vorversuchen über eine Dauer von 60 Minuten (Natur). Die Schließzeitpunkte wurden aufgrund der bei den Vorversuchen gewonnenen Erfahrungen entsprechend den Tidekurven etwas verändert; so wurde der Schließzeitpunkt beim Wasserstand von $5,00 \text{ m}$ über PN als unrealistisch weggelassen. Bei den Versuchen mit der Tide vom 3. 1. 76 begann das Schließen beim Erreichen der Wasserstände von jeweils $6,00 \text{ m}$, $7,00 \text{ m}$ und $8,00 \text{ m}$ über PN, bei der Tide vom 21. 1. 76 bei Wasserständen von $7,00 \text{ m}$, $8,00 \text{ m}$ und $9,00 \text{ m}$ über PN. In Tab. 10 sind alle untersuchten Varianten der Sperrwerksversuche zusammengestellt.

Tabelle 10
Versuchsprogramm der Sperrwerks-Hauptversuche

		3. 1. 1976		21. 1. 1976		
Sperrwerk	Nr.	Wasserstand am Sperrwerk bei Beginn des Schließens in m über PN	Q_0 [m ³ /s]	Nr.	Wasserstand am Sperrwerk bei Beginn des Schließens in m über PN	Q_0 [m ³ /s]
---	1	Naturähnlichkeit	492	1	Naturähnlichkeit	1561
Bielenberg (km 670,5)	2	Ausgangszustand	1000	2	Ausgangszustand	1000
	3	5,00				
	4	7,00				
	5	9,00				
	6	Ausgangszustand				
Brokdorf (km 683,6)	7	6,00	500	6	Ausgangszustand	500
	8	7,00				
	9	8,00				
	10	Ausgangszustand				
	11	6,00				
	12	7,00	1000	10	Ausgangszustand	1000
	13	8,00				
	14	Ausgangszustand				
	15	6,00	2700	11	7,00	2700
	16	7,00				
	17	8,00				
	18	Ausgangszustand	4200	13	Ausgangszustand	2700
	19	6,00				
	20	7,00				
	21	8,00				
	16	Ausgangszustand		4200	14	
	17	6,00				
18	7,00					
19	8,00					
				15	8,00	
				16	Ausgangszustand	
				17	7,00	
				18	8,00	4200
				19	9,00	

PN = NN -500 cm

4.2.2 Versuchsergebnisse

a) Sperrwerk Bielenberg

Tab. 11 zeigt die Ergebnisse der Versuche für die Sperrwerkslage Bielenberg. Zum Vergleich sind für die Tide vom 3. 1. 76 auch die Ergebnisse der entsprechenden Vorversuche aufgeführt. Die Hauptversuche für die Tide vom 3. 1. 76 zeigen die gleiche Tendenz wie die Vorversuche. Fast alle Werte der Hauptversuche liegen aber etwas höher als die der Vorversuche. Hieraus kann gefolgert werden, daß die Ergebnisse der Vorversuche bei allen untersuchten Sperrwerkslagen in ihrer grundsätzlichen Aussage als richtig angenommen werden können. Auffallend ist, daß der Anstieg des Wasserstandes unterhalb des Sperrwerks, der für die Bemessung der Deiche maßgebend ist, bei den Hauptversuchen erheblich größer ist als bei den Vorversuchen. Die Veränderungen der Wasserstände oberhalb des Sperrwerks, für die als Beispiel die Werte der Pegel St. Pauli und Bunthaus angeführt sind, und die Veränderungen der Wasserstandsunterschiede am Sperrwerk zwischen den Vor- und Hauptversuchen sind dagegen unbedeutend.

Bei den Versuchen mit der Tide vom 21. 1. 76 fällt auf, daß die Wasserstände unterhalb des Sperrwerks gegenüber der Tide vom 3. 1. 76 sehr stark ansteigen, und zwar beim Schließen des Sperrwerks bei einem Wasserstand von PN +7,0 m von 61 auf 146 cm und beim Schließen bei PN +9,0 m von 64 auf 126 cm. Der Aufstau ist unmittelbar unterhalb des Sperrwerks am größten. Er geht bis Cuxhaven auf Null zurück. Die Veränderungen der Wasserstandsunterschiede am Sperrwerk und der Wasserstände oberhalb des Sperrwerks sind gegenüber den Verhältnissen bei der Sturmflut vom 3. 1. 76 unbedeutend.

b) Sperrwerk Brokdorf

Abb. 30 zeigt beispielhaft mit einem Oberwasserzufluß von $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Sturmflut vom 3. 1. 76, wie sich durch das Schließen des Sperrwerks die Tidekurven unmittelbar oberhalb und unterhalb des Sperrwerks verändern. Es treten Schwall- und Sunkerscheinungen auf. Auf Abb. 31 sind die entsprechenden Veränderungen der Tidekurven an den Pegeln St. Pauli und Cuxhaven dargestellt.

Die Veränderungen der Tidekurven in Cuxhaven sind gering. In St. Pauli tritt die beabsichtigte starke Wasserstandsabsenkung ein, die umso größer ist, je früher das Sperrwerk geschlossen wird. In Abb. 32 ist die Thw-Linie der Sturmflut vom 3. 1. 76 bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ eingezeichnet. Für die Sturmflut vom 21. 1. 76 zeigt Abb. 33 die Tidekurven am Sperrwerk bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und Abb. 34 die Thw-Linie. Bemerkenswert ist das gegenüber der Sturmflut vom 3. 1. 76 starke Ansteigen des Wasserstandes unterhalb des Sperrwerks, das sich seewärts bis über Cuxhaven hinaus erstreckt.

Aufzeichnungen wie die Abb. 30, 31 und 33 wurden für alle in Tab. 10 zusammengestellten Versuchsvarianten aufgestellt und ausgewertet. Tab. 12 zeigt das Ergebnis der Auswertungen. Es ergibt sich, daß im Hamburger Hafengebiet (St. Pauli) der kritische Wasserstand von 9,50 m über PN nur dann wesentlich überschritten wird, wenn bei hohem Oberwasserzufluß das Schließen des Sperrwerks relativ spät erfolgt (bei 8 oder 9 m über PN). Die maximalen Wasserstandsunterschiede zwischen Außen- und Binnenpegel des Sperrwerks sind bei geringen Oberwasserzuflüssen (500 und $1000 \text{ m}^3/\text{s}$) und frühen Schließzeitpunkten (6 oder 7 m über PN) am größten. Sie liegen in diesen Fällen zwischen 4 und 5 m. Diese Werte geben einen Hinweis für die Konstruktion der Sperrwerksverschlüsse. Am günstigsten sowohl hinsichtlich

Tabelle 11
 Versuchsergebnisse Sperrwerk Bielenberg
 $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

Versuchsart, Beginn des Tide Schließens	maximaler Wasserstand in cm über St. Pauli	maximaler Wasserstand in cm über Bunthaus	maximale Differenz am Sperrwerk [cm]	maximaler Aufstau des Thw unterhalb des Sperrwerks [cm]
Vorversuche 3.1.76				
PN + 5 m	591	628	599	14
PN + 7 m	769	780	410	24
PN + 9 m	977	984	266	45
Hauptversuche 3.1.76				
PN + 5 m	607	622	599	49
PN + 7 m	792	800	419	61
PN + 9 m	979	997	264	64
Differenzen				
PN + 5 m	+16 cm	- 6 cm	+0	+35
PN + 7 m	+23 cm	+20 cm	+9	+37
PN + 9 m	+ 2 cm	+13 cm	-2	+19
Hauptversuche 21.1.76				
PN + 7 m	772	784	448	146
PN + 8 m	883	891	397	153
PN + 9 m	995	1000	253	126

PN = NN - 500 cm

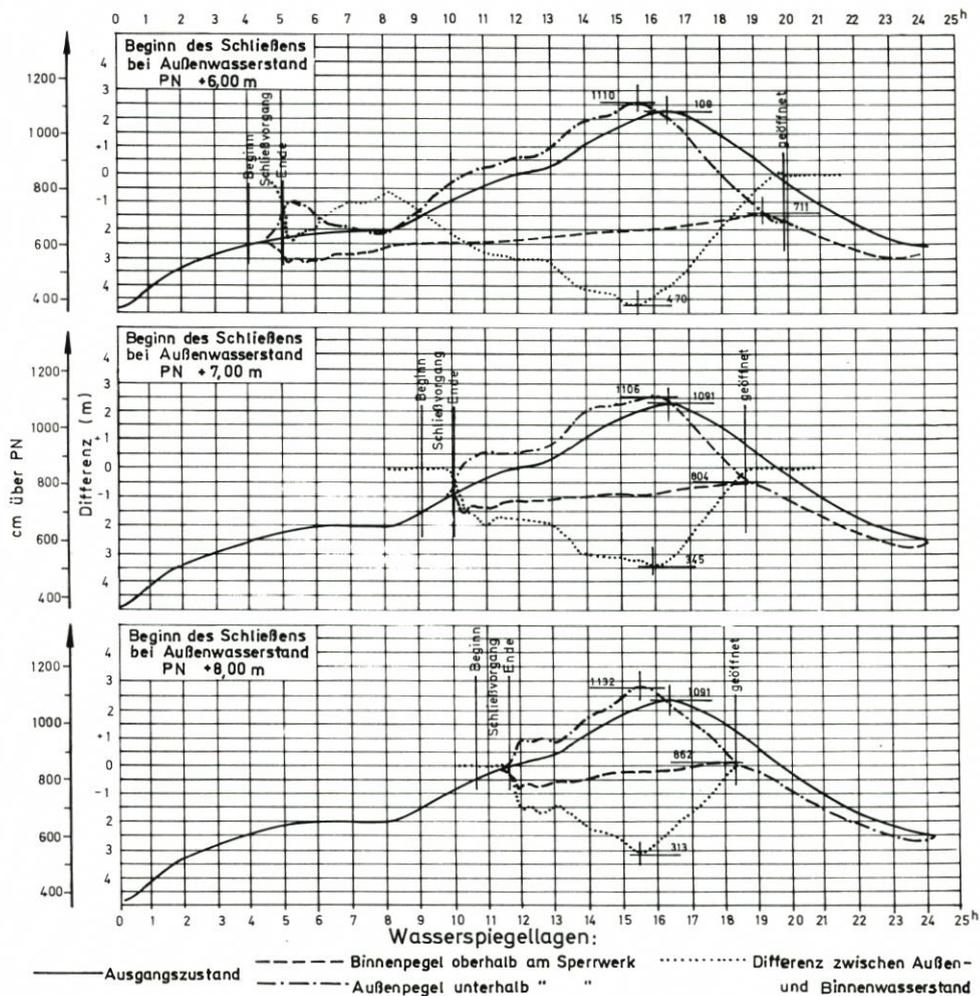


Abb. 30. Tidekurven und Wasserspiegeldifferenzen am Sperrwerk Brokdorf bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ bei unterschiedlichem Beginn des Schließens für den 3. 1. 76

der Entwicklung der Wasserstände oberhalb des Sperrwerks als auch der Wasserstands-differenzen am Sperrwerk dürfte es sein, wenn mit dem Schließen des Sperrwerks beim Erreichen eines Wasserstandes zwischen 7 und 8 m über PN (etwa 1 m über MThw) begonnen wird.

Bei der Sturmflut vom 3. 1. 76 war die maximale Aufhöhung der Scheitelwasserstände unterhalb des geschlossenen Sperrwerks, die zwischen 13 und 44 cm betrug, relativ gering. Ganz anders waren dagegen die Verhältnisse bei der Sturmflut vom 21. 1. 76. Hier lag die Aufhöhung je nach Oberwasserzufluß und gewähltem Schließzeitpunkt zwischen 84 und 175 cm. Offenbar ist die Form der Sturmflutkurve von ausschlaggebender Bedeutung für den Aufstau vor dem Sperrwerk. Die absolute Scheitelhöhe der Sturmflut vom 21. 1. war jedoch in Cuxhaven 40 cm geringer als am 3. 1. 76, so daß die Thw-Linie bei geschlossenem Sperrwerk Brokdorf in ihrer absoluten Höhe am 21. 1. trotz des höheren Aufstaus zwischen Cuxhaven und Brokdorf nur wenig oberhalb der Thw-Linie vom 3. 1. lag. In Abb. 34 ist zum Vergleich

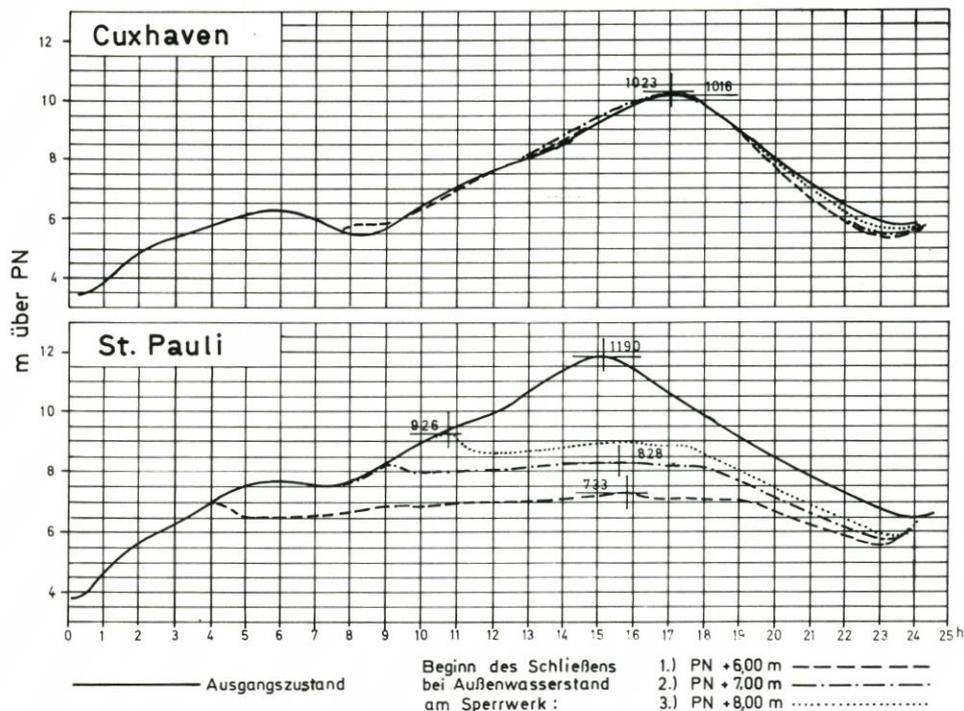


Abb. 31. Tidekurven für Cuxhaven und Hamburg-St. Pauli bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und unterschiedlichem Beginn des Schließens für den 3. 1. 76

die Thw-Linie der Sturmflut vom 3. 1. 76 für den ungünstigsten Fall eingetragen. Dabei ist aber zu bedenken, daß durchaus eine Sturmflut der Form vom 21. 1. 76 in der Höhe der Sturmflut vom 3. 1. 76 eintreten kann. Für diesen Fall müßte bei rechtzeitigem Schließen des Sperrwerks bei Erreichen eines Wasserstandes am Sperrwerk von etwa 7 m über PN mit einer Erhöhung der bisher bekannten höchsten Sturmflutwasserstände am Pegel Cuxhaven um rund 50 cm und am Pegel Brokdorf um rund 1 m gerechnet werden. Entsprechend wären die Deiche aufzuheben. Dabei ist noch nicht berücksichtigt, daß in Form und Höhe noch ungünstigere Sturmfluten möglich sind.

4.3 Einengung der Elbemündung und mündungsnahe Sturmflutpolder

4.3.1 Versuchsprogramm und -ausführung

Bei den Vorversuchen hatte sich die Variante L (Abb. 18) als am wirksamsten erwiesen. Die Füllung des 200 km^2 großen Polders erfolgte über eine 8 km lange Überlaufstrecke am oberstromseitigen Ende des neuen Deiches bei Hermannshof. Der Hochwasserscheitel am Pegel St. Pauli konnte dadurch um 90 cm gesenkt werden.

Die Hauptversuche sollten sich auf eine Optimierung von Lage und Abmessungen des Einlaufs in den Polder und die Größe des Durchflußquerschnitts bei Cuxhaven konzentrieren, um nach Möglichkeit eine stärkere Absenkung des Sturmflutscheitels in Hamburg, anderer-

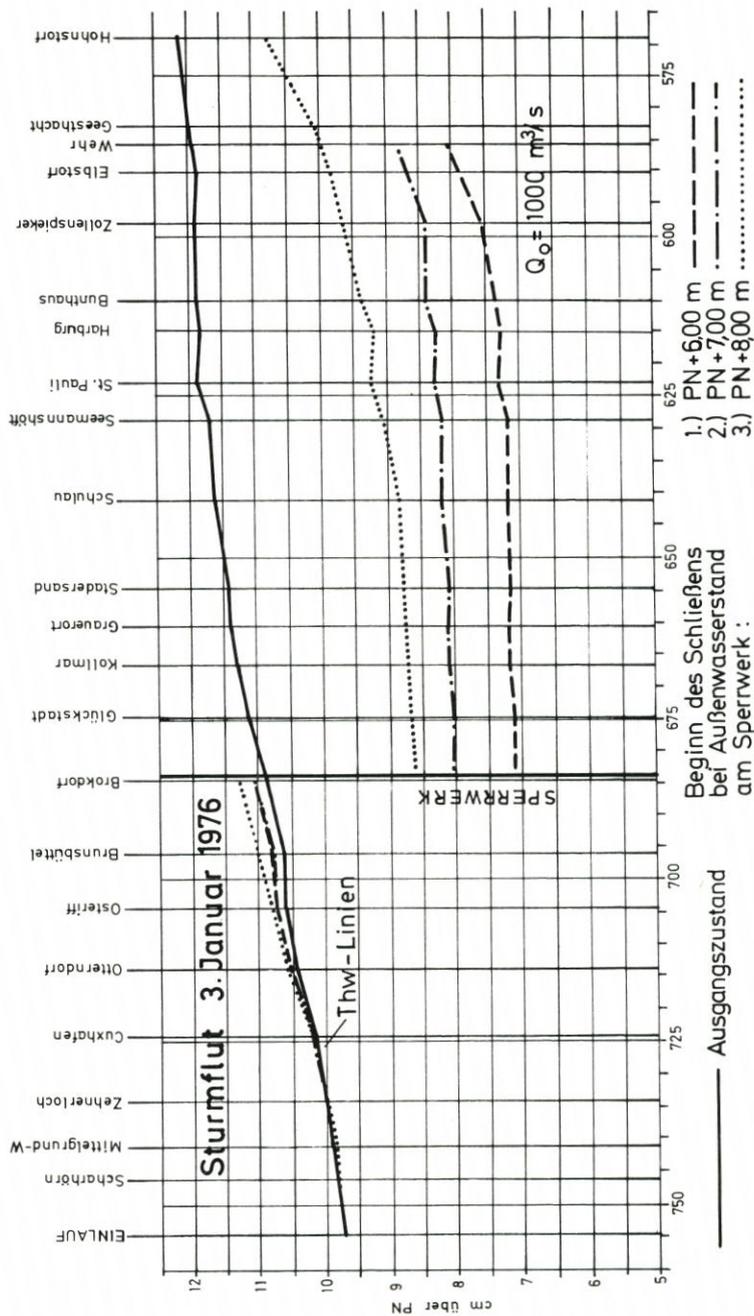


Abb. 32. Thw-Linien von Scharhörn bis Hohnstorf bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Sturmflut am 3. 1. 76 ohne und mit geschlossenem Sperrwerk bei Brokdorf

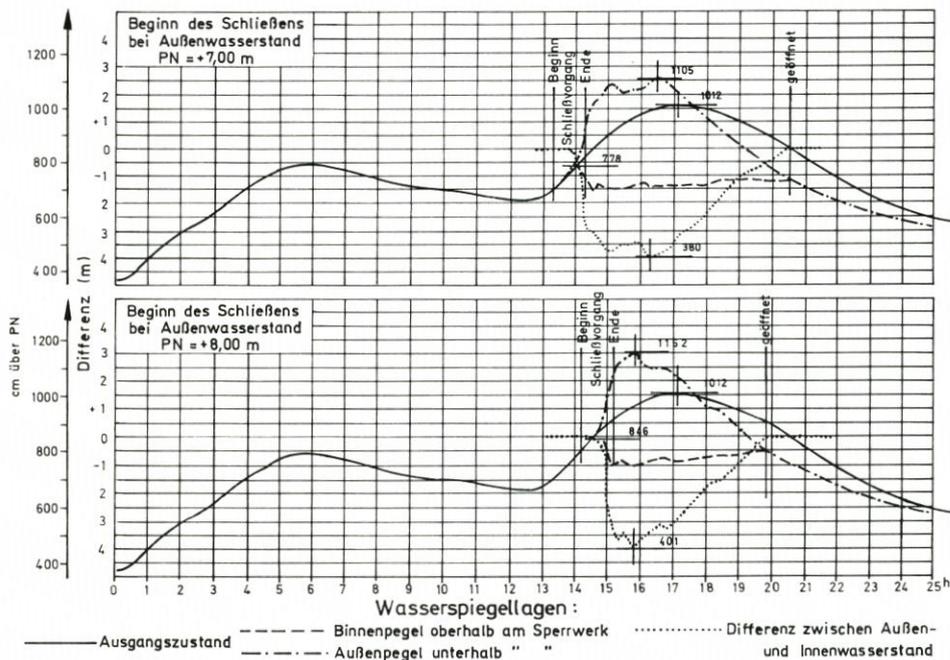


Abb. 33. Tidekurven und Wasserspiegeldifferenzen am Sperrwerk Brokdorf bei $Q_o = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ bei unterschiedlichem Beginn des Schließens für die Sturmflut vom 21. 1. 76

seits aber eine geringere Strömungsgeschwindigkeit in der Einschnürungsstrecke zu erreichen. Eine stärkere Einengung der Durchflußbreite bei Cuxhaven als 2 km sollte mit Rücksicht auf die dabei zu erwartenden hohen Strömungsgeschwindigkeiten unterbleiben. Neben der Sturmflut vom 3. 1. 76 sollte auch die vom 21. 1. 76 untersucht werden. Die Versuche wurden mit den natürlichen Verhältnissen entsprechenden Oberwasserzuflüssen von $492 \text{ m}^3/\text{s}$ (3. 1. 76) und $1561 \text{ m}^3/\text{s}$ (21. 1. 76) ausgeführt.

Die Untersuchungen für die Sturmflut vom 3. 1. 76 begannen damit, daß die Naturähnlichkeit mit Hilfe der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit (siehe Abschn. 4.1) hergestellt wurde. Dabei waren keine Sperrwerke und Einengungsdämme eingebaut, und die Vordeichungen an der Unterelbe sowie die Spülfelder entsprachen dem Zustand vom Januar 1976. Danach wurden die geplanten Vordeichungen und Spülfelder eingebaut. Dieser Zustand gilt als Ausgangszustand.

Zunächst wurden zum Vergleich mit den Vorversuchen die Versuche mit den Varianten D und L wiederholt. Dabei waren die auf den nunmehr eingedeichten Wattflächen liegenden Rohrstränge der Impulsstrahlen abgeschaltet. Bei der Variante L lag die 8 km lange Überlaufschwelle 1,0 m über MThw, bei der danach untersuchten Variante M 50 cm höher auf MThw + 1,50 m. Die Länge der Überlaufstrecke betrug bei den Varianten N und O 20 km, die Höhe der Einlaufschwelle lag auf 1,0 bzw. 1,5 m über MThw. Danach wurde die Durchflußbreite bei Cuxhaven auf 3 km erweitert. Variante P entspricht dem mit Variante D ausgeführten Versuch ohne Überlaufstrecke. Bei den Varianten Q und R war die Überlaufstrecke 8 km lang, die Kronenhöhe lag 1,0 bzw. 2,0 m über MThw. Bei der Variante S wurde, wenn der Wasserstand die Kronenhöhe der Einlaufschwelle von MThw + 2,0 m erreichte, eine zusätzliche 0,7 km lange Öffnung in der Überlaufstrecke geschaffen, deren Sohle auf KN - 4 m lag.

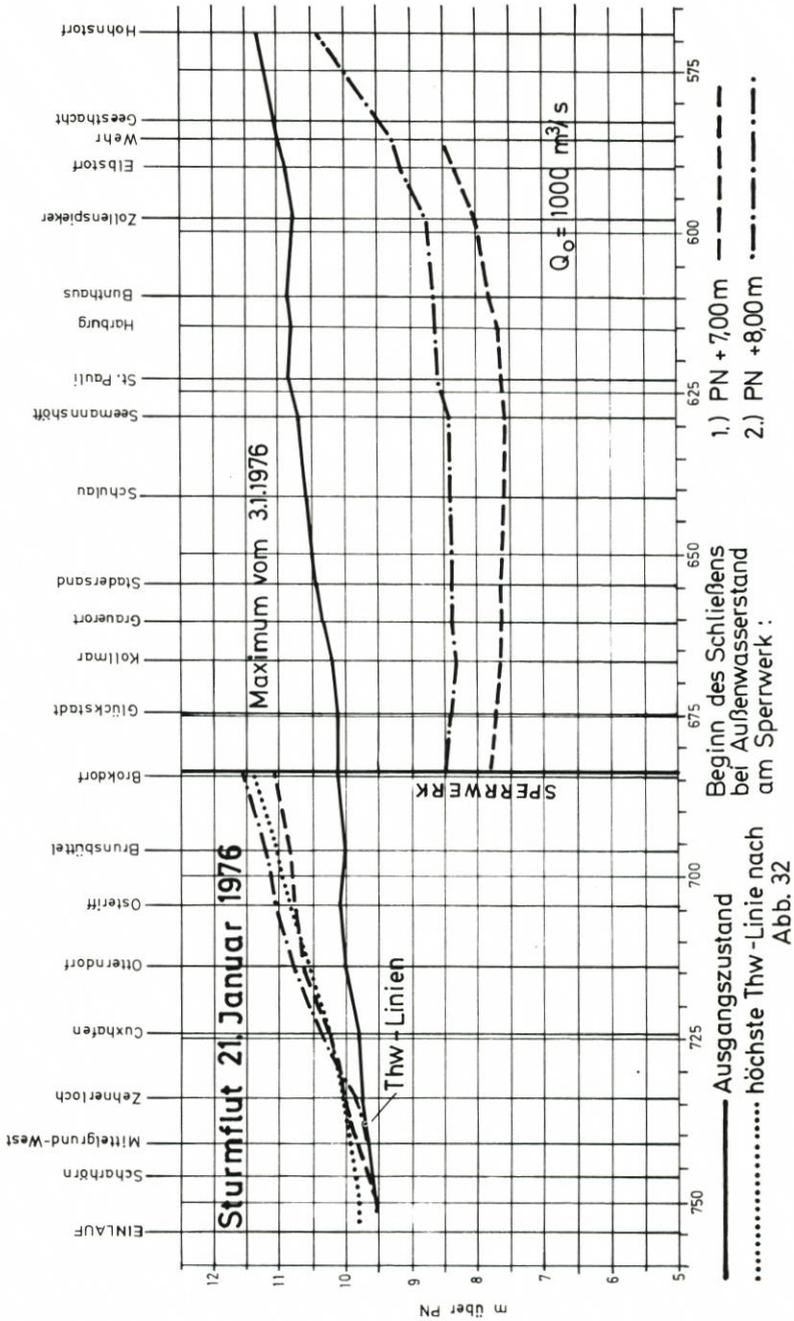


Abb. 34. Thw-Linien von Scharhörn bis Hohnstorf bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Sturmflut vom 21. 1. 76 ohne und mit geschlossenem Sperrwerk bei Brokdorf

Tabelle 12
 Versuchsergebnisse Sperrwerk Brokdorf

Oberwasser Q_0 Beginn des Schließens	3. 1. 1976				21. 1. 1976				
	max. Wasserstand bezogen auf PN [cm]	max. Differenz am Sperrwerk [cm]	max. Aufstau des Thw un- terhalb des Sperrwerks [cm]	St. Pauli Bunthaus	max. Wasserstand bezogen auf PN [cm]	max. Differenz am Sperrwerk [cm]	max. Aufstau des Thw un- terhalb des Sperrwerks [cm]	St. Pauli Bunthaus	
<u>500 m³/s</u>									
PN + 6 m	720	473	24						
7 m	824	362	19		758	402	94		
8 m	923	314	44		863	385	146		
9 m					951	352	175		
<u>1000 m³/s</u>									
PN + 6 m	733	470	18						
7 m	828	345	15		763	390	93		
8 m	926	313	41		861	401	140		
<u>2700 m³/s</u>									
PN + 6 m	782	422	17						
7 m	863	328	16		774	384	94		
8 m	942	288	37		882	390	143		
<u>4200 m³/s</u>									
PN + 6 m	858	370	13						
7 m	922	300	15		819	368	84		
8 m	970	270	40		918	380	132		
9 m					1045	333	167		

Die Überlaufstrecke hatte bei der Variante T eine Länge von 20 km und eine Kronenhöhe von MThw + 1,5 m.

Mit der Sturmflut vom 21. 1. 76 wurden der Ausgangszustand und die Varianten L und T untersucht. Der Einfluß der Einschnürung auf eine mittlere Tide war das Ziel einer weiteren Versuchsreihe. Da sich die Grundformen der Deichführung nur durch die Öffnungsbreiten von 2 und 3 km bei Cuxhaven unterscheiden und die Überlaufschwelle über MThw liegen, reduziert sich das Versuchsprogramm auf die Varianten D und P.

Auf Tab. 13 sind die Versuchsvarianten der Hauptversuche mit der Einengung der Elbemündung durch einen mündungsnahen Polder zusammengestellt. Abb. 35 zeigt die einzelnen Varianten im Lageplan. In Abb. 35 sind auch die vier Punkte eingetragen, an denen Messungen der Strömungsgeschwindigkeiten ausgeführt wurden. Dabei mußte die Lage der Meßstellen I und II wegen der in der Nähe liegenden Leitungen für die Impulsstrahlen

Tabelle 13

Versuchsvarianten der Hauptversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe

Nr.	Variante	Beschreibung
1	-	Ausgangszustand
<u>Durchflußbreite bei Cuxhaven 2 km:</u>		
2	D	Verlängerung des Trischendamms in Richtung Cuxhaven und weiter über den Medemsand bis Hermannshof
3	L	Wie D; 8 km lange Überlaufstrecke bei Hermannshof, Höhe der Schwelle auf MThw +1,0 m
4	M	Wie L; Höhe der Schwelle auf MThw +1,5 m
5	N	Wie D; 20 km lange Überlaufstrecke unterhalb Hermannshof; Höhe der Schwelle auf MThw +1,0 m
6	O	Wie N; Höhe der Schwelle auf MThw +1,5 m
<u>Durchflußbreite bei Cuxhaven 3 km:</u>		
7	P	Entsprechend D
8	Q	Wie P; 8 km lange Überlaufstrecke bei Hermannshof, Höhe der Schwelle auf MThw +1,0 m
9	R	Wie Q; Höhe der Schwelle auf MThw +2,0 m
10	S	Wie Q; in der Überlaufstrecke wird bei Erreichen des Wasserstandes von MThw +2,0 m ein 0,7 km langes Deichstück entfernt. Die Höhe der Sohle liegt dort bei ca. KN -4 m
11	T	Wie P; 20 km lange Überlaufstrecke unterhalb Hermannshof; Höhe der Schwelle auf MThw +1,5 m

gegenüber der Lage bei den Vorversuchen (Abb. 17) geringfügig verändert werden. Zusätzlich wurde in der Einschnürungsstrecke unmittelbar gegenüber der Einfahrt des Hafens von Cuxhaven der Meßpunkt III und querab der Überlaufstrecke, etwa zwischen Hermannshof und der Ostemündung, der Meßpunkt IV angeordnet.

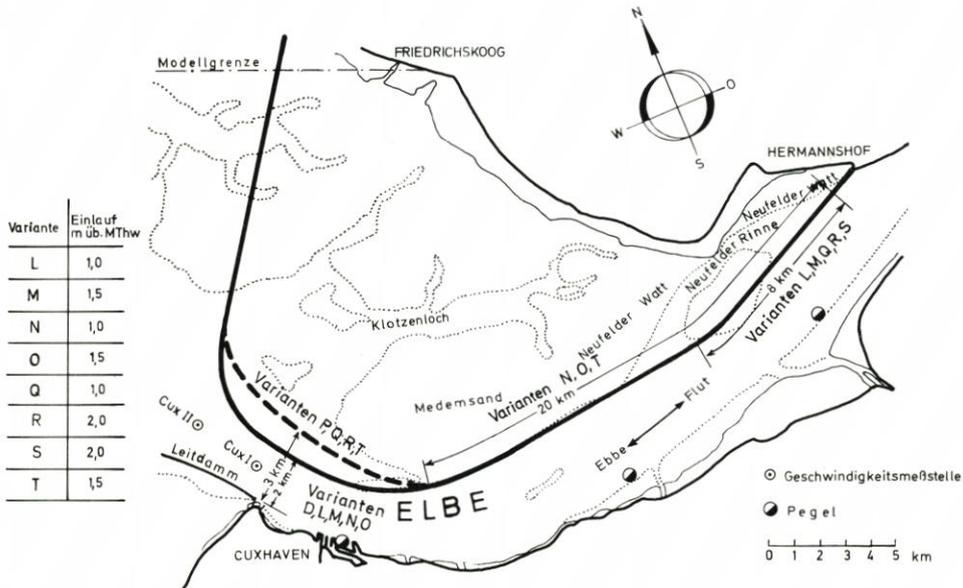


Abb. 35. Lageplan der Versuchsvarianten mit Einengung des Mündungstrichters der Elbe bei den Hauptversuchen

4.3.2 Versuchsergebnisse

Die Tabellen 14 und 15 zeigen die Änderung des HThw der Sturmflut vom 3. 1. 76 und vom 21. 1. 76 bei den Hauptversuchen nach Einbau der verschiedenen Varianten. Allgemein läßt sich sagen, daß an allen Pegeln der Scheitelwasserstand der Sturmflut absinkt. Auch unterhalb von Cuxhaven, im Bereich der Fahrrinne, erfolgt kein Aufstau, sondern eine Absenkung. Diese ist relativ unabhängig von den einzelnen Varianten und liegt zwischen 25 und 30 cm am Pegel Zehnerloch. Die Absenkung verstärkt sich ab Cuxhaven. Sie erreicht ihr Maximum an den Pegeln Osteriff und Brunsbüttel. Im Abschnitt von Brokdorf bis Grauerort wird die Absenkung kleiner und dann bis Hamburg wieder größer. Gegenüber den Vorversuchen ist die Absenkung am Pegel St. Pauli bei den Varianten D und L um 1 bzw. 9 cm geringer (vgl. Tab. 9 und 14); grundsätzlich zeigen die Hauptversuche die gleiche Tendenz wie die Vorversuche.

Die Absenkung ist bei der Querschnittseinengung allein durch den Polder ohne Überlauf am geringsten und liegt zwischen Brokdorf und Hamburg zwischen 0 und 12 cm. Erst wenn ein großes Wasservolumen in den Polder eingelassen wird, tritt auf der gesamten Elbestrecke von Cuxhaven bis Hohnstorf eine deutliche Absenkung ein. Diese Absenkung ist umso größer, je länger die Überlaufstrecke ist, wie der Vergleich zwischen den Varianten L und N sowie zwischen M und O zeigt (Tab. 14). Bei gleicher Länge der Überlaufstrecke nimmt die

Tabelle 14

Abenkung der Sturmflutscheitel bei den Versuchsvarianten der Hauptversuche für eine Einengung des Mündungstrichters der Elbe auf eine Durchflußbreite bei Cuxhaven von 2 km

Variante Pegel	Sturmflut vom 3.1.1976						21.1.1976	
	HThw im Ausgangs- zustand in cm über PN	D Δh [cm]	L [cm]	M zum Ausgangszustand	N	O	HThw im Ausgangs- zustand in cm über PN	L Δh [cm]
Zehnerloch	1000	-18	-32	-24	-31	-31	980	-32
Cuxhaven	1014	-28	-65	-44	-100	-85	981	-81
Otterndorf	1050	-31	-69	-47	-100	-97	1001	-94
Osteriff	1062	-36	-100	-62	-119	-104	1004	-94
Brunsbüttel	1065	-49	-95	-62	-109	-117	1000	-81
Brokdorf	1088	+ 0	-64	-51	-79	-67	1011	-76
Glückstadt	1107	- 5	-59	-49	-82	-72	1012	-69
Kollmar	1114	- 2	-64	-54	-82	-74	1020	-67
Grauerort	1129	-10	-74	-55	-94	-79	1036	-78
Stadersand	1130	-11	-74	-57	-92	-82	1042	-79
Schulau	1147	- 4	-76	-59	-94	-84	1063	-83
Seemannshöft	1162	-11	-78	-59	-97	-87	1077	-81
St. Pauli	1176	-12	-81	-66	-104	-94	1089	-89
Schöpfstelle	1183	-11	-74	-58	-91	-87	1092	-87
Bunthaus	1178	-10	-71	-61	-97	-84	1100	-81
Zollenspieker	1170	- 7	-66	-49	-84	-74	1102	-77
Elbstorf	1164	- 8	-62	-46	-76	-70	1118	-75
Geesthacht	1166	- 5	-56	-46	-75	-69	1128	-72
Hohnstorf	1177	- 4	-47	-37	-67	-62	1184	-37

Abenkung mit einer höheren Lage der Überlaufschwelle ab (Vergleiche zwischen L und M sowie zwischen N und O). Durch Strömungsbeobachtungen konnte festgestellt werden, daß sich beim Überströmen des Damms je nach Höhenlage der Dammkrone von einem bestimmten Zeitpunkt an ein unvollkommener Überlauf einstellt, weil das Wasservolumen trotz verhältnismäßig hoher Geschwindigkeit im Bereich des Überlaufs nicht schnell genug in den nördlichen Teil des Polders gelangt. Die maximale Füllung tritt erst ein, wenn in der Elbe der Ebbestrom bereits eingesetzt hat. Ein weiteres Tieferlegen der Dammhöhe im Poldereinlauf unter MThw +1 m bringt daher keine weitere Absenkung des Thw. Dagegen besteht die Gefahr, daß schon bei mäßig erhöhten Vortiden eine Vorfüllung des Polders erfolgt.

Tabelle 15

Absenkung der Sturmflutscheitel bei den Versuchsvarianten der Hauptversuche für eine Einengung des Mündungstrichters der Elbe auf eine Durchflußbreite bei Cuxhaven von 3 km

Variante / Pegel	Sturmflut vom 3. 1. 1976						21. 1. 1976	
	HThw im Ausgangs- zustand in cm über PN	P Δh [cm]	Q zum	R Ausgangs-	S zustand	T	HThw im Ausgangs- zustand in cm über PN	T Δh [cm]
Zehnerloch	1000	-22	-26	-25	-29	-34	980	-32
Cuxhaven	1014	-29	-66	-56	-64	-85	981	-93
Otterndorf	1050	-31	-64	-56	-64	-87	1001	-91
Osteriff	1062	-40	-76	-81	-84	-104	1004	-94
Brunsbüttel	1055	-37	-84	-76	-79	-102	1000	-81
Brokdorf	1088	-4	-58	-40	-49	-71	1011	-76
Glückstadt	1103	+ 0	-56	-35	-49	-71	1012	-69
Kollmar	1114	-4	-58	-43	-49	-79	1020	-68
Grauerort	1129	-10	-70	-53	-50	-84	1030	-78
Stadersand	1130	-12	-68	-52	-62	-85	1042	-84
Schulau	1147	-10	-70	-54	-59	-87	1063	-83
Seemannshöft	1162	-11	-70	-51	-62	-87	1037	-86
St. Pauli	1176	-17	-73	-61	-66	-96	1084	-91
Schöpfstelle	1183	-15	-68	-55	-65	-90	1092	-87
Bunthaus	1178	-12	-65	-53	-62	-97	1100	-83
Zollenspieker	1170	-10	-63	-46	-51	-76	1102	-77
Elbstorf	1164	-11	-56	-44	-52	-73	1118	-77
Geesthacht	1166	-5	-51	-40	-47	-67	1128	-76
Hohnstorf	1177	-6	-46	-36	-42	-62	1184	-37

Die stärkste Absenkung trat bei der Variante N ein. Die mit ihrer Oberkante 1 m über MThw liegende Überlaufstrecke hatte eine Länge von 20 km. Die Absenkung bei St. Pauli betrug 104 cm. Auf Abb. 36 sind die Scheitellinien der Sturmflut vom 3. 1. 76 für die untersuchten Varianten mit einer Durchflußbreite von 2 km bei Cuxhaven von der Außenelbe (Zehnerloch) bis Hohnstorf dargestellt.

Die Versuche mit einer Durchflußbreite von 3 km bei Cuxhaven (Tab. 15) hatten in der Tendenz das gleiche Ergebnis wie die Versuche mit 2 km Durchflußbreite (Tab. 14). Die Unterschiede in der Absenkung zwischen den miteinander vergleichbaren Varianten waren unbedeutend und lagen meistens im Bereich der Meßgenauigkeit. Um festzustellen, wie die

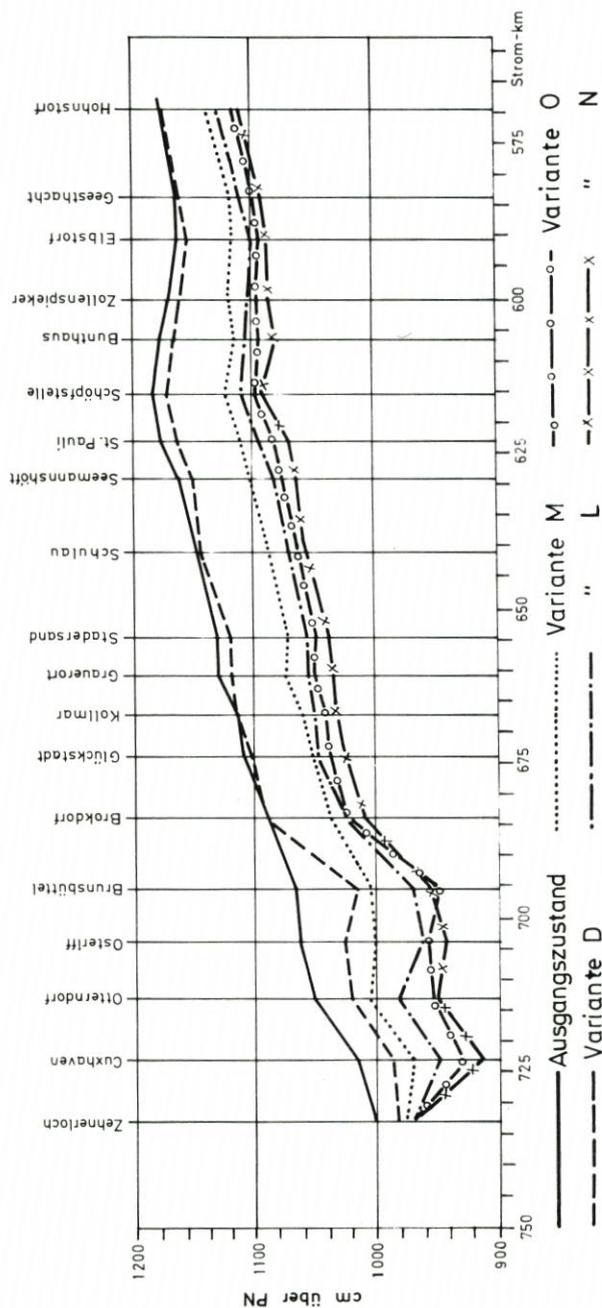


Abb. 36. Scheitellinien der Sturmflut vom 3. 1. 76 für verschiedene Varianten der Hauptversuche mit Einengung des Mündungstrichters auf eine Durchflußbreite bei Cuxhaven von 2 km

Wirkung der Einengung des Mündungstrichters auf die Scheitelwasserstände bei einer anderen Form der Sturmidekurve ist, wurde bei den Durchflußbreiten von 2 und 3 km je ein Vergleichsversuch mit der Sturmide vom 21. 1. 76 ausgeführt. Wie aus den jeweils letzten Spalten der Tab. 14 und 15 hervorgeht, war die Größenordnung der Absenkung die gleiche wie bei den entsprechenden Versuchen mit der Sturmide vom 3. 1. 76.

In Tab. 16 ist das Ergebnis der Hauptversuche mit Einengung des Mündungstrichters der Elbe zusammenfassend dargestellt, wobei als maßgebendes Kriterium die Absenkung des Scheitelwasserstandes am Pegel St. Pauli herangezogen wurde. Die Varianten sind in drei Gruppen nach der Länge der Überlaufstrecken eingeteilt. Bei gleicher Länge der Überlaufstrecke gelten die in der letzten Spalte angegebenen jeweils kleineren Zahlen für die höhere Lage der Überlaufschwelle.

Tabelle 16
Zusammenfassung der Ergebnisse für die Einengung des Mündungstrichters

Varianten	Wasserstand in St. Pauli Δh (cm)
D; P Polder ohne Überlaufstrecke	- 12 bis - 17
L; M; Q; R; S Polder mit Überlaufstrecke von 8 km Länge	- 61 bis - 81
N; O; T Polder mit Überlaufstrecke von 20 km Länge	- 96 bis - 104

Die bei mittleren Tiden ausgeführten Versuche hatten das gleiche Ergebnis wie die Vorversuche, nämlich daß die Änderung der Wasserstände gering ist und bei T_{nw} sogar ein erwünschter Anstieg eintritt.

In Tab. 17 sind die an den Meßstellen I bis IV gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten für die Sturmide vom 3. 1. 76 und die der mittleren Tide zusammengestellt, und zwar die maximalen Geschwindigkeiten und die jeweils über Ebbe- und Flutstromdauer gemittelten Werte. Gemessen wurde stets nur in der Höhenlage MT_{nw} - 2 m (Natur). Im Ausgangszustand traten bei der Sturmflut vom 3. 1. die höchsten Geschwindigkeiten in den Meßpunkten II und III auf. Überall waren bei Ebbestrom sowohl die maximalen als auch die mittleren Geschwindigkeiten größer als bei Flutstrom. Die höchsten Maximalgeschwindigkeiten lagen beim Ausgangszustand im Meßpunkt II bei 255 cm/s und im Meßpunkt III bei 240 cm/s, die höchsten mittleren Geschwindigkeiten bei 162 und 149 cm/s. Durch die verschiedenen Einengungsvarianten wurden im Meßpunkt I die Strömungsgeschwindigkeiten in den meisten Fällen verringert. Die Geschwindigkeitserhöhungen im Meßpunkt IV sind gegenüber dem Meßpunkt II und III relativ gering. Die in den Meßpunkten II und III gemessenen Geschwindigkeiten können daher als Kriterium für die Beurteilung der einzelnen Varianten dienen.

Bei der Einengung der Durchflußbreite bei Cuxhaven bis auf 2 km treten für die hinsichtlich der Absenkung der Sturmflutscheitelwerte günstigste Variante N die größten Strömungsgeschwindigkeiten mit 360 cm/s im Meßpunkt II und 340 cm/s im Meßpunkt III auf. Die größten prozentualen Änderungen gegenüber dem Ausgangszustand sind 108 % im Meßpunkt II und 152 % im Meßpunkt III. Bei der Variante O betragen die Geschwindigkeitsspitzen 325 cm/s und 310 cm/s. Obwohl die prozentualen Zunahmen der Geschwindigkeiten bei Flutstrom in den Meßpunkten II und III stets größer sind als bei Ebbestrom, bleiben die Ebbestromgeschwindigkeiten trotzdem größer als die Flutstromgeschwindigkeiten (Aus-

Tabelle 17

Strömungsgeschwindigkeiten bei der Sturmflut vom 3.1.1976 und bei mittlerer Tide bei den Hauptversuchen für die Einengung des Mündungsrichters der Elbe

Variante	Strömungsgeschwindigkeit in cm	Messpunkt															
		I			II			III			IV						
		v _{max}	v _M														
	Änderung in %	Flut	Ebbe														
Sturmflut vom 3.1.76																	
2 km Einengung bei Cuxhaven																	
Ausgangszustand	cm/s	120	182	72	108	142	255	92	162	135	240	80	149	87	168	62	115
D	cm/s	95	175	62	140	190	330	113	197	205	315	132	202	92	208	69	138
	%	-21	-4	-14	+30	+34	+29	+23	+22	+52	+31	+65	+36	+6	+24	+11	+20
L	cm/s	110	160	74	98	230	303	134	196	250	295	148	188	108	199	74	129
	%	-8	-12	+3	-9	+62	+19	+46	+21	+85	+23	+85	+26	+24	+18	+19	+12
M	cm/s	102	180	61	101	210	320	123	205	225	310	126	193	115	195	76	133
	%	-15	-1	-15	-6	+48	+25	+34	+27	+67	+29	+58	+30	+32	+16	+23	+16
N	cm/s	135	190	85	124	295	360	161	230	340	300	185	176	90	195	114	144
	%	+13	+4	+18	+15	+108	+41	+75	+42	+152	+25	+131	+18	+3	+16	---	-1
O	cm/s	115	175	79	107	255	325	147	203	295	310	163	203	---	200	---	124
	%	-4	-4	+10	-1	+90	+27	+60	+25	+111	+29	+104	+36	---	+19	---	+8
3 km Einengung bei Cuxhaven																	
P	cm/s	85	170	55	103	160	300	92	196	205	285	135	192	92	210	70	144
	%	-29	-7	-24	-5	+13	+18	±0	+21	+52	+19	+69	+29	+6	+25	+13	+25
Q	cm/s	110	180	71	103	188	285	113	178	215	285	138	177	120	192	72	126
	%	-25	-1	-1	+5	+32	+12	+23	+10	+59	+19	+73	+19	+38	+14	+16	+10
R	cm/s	90	175	60	99	170	290	103	178	190	280	137	179	115	200	70	132
	%	-25	-4	-17	-8	+20	+14	+12	+10	+41	+17	+71	+20	+32	+19	+13	+15
S	cm/s	110	170	66	92	175	270	106	173	210	265	147	173	115	200	73	134
	%	-8	-7	-8	-15	+23	+6	+15	+7	+56	+10	+84	+16	+32	+19	+18	+17
T	cm/s	120	210	79	132	215	320	121	201	235	310	150	201	95	198	68	121
	%	±0	+15	+10	+22	+51	+25	+32	+24	+74	+29	+88	+35	+9	+18	+10	+5
mittlere Tide																	
Ausgangszustand	cm/s	140	140	78	90	160	180	96	117	165	170	104	116	108	123	69	85
D	cm/s	91	120	54	77	177	175	111	118	182	168	119	116	114	131	76	93
	%	-35	-14	-31	-14	+10	+1	+10	+1	+10	-1	+10	±0	+6	+7	+10	+9
P	cm/s	96	134	52	74	150	167	97	113	174	164	113	117	114	135	77	94
	%	-31	-4	-33	-18	-6	-7	+1	-3	+5	-4	+9	+1	+6	+10	+12	+11

nahme Variante N im Meßpunkt III). Die Absolutwerte der Strömungsgeschwindigkeiten und die prozentualen Veränderungen sind bei der Sturmflut vom 21. 1. 76 geringer als am 3. 1. 76. Es erübrigt sich daher, sie hier im einzelnen aufzuführen.

Wenn die Durchflußbreite auf 3 km erweitert wird, sind bei Variante T, bei der sich die größte Absenkung des Sturmflutscheitels in Hamburg ergibt, die größten prozentualen Geschwindigkeitserhöhungen wesentlich geringer als bei der Durchflußbreite von 2 km. Sie betragen im Meßpunkt II 54 % und im Meßpunkt III 88 %. Die größte Spitzengeschwindigkeit bei Flutstrom von 320 cm/s tritt im Meßpunkt II auf. Die prozentuale Zunahme der Geschwindigkeit bei Flutstrom ist in den Meßstellen II und III stets größer als bei Ebbestrom (Ausnahme Variante P im Meßpunkt II). Trotzdem bleiben die mittleren und maximalen Ebbestromgeschwindigkeiten größer als die Flutstromgeschwindigkeiten.

Größeren Einfluß auf die Entwicklung der Morphologie eines Ästuars als die Strömungsgeschwindigkeiten bei Sturmfluten haben im allgemeinen die Geschwindigkeitsverhältnisse bei mittleren Tiden. Es mußte daher untersucht werden, wie sich die Strömungsgeschwindigkeiten durch die Eindeichung des Polders im Elbemündungstrichter ändern. Dabei genügte die Untersuchung der Varianten D und P, da bei mittlerer Tide kein Wasser über die jeweiligen Überlaufstrecken in den Polder eintritt.

In Tab. 17 sind in den untersten Zeilen die in den vier Meßpunkten gemessenen Geschwindigkeiten und die Geschwindigkeitsänderungen zusammengestellt. Allgemein läßt sich sagen, daß die Änderungen der Geschwindigkeiten wesentlich geringer sind als bei Sturmfluten. Im Meßpunkt I werden die Geschwindigkeiten stets kleiner. Das ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß das Klotzenloch abgedämmt ist und dadurch die Durchflüsse im Bereich des Meßpunktes I kleiner werden. Die Veränderung der Flutstromgeschwindigkeiten ist größer als die der Ebbestromgeschwindigkeiten. Die Ebbestromgeschwindigkeiten bleiben jedoch größer als die Flutstromgeschwindigkeiten.

In den Meßpunkten II und III werden die Flutstromgeschwindigkeiten in einigen Fällen etwas größer, in anderen Fällen nehmen die Geschwindigkeiten gegenüber dem Ausgangszustand etwas ab. Die Ebbestromgeschwindigkeiten bleiben aber stets größer als die Flutstromgeschwindigkeiten. Im Meßpunkt IV wurden alle Geschwindigkeiten gegenüber dem Ausgangszustand etwas größer, die Ebbestromgeschwindigkeiten waren aber auch hier stets größer als die Flutstromgeschwindigkeiten. An einer weiteren Meßstelle bei Grauerort (km 660,6) bestand praktisch kein Unterschied mehr zwischen den Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide im Ausgangszustand und bei den Varianten D und P. Genauere Aussagen – insbesondere über die Änderung der Strömungsverhältnisse im Gebiet der Außenelbe und deren Auswirkungen auf die Morphologie des Gewässerbetts – könnten nur durch Untersuchungen in einem großflächigen Modell mit beweglicher Sohle gewonnen werden.

Die Hauptversuche haben gezeigt, daß mit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe durch Eindeichung eines großen Polders, in den bei Sturmfluten aus der Elbe Wasser eingelassen wird, Absenkungen der Scheitelwasserstände extremer Sturmfluten auf der gesamten Unterelbe erreicht werden können, die im Hamburger Raum in der Größenordnung von einem Meter liegen. Mit Rücksicht auf die geringeren Strömungsgeschwindigkeiten ist eine Durchflußöffnung bei Cuxhaven von 3 km Breite günstiger als eine von 2 km.

4.4 Auswirkungen von Deichbaumaßnahmen an der Unterelbe

4.4.1 Versuchsprogramm und -ausführung

Zunächst sollte im Elbmodell der BAW die Sturmtide vom 16./17. Februar 1962 untersucht werden, um den Einfluß der seit 1962 eingetretenen morphologischen Veränderungen in der Elbe zu untersuchen und einen Vergleich mit den Ergebnissen der im Franzius-Institut ausgeführten Modellversuche zu ermöglichen. Es wurde die Sturmtide vom Februar 1962 am Modelleinlauf eingesteuert und dieselbe Rauheit verwendet, wie sie bei dem vorher ausgeführten Untersuchungsabschnitt für die Sturmflut vom 21. 1. 76 hergestellt worden war. Da die Sturmtidekurven vom 16./17. 2. 62 und 21. 1. 76 einen ähnlichen Verlauf haben (vgl. Abb. 28), ist dieses Vorgehen zulässig.

Das Untersuchungsprogramm für die verschiedenen Vordeichungen wurde sodann mit den Sturmtiden vom 3. 1. 76 und 21. 1. 76 ausgeführt. Mit Hilfe der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit (Abschnitt 4.1) wurde für die jeweilige Sturmtide die Naturähnlichkeit des Tideverlaufs für das gesamte Modell hergestellt. Der Oberwasserzufluß entsprach dabei mit $492 \text{ m}^3/\text{s}$ am 3. 1. 76 und $1561 \text{ m}^3/\text{s}$ am 21. 1. 76 jeweils den natürlichen Verhältnissen. Im Gegensatz zu den Naturähnlichkeitsversuchen waren beim Ausgangszustand alle neuen Deiche, die im Januar 1976 noch nicht fertiggestellt waren, ausgebaut. Es ergaben sich dabei Unterschiede in den Scheitelwasserständen, die im Rahmen der Meßgenauigkeit lagen.

In den Modelluntersuchungen wurden die Auswirkungen folgender Eindeichungsmaßnahmen auf die Wasserstände der Tideelbe untersucht:

- a) Vordeichung Nordkehdingen
- b) Eindeichung Krautsand
- c) Eindeichung Haseldorf
- d) Eindeichung Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf zusammen

Abb. 37 zeigt die Lage der untersuchten Eindeichungen an der Unterelbe.

4.4.2 Versuchsergebnisse

a) Sturmtide vom 16./17. 2. 1962 ohne Deichbrüche

In Tab. 18 ist das Ergebnis der Versuche mit der Sturmtide vom 16./17. 2. 1962 dargestellt. Spalte 1 gibt die Höhen der HThw an, wie sie in der Natur eingetreten sind. Wie Spalte 2 zeigt, sind die im Modell der BAW gemessenen Werte bei Kollmar deutlich zu niedrig. Die Ursache dafür ist, daß nicht mit Hilfe der Impulsstrahlen die naturähnlichen Bedingungen für die Sturmflut vom Februar 1962 hergestellt, sondern die Versuche mit der variablen Rauheit des Modells für die Sturmflut vom 21. Januar 1976 ausgeführt wurden. Da an der äußeren Modellgrenze die Tidekurve vom 16./17. 2. 62 zwangsgesteuert ist, sind im äußeren Modellbereich die Wasserstände naturähnlich. Mit zunehmendem Abstand von der Steuerstelle wird der Einfluß des unterschiedlichen Windstaus beider Sturmfluten größer, der durch Veränderung der variablen Rauheit, insbesondere der Impulsstrahlen, hätte berücksichtigt werden müssen. Oberhalb von Cuxhaven muß dieser Einfluß infolge der trichterförmigen Gestalt der Elbemündung stärker werden. Hinzu kommt, daß von Otterndorf aufwärts bereits ein Einfluß der im Modell nicht nachgebildeten Deichbrüche und Überflutung des Hinterlandes (KRAMER u. a., 1962) anzunehmen ist, der sich in höheren Scheitelwerten im Modell gegenüber der Natur auswirken muß.

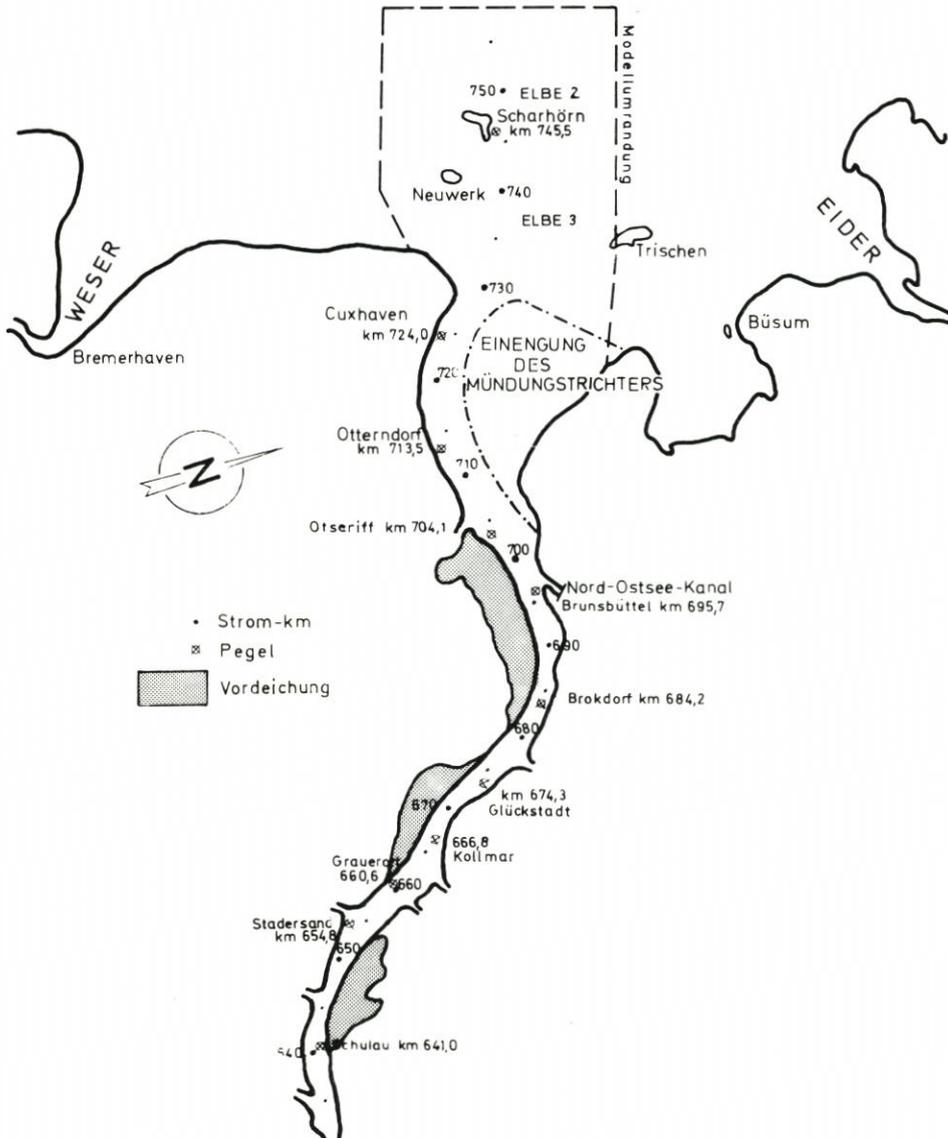


Abb. 37 Lageplan der Eindeichungen an der Unterelbe

Um die mit der Rauheit der Tide vom 21. 1. 76 im Modell der BAW gemessenen Scheitelwerte der Sturmflut vom 16./17. 2. 62 mit den aus dem Modell des Franzius-Instituts gewonnenen Ergebnissen vergleichen zu können, müssen sie um einen bestimmten Betrag nach oben korrigiert werden. Dieser Betrag ist mit Sicherheit ab Kollmar größer als 15 cm, denn wegen der Wirkung der Überflutungen infolge der Deichbrüche unterhalb von Kollmar müsste der Scheitelwert im Modell bei Kollmar höher liegen als in der Natur. Trotzdem soll nur eine Korrektur aller Scheitelwerte ab Glückstadt von 15 cm vorgenommen werden. Auch unterhalb von Glückstadt wäre eine Korrektur der Scheitelwerte mindestens bis Cuxhaven notwendig. Da es aber keinen echten Anhalt für die Größe dieser Korrektur gibt, wurde

Tabelle 18

Scheitelwerte der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 in der Elbe zwischen Cuxhaven und Bunthaus in der Natur mit den dazugehörigen Differenzwerten zum Modell der BAW bzw. des Franzius-Instituts

	HThw Natur (mit Deich- brüchen) cm über PN	Differenz in cm zwischen HThw im Modell (ohne Deichbrüche, mit Abdämmung "Alte Süderelbe") und in der Natur	
		Modell BAW	Franzius- Institut
	1	2	3
Cuxhaven	995	+4	0
Otterndorf	1013	-3	0
Osteriff	1024	-10	-5
Brunsbüttel	(1027)	-9	0
Brokdorf	1033	+0	+15
Glückstadt	1060	-13 + 15 = + 2	+0
Kollmar	1067	-15 + 15 = ± 0	+5
Grauerort	1070	+ 3 + 15 = +18	+13
Stadersand	1074	- 1 + 15 = +14	+19
Twielenfleth	1078	(-1) + 15 = +14	+20
Schulau	1087	± 0 + 15 = +15	+32
St. Pauli	1070	+23 + 15 = +38	+43
Schöpfstelle	(1065)	+30 + 15 = +45	(+37)
Harburg	1066	+23 + 15 = +38	(+36)
Bunthaus	1058	+42 + 15 = +57	+36

() ergänzte Werte PN = NN -500 cm

darauf verzichtet. In Spalte 2 der Tab. 18 sind die ab Glückstadt korrigierten Werte angegeben.

Spalte 3 zeigt die entsprechenden Werte nach den Modellversuchen des Franzius-Instituts aus dem Kurzbericht vom 31. 1. 1977, Anl. 5 (Franzius-Institut, 1977). Die Differenzen zwischen den korrigierten Modellwerten der BAW und denen des Franzius-Instituts zwischen Glückstadt und Hamburg sind mit Ausnahme des Wertes am Pegel Schulau relativ gering. Die durch die Untersuchungen in beiden Modellen erhärtete Aussage ist, daß im Bereich des Hamburger Hafens im Februar 1962 ein rd. 0,5 m höherer Scheitelwasserstand eingetreten wäre, wenn es keine Deichbrüche an der Unterelbe und im Hamburger Stromspaltungsgebiet gegeben hätte. Abb. 38 zeigt die HThw-Linie der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962, wie sie in der Natur eingetreten ist und sich nach den Modellversuchen des Franzius-Instituts und der BAW ohne die Deichbrüche ergeben hätte.

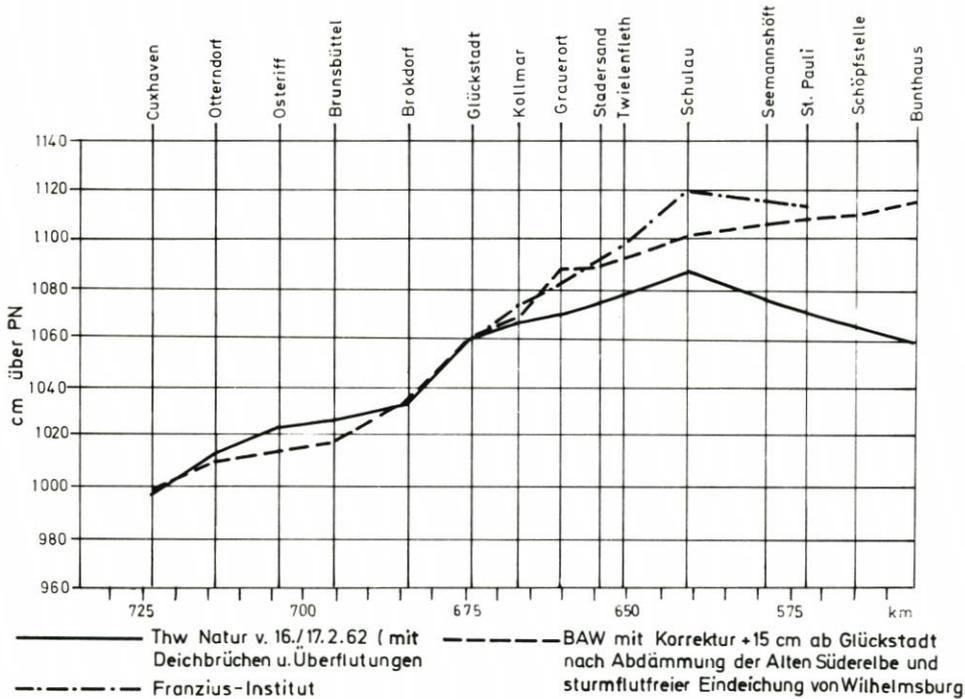


Abb. 38. HThw-Linie der Sturmflut vom 16./17. 2. 62 zwischen Cuxhaven und Bunthaus in der Natur (mit Deichbrüchen) und in den Modellen der BAW und des Franzius-Instituts (ohne Deichbrüche, mit Abdämmung der „Alten Süderelbe“)

b) Eindeichungsmaßnahmen

Bei der Vordeichung Nordkehdingen ist das eingedeichte Gebiet etwa 57 km² groß. Der bei Sturmfluten durchströmte Bereich wird durch die Vordeichung eingengt. Die Modellversuche ergaben Erhöhungen der Scheitelwerte zwischen Cuxhaven und der Ostemündung bei den Sturmfluten vom 3. 1. 76 und vom 21. 1. 76. Oberhalb der Vordeichung ergaben die Versuche zum Teil Erhöhungen, zum Teil Absenkungen der Scheitelwasserstände.

Bei der Eindeichung Krautsand mit einer Flächengröße von 31 km² ergaben sich oberhalb der Ostemündung geringe Erhöhungen der Scheitelwasserstände.

Für die Eindeichung Haseldorf mit einer Fläche von 16 km² ergaben die Modellversuche für beide untersuchten Sturmfluten in der Elbestrecke zwischen Cuxhaven und Brunsbüttel Veränderungen der Scheitelhöhen, die im Bereich der Meßgenauigkeit liegen. Oberhalb von Brunsbüttel bis Geesthacht wurden Erhöhungen der Sturmflutscheitelhöhen bei beiden Sturmfluten gemessen.

Bei gleichzeitiger Berücksichtigung aller drei Deichbaumaßnahmen ergaben sich bei den Modellversuchen für beide Sturmfluten in der gesamten Elbestrecke von Cuxhaven bis Geesthacht deutliche Erhöhungen.

In Tab. 19 sind die Änderungen der Scheitelwerte für die einzelnen Eindeichungsmaßnahmen und alle Eindeichungen zusammen für jeweils drei unterschiedliche Streckenbereiche

der Unterelbe angegeben. Es handelt sich dabei um gerundete Werte, die für beide untersuchten Sturmfluten in den angegebenen Grenzen als maßgebend angesehen werden können. Durch die genannten Eindeichungen tritt das Thw in Hamburg etwa 25 Minuten früher ein als ohne die Eindeichungen.

Tabelle 19

Veränderung der HThw der Sturmfluten vom 3. und 21. Januar 1976 infolge der verschiedenen Eindeichungsmaßnahmen an der Unterelbe nach den Ergebnissen der Modellversuche

Strecke	Veränderung der HThw gegenüber dem Ausgangszustand durch			
	Vordeichung Nordkehdingen (cm)	Eindeichung Krautsand (cm)	Eindeichung Haseldorf (cm)	Nordkehdingen + Krautsand + Haseldorf (cm)
Cuxhaven bis Ostemündung	+5 bis +10	±0	±0	+5 bis +10
Ostemündung bis Hamburger Hafen	+5 bis ±0	±0 bis +5	+5 bis +10	+10 bis +15
Hamburger Hafen bis Geesthacht	-5 bis ±0	±0 bis +5	±0 bis +10	+10 bis +15

4.5 Untersuchung extremer Sturmfluten

In dem „Gutachten zur Ermittlung der extremen Bedingungen für das Auftreten von Sturmfluten in der Unterelbe auf der Basis von Zeitreihenanalysen“ (PLATE, 1979) waren Sturmflutenkurven für Cuxhaven angegeben worden, wie sie – wenn auch mit geringer Wahrscheinlichkeit – unter extremen Bedingungen in der Zukunft möglich sind. Für zwei derartige Sturmfluten sollte im hydraulischen Modell der BAW untersucht werden, wie sie in der gesamten Unterelbe ablaufen und welche Scheitelwasserstände dabei im Hamburger Hafen auftreten werden. In Abb. 39 sind die auf der Basis von Zeitreihenanalysen konstruierten extremen Sturmflutenkurven I (HIST 1, nach PLATE) und II (HIST 2, nach PLATE) dargestellt, die beide denselben Scheitelwasserstand von PN +1085 cm in Cuxhaven haben. Die Kurve I entspricht in der Entwicklung des Flutastes der Sturmflut vom 3. 1. 1976, Kurve II der Sturmflut vom 21. 1. 1976.

Als Ergänzung zur Bestimmung der hypothetischen Sturmfluten nach PLATE (1979) wurde eine sehr hohe denkbare Sturmflut mit Hilfe des von Strom- und Hafenbau Hamburg eingeführten Sturmflutvorhersageverfahrens (WADI) nach SIEFERT (1968 u. 1977) berechnet. Dabei wurden die in den letzten 200 Jahren aufgetretenen ungünstigsten Windstauverhältnisse der Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 zugrundegelegt und extreme Windstärken über mehrere Stunden in der Deutschen Bucht angenommen. Die Scheitelwerte in Cuxhaven wurden durch Überlagerung von Tide und Windstau errechnet. Auch diese Tidekurve, die im Ablauf der vom 21. 1. 1976 entspricht, ist auf Abb. 39 dargestellt. Ihre Entwicklung in der Unterelbe sollte ebenfalls im Modell untersucht werden.

Für die Untersuchungen wurde das Modell so gesteuert, daß sich am Modellpegel Cuxhaven jeweils die in Abb. 39 angegebenen Tidekurven I, II und WADI einstellen. Bei den

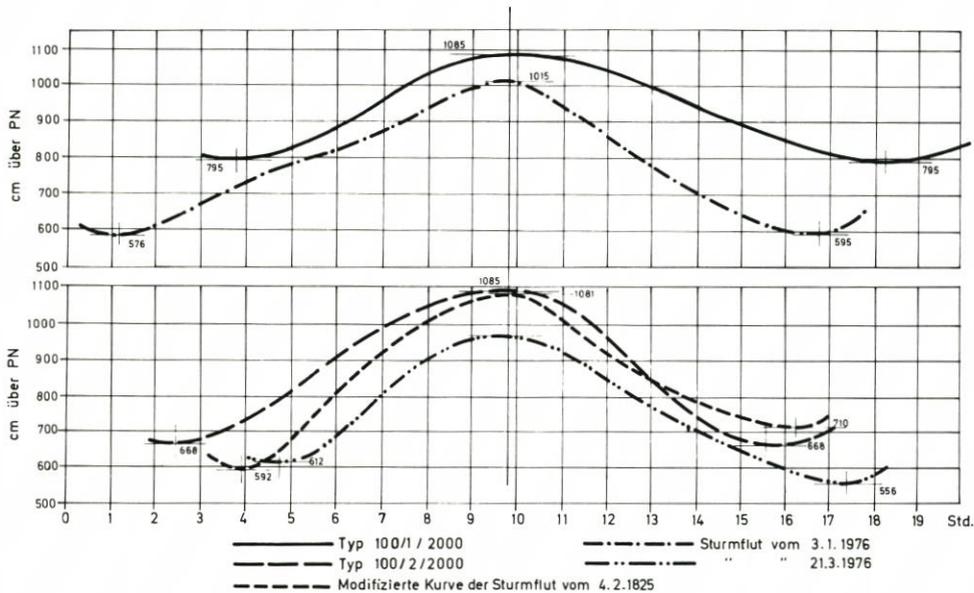


Abb. 39. Hypothetische extreme Tidekurven I und II sowie nach WADI für Cuxhaven und Tidekurven vom 3. 1. und 21. 1. 76

Versuchen mit der Tide I war im Modell die Rauheit eingebaut, wie sie mit Hilfe der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit für die Sturmflut vom 3. 1. 76 ermittelt worden war, für die Tide II und die Tide nach WADI die Rauheit der Sturmflut vom 21. 1. 1976 (Abschn. 4.1). Bei den Versuchen mit den Tiden I und II betrug der Oberwasserzufluß $1600 \text{ m}^3/\text{s}$, bei der Sturmflut nach WADI $700 \text{ m}^3/\text{s}$. Die bereits fertiggestellten und die geplanten Vordeichungen zwischen Geesthacht und der Ostemündung waren im Modell eingebaut. Das Wehr Geesthacht und die Sperrwerke in den Nebenflüssen wurden bei den Versuchen entsprechend dem tatsächlichen Betrieb gelegt bzw. geschlossen.

In Tab. 20 sind die an den verschiedenen Pegeln der Unterelbe gemessenen Scheitelwasserstände für diese drei hypothetischen Sturmfluten zusammengestellt. Es sind außerdem die Scheitelwasserstände der Sturmflut vom 3. 1. 76 und die Differenzen zu diesen angegeben. Die größten Anhebungen der Scheitelhöhen um mehr als 1 m ergaben sich demnach bei dem Sturmfluttyp vom 3. 1. 76, während die Anhebungen bei den Sturmfluten des Typs vom 21. 1. 76 nur knapp 90 cm betragen, und zwar unabhängig von dem unterschiedlichen Oberwasserzufluß.

Außerdem sollte geprüft werden, ob bei den hypothetischen Sturmfluten bei dem Betrieb eines Sperrwerks in der Elbe bei Brokdorf wesentlich andere Ergebnisse zu erwarten sind als sie im Abschnitt 4.2 beschrieben wurden. Die Versuche wurden mit der hypothetischen Tide I und mit der nach WADI ermittelten Tide ausgeführt. Die Tide nach WADI hat gegenüber der hypothetischen Tide II einen steileren Anstieg im Flutast und den größeren Tidehub (Abb. 39). Beim Betrieb eines Sperrwerks sind daher bei dieser Tide ungünstigere Auswirkungen zu erwarten als bei der Tide II. Deshalb wurde auf Versuche mit der Tide II verzichtet. Für die Tide I liegt das T_{nw} bereits etwa bei $\text{PN} + 8,0 \text{ m}$. Nach den in den Abschnitten 3.2 und 4.2 beschriebenen Versuchen war bekannt, daß ein Schließen des Sperrwerks bei diesem Wasserstand mit hohen Oberwasserzuflüssen im Hamburger Hafengebiet zu Wasserständen führt, die über dem als kritisch angesehenen Wasserstand von $\text{PN} + 9,5 \text{ m}$ liegen. Daraus

Tabelle 20
 Scheitelwasserstände in der Unterelbe bei hypothetischen extremen Sturmfluten im Vergleich zu der
 Sturmflut vom 3. 1. 1976. Wasserstandangaben in cm über PN

Pegel	Sturmflut v. 3. 1. 1976	Sturmflut I	Δh [cm]	Sturmflut II	Δh [cm]	Sturmflut nach WADI	Δh [cm]
Cuxhaven	1010	1085	75	1085	75	1081	71
Otterndorf	1042	1105	63	1106	64	1099	43
Osteriff	1051	1116	65	1112	61	1102	51
Brunsbüttel	1046	1122	76	1118	72	1106	60
Brokdorf	1063	1156	93	1150	87	1137	74
Glückstadt	1077	1184	107	1169	92	1161	84
Kollmar	1084	1198	114	1174	90	1170	86
Stadersand	1102	1207	105	1187	85	1186	84
Schulau	1116	1227	111	1203	87	1204	88
Seemannshöft	1129	1234	105	1209	80	1209	80
St. Pauli	1145	1250	105	1224	79	1225	80
Schöpfstelle	1155	1253	98	1225	80	1232	77
Q_0 m ³ /s	500,0	1600,0	--	1600,0	--	700,0	--

ergab sich, daß nur noch die Untersuchungen bei zwei Schließzeitpunkten zu sinnvollen Ergebnissen führen würden:

1. Schließen bei T_{nw} der anlaufenden Sturmflut. Der Wasserstand entspricht etwa PN +8,0 m. Das Sperrwerk muß gegen den noch ablaufenden Ebbestrom geschlossen werden.
2. Schließen beim Kenterpunkt K_e . Der Wasserstand liegt etwa auf PN +8,30 m. Das Sperrwerk wird bei Stauwasser geschlossen.

Für die Tide nach WADI wurde mit dem Schließen des Sperrwerks beim Erreichen des Wasserstandes von PN +7,5 m begonnen. Wie bei den Versuchen nach Abschnitt 3.2 und 4.2 dauerte der Schließvorgang jeweils eine Stunde.

Durch den Betrieb des Sperrwerks wurden die Wasserstandsganglinien unmittelbar unterhalb und oberhalb des Sperrwerks in entsprechender Weise beeinflusst, wie es die Abbildungen 13 und 30 zeigen. Die bei den Versuchen mit den hypothetischen Sturmfluten I und nach WADI aufgetretenen maximalen Wasserstände unterhalb und oberhalb des Sperrwerks sowie die maximale Wasserstands Differenz am Sperrwerk sind in Tab. 21 zusammengestellt. Der kritische Wasserstand von PN +9,50 m im Hamburger Hafen wurde bei den

Tabelle 21

Maximale Wasserstandsänderungen und Wasserstands Differenzen beim Betrieb eines Sperrwerks bei Brokdorf für extreme hypothetische Sturmfluten

Tide	I		nach WADI
	bei K_e (PN +8,3 m)	bei T_{nw} (PN +8,0 m)	
max. Wasserstand [cm über PN]			
St. Pauli	945	902	850
Bunthaus	968	914	863
max. Aufstau des Thw unterhalb des Sperrwerks [cm]	+45	+25	+55
max. Wasserstand unterhalb des Sperrwerks [cm über PN]	1192	1169	1183
max. Differenz am Sperrwerk [cm]	331	360	448
Oberwasserabfluß Q_o [m ³ /s]	1600	1600	700

Versuchen mit der Sturmflut I bei dem relativ hohen Oberwasserzufluß von 1600 m³/s nur knapp unterschritten. Der Anstieg des Sturmflutscheitels unterhalb des Sperrwerks war auch bei der Sturmflut nach WADI, die dem Typ der Sturmflut vom 21. 1. 76 entspricht, geringer

als bei den Versuchen mit der Sturmflut vom 21. 1. 76. Die maximale Wasserstands­differenz bei der Tide nach WADI ist wegen des frühen Schließzeitpunktes mit 4,48 m relativ groß. In Tab. 22 sind die Scheitelwasserstände in der Elbe zwischen Cuxhaven und Bunthaus für die untersuchten Betriebszustände bei den hypothetischen Sturmfluten I und nach WADI angegeben. Die Sperrwerksuntersuchungen mit den hypothetischen Sturmfluten hatten im Grundsatz keine von den in den Abschnitten 3.2 und 4.2 beschriebenen Untersuchungen abweichende Ergebnisse.

Tabelle 22

Scheitelwasserstände in der Elbe zwischen Cuxhaven und Bunthaus für die untersuchten hypothetischen extremen Sturmfluten bei Betrieb eines Sperrwerks bei Brokdorf. Wasserstandsangaben in cm über PN

Pegel	Sturmflut I		Tide nach WADI
	Beginn des Schließens bei		
	PN +8,3 m (K_e)	PN +8,0 m (T_{nw})	PN +7,5 m
Cuxhaven	1108	1096	1121
Otterndorf	1150	1115	1151
Osteriff	1149	1141	1155
Brunsbüttel	1160	1146	1161
Brokdorf	1190	1167	1181
Glückstadt	922	888	838
Kollmar	927	892	827
Stadersand	925	892	---
Schulau	927	898	832
Seemannshöft	926	892	826
St. Pauli	945	902	850
Schöpfstelle	960	904	874
Bunthaus	968	914	863

5. Schriftenverzeichnis

- BAW: Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau 1968–1969. Karlsruhe, 1970.
 BAW: Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau 1974–1975. Karlsruhe, 1976.
 BERNDT, D., GIESE, E., SCHWARZE, H. u. VOLLMERS, H.: Artificial roughness in physical models of estuaries for storm surges investigations. Proc. 17th ICCE Sydney, 1980, New York, 1981.
 Franzius-Institut: Kurzbericht über die Sturmflutuntersuchungen im Elbemodell von 1962 bis 1967. Hannover, Januar 1977, unveröfftl.
 KLINGE, W.: Betrachtung zu den Höhen der Deiche an Elbe und Weser. Die Küste, Jg. 10, H. 2, 1962.
 KRAMER, J., LIESE, R. u. LÜDERS, K.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
 PLATE, E.: Gutachten zur Ermittlung der extremen Bedingungen für das Auftreten von Sturmfluten in der Unterelbe auf der Basis von Zeitreihenanalysen. Teil A, Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse und Methoden. Karlsruhe, 1979, unveröfftl.

- ROHDE, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße. Mitt. d. Franzius-Inst. d. TU Hannover, H. 36, 1971.
- ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- SIEFERT, W.: Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve in Cuxhaven. Mitt. Franzius-Inst. d. TU Hannover, H. 30, 1968.
- SIEFERT, W.: Hamburger Sturmflutwarndienst (WADI) – Grundzüge des Vorhersageverfahrens. Hansa, Nr. 5, 1977.
- SINDERN, J. und GÖHREN, H.: Die Sturmfluten im Januar 1976 – Wasserstände und Tidekurven. Die Küste, H. 33, 1979.

Mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen in der Unterelbe

Von Jürgen Sündermann und Werner Zielke

Zusammenfassung

Für die Unterelbe einschließlich ihres Ästuarbereiches sind ein ein- und ein zweidimensionales mathematisches Modell entwickelt worden. Diese wurden anhand von Beobachtungsdaten von einer Normaltide und drei Sturmfluten kalibriert; die Genauigkeit der berechneten Scheitelwasserstände liegt danach bei ± 10 cm. Beide Modelle sind auf durch Baumaßnahmen veränderte Bedingungen angewandt worden, um z.B. die Auswirkungen von Eindeichungen oder eines Sperrwerkes zu berechnen. Weiterhin sind zwei synthetische Sturmfluten (nach PLATE) simuliert worden.

Summary

A one- and a twodimensional model for the tidal river Elbe have been developed. After calibration against observed values from a normal tide and from three storm surges the accuracy of the computed maximum water levels is within 10 cm. These models have been applied to artificially changed conditions as new dike lines or a mobile flood barrier in the river in order to forecast their influences. Further, two synthetic extremal storm surges (after PLATE) have been simulated.

Inhalt

1. Aufgabenstellung und Übersicht	177
2. Beschreibung der Modelle	178
2.1 Das eindimensionale hydrodynamisch-numerische (HN-) Modell	178
2.2 Das zweidimensionale Modell	182
2.3 Eichung	184
3. Untersuchung von Eindeichungsmaßnahmen	188
4. Untersuchung der Auswirkungen eines Sperrwerkes	192
5. Untersuchung einer synthetischen Extremflut	197
6. Der Einfluß des lokalen Windes über der Elbe	198
7. Zusammenfassende Ergebnisse	199
8. Danksagung	200

1. Aufgabenstellung und Übersicht

Im Juli 1977 wurde von den Ländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein dem Lehrstuhl für Strömungsmechanik der Universität Hannover der Auftrag erteilt, ein mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen auf der Unterelbe zu entwickeln. Gleichzeitig wurden die Autoren beauftragt, eine gutachtliche Beurteilung der Modellergebnisse vorzunehmen.

Untersucht werden sollten insbesondere die Veränderungen der Sturmflutwasserstände infolge der durchgeführten Deichmaßnahmen längs der Unterelbe sowie die Auswirkungen eines für den Standort Brokdorf angenommenen Sturmflutsperrwerkes. Auch sollte der Frage nach der Wirkung des örtlichen Windes über der Elbe nachgegangen werden, die sich im

Zusammenhang mit hydraulischen Modelluntersuchungen und Sturmflut-Warnmodellen immer wieder stellt.

Die Modellentwicklung wurde doppelgleisig vorgenommen, und zwar sowohl mit einem eindimensionalen als auch mit einem zweidimensionalen Modell. Jedes dieser Modelle hat spezifische Vor- und Nachteile und kann, je nach Aufgabenstellung, bevorzugt eingesetzt werden. Diese Vorgehensweise erhöht den Vertrauensbereich der numerischen Ergebnisse und die Ökonomie der Rechenläufe. Beide Modelle wurden mit denselben meteorologischen und hydrologischen Eingangsdaten betrieben.

Die Grundlage für die Erfassung der Elbetopographie bildeten die Peilpläne der Wasser- und Schifffahrtsämter Hitzacker, Lauenburg, Hamburg und Cuxhaven. Die Tiefenverteilung der inneren Deutschen Bucht wurde der Seekarte 49 des Deutschen Hydrographischen Instituts (Maßstab 1:100 000) entnommen.

Als seeseitige Randbedingungen wurden die Wasserstände für einige ausgewählte Tideereignisse mit Hilfe der Pegelschriebe von Wangerooge-Nord, Helgoland und Büsum (zweidimensionales Modell) bzw. Cuxhaven (eindimensionales Modell), als landseitige Randbedingungen die in Neu-Darchau beobachteten Durchflüsse vorgegeben. Es wurden im wesentlichen eine windarme Periode des Zeitraums 22.-25. 8. 1975 und die drei Sturmflutereignisse vom 18. bis 21. 11. 1975, vom 1. bis 4. 1. 1976 sowie vom 18. bis 22. 1. 1976 zugrunde gelegt.

Zur Verifikation des Modells wurden die Pegelschriebe an den folgenden Orten entlang der Elbe benutzt: Otterndorf, Brunsbüttel, Brokdorf, Krautsand, Steindeich, Stade, Schullau, St. Pauli, Bunthaus, Zollenspieker, Geesthacht. Die seitlichen Zuflüsse wurden vernachlässigt. Die Betriebsweise des Wehres Geesthacht konnte den täglichen Protokollen des Wärters entnommen werden. Bei den Modellrechnungen wurde angenommen, daß das Wehr bei 4 m Wasserstandserhöhung gelegt wird.

Für die Simulation der Sturmflutereignisse wurden Winddaten der Stationen Helgoland, Scharhörn, Cuxhaven, Brunsbüttel, Stade und St. Pauli verwendet. Da für große Zeitbereiche während der Sturmfluten nur alle 3 Stunden Aufzeichnungen vorhanden waren, wurden für die Berechnungen nur die 1-Stunden-Mittelwerte im einheitlichen 3-Stunden-Abstand verwendet. Böeneffekte und drastische Windänderungen, die durch die 3-Stunden-Werte nicht aufgelöst werden können, wurden durch die Rechnung nicht erfaßt. Für die Rechnung wurden 6 Windfelder über einzelnen Elbabschnitten definiert. Dabei findet das Windfeld über der inneren Deutschen Bucht, charakterisiert durch die Meßstellen Helgoland und Scharhörn, nur Eingang in das zweidimensionale Modell. Über der Elbe selbst wurden, beginnend in Cuxhaven, im ersten Feld die Winddaten aus Cuxhaven verwendet. Für das zweite Feld gelten die Werte aus Brunsbüttel, für das dritte die Werte aus Stade, für das vierte Feld diejenigen von St. Pauli. Das fünfte Feld, das den Oberlauf der Elbe erfaßt, ist immer windfrei angenommen worden.

Diese Annahme erschien im Hinblick auf die abnehmende Querschnittsbreite und die ständig wechselnde Fließrichtung bis Geesthacht sinnvoll.

2. Beschreibung der Modelle

2.1 Das eindimensionale hydrodynamisch-numerische (HN-) Modell

Ein eindimensionales Modell berechnet den zeitlichen Verlauf von Wasserstand und Durchfluß bzw. querschnittsgemittelter Fließgeschwindigkeit an diskreten Punkten längs der

Flußachse. Diese Punkte sind nicht äquidistant, vielmehr richtet sich ihr Abstand nach den morphologischen Gegebenheiten. Im Fall des Elbmodells liegt der Abstand im Mittel bei 1000 m, was gleichzeitig bedeutet, daß etwa in dieser Folge die Daten des Fließquerschnittes aufgenommen und in das Modell eingesetzt werden.

Abb. 1 gibt einen Überblick über den vom eindimensionalen Modell erfaßten Bereich, der sich von Neu-Darchau bis Cuxhaven erstreckt.

Das mathematische Modell basiert auf den Erhaltungsaussagen der Physik. Es geht aus von der Forderung nach Erhaltung der Masse (Kontinuitätsgleichung).

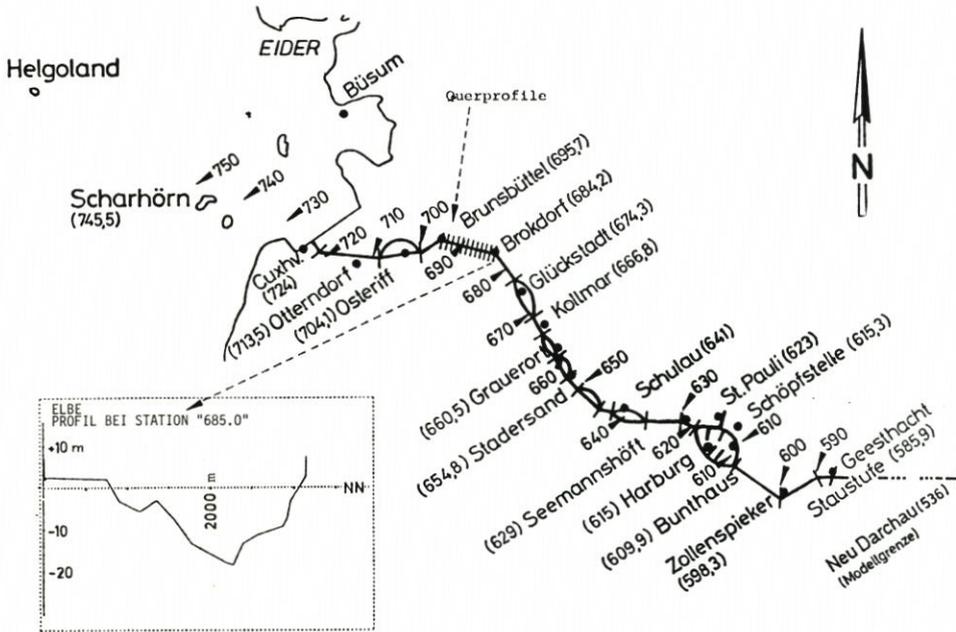


Abb. 1. Diskretisierung beim eindimensionalen Elbmodell. Angegeben ist die Lage der Pegel (in Stromkilometern) sowie als Beispiel der Polygonzug eines Querschnittsprofils

$$b \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1}$$

und einer Gleichgewichtsbetrachtung für Trägheits-, Schwer- und Reibungskräfte (Bewegungsgleichung):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + g A \frac{\partial h}{\partial x} + g A I_v = g A I_w \tag{2}$$

Hierin bedeuten (s. Abb. 2)

- | | | | | | |
|---|---|-----|----------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| b | Oberflächenbreite | [m] | A | Querschnittsfläche | [m ²] |
| g | Erdbeschleunigung (9,81 m s ⁻²) | | I _v | Gefälle infolge Sohlreibung | |
| h | Wasserstand über NN | [m] | I _w | Gefälle infolge Windreibung | |
| t | Zeit | [s] | Q | Durchfluß (positiv in Richtung von x) | [m ³ s ⁻¹] |
| x | Koordinate in Flußachse | [m] | | | |

Der Einfluß der Bodenreibung wird durch die parametrisierten Reibungsgefälle I_v in

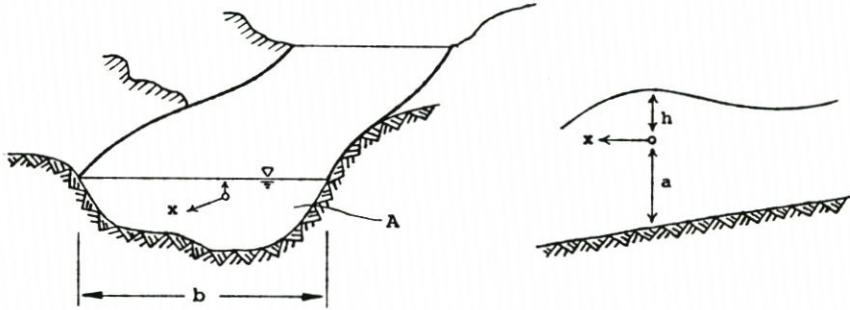


Abb. 2. Koordinaten und Bezeichnungen beim eindimensionalen Modell

Abhängigkeit von topographischen und hydrologischen Gegebenheiten, nach TAYLOR und MANNING-STRICKLER, erfaßt.

$$I_v = \frac{r \left| \frac{Q}{A} \right| Q}{g A (a + h)} \quad \text{TAYLOR (3)}$$

$$I_v = \frac{\left| \frac{Q}{A} \right| Q}{k^2 A \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3}} \quad \text{MANNING-STRICKLER (4)}$$

Dabei bedeuten:

a Wassertiefe [m]

k Rauigkeitsbeiwert nach MANNING-STRICKLER [m^{1/3} s⁻¹]

r Reibungsbeiwert nach TAYLOR

$D = \frac{4A}{U}$ hydraulischer Durchmesser [m]

U benetzter Umfang [m]

Für gleiche Durchflußwerte Q verändert sich die Reibung im Falle des TAYLOR-Ansatzes im Sinne einer hyperbolischen Funktion mit der Tiefe. In die MANNING-STRICKLER-Formulierung geht mit D das Verhältnis von Querschnittsfläche zum benetzten Umfang ein. Dieses Verhältnis ändert sich laufend mit der Tiefe und unterliegt sehr starken Änderungen bei beginnenden Vorlandüberflutungen.

Die Windwirkung auf die Dynamik des Wassers wird durch einen Reibungsansatz erfaßt, der analog zu dem Bodenreibungsansatz von TAYLOR (3) aufgebaut ist:

$$I_w = \frac{\lambda |w| w}{g A (a + h)} \quad (5)$$

Dabei steht w für die Windgeschwindigkeitskomponente in Fließrichtung. Der Beiwert λ wird zeitlich und räumlich konstant zu 3,2 · 10⁻⁶ gewählt.

Für die praktische Berechnung werden die Differentialquotienten in (1,2) durch Differenzenquotienten approximiert. Es gilt mit Abb. 3:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} (h'_i - h_i + h'_j - h_j) \quad (6)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{2}{3\Delta x} (h'_j - h'_i) + \frac{1}{3\Delta x} (h_j - h_i) \quad (7)$$

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} [h'_i + h'_j] + \frac{1}{3} [h_i + h_j] \right) \quad (8)$$

Entsprechende Ausdrücke gelten für die Durchflußterme Q. Die Nichtlinearität der Gleichung (2) wird dadurch behoben, daß die Größe Q/A im Trägheitsterm nur auf der alten Zeitebene t₀ bestimmt wird.

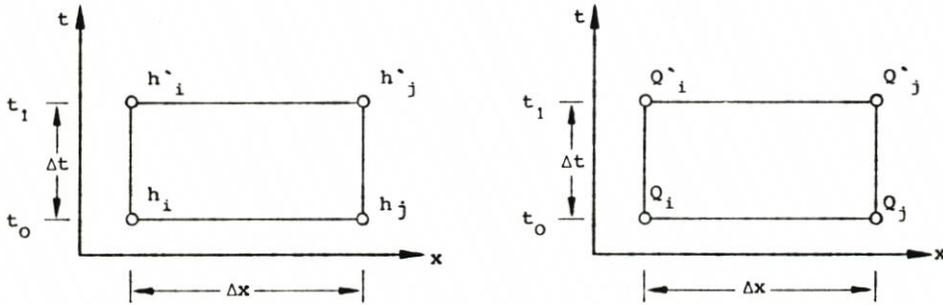


Abb. 3. Implizites Differenzschema für ein Orts-Zeit-Element

Die mit den Gleichungen (6, 7, 8) gegebenen Diskretisierungen führen auf ein implizites Lösungsverfahren. Durch theoretische Untersuchungen läßt sich die unbedingte Stabilität und die Konvergenz des gewählten Verfahrens nachweisen.

Der Untersuchungsbereich der Elbe zwischen Cuxhaven und Neu-Darchau weist für normale Tideverhältnisse (ohne Windeinfluß und Fernwellenwirkung) eine Reihe von Stromverzweigungen auf. Diese erfassen Hahnöfersand, Lühesand, Pagensand, Schwarztonnensand, Rhinplatte und Neufelder Sand sowie die Verzweigung im Hamburger Bereich in Norder- und Süderelbe. Der Hamburger Hafen selbst wird in stark vereinfachter Form approximiert. Die Hafenbecken oberhalb und unterhalb des Reiherstieges sowie nördlich der Elbe werden auf Grund einer Kubizierung zu jeweils einem Hafenbecken zusammengefaßt. Der Harburger Hafengebiet wird entsprechend vereinfacht.

Einige Besonderheiten der Profilbeschreibung treten im Bereich von Stromverzweigungen auf. Aus Abb. 4 erkennt man, daß das Nebenfahrwasser bei einer mittleren Tide z. T. trockenfällt. Dieser Effekt wird durch Anordnung eines Schlitzprofils mit nur wenigen Zentimetern Breite berücksichtigt. In diesem Profil existieren stets ein rechnerischer Wasserstand und Durchfluß, so daß programmtechnisch keine Komplikationen entstehen. Die berechneten Durchflußwerte im Schlitz sind jedoch so klein, daß sie bezüglich der Gesamtdynamik keine Rolle spielen. Abb. 4 zeigt weiterhin, daß bei Sturmflutbedingungen Haupt- und Nebenfahrwasser zu einem Profil zusammenzufassen wären. Dieses ist programmtechnisch sehr aufwendig. Es wird daher mit zwei durch eine Wand getrennten Profilen gerechnet. Die Zulässigkeit dieser Näherung ergibt sich durch einen Vergleich der berechneten Wasserstände in beiden Profilen, die sich praktisch nicht unterscheiden.

Die Diskretisierung in der Zeit erfolgt durch die Wahl des Zeitschrittes Δt , der einheitlich zu 10 Minuten für das Gesamtsystem gewählt und für alle Rechnungen beibehalten wird. Dieser Zeitschritt ist etwa das Sechs- bis Siebenfache der Zeit, die die Tidewelle braucht, um

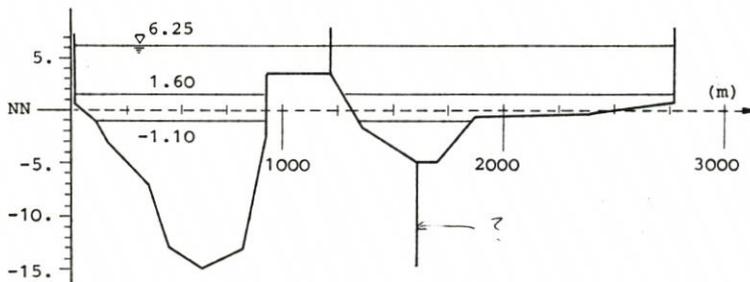


Abb. 4. Flußprofil im Bereich einer Stromverzweigung

den Abstand von 1000 m zu durchlaufen. Vergleichsrechnungen mit anderen Zeitschritten haben gezeigt, daß mit $\Delta t = 10$ min gute Ergebnisse bei gleichzeitig vertretbarem Rechenaufwand erzielt werden.

Als Randbedingung werden der Wasserstand bei Cuxhaven und der Durchfluß bei Neu-Darchau vorgegeben. Als Anfangsbedingung wird ein Zustand der Ruhe ($Q = 0$, $h = 0$) angenommen.

2.2 Das zweidimensionale Modell

Wegen der großen horizontalen Ausbreitung der Unterelbe, namentlich im Mündungsbe- reich, können lokal detaillierte Untersuchungen der Wasserstands- und Strömungsentwick- lung nur zweidimensional durchgeführt werden. (Diese Feststellung mindert keineswegs die Bedeutung eindimensionaler Simulationen, die zumindest die Wasserspiegel-Längsschnitte mit hinreichender Genauigkeit approximieren und die sich weiter flußauf bei gleichem Diskretisierungsgrad sogar besser der natürlichen Topographie anpassen lassen.)

Eine dreidimensionale Auslegung des Modells erschien wegen der relativ regelmäßigen vertikalen Stömungsprofile nicht notwendig und auch aus rechenökonomischen Gründen nicht sinnvoll. Allerdings erfordert die Tidedynamik, deren wechselnde Wasserstände mit periodisch trockenfallenden Wattengebieten verbunden sind, die Implementierung variabler Küstenlinien in das Modell.

Das mathematische Modell stützt sich auf die vertikal integrierten, zweidimensionalen hydrodynamischen Differentialgleichungen, die den Zusammenhang zwischen wirkenden Kräften (Tide, Wind) und horizontalen Bewegungen formelmäßig beschreiben. In ihnen sind die Wirkungen der Corioliskraft, des horizontalen turbulenten Impulsaustausches und der Bodenreibung berücksichtigt. Diese Gleichungen lauten:

Bewegungsgleichungen:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - fv = -g \frac{\partial h}{\partial x} + A_H \Delta u + \frac{\tau_{Ob}^{(x)} - \tau_{Bd}^{(x)}}{a + h} \quad (9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + fu = -g \frac{\partial h}{\partial y} + A_H \Delta v + \frac{\tau_{Ob}^{(y)} - \tau_{Bd}^{(y)}}{a + h} \quad (10)$$

Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} ([a + h] u) + \frac{\partial}{\partial y} ([a + h] v) = 0 \quad (11)$$

Dabei bedeuten:

a	ungestörte Wassertiefe	[m]
f	Coriolisparameter ($1,2 \cdot 10^{-4} s^{-1}$)	
h	Wasserstand = Abweichung vom ungestörten Niveau	[m]
t	Zeit	[s]
u, v	Komponenten der vertikal gemittelten Strömungsgeschwindigkeit in x- bzw. y-Richtung	[m s ⁻¹]
x, y	horizontale Koordinaten in Ost- bzw. Nordrichtung	[m]
A _H	Koeffizient des horizontalen turbulenten Impulsaustausches (0,0001 bis 0,0005 m ² s ⁻¹)	
Δ	horizontaler Laplace-Operator ($= \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$)	[m ⁻²]

$\tau_{Ob}^{(x)}, \tau_{Ob}^{(y)}$ die Komponenten der Oberflächentangentialspannung durch den Wind [m² s⁻²]
 in x- und y-Richtung
 $\tau_{Bd}^{(x)}, \tau_{Bd}^{(y)}$ Komponenten der Schubspannung durch Bodenreibung [m² s⁻²]

Für diese Größen werden folgende, auch im eindimensionalen Modell verwendete quadratische Ansätze gewählt:

$$\tau_{Ob}^{(x)} = \lambda \sqrt{U^2 + V^2} U$$

$$\tau_{Ob}^{(y)} = \lambda \sqrt{U^2 + V^2} V$$

$$\tau_{Bd}^{(x)} = r \sqrt{u^2 + v^2} u$$

$$\tau_{Bd}^{(y)} = r \sqrt{u^2 + v^2} v$$

Dabei sind U und V die Komponenten der Windgeschwindigkeit in Ost- bzw. Nordrichtung, λ der Windschubkoeffizient, r der Reibungsbeiwert; die letzten beiden Größen sind dimensionslos. Der Windschubkoeffizient wird, wie im eindimensionalen Fall, als konstant angenommen mit dem Wert $\lambda = 3.2 \cdot 10^{-6}$. Der (TAYLORSche) Reibungsbeiwert r charakterisiert als ortsabhängiger Systemparameter die lokalen topographischen und hydrodynamischen Gegebenheiten des Flusses und wird durch Eichung bestimmt.

Die Gleichungen (9, 10, 11) können bei Anwendung auf ein natürliches Gewässer wie (1,2) nur numerisch gelöst werden. Dazu wird die Elbe mit einem horizontalen Gitternetz überzogen (diskretisiert), in dessen Punkten die gesuchten Zustandsgrößen u, v, h zeitschrittweise berechnet werden (siehe Abb. 5).

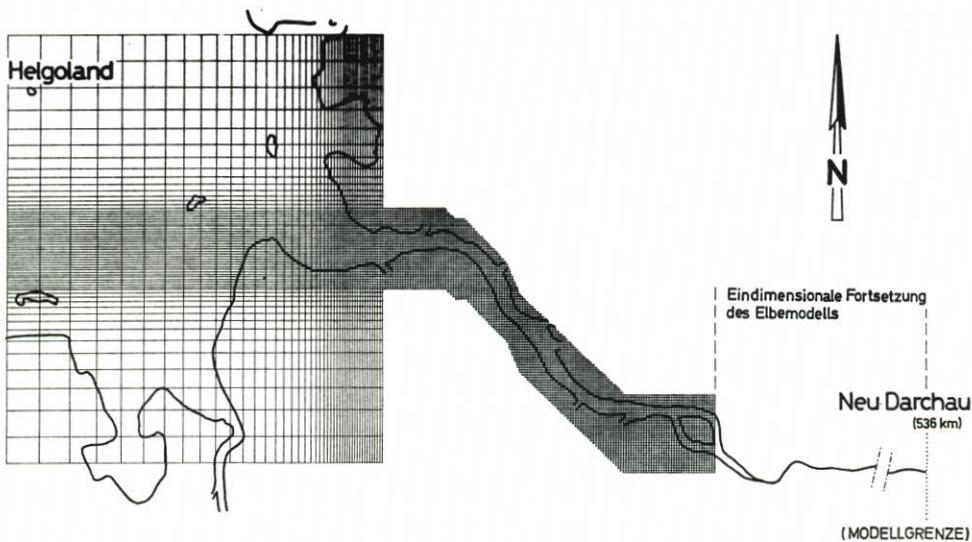


Abb. 5. Diskretisierung beim zweidimensionalen Elbemodell. Im Bereich Elbemündung – Deutsche Bucht vergrößert sich die Gitterpunktdistanz von 500 m auf 20 km

Für den zentralen Teil des Untersuchungsgebietes, nämlich den Elbeabschnitt etwa von Brunsbüttel bis Bunthaus, wurde ein Raster von 500 m \times 500 m gewählt (141 \times 32 = 4512 Rechenpunkte). Seewärts schließt stetig ein sich kontinuierlich vergrößerndes Gitter an, das auf der äußeren Berandung, den Linien Helgoland–Büsum und Helgoland–Wangerooe, eine

Maschenweite von 20 km erreicht ($40 \times 60 = 2400$ Rechenpunkte). Nach oberstrom wird die Elbe zwischen Bunthaus und Darchau durch ein eindimensionales Modell mit 500 m Schrittweite beschrieben (141 Rechenpunkte).

Dieses Gitternetz hat gegenüber dem eindimensionalen Elbmodell den Vorteil einer erheblich höheren Auflösung; das Strömungsfeld kann detailliert flächenhaft beschrieben werden. Außerdem ist die seeseitige Grenze soweit nach außen verlagert, daß rückwirkende Einflüsse aus der Elbe nicht mehr auftreten dürften. Andererseits wird die Approximation der natürlichen Topographie im 500-m-Raster mit abnehmender Flußbreite nach oberstrom immer schlechter, so daß hier das eindimensionale Modell genauere Ergebnisse erwarten läßt.

Mit Hilfe dieses Gitternetzes werden die Differentialgleichungen (9, 10, 11) in Differenzgleichungen übergeführt. Die Anordnung der Gitterpunkte und die Bildung der Differenzterme folgen dabei im wesentlichen dem HN-Verfahren von HANSEN.

Dieses Verfahren, ein explizites Differenzenverfahren, unterliegt dem COURANTSchen Stabilitätskriterium

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2g a_{\max}}}$$

woraus sich mit $\Delta x = 500$ m und $a_{\max} = 30$ m in der Außenelbe ein größter Zeitschritt von $\Delta t = 20$ s ergibt.

Die Integration der Gleichungen (9, 10, 11) erfordert wieder die Vorgabe von Rand- und Anfangsbedingungen. Bei den Rändern muß unterschieden werden, ob es sich um eine Küstenlinie (fester Rand) handelt oder um eine (gedachte) Begrenzung quer durch den betrachteten Wasserkörper (offener Rand). An den festen Rändern wird vorgeschrieben, daß die Geschwindigkeit sowohl in Normal- als auch in Tangentialrichtung verschwindet:

$$u = v = 0$$

An den offenen Rändern wird seeseitig der gemessene Wasserstand auf der Linie Wangerooge-Helgoland-Büsum und landseitig der gemessene Oberwasserzufluß bei Neu-Darchau vorgegeben. Zwischen den Pegeln Wangerooge-Nord, Helgoland und Büsum wird linear interpoliert.

Als Anfangsbedingung wird ein Ruhezustand angenommen, z. B. einheitlicher Wasserstand von 1 m und verschwindende Geschwindigkeit im gesamten Gebiet. Nach einer gewissen Zeit (Anlaufrechnung) wird das Modellergebnis von der gewählten Anfangsbedingung unabhängig.

2.3 Eichung

Für die in jedem hydrodynamisch-numerischen Modell enthaltenen empirischen Parameter, z. B. die Beiwerte für Bodenreibung und Windschub, müssen Werte eingesetzt werden, von denen die Güte der mit Hilfe des Modells getroffenen Aussagen entscheidend abhängt. Dazu kann man z. B. den Beiwert in einer Folge von Rechnungen solange variieren, bis eine ausreichende Übereinstimmung zwischen gerechneten Ergebnissen und Naturmessungen erreicht ist, d. h., man eicht das Modell.

Eichung heißt also, daß die spezifische Information, die für das betrachtete Gewässer aufgrund von Naturmessungen zur Verfügung steht, direkt in die Modellerstellung eingeht. Dies ist ein durchaus legitimes Vorgehen und dem Einsetzen von Erfahrungswerten immer vorzuziehen.

Soll das Modell auch zu Prognoserechnungen herangezogen werden, so ist es unerlässlich, es mit Hilfe mehrerer gemessener Ereignisse zu eichen oder wenigstens zur Kontrolle einen

Vergleich zwischen Messung und Rechnung für andere als die geeichten Ereignisse durchzuführen (Verifikation). Bei diesen Kontrollrechnungen müssen die gleichen Beiwerte wie bei den Eichläufen benutzt werden.

Obige Vorgehensweise wurde bei der Erstellung der Elbemodelle angewandt, d. h., es wurden durch Eichung an mehreren Ereignissen unabhängige Beiwerte ermittelt, die an weiteren Ereignissen verifiziert und bei den Prognoserechnungen benutzt wurden.

Die Eichung des eindimensionalen Modells erfolgte für zwei Tiden. Dabei handelt es sich einmal um die periodisch angesetzte mittlere Tide (korrigierte Naturtide) vom Februar 1972 und zum anderen um die anfangs erwähnten Niedrigwassertiden, die zwischen dem 22. und 25. August 1975 gelaufen sind. Dieser Zeitraum ist auf Grund meteorologischer Daten als sehr windarm gekennzeichnet und eignet sich von daher gut für die Eichung des Mittelwasserbetts. Für eine gelungene Eichung ist eine sorgfältige Analyse der im Gesamtsystem auftretenden Profilformen erforderlich. Diese sowie die praktische numerische Erfahrung legten die Aufgliederung des Systems in mehrere Bereiche nahe, innerhalb derer jeweils verschiedene bereichsweise konstante Eichparameter angenommen wurden. Die Parameter sind für Flut- und Ebbstrom unterschiedlich gewählt.

Bedingt durch die starke Schematisierung des Hafengebietes, die eine Unterbewertung lokaler Effekte mit sich bringt, ergab sich für diesen Bereich eine wesentlich höhere Reibung als in den übrigen Modellabschnitten. Schwierig war die Eichung im Mündungstrichter, die erst durch Verwendung des TAYLOR-Ansatzes für die Ebb-, und des MANNING-Ansatzes für den Flutstrom gelang. Zur Verifikation der Prognosefähigkeit des erstellten hydrodynamischen Modells wurden die erwähnten Sturmfluten berechnet. Als Randbedingung wurden in Cuxhaven die Wasserstandsganglinien am Pegel Steubenhöft vorgegeben. Oberstromseitig endet das Untersuchungssystem am Wehr Geesthacht, über welches entsprechend den Wehrbüchern ein Zufluß vorgegeben ist. Die erhaltenen Ergebnisse werden den in der Natur beobachteten Ganglinien der Wasserstände für ausgewählte Pegel gegenübergestellt (Abb. 6).

Die Eichung des zweidimensionalen Modells wurde mit Ausnahme der Tide vom Februar 1972 anhand der gleichen Naturereignisse vollzogen wie im eindimensionalen Modell.

Auch hier galt es, durch geeignete Wahl der Systemparameter die gemessenen Wasserstände in den unter 1. genannten Orten möglichst gut zu approximieren. Leitlinie war dabei, daß die zu bestimmenden Beiwerte im Interesse späterer Prognoserechnungen zwar orts-, aber nicht zeitabhängig sein sollten. Das heißt also, daß alle vier vorab genannten Termine mit einheitlichen Systemparametern simuliert wurden.

Die Eichung begann zunächst mit einer sehr genauen Analyse der im Modell erfaßten Topographie. Durch gezielte Anpassungen an die natürlichen geometrischen Verhältnisse konnten bereits einige Verbesserungen erzielt werden. Die weitere Eichprozedur bestand dann in einer systematischen Variation der Reibungskoeffizienten, die schließlich in sechs Abschnitten im Elbeverlauf unterschiedlich gewählt wurden. Dabei steigt der Wert nach Oberstrom an.

Weitere Beiwerte wurden nicht variiert, auch das Windfeld wurde unverändert gehalten. Der Vergleich der mit dem zweidimensionalen Modell berechneten Tideverläufe aller vier Termine mit den gemessenen ist in Abb. 7 wiedergegeben. Für das ein- und zweidimensionale Modell ergibt sich insgesamt, daß für alle acht Pegel von Cuxhaven bis St. Pauli die Abweichung in den Scheitelwasserständen in der Regel < 10 cm ist. Als quadratische Mittel dieser Scheitelabweichungen ergeben sich für die Sturmfluten die in Tab. 1 aufgeführten Werte. Dabei ist zu sagen, daß im zweidimensionalen Modell die Welle schon fehlerbehaftet in Cuxhaven einläuft; dieser Fehler würde bei vorgegebener Welle in Cuxhaven drastisch erniedrigt werden.

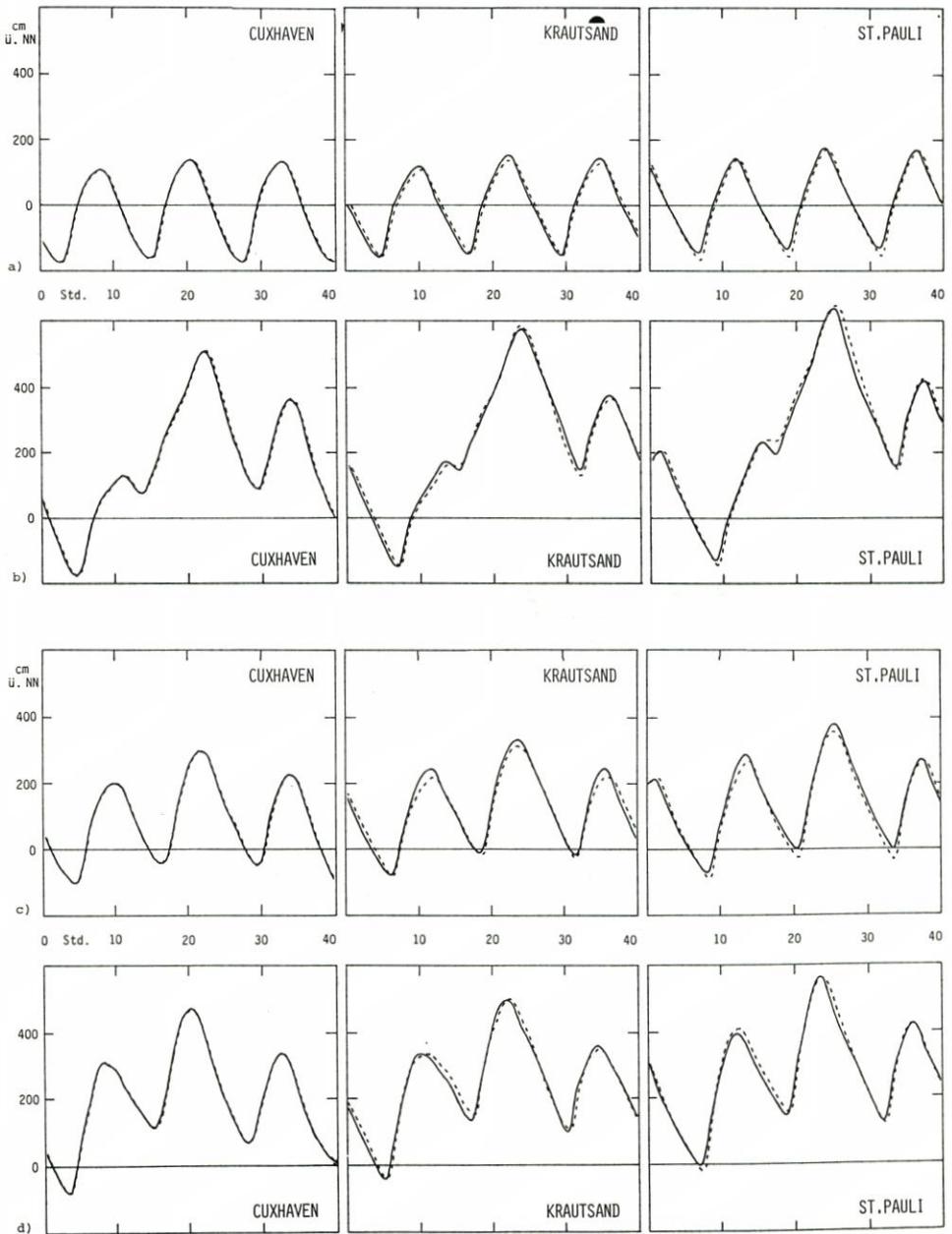


Abb. 6. Nach der Modelleichung berechnete Wasserstandsganglinien für drei Pegel (durchgezogene Linien); zum Vergleich die gemessenen Tideverläufe (gestrichelte Linien), eindimensionales Modell
 a) Tiden im Zeitraum 22.-25. 8. 1975; b) Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976; c) Sturmflut vom 18.-21. 11. 1975; d) Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976

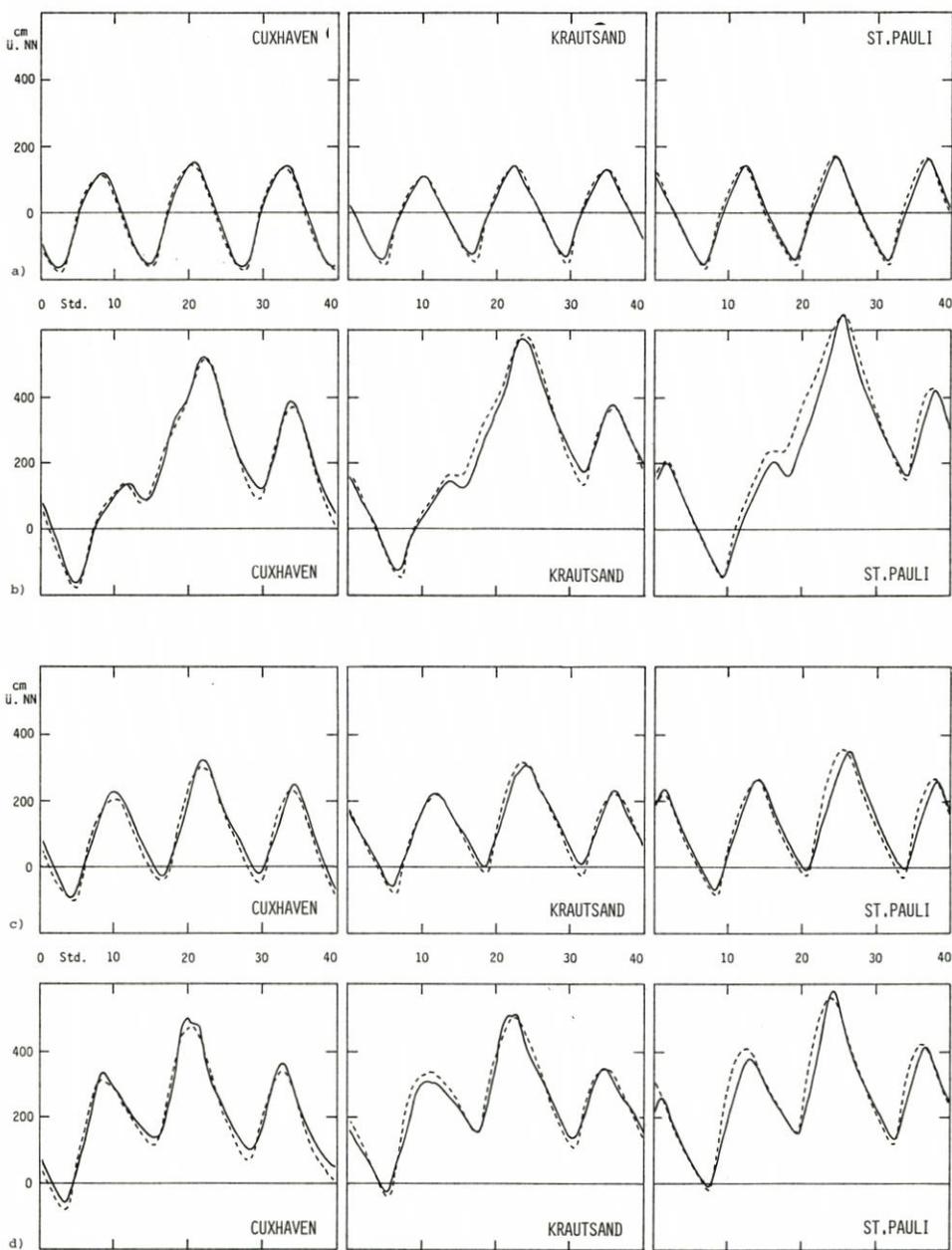


Abb. 7. Nach der Modelleichung berechnete Wasserstandsganglinien für drei Pegel (durchgezogene Linien); zum Vergleich die gemessenen Tideverläufe (gestrichelte Linien), zweidimensionales Modell
 a) Tiden im Zeitraum 22.-25. 8. 1975; b) Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976; c) Sturmflut vom 18.-21. 11. 1975;
 d) Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976

Tabelle 1
 Quadratische Mittel der Scheitelwertdifferenzen zwischen Modellrechnung und Messung

Termin	1dim. Modell	2dim. Modell
1.- 4. 1. 1976	8,4 cm	8,4 cm
18.-21. 11. 1975	19,9 cm	11,3 cm
18.-22. 1. 1976	4,0 cm	17,8 cm

3. Untersuchung von Eindeichungsmaßnahmen

Im Rahmen des Sturmflutschutzes an der Unterelbe sind eine Reihe von Vorländern eingedeicht worden. Die wichtigsten Baumaßnahmen sind in den Bereichen Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf durchgeführt worden. Bei den vorliegenden Untersuchungen ging es darum, die Auswirkungen der Eindeichungen auf die Scheitelwasserstände in der Elbe, insbesondere auf Hamburg, zu untersuchen. Dabei wurden als maßgebende Belastungsfälle die beiden schweren Sturmfluten vom Januar 1976 definiert. Es wurden folgende Maßnahmen mit dem zweidimensionalen Modell simuliert (s. Abb. 8):

- Eindeichung des Vorlandbereiches Nordkehdingen
- Eindeichung des Krautsand-Bereiches
- Eindeichung des Vorlandbereiches Haseldorfer Marsch
- Zusammenwirken der drei Eindeichungsmaßnahmen
- Ausgangszustand vor Beginn der genannten Eindeichungen

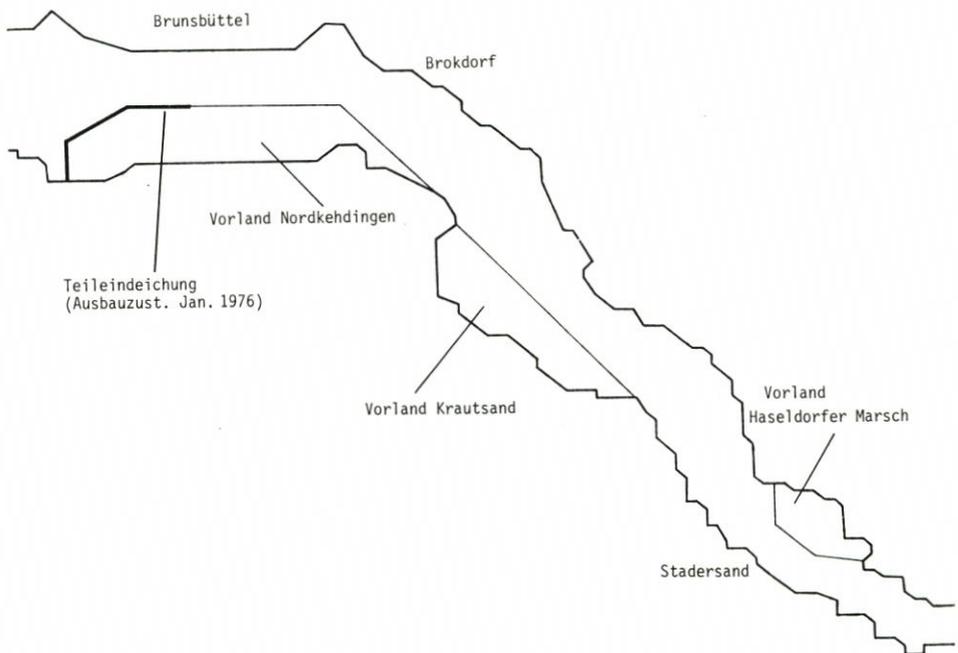


Abb. 8. Schematisierte Darstellung der Vorlandeindeichungen im zweidimensionalen Modell

Eindeichung Nordkehdingen

Abb. 8 weist aus, daß es sich bei dieser Baumaßnahme um den flächenmäßig gravierendsten Eingriff in das Fließgerinne der Unterelbe handelt. Da sich die Eindeichung auf die Vorländer beschränkt, wirkt sie sich allerdings nur auf Hochwasserwellen aus; die mittleren Tideverhältnisse werden nicht betroffen.

Die Simulationen der Sturmfluten vom 1.-4. 1. 1976 (1. Flut) und vom 18.-22. 1. 1976 (2. Flut) wurden für den Zustand Teileindeichung (Januar 1976) und Volleindeichung durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, daß bei beiden Sturmfluten im Bereich des Elbe-Ästuars (etwa bis Otterndorf) eine Erhöhung der Scheitelwasserstände eintritt, während weiter stromauf (zwischen Brokdorf und St. Pauli) eine Erniedrigung der Extremwerte berechnet wird. Die zahlenmäßigen Werte gehen aus den Tabellen 2 und 3 hervor. Danach bewegen sich bei beiden Sturmfluten die Absenkungen oberstrom von Nordkehdingen in der Größenordnung von -15 cm, während die Erhöhung unterstrom terminunabhängig bei +2 cm (1. Flut) und +17 cm (2. Flut) liegen.

Tabelle 2

a) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 1.-4.1.1976 nach Eindeichung von Nordkehdingen, Krautsand oder Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)						
	Ausbauzust. Jan. 1976	Nord- kehdingen	Diff.	Krautsand	Diff.	Haseldorf	Diff.
Cuxhaven	514	516	+ 2	514	0	514	0
Otterndorf	533	535	+ 2	533	0	534	+ 1
Brunsbüttel	550	544	- 6	559	+ 9	553	+ 3
Brokdorf	569	554	-15	581	+12	572	+ 3
Krautsand	571	556	-15	585	+14	578	+ 7
Steindeich	581	566	-15	586	+ 5	591	+10
Stadersand	600	584	-16	605	+ 5	608	+ 8
Schulau	624	607	-17	630	+ 6	630	+ 6
St. Pauli	643	628	-15	648	+ 5	649	+ 6

b) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 1.-4.1.1976 ohne Deiche sowie nach vollständigem Einbau der Deiche von Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)					
	Ausbauzust. Jan. 1976	ohne Deiche	Diff.	Deiche eingebaut	Diff.	Addition der Einzelmaßnahmen
Cuxhaven	514	512	- 2	515	+ 1	+ 2
Otterndorf	533	532	- 1	537	+ 4	+ 3
Brunsbüttel	550	552	+ 2	552	+ 2	+ 6
Brokdorf	569	571	+ 2	568	- 1	0
Krautsand	571	574	+ 3	572	+ 1	+ 6
Steindeich	581	584	+ 3	580	- 1	0
Stadersand	600	603	+ 3	597	- 3	- 3
Schulau	624	627	+ 3	619	- 5	- 5
St. Pauli	643	645	+ 2	639	- 4	- 4

Tabelle 3

a) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 18.–22. 1. 1976 nach der Eindeichung von Nordkehdingen, Krautsand oder Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)						
	Ausbauzust. Jan. 1976	Nord- kehdingen	Diff.	Krautsand	Diff.	Haseldorf	Diff.
Cuxhaven	493	500	+ 7	493	0	493	0
Otterndorf	499	516	+17	500	+ 1	500	+ 1
Brunsbüttel	511	515	+ 4	526	+15	511	0
Brokdorf	522	504	-18	544	+22	522	0
Krautsand	508	495	-13	531	+23	508	0
Steindeich	516	502	-14	522	+ 6	525	+ 9
Stadersand	532	516	-16	539	+ 7	540	+ 8
Schulau	550	536	-14	555	+ 5	557	+ 7
St. Pauli	576	562	-14	582	+ 6	583	+ 7

b) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 18.–22. 1. 1976 ohne Deiche sowie nach vollständigem Einbau der Deiche von Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)					
	Ausbauzust. Jan. 1976	ohne Deiche	Diff.	Deiche eingebaut	Diff.	Addition der Einzelmaßnahmen
Cuxhaven	493	488	- 5	501	+ 8	+ 7
Otterndorf	499	499	0	516	+17	+19
Brunsbüttel	511	510	- 1	524	+13	+19
Brokdorf	522	517	- 5	531	+ 9	+ 4
Krautsand	508	514	+ 6	517	+ 9	+10
Steindeich	516	521	+ 5	517	+ 1	+ 1
Stadersand	532	536	+ 4	532	0	- 1
Schulau	550	556	+ 6	548	- 2	- 2
St. Pauli	576	581	+ 5	574	- 2	- 1

Eindeichung Krautsand

Auch hier liefert das mathematische Modell für beide Sturmfluttermine eine einheitliche Tendenz: Erhöhung der Scheitelwasserstände nahezu im gesamten Flußabschnitt mit einem Maximum am Pegel Krautsand von +14 cm für die 1. Flut und +23 cm für die 2. Flut. In St. Pauli ergibt sich eine geringfügige Erhöhung von etwa +5 cm bzw. +6 cm (s. Tab. 2 u. 3).

Eindeichung Haseldorf

Die Auswirkungen dieser Baumaßnahme auf den gesamten Flußabschnitt sind naturgemäß relativ gering. Unterstrom der Baumaßnahme ändern sich die Wasserstände fast gar nicht, im übrigen Bereich treten leichte Erhöhungen der Scheitelwasserstände auf mit einem Maximum um +10 cm bei Steindeich und Werten um +7 cm bei St. Pauli (s. Tab. 2 u. 3).

Zusammenwirken der Eindeichungen

In zwei weiteren Produktionsläufen wurde für beide Sturmfluten der Verlauf der Hochwasserwellen bei vollständiger Eindeichung, also gleichzeitiger Abtrennung der Vorländer Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf, berechnet. Es ergibt sich eine leichte Erhöhung der Scheitelwasserstände von der Mündung etwa bis Krautsand (maximal +17 cm für die 2. Flut bei Otterndorf) und eine geringfügige Absenkung nach oberstrom mit Werten bis -4 cm in St. Pauli für die 1. Flut (s. Tab. 2 u. 3).

In den Tabellen ist in der letzten Spalte zum Vergleich angegeben, welche Änderungen sich bei einfacher Addition der durch die Einzelmaßnahmen hervorgerufenen Änderungen ergeben hätten. Die Werte stimmen weitgehend mit den simultan berechneten in der vorletzten Spalte überein und deuten daraufhin, daß sich die Elbe in Bezug auf die Superposition von Einzelmaßnahmen linear verhält.

Zu erwähnen ist weiterhin eine durch die Deichbaumaßnahmen bedingte Beschleunigung der Hochwasserwellen: Bei vollständiger Eindeichung tritt in beiden Sturmfluten der Scheitelwasserstand in Hamburg etwa 30 Minuten früher ein als beim Ausbauzustand Januar 1976.

Ausgangszustand vor den Eindeichungen

Vergleichsweise wurde auch der Verlauf der beiden Hochwasserwellen für den Zustand vor Beginn der Deichbaumaßnahmen simuliert. Der Ausbauzustand 1976 ist dadurch charakterisiert, daß die aus Abb. 8 ersichtliche Eindeichung im Bereich Nordkehdingen, von Westen beginnend, etwa zur Hälfte fertiggestellt ist. Das Vorland kann damit von Osten her noch überströmt werden.

Die Tabellen 2 und 3 weisen aus, daß diese Teileindeichung die Scheitelwasserstände im benachbarten Elbabschnitt geringfügig erhöht hat (Maximum +5 cm für die zweite Flut bei Cuxhaven und Brokdorf), während elbaufwärts eine Erniedrigung um wenige Zentimeter eingetreten ist.

Die Laufzeitveränderungen durch die Teileindeichung sind praktisch vernachlässigbar.

Ergänzende Rechnungen mit erhöhter Bodenreibung im Vorlandbereich

Die Bodenrauigkeit im überströmten Vorland ist infolge der Vegetation, Bebauungen etc. erheblich höher als im Flußbett. Um diesen Umstand stärker zu berücksichtigen, wurde nach Durchführung des Auftrages in einer ergänzenden Versuchsreihe die Sturmflut vom 1.-4. Januar 1976 mit einem gegenüber den Eichwerten veränderten TAYLOR-Beiwert berechnet. Dieser wurde für Vorlandbereiche (d. h., Höhe über NN > 1,6 m) um einen Größenfaktor zehn und damit unrealistisch stark gegenüber den Beiwerten im Flußbett erhöht. Da die hierdurch erhaltenen Scheitelwasserstände um bis zu etwa 15 cm unter denen der Eichläufe bleiben, soll nachfolgend nur eine Übersicht über die Differenzen gegeben werden, die sich zwischen der Rechnung mit und ohne Deichbaumaßnahme ergeben, wobei in beiden Fällen mit erhöhter Vorlandrauigkeit gerechnet wurde (s. Tab. 4).

Während die Vorlandeindeichungen Krautsand und Haseldorfer Marsch jeweils nur sehr geringfügige Tendenzänderungen gegenüber der ersten Versuchsreihe bewirken, ergab die Deichbaumaßnahme Nordkehdingen ab etwa Brokdorf oberstrom praktisch vernachlässig-

Tabelle 4

Auswirkung der Deichbaumaßnahmen für die Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976 bei stark erhöhter Reibung im Vorlandbereich. Angegeben sind für drei Pegel die Differenzen der Scheitelwasserstände gegenüber dem Ausbauzustand Januar 1976 (in cm)

	alle Vorländer eingedeicht	Vorland Nordkehdingen eingedeicht	Vorland Krautsand eingedeicht	Vorland Haseldorf eingedeicht	ohne Deiche
Cuxhaven	+ 3	+ 3	+ 1	+ 1	0
Krautsand	+17	- 1	+13	+ 7	+ 5
St. Pauli	+13	- 2	+ 7	+ 7	+ 4

bare Scheitelwassererniedrigungen bei erhöhter Vorlandrauhigkeit. Vergleicht man diese Ergebnisse mit denen der ersten Modellversuchsreihe, so zeigt sich deutlich die durch erhöhte Reibung im überströmten Vorland hervorgerufene größere Dämpfung der Sturmflutwelle. Dadurch ist die - wahrscheinlich durch Fließquerschnittseinengung verursachte - Scheitelwassererniedrigung von größenordnungsmäßig -15 cm bei der ursprünglichen Rauheitsverteilung praktisch nicht vorhanden.

Beim Zusammenwirken aller drei Eindeichungen ergeben sich nun deutliche Tendenzunterschiede oberhalb von Brunsbüttel: Während die erste Versuchsreihe in diesem Bereich fast durchweg Scheitelwassererniedrigungen von etwa -4 cm ergab, zeigt sich bei erhöhter Vorlandrauhigkeit eine Scheitelwassererhöhung von ca. +14 cm.

Die durch die Eindeichungen bewirkten Laufzeitänderungen der Welle bleiben hingegen praktisch gleich.

Genauigkeit der Aussagen

Setzt man die berechneten Änderungen, die durch die Summe aller Baumaßnahmen hervorgerufen werden, ins Verhältnis zum Tidehub, so liegen sie in der Größenordnung von 1 bis 2%. Da das mathematische Modell, wie auch jedes physikalische Modell, hier an die Grenzen seiner Aussagefähigkeit kommt, sollten auch die berechneten Ergebnisse nur als qualitative Aussage gewertet werden.

Als wichtigster empirischer Parameter des mathematischen Modells erwies sich der Reibungsbeiwert. Wie die ergänzenden Rechnungen mit extrem erhöhter Vorlandrauhigkeit zeigten, ist dem Verhältnis von Vorlandrauhigkeit zu Flußrauhigkeit in zukünftigen Berechnungen mehr Aufmerksamkeit zu widmen. Die hier angenommene zehnfache Erhöhung des Rauheitsbeiwertes im Vorland, die ja wegen der wesentlich geringeren Wassertiefe zu einer noch stärkeren Erhöhung der Reibung selbst führt, ist sicher unrealistisch hoch und nur im Sinne einer Empfindlichkeitsstudie zu verstehen. Sie deutet aber an, daß die summarische Wirkung aller Deichbaumaßnahmen durchaus auch eine leichte Erhöhung bei Hamburg sein kann, die aber sicher unter einem Dezimeter bleibt.

4. Untersuchung der Auswirkungen eines Sperrwerkes

Als eine denkbare Variante für den Hochwasserschutz an der Unterelbe gilt der Bau eines Sperrwerkes, das im Falle einer Sturmflut geschlossen wird. Als mögliche Standorte kommen nach Angaben des Auftraggebers Brokdorf und Bielenberg in Frage. Voruntersuchungen der

Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, haben ergeben, daß der erstgenannte Standort, offenbar infolge seiner mündungsnäheren Lage, aus hydraulischen Gründen vorteilhafter wäre, so daß in den Untersuchungen im mathematischen Modell nur der Standort Brokdorf betrachtet wurde. Dabei wurden die Auswirkungen des Sperrwerks, wie bei den Eindeichungsmaßnahmen, unter den Bedingungen der beiden schweren Sturmfluten vom Januar 1976 untersucht. Bei der Berechnung sollte insbesondere die zeitliche Entwicklung der Wasserspiegellagen vor und hinter dem Sperrwerk ermittelt werden, und zwar für verschiedene Schließzeitpunkte der Sperrtore. Weiterhin war die Wirkung unterschiedlicher Oberwasserzuflüsse zu untersuchen.

Die vorgelegten Ergebnisse gelten nur der grundsätzlichen Erörterung der Zweckmäßigkeit des Bauwerkes, ohne daß konstruktive Details berücksichtigt werden konnten. Den Untersuchungen wurde im wesentlichen das zweidimensionale Modell zugrunde gelegt. Das eindimensionale Modell wurde nur für die systematische Variation der Oberwassermenge herangezogen.

Das Sperrwerk wurde in der zweidimensionalen Version durch nebeneinander angeordnete mobile Tore mit einer Gesamtlänge von 2800 m simuliert, siehe Abb. 9. In seiner Verlängerung nach SW wurde auf dem Vorland bis zum Deich ein fester Damm von etwa 2 km Länge und einer Höhe von NN + 7,90 m angenommen.

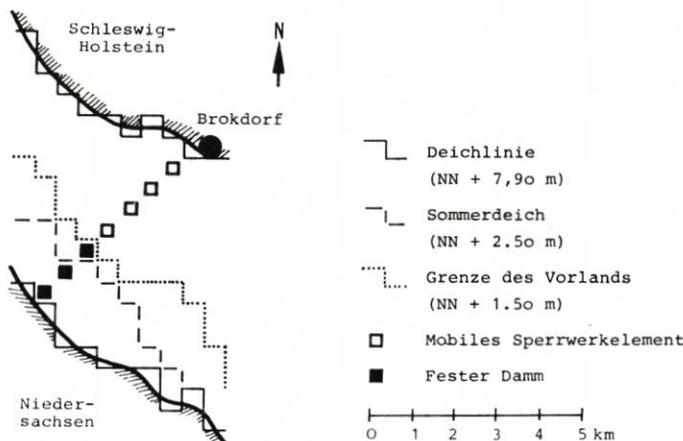


Abb. 9. Realisierung des Sperrwerks Brokdorf im zweidimensionalen Modell

Die größte gegenwärtig im Sperrwerksquerschnitt auftretende Tiefe ist 14,3 m. Es wird davon ausgegangen, daß nach dem Bau des Sperrwerks diese Tiefe einheitlich über die gesamte Breite vorliegt.

Das Schließen erfolgt im Modell durch gleichzeitiges Anheben aller vier Elemente mit einer gleichförmigen Geschwindigkeit, wobei sich eine Schließzeit von einer Stunde ergibt. In der Endstellung liegt die Oberkante der Tore auf NN + 9,00 m. Unterschreitet der außenseitige Wasserstand die maßgebende Schließhöhe, wird das Sperrwerk in analoger Weise wieder geöffnet.

Im eindimensionalen Modell wird einfach in einem Querschnitt eine bewegliche vertikale Wand angenommen.

Der Schließzeitpunkt wird in den folgenden Rechnungen variabel gestaltet; er ist abhängig vom Wasserstand in Brokdorf. Es werden die Fälle der Eintrittszeiten von NN + 1 m, NN + 2 m und NN + 3 m als Schließbeginn untersucht.

Insgesamt wurden 16 Produktionsläufe durchgeführt, neun im eindimensionalen und sieben im zweidimensionalen Modell. Dabei wurden für die Sturmfluten vom 1.-4. 1. 1976 und vom 18.-22. 1. 1976 die Schließzeitpunkte und die Oberwassermengen variiert.

Sturmflut vom 1. bis 4. Januar 1976

Hier sollen zunächst die entscheidenden Änderungen zahlenmäßig diskutiert werden. Dazu werden in Tab. 5 die maximalen Wasserstände an 10 Orten für den Zustand Januar 1976 und den Zustand mit Sperrwerk in Brokdorf bei einer Oberwassermenge von 500 m³/s vorgegeben (zweidimensionales Modell).

Tabelle 5

Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976 für den Zustand ohne und mit Sperrwerk in Brokdorf für die Schließzeitpunkte NN +1 m, NN +2 m und NN +3 m. Der Oberwasserzufluß beträgt 500 m³/s (zweidimensionales Modell)

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)						
	ohne	NN+1 m	Diff.	NN+2 m	Diff.	NN+3 m	Diff.
Cuxhaven	514	504	- 10	503	- 11	526	+ 12
Otterndorf	533	526	- 7	525	- 8	549	+ 16
Brunsbüttel	550	564	+ 14	560	+ 10	586	+ 36
Sperrwerk UW	567	575	+ 8	574	+ 7	608	+ 41
Brokdorf	569	192	-378	268	-301	334	-235
Krautsand	571	197	-375	272	-298	336	-235
Stade	600	204	-396	285	-315	350	-250
Schulau	624	213	-411	298	-326	364	-260
St. Pauli	643	230	-413	312	-331	380	-263
Zollenspieker	634	258	-376	339	-295	400	-234

Es zeigt sich, daß unterhalb des Sperrwerks für die Schließzeitpunkte NN +1 m und NN +2 m Erhöhungen nur im Dezimeterbereich, auf der Strecke Otterndorf-Cuxhaven sogar Erniedrigungen auftreten. Lediglich im Fall eines relativ späten Schließens bei NN +3 m treten unterhalb des Sperrwerks überall Erhöhungen auf, die direkt am Bauwerk 41 cm erreichen. Eine Erklärung für dieses Verhalten kann darin gesehen werden, daß beim Sperren der Elbe die Ausbildung einer sehr starken Hochwassereinströmung behindert wird, und zwar umso stärker, je früher geschlossen wird. Auf diese Weise wird die Wucht der Sturmflut reduziert, und der zusätzliche Schwall am Sperrtor bewirkt nur eine relativ geringe Erhöhung. Diese Aussage ist allerdings abhängig von der Form der einlaufenden Hochwasserwelle, wie die Untersuchungen mit der zweiten Sturmflut vom Januar 1976 zeigen. Das Sperrwerk bewirkt nach oberstrom eine drastische Reduktion des maximalen Wasserstandes, und zwar umso stärker, je früher es schließt. Die Absenkung beträgt zwischen 235 und 413 cm und nimmt im allgemeinen in Richtung Hamburg zu.

Die Untersuchung der maximalen Wasserstände bei verschiedenen Oberwassermengen, die im eindimensionalen Modell durchgeführt wurde, ergab - wie zu erwarten - einen stetigen Anstieg mit steigendem Oberwasser. In Tab. 6 sind für St. Pauli die Maximalwerte für zwölf Fälle angegeben.

Die in Tab. 6 für das eindimensionale Modell berechneten Werte liegen durchweg zwischen 50 und 110 cm unter denen des zweidimensionalen Modells (Tab. 5). Der Grund

Tabelle 6

Maximaler berechneter Wasserstand in St. Pauli für die Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976 bei verschiedenen Oberwassermengen (eindimensionales Modell)

Schließzeitpunkt	Maximaler Wasserstand (cm)			
	500 m ³ /s	1000 m ³ /s	2700 m ³ /s	4200 m ³ /s
1 m ü. NN	120	129	182	239
2 m ü. NN	231	241	271	306
3 m ü. NN	330	335	355	364

findet sich in der Simulation des Schließvorgangs. Zwar sind Schließbeginn und Schließdauer bei beiden Modellen gleich, die zeitliche Zunahme der Drosselung ist aber unterschiedlich. Im zweidimensionalen Modell (und auch im hydraulischen Modell) findet die Reduktion des Flutstroms vorwiegend in den letzten 20 % der Schließzeit statt, im eindimensionalen Modell nimmt der Flutstrom stetig über die Schließzeit ab. Dadurch läuft im zweidimensionalen Modell mehr von der Flutwelle durch das Sperrwerk durch.

In Abb. 10 werden die Wasserstandsganglinien in drei ausgewählten Punkten entlang der Elbe für den Fall eines Sperrwerkes bei Brokdorf und des Schließzeitpunktes 1 m ü. NN dargestellt. Der Oberwasserzufluß beträgt 500 m³/s. Man erkennt deutlich die nur leicht veränderten Kurven unterhalb und das Abkappen der Hochwasserspitzen oberhalb des Sperrwerkes, das mit kurzperiodischen Schwingungen verbunden ist. Nach dem Unterschreiten des Schließwasserspiegels läuft gegen Ende des betrachteten Intervalls eine erhöhte Tidewelle ein, die nun den maximalen Wasserstand bestimmt.

Sturmflut vom 18. bis 22. Januar 1976

Für diesen Termin wurden lediglich zwei Rechnungen durchgeführt, beide im zweidimensionalen Modell und für eine Oberwassermenge von 1450 m³/s; sie unterscheiden sich durch die Schließzeitpunkte: 2 m ü. NN und 3 m ü. NN. In Tab. 7 sind wieder die maximalen Wasserstände mit denen des Ausgangszustandes verglichen.

Tabelle 7

Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976 für den Zustand ohne und mit Sperrwerk Brokdorf für die Schließzeitpunkte NN +2 m und NN +3 m. Der Oberwasserzufluß beträgt 1450 m³/s (zweidimensionales Modell)

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)				
	ohne	NN +2 m	Diff.	NN +3 m	Diff.
Cuxhaven	493	514	+ 21	517	+ 24
Otterndorf	500	545	+ 45	549	+ 49
Brunsbüttel	511	628	+117	616	+105
Sperrwerk UW	520	648	+128	639	+119
Brokdorf	522	256	-266	397	-125
Krautsand	508	260	-248	358	-150
Stade	532	270	-262	227	-195
Schulau	550	282	-268	356	-194
St. Pauli	576	301	-275	365	-211
Zollenspieker	606	384	-222	428	-178

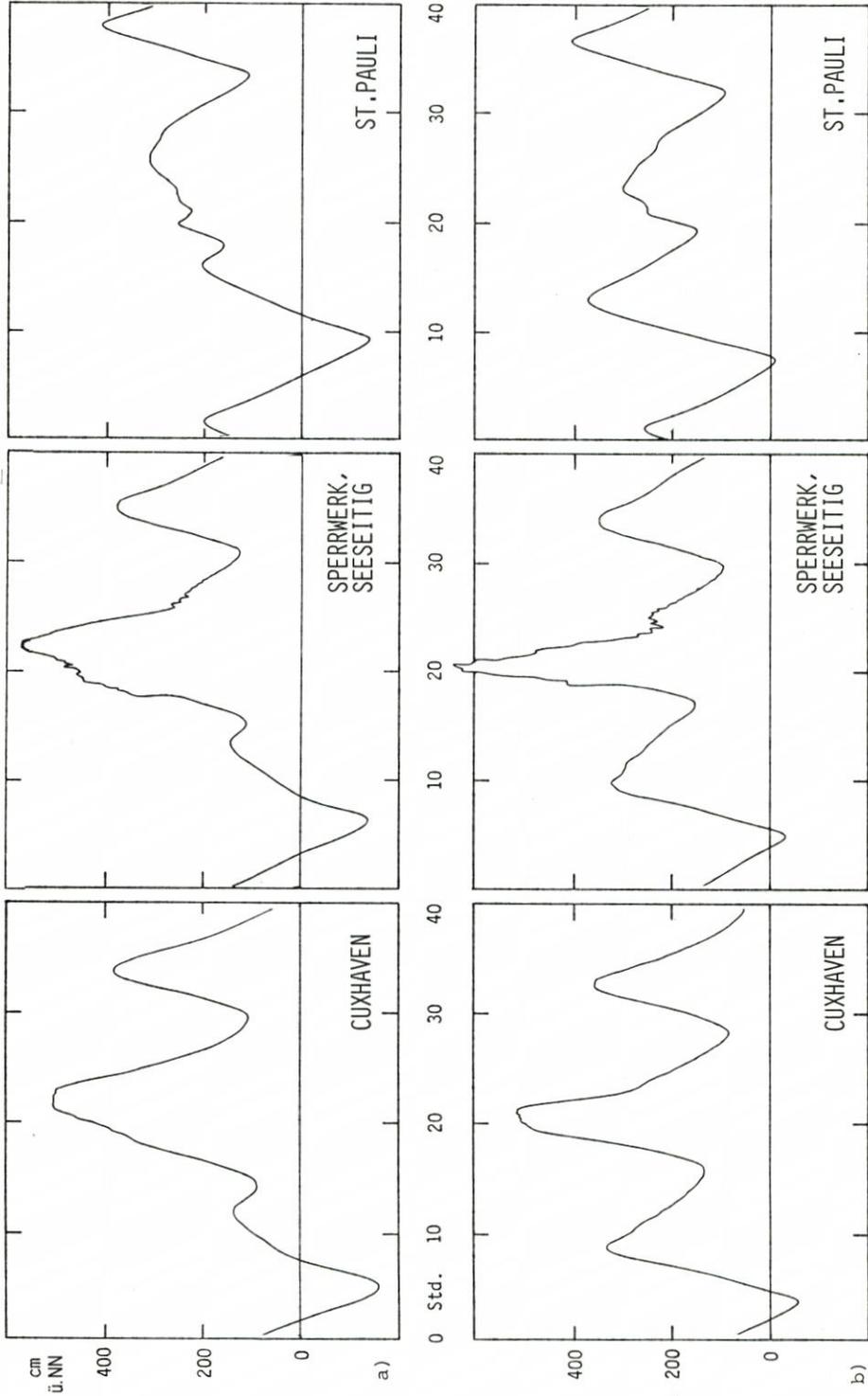


Abb. 10. Berechnete Wasserstandsganglinien in drei ausgewählten Punkten mit Sperrwerk bei Brokdorf. Schließbeginn jeweils bei einem Wasserstand von NN + 2 m
a) Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976; b) Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976

Für diese relativ steil ansteigende Hochwasserwelle ergibt sich ein ganz anderes Bild als für die fülligere Kurve der 1. Flut: Die Wasserstände werden mit einem maximalen Wert von 128 cm vor dem Sperrwerk drastisch erhöht. Dabei ist der Unterschied zwischen den beiden Schließzeitpunkten nur unbedeutend.

Im einzelnen kann die Änderung der Wasserstandsganglinien aus Abb. 10 entnommen werden. Charakteristisch ist das Auftreten eines hohen Schwall, der sich bei der gegebenen steilen Welle dem Wellenverlauf sehr ungünstig überlagert. Jedoch erscheint die Reduktion der einlaufenden Welle durch das Sperrwerk in Anbetracht der bestehenden hohen Deiche unnötig stark. Es ist denkbar, daß ein stufenweises Schließen in Anpassung an die einlaufende Welle einen wirksamen Schutz gewährt, ohne daß sich ein Schwall in der berechneten Größenordnung aufbaut. Einer solchen wellenabhängigen Steuerung des Sperrwerks, das sicherlich eine Reihe Schwierigkeiten aufweist, z. B. konstruktive Probleme und ungünstige Erosionsbedingungen, ist in der Untersuchung jedoch nicht nachgegangen worden.

5. Untersuchung einer synthetischen Extremflut

Um die Sicherheit der Deiche an der Unterelbe beurteilen zu können, wurden von Prof. PLATE (Karlsruhe) auf statistischem Wege extreme Hochwasserwellen konstruiert (s. Beitrag PLATE, Zeitreihenuntersuchungen der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe, in diesem Heft). Die von ihm mit HIST/1 und HIST/2 bezeichneten Wellen stellen eine Überlagerung der höchsten je beobachteten astronomischen Tide mit dem höchsten je beobachteten Windstau bei Cuxhaven dar. Das von ihm mit 580 cm ü. NN angegebene Thw wurde um 5 cm für säkularen Anstieg erhöht und bildet die Grundlage der folgenden Berechnungen. Je nach den getroffenen Annahmen ermittelt PLATE zwei verschiedene Formen von möglichen Hochwasserwellen, deren Wasserstandsganglinien für Cuxhaven und St. Pauli in dem genannten Bericht enthalten sind.

Die Aufgabe der folgenden Modellsimulationen war es, den Ablauf dieses konstruierten Hochwasserereignisses in der Unterelbe modellmäßig nachzuvollziehen.

Dazu wurde das zweidimensionale Modell auf den Elbabschnitt Cuxhaven-Bunthaus verkürzt. Als Randbedingungen wurden in Cuxhaven die von PLATE ermittelte Extremwelle und in Neu-Darchau ein Oberwasserzufluß von 1600 m³/s vorgegeben. Es wurde angenommen, daß die in Abschn. 3 behandelten Deichbaumaßnahmen sämtlich abgeschlossen seien. Von PLATE wurden Windgeschwindigkeiten von 15 m/s (Typ I) und 10 m/s (Typ II) angegeben. Die Windrichtung wurde mit 300°, also etwa NW, angenommen.

Tab. 8 gibt die Scheitelwasserstände längs der Unterelbe für die Sturmfluten I und II wieder, die bei St. Pauli Wasserstände von 737 und 709 cm ü. NN erreichen. Die beiden Wellen laufen in St. Pauli um 152 bzw. 124 cm höher auf als in Cuxhaven (585 cm ü. NN). Die entsprechenden gerechneten Werte für die Sturmfluten am 3. 1. 1976 und 21. 1. 1976 waren nur 129 und 83 cm.

Vergleichsrechnungen ohne Wind über der Elbe ergaben die Scheitelwerte 687 cm (Welle I) bzw. 686 cm ü. NN (Welle II) bei St. Pauli. Somit können die Auswirkungen der beiden extremen Sturmfluten als gleichwertig angesehen werden.

Tabelle 8

Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmfluten Hist/I und Hist/II nach PLATE. Der Oberwasserzufluß beträgt $1600 \text{ m}^3/\text{s}$, die Windgeschwindigkeit über der Elbe 15 m/s bei Hist/I, 10 m/s bei Hist/II

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)	
	Sturmflut I	Sturmflut II
Cuxhaven	585	585
Otterndorf	599	594
Brunsbüttel	613	607
Brokdorf	636	623
Krautsand	653	635
Steindeich	669	649
Stadersand	688	666
Schulau	710	684
St. Pauli	737	709

6. Der Einfluß des lokalen Windes über der Elbe

Um den Einfluß des lokalen Windes über der Elbe abschätzen zu können, wurden die drei betrachteten Sturmfluten in den beiden Modellen auch ohne Wind gerechnet und mit den Ergebnissen verglichen, die unter Berücksichtigung des Windes erhalten wurden. In Tab. 9 sind die Veränderungen in den Scheitelwerten für alle Pegel wiedergegeben. Bei dem Vergleich der Ergebnisse beider Modelle ist allerdings zu berücksichtigen, daß im eindimensionalen Modell der Wind oberhalb von Cuxhaven – und damit im ganzen Modellgebiet – herausgenommen wurde, im zweidimensionalen Modell jedoch nur etwa oberhalb von Brunsbüttel, nämlich im $500 \times 500\text{-m}$ -Netz. Dadurch erscheint der Windeinfluß im eindimensionalen Modell größer.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß bei der Sturmflut vom 3. Januar 1976 der lokale Wind auf der Elbe einen zusätzlichen Aufstau von $40\text{--}50 \text{ cm}$ bei St. Pauli erzeugt und daß dieser Aufstau stetig nach Cuxhaven hin abgenommen hat. Die entsprechenden Werte bei der Sturmflut vom 20. Januar 1976 sind $20\text{--}30 \text{ cm}$.

Tabelle 9

Veränderungen der Wasserstandsscheitelwerte bei Nichtberücksichtigung des Windes über der Elbe (Angaben in cm). Modellrechnungen mit dem ein- und zweidimensionalen Elbemodell

	1.–4. 1. 1976		18.–21. 11. 1975		18.–22. 1. 1976	
	1dim.	2dim.	1dim.	2dim.	1dim.	2dim.
Cuxhaven	0	0	0	0	0	0
Otterndorf	12	1	11	0	8	1
Brunsbüttel	27	5	19	1	15	2
Brokdorf	36	14	21	5	18	7
Krautsand	38	16	24	6	19	7
Steindeich	39	21	35	7	19	9
Stadersand	43	26	31	11	20	12
Schulau	45	34	36	13	24	15
St. Pauli	54	40	37	17	28	18

7. Zusammenfassende Ergebnisse

Mit einem eindimensionalen und einem zweidimensionalen HN-Modell sind jeweils eine Normaltide und drei Sturmfluten berechnet worden, wobei die empirischen Eichbeiwerte, wie Reibungsbeiwert und Windschubkoeffizient, in jeder der vier Rechnungen identisch waren. Die festgestellten Differenzen zwischen Naturmessung und Rechnung sind bei den Scheitelwasserständen in der Regel kleiner als 10 cm. Es kann somit der Schluß gezogen werden, daß beide Modelle ausreichend naturähnlich sind und je nach spezifischer Fragestellung innerhalb der weiteren Durchführung der Sturmflutuntersuchungen angewandt werden können.

Als erstes wurden die Auswirkungen der Eindeichungsmaßnahmen in den Bereichen Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf auf den Verlauf von Hochwasserwellen untersucht. Als repräsentativ wurden die beiden Sturmfluten vom 1.-4. 1. 1976 und 18.-22. 1. 1976 angenommen. Alle drei Eindeichungsmaßnahmen bewirken im Bereich der Elbemündung (Cuxhaven, Otterndorf) eine geringfügige Erhöhung der Scheitelwasserstände im Zentimeterbereich. Nach oberstrom sind die Auswirkungen unterschiedlich: Während die Eindeichungen Krautsand und Haseldorf dort eine leichte Erhöhung der Extrema bewirken (maximal +7 cm am Pegel St. Pauli für die letztgenannte Maßnahme), führt der umfangreichste Eingriff, die Eindeichung des Nordkehdingener Vorlandes, zu Erniedrigungen um 15 cm im Hamburger Bereich. Dieser Wert fällt geringer aus, wenn rechnerisch eine sehr starke Vorlandrauhigkeit angenommen wird. Diese Tendenzen gelten für beide Sturmfluten. Die Überlagerung der Einzelmaßnahmen ändert die Verhältnisse gegenüber dem Ausgangszustand Januar 1976 nur unwesentlich: Im unteren Elbabschnitt kommt es zu leichten Erhöhungen (maximal +17 cm), im oberen, einschließlich des Hamburger Hafens, zu annähernd gleichbleibenden Wasserständen. Geht man von einer Genauigkeit des mathematischen Modells im Dezimeterbereich aus (die für die relativen Änderungen gegenüber dem Ausgangszustand gesichert erscheint), dann kann abschließend vereinfacht festgestellt werden, daß die Eindeichungsmaßnahmen in der Unterelbe auf die Scheitelwasserstände von Sturmfluten praktisch keinen Einfluß haben. Die Eindeichungen bewirken eine Beschleunigung der Welle, wodurch sich im letztgenannten Fall die Laufzeit nach Hamburg um etwa 30 Minuten verringert.

Die Wirkungsweise eines Sturmflutsperrwerkes bei Brokdorf wurde anhand der beiden schweren Sturmfluten vom Januar 1976 untersucht. Ein Sperrwerk in Brokdorf gewährt für den oberhalb liegenden Elbeabschnitt einen wirksamen Hochwasserschutz. Für die untersuchten Schließzeitpunkte von 1, 2 und 3 m über NN ist dieser angesichts der bestehenden hohen Deiche eher überbemessen. Der Aufstau unterhalb des Sperrwerkes ist entscheidend von der Form der Hochwasserwelle abhängig. Bei langsam ansteigenden Kurven (Sturmflut 1.-4. 1. 1976) tritt kaum eine Änderung ein, während bei steilen Wellen aufgrund des stärkeren Flutstroms (Sturmflut 18.-22. 1. 1976) beträchtliche Erhöhungen von fast 130 cm auftreten.

Weiterhin wurde der Verlauf der beiden synthetischen extremen Hochwasserwellen I und II (nach PLATE) in der Unterelbe berechnet. Dabei wurde für St. Pauli mit 737 cm (Welle I) und 709 cm (Welle II) ein Scheitelwasserstand ermittelt, der noch rund 1 m höher als der Maximalwert der ersten Januarsturmflut 1976 liegt. Beide Sturmfluten ergeben nahezu die gleichen Werte.

Der lokale Wind auf der Elbe erzeugte bei der Sturmflut vom 3. Januar 1976 einen zusätzlichen Aufstau von 40-50 cm, bei der Sturmflut vom 20. Januar 1976 von 20-30 cm.

Um in Zukunft über den Einfluß von Baumaßnahmen auf die Tidedynamik, insbesondere auf das Sturmflutgeschehen, genauere Aussagen machen zu können, ist vor allem noch eine detailliertere Erfassung der Flußtopographie und eine weitere Differenzierung in Gebiete

unterschiedlicher Rauigkeit erforderlich. Das gilt für Vorlandeindeichungen, die eine möglichst genaue Darstellung der Deichlinie im Modell erfordern, und auch für die Frage des Einflusses von Fahrwasservertiefungen. Hier hat zum Beispiel ein auf der Finite-Elemente-Methode mit variablen Dreiecksmaschen basierendes mathematisches Ästuarmodell Vorteile. Ein derartiges von HOLZ und NITSCHKE (1981) am Lehrstuhl für Strömungsmechanik entwickeltes Verfahren wird von THEUNERT zur Zeit auf die Unterelbe angewendet, wobei das Untersuchungsgebiet das gleiche ist wie bei dem in Abschn. 2.2 beschriebenen Finite-Differenzen-Modell. Abb. 11 zeigt die Diskretisierung des Flußabschnitts Ostemündung bis Hamburg (Nienstedten). Der Hamburger Hafenbereich einschließlich des Oberlaufes bis Geesthacht bzw. Neu-Darchau wird eindimensional erfaßt. Nach Abschluß der Eichung sollen unter anderem die hier behandelten Untersuchungen noch einmal mit dem Finite-Elemente-Modell wiederholt werden.

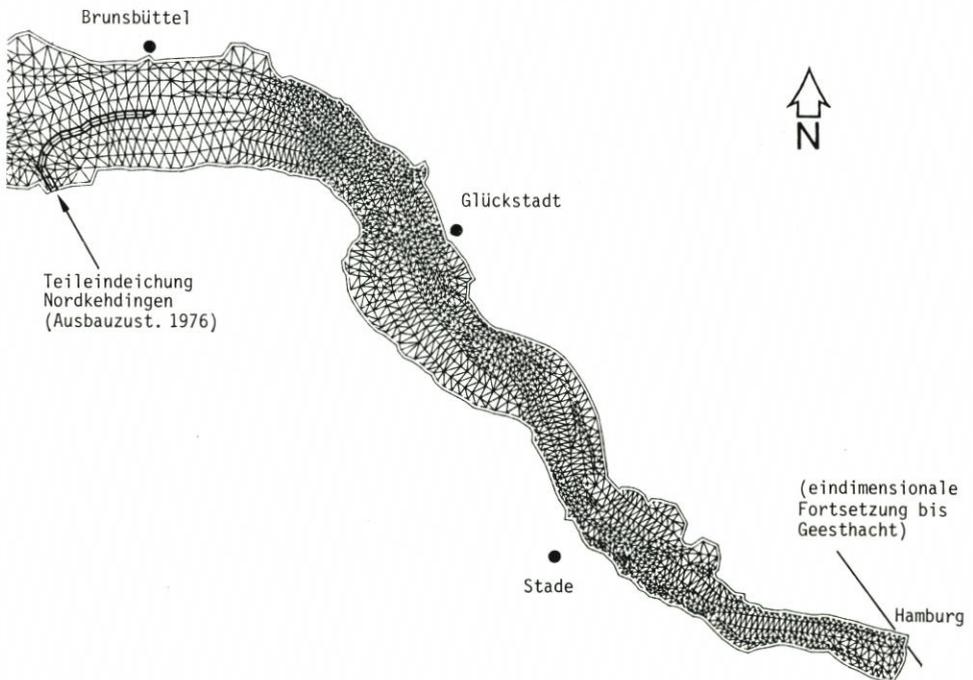


Abb. 11. Finite-Elemente-Netz der Unterelbe. Bereich Ostemündung bis Hamburg (Nienstedten)

8. Danksagung

In den verschiedenen Stadien der Modellerstellung und der Durchführung der Untersuchungen haben eine Reihe von Mitarbeitern mitgewirkt. Erwähnt seien insbesondere die Herren Dr. J. BACKHAUS und Dr. E. MAIER-REIMER, die die erste Version des zweidimensionalen Strömungsmodells entwickelten, während Dr. H. HENNLICH und Prof. K.-P. HOLZ das eindimensionale Modell erstellten. Bei der Durchführung der Untersuchungen waren darüber hinaus die Herren Dr. K. FISCHER, Dipl.-Ing. H. SCHAPER und Dipl.-Met. F. THEUNERT beteiligt. Ihnen allen gebührt unser Dank.

Zeitreihenuntersuchung der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe

Von Erich J. Plate

Zusammenfassung

Sturmfluten im Mündungsgebiet der Elbe wurden untersucht und aus ihnen mit statistischen Methoden Extrem-Sturmflutwellen für Cuxhaven und St. Pauli ermittelt, die im Mittel einmal im Jahrhundert erreicht oder überschritten werden. Dabei mußte beachtet werden, daß Sturmfluten nach Stärke und Häufigkeit in den letzten Jahrzehnten zugenommen haben könnten – eine Vermutung, die sich allerdings – abgesehen vom Einfluß des Säkular Trends – für Cuxhaven nicht bestätigte. Eine Zunahme der Sturmflutspitze für St. Pauli erscheint jedoch möglich.

Summary

Storm tides have been investigated for the Elbe estuary and extreme storm surges have been found for Cuxhaven and St. Pauli, which are exceeded once on the average per century. The possibility had to be considered that in recent years storm tides have increased in number and magnitude – an assumption which was not found confirmed for Cuxhaven except for the effect of the secular trend. For St. Pauli, however, an increase in the extreme value of the storm tide cannot be excluded.

Inhalt

1. Einleitung	201
2. Sturmfluten in Cuxhaven	202
2.1 Sturmflutwellenform	203
2.2 Analyse des extremen Tidehochwassers	204
2.2.1 Das Problem der Instationarität	204
2.2.2 Das Stichprobenproblem	207
2.3 Sekundäre Parameter der Extremsturmflut und die 100jährige Sturmflut in Cuxhaven	211
3. Sturmfluten in St. Pauli	213
3.1 Regressionsverfahren für den Extremwert SThw	213
3.2 Form der 100jährigen Sturmflut in St. Pauli	216
4. Schriftenverzeichnis	218

1. Einleitung

In den letzten Jahrzehnten wurde die deutsche Nordseeküste von einer größeren Anzahl von extremen Sturmfluten heimgesucht. Daher wurde es für notwendig erachtet, zu untersuchen, wie extrem hohe Sturmfluten aussehen würden und wie diese sich auf der Unterelbe auswirken könnten. Dabei muß je nach Fülle der Wellen in Sturmfluten vom Typ 1 und Typ 2 unterschieden werden. Typ 1 ist eine Welle, die sich über eine relativ hohe Vorwelle aufbaut, und entspricht den Sturmfluten vom 16. 2. 62 und vom 21. 1. 76. Typ 2 ist eine Welle, die sich innerhalb einer Tidedauer von einem normalen Scheitelwert Thw zu einem Extremwert HThw aufsteilt. Eine Welle vom Typ 2 ist z. B. die extreme Sturmflut vom 3. 1. 1976 gewesen.

Für diese Wellentypen sollten HThw-Werte und die ihnen zuzuordnenden Überschreitungswahrscheinlichkeiten auf der Basis der Zeitreihenanalyse bestimmt werden und ein möglicher Verlauf der Extremsturmflut ermittelt werden. Die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchung werden im folgenden vorgelegt. Sie enthalten die im Mittel einmal in 100 Jahren zu erwartenden Sturmflutwellen für Cuxhaven und St. Pauli sowie die Auftretenswahrscheinlichkeit für andere mögliche Sturmflutscheitelwerte. Daneben soll aber auch die Methode zur Bestimmung der Extremsturmfluten unter besonderer Berücksichtigung möglicher Instationaritäten der Jahresreihen vorgestellt werden.

Die Wasserstände in Küsten- und Ästuargebieten erhalten ihre Variabilität in erster Linie durch die Veränderlichkeit der astronomischen Tiden, durch langwirkende geophysikalische Prozesse und durch das Wettergeschehen, wobei gegebenenfalls durch menschliche Eingriffe auch zusätzliche langfristige Veränderungen hervorgerufen werden können. Infolge der Überlagerung dieser verschiedenartigen Prozesse ist die Ganglinie der Tidewasserstände eine Zeitreihe, die als Summe von Trend, periodischem und Zufallsanteil aufgefaßt und analysiert werden kann (PLATE, 1971). Dabei ist der Trend durch geophysikalische Ursachen und gegebenenfalls menschliche Eingriffe verursacht, während der periodische Anteil auf astronomische Einflüsse zurückgeführt und durch die vom Deutschen Hydrographischen Dienst bestimmte astronomische Tide beschrieben werden kann. Der durch das Wetter bedingte Restanteil der Tideganglinie ist wegen des Zufallscharakters des Wettergeschehens eine stochastische Zeitreihe, von deren Struktur im Zusammenwirken mit der astronomischen Tide das Auftreten von extremen Sturmfluten abhängt. Dabei ist es vom Standpunkt der Zeitreihenanalyse her gleichgültig, welche physikalischen Prozesse den Zufallsanteil der Zeitfunktion ergeben haben.

Um langfristige Entwicklungen erkennbar werden zu lassen und um seltene Ereignisse statistisch zu erfassen, muß die zu analysierende Zeitreihe sehr lang sein. Soll dagegen die Tideform untersucht werden, so muß das Auflösungsvermögen der Analyse sehr groß sein. Letzteres bedeutet, daß die Zeitabstände, mit denen die Wasserstandsganglinie digitalisiert wird, klein sein müssen, was zusammen mit der ersten Forderung nach langen Jahresreihen zu nicht vertretbar großen Datenmengen führen würde. Daher wurde die Analyse in einer Hybridmethodik durchgeführt. Für die Analyse der Wellenform einer Sturmflut wurde nur eine endliche Anzahl ausgewählter Sturmflutereignisse herausgesucht und hieraus eine mittlere Wellenform für die Sturmflut bestimmt. Für die übrigen Untersuchungen brauchte dann nur die Zeitreihe der Folgen von Wellenparametern über den Gesamtzeitraum, insbesondere die Folgen der Thw (Tidemaxima) und Tnw (Tideminima), verwendet zu werden.

Die Analyse der Daten muß sich nach den sie bestimmenden Prozessen und nach den vorhandenen Datenreihen richten. Da für Cuxhaven sehr lange Datenreihen vorliegen, die kaum durch menschliche Einwirkungen beeinflusst sind, während sich der Ausbau der Unterelbe sehr stark auf die Datenreihen von St. Pauli ausgewirkt hat, wurden für die beiden Örtlichkeiten verschiedene Methoden verwendet, indem zunächst die Cuxhavener Daten auf ihre Struktur hin untersucht wurden. Die Ergebnisse dieser Analyse werden in Abschn. 2 vorgelegt. Die St.-Pauli-Daten werden sodann als in erster Linie von der Welle in Cuxhaven abhängig behandelt, wie in Abschn. 3 beschrieben wird.

2. Sturmfluten in Cuxhaven

Die hier verwendeten Daten für Cuxhaven bestehen aus den in halbstündigen Intervallen gemessenen Ordinaten ausgewählter Sturmflutereignisse der Jahre 1936 bis 1976 sowie aus

den Zeitreihen der Thw- und Tnw-Werte von 1843 bis 1976. Aus diesen Daten wurde die mittlere Wellenform der Cuxhavener Sturmfluten in dimensionsloser Darstellung, wie in Abschn. 2.1 beschrieben, bestimmt und danach eine Analyse der Parameter durchgeführt, mit denen die Wellenform dimensionslos gemacht wurde. Dabei kommt der Größe Thw eine besondere Bedeutung zu.

An ihr wird in Abschn. 2.2 Instationarität und Stichprobenverhalten der Extremwerte der Sturmfluten untersucht. Die anderen Parameter der Sturmflutwellen werden in Abschn. 2.3 untersucht, in dem auch die sich ergebenden Wellen vom Typ 1 und 2 nach der Aufgabenstellung errechnet wurden.

2.1 Sturmflutwellenform

Die Wellenform der Sturmflut in Cuxhaven ist durch die in Abb. 1 angegebenen Parameter definiert. Sie wurde dimensionslos dargestellt, indem nach Abb. 1 für die beobachteten Tiden bei Flut $\eta(\tau) = W_F(t)/T_{st}$ gegen $\tau = t/T_F$ und bei Ebbe $\eta(\tau) = W_E(t)/T_{fa}$

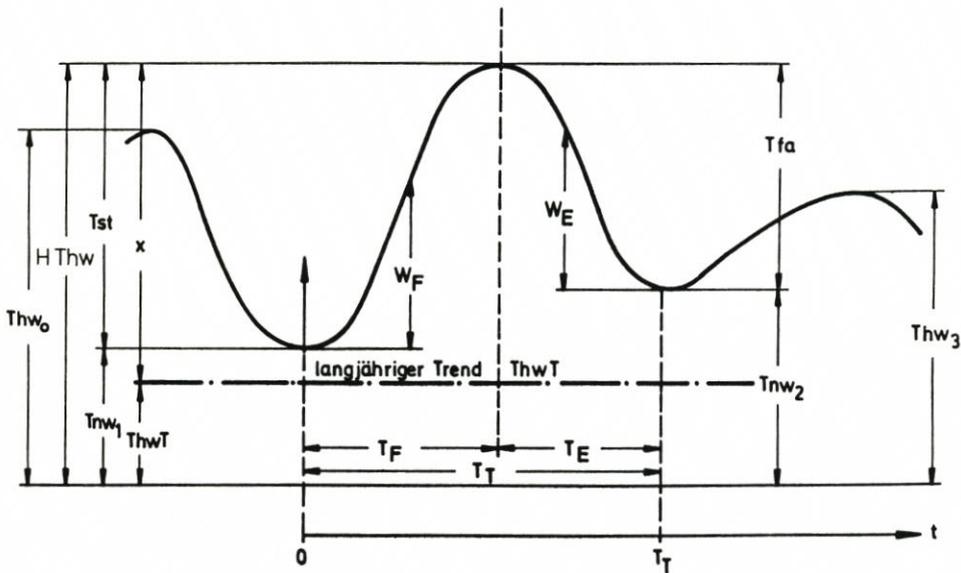


Abb. 1: Zur Definition der Wellenparameter der Sturmfluten

$\tau = (t - T_F)/T_E$ aufgetragen wurde. Das Ergebnis dieser Analyse ist in Abb. 2 für Cuxhaven gezeigt. Hier sind die größeren Sturmfluten der letzten Jahrzehnte dimensionslos dargestellt. Obgleich z. T. erhebliche Unterschiede zwischen den Tideformen verschiedener Sturmfluten bestehen, wurde als Näherung die durchgezogene mittlere Kurve als repräsentativ für alle Extremsturmfluten angesehen. Damit ist das Problem der Extremsturmflut-Bestimmung auf die Ermittlung der Parameter der Sturmfluten reduziert, denn die Tidewelle ist durch ihre Form und die fünf Größen Thw, Tnw₁, Tnw₂, T_F und T_T vollständig festgelegt. Die wichtigsten Parameter sind Thw, Tnw₁ und Tnw₂. Die Datenreihen für diese Größen liegen in den genannten Zeitreihen vor.

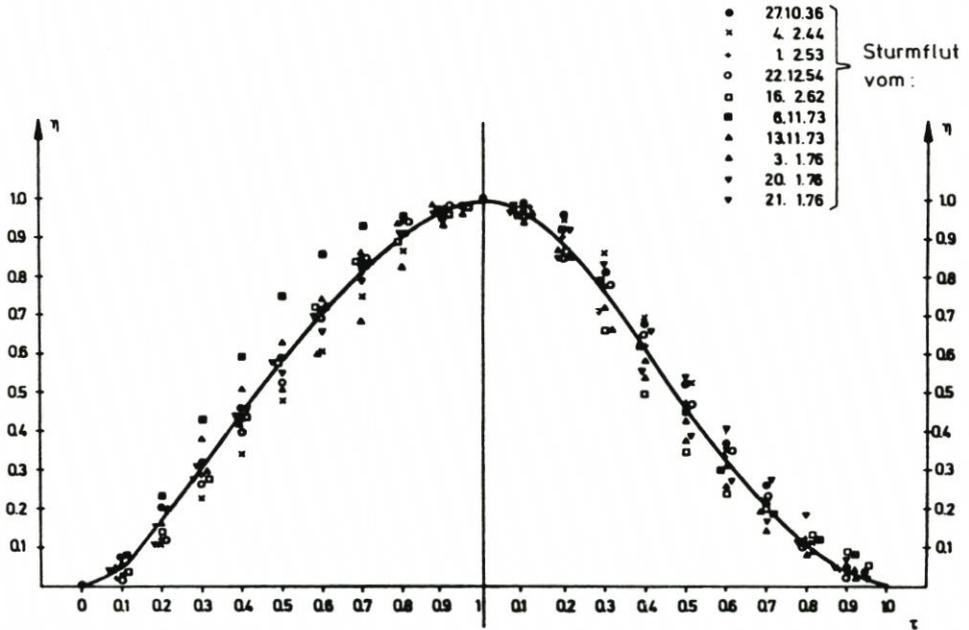


Abb. 2: Mittlere Sturmflut-Wellenform für Cuxhaven

2.2 Analyse des extremen Tidehochwassers

Die Ganglinie der zweimal täglich auftretenden Tidehochwasserstände Thw ist die Ausgangsfunktion für die Untersuchung der Cuxhavener Sturmfluten. Sie ist die Zeitreihe, aus der Extremwasserstände herausgesucht und mit statistischen Methoden analysiert werden müssen. Dabei treten zwei grundsätzliche Schwierigkeiten auf, nämlich das Problem der Instationarität und das Stichprobenproblem.

2.2.1 Das Problem der Instationarität

Die Instationarität der Zeitreihe der Tidehochwasser Thw ist zunächst durch den bekannten, geologisch bedingten Säkulartrend zu beschreiben. Dieser Trend ist mit den Methoden der Zeitreihenanalyse relativ einfach zu erfassen; so ergibt sich mit Hilfe der linearen Regressionsanalyse z. B. für den Pegel Cuxhaven die Trendgerade für das Tidehochwasser im Jahr 1843 + j

$$\text{Thw}I_j = \text{Thw}T_0 + 0,26j \quad (\text{cm}) \quad (1)$$

wobei j die Zeit in Jahren seit 1843 und ThwT₀ der Jahresmittelwert MThw = 610 cm des Tidehochwassers im Jahr 1843 ist.

Es wird nun vermutet, daß darüber hinaus auch eine Instationarität in den Extremwerten der Sturmflut besteht, in dem Sinne, daß diese häufiger und stärker geworden sind. So ist FÜHRBÖTER (1976) bei einer Extremwertuntersuchung zu dem Schluß gelangt, daß die Sturmflutstärke zugenommen hat, und SIEFERT (1978) vermutet, daß auch die Anzahl extre-

mer Sturmfluten pro Jahr sich erhöht hat. Ursachen für diese Entwicklungen sind allerdings nicht eindeutig festzustellen. Ein Änderung des Klimas in den letzten 100 Jahren ist statistisch signifikant nicht nachweisbar (siehe hierzu z. B. die Untersuchung von RATCLIFF et al. [1978], die sich mit dem Klima Englands befassen). Langfristige Perioden, z. B. die Mondknotenperiode von 18,6 Jahren, führen nach LIESE und LUCK (1978) zu säkularen Schwingungen des Wasserstandes mit einer Amplitude von ca. 10–15 cm, deren Minimum gerade um 1962 auftrat, d. h. im Jahr einer der größten Sturmfluten. Die von LIESE und LUCK vermutete weitere Periode von ca. 74 Jahren mit einer Amplitude der Schwingung von ca. 20 cm ist allerdings nicht gesichert genug. Eine Schwankung von ca. ± 20 cm, die sich aus solchen Perioden ergibt, liegt bei den Extremtiden im Rahmen der zu erwartenden Schwankungen der Statistiken. So muß denn die Ursache für eine Erhöhung der Sturmflutgefahr, wenn vorhanden, in einer Änderung der Wechselwirkung von Nordsee und Atmosphäre gesucht werden.

Als Ursachen für diese Änderung kommen möglicherweise eine Verschiebung der Zyklonenbahnen (DUPHORN, 1976) oder eine zeitliche Veränderung des Zusammentreffens von Tidescheitelwert und Windstau bei Extremwindereignissen (SIEFERT, 1978) infrage. Durch eine Verlagerung der Zugbahnen nach Norden würde das Sturmzentrum der Extremwetterlagen in einen größeren Abstand von der Deutschen Bucht verschoben, wodurch bei gleichen Windverhältnissen die größere Überstreichungslänge des Windes zu einem größeren Windstau führt. Die von SIEFERT vermutete zeitliche Verschiebung könnte dazu führen, daß sich Windstaumaximum und das Maximum der astronomischen Tide annähern und möglicherweise genau zusammentreffen. Um die Gültigkeit solcher Vermutungen statistisch signifikant nachzuweisen, bedarf es sehr scharfer statistischer Tests.

Die erste zu beantwortende Frage ist: Hat die Anzahl von Extremsturmfluten zugenommen oder alternativ: Ist die Zeit zwischen Sturmfluten kürzer geworden? Um hierauf die Antwort zu finden, muß von einem statistisch homogenen Kollektiv ausgegangen werden. Dieses wurde gefunden, indem von allen Extremwerten zunächst der Mittelwert $MThw_m$ des Monats m abgezogen und das Restglied $MThw - MThw_m = DT$ betrachtet wurde. Durch diese Darstellung entsteht ein Kollektiv, das frei von saisonalen und säkularen Trends ist. Dieses Kollektiv wurde dann auf stochastische Unabhängigkeit analysiert. Dabei wurde von der Annahme ausgegangen, daß meteorologische Ereignisse dann voneinander unabhängig sind, wenn mindestens 30 Tage zwischen benachbarten Ereignissen vergangen sind. Fallen mehrere Extremwerte von Thw in einen solchen Zeitraum, dann wird nur der größte Wert verwendet (eine Untersuchung mit einem Zeitabstand von fünf Tagen führte zu keinen signifikant unterschiedlichen Schlußfolgerungen).

In der Regel treten Sturmfluten mehr als einmal pro Jahr auf. Daher enthält das Kollektiv aller in N Jahren beobachteten Sturmfluten mehr als N Werte. Für die Analyse werden nun die 134 größten Werte der Jahresreihe von 1843–1976 herausgesucht und analysiert. Dadurch ist der mittlere Abstand zwischen zwei benachbarten Extremereignissen für diese Reihe genau $\overline{\Delta T} = 1$ Jahr. Sind die Sturmflutereignisse als statistisch unabhängige, zufällige Ereignisse aus einem einzigen stochastischen Prozeß entstanden, dann muß die Anzahl der Ereignisse über einem vorgegebenen Schwellenwert POISSON-verteilt (siehe z. B. COX und LEWIS, 1966) sein, und die Verteilung der zeitlichen Abstände ΔT zwischen aufeinanderfolgenden Extremen folgt einer Exponentialverteilung mit der Überschreitungswahrscheinlichkeit

$$P_{\bar{u}}(\Delta T) = e^{-\lambda \Delta T} \quad (2)$$

wobei λ für die Jahresreihe von 1843–1976 den Wert $\lambda = \overline{\Delta T}^{-1}$ hat. Dieser Wert von λ wird als Schätzwert für das λ der Gesamtheit verwendet. Die Verteilung der beobachteten ΔT -Werte ist in Abb. 3 für verschiedene, aus 13 bis 134 Jahren bestehende Folgen von Extremwer-

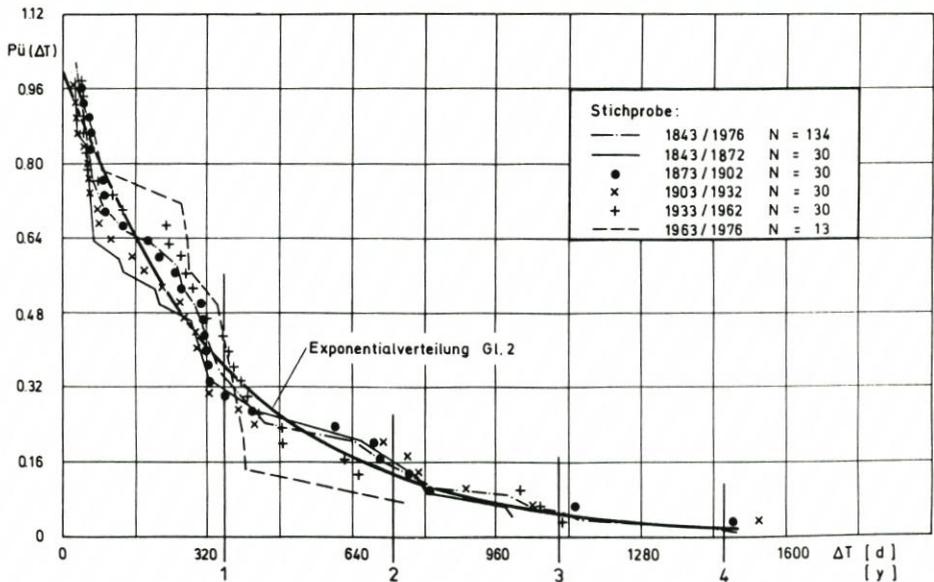


Abb. 3: Überschreitungswahrscheinlichkeit für die Zeit zwischen Extremwerten der Sturmfluten (mittlere Zeit $\Delta T = 1$ Jahr)

ten aufgetragen. Eingezeichnet ist ebenfalls die Verteilung von Gl. (2). Zu untersuchen ist, ob die ganze Zeitreihe von 1843–1976 und auch die kürzeren Zeitreihen ΔT Verteilungen enthalten, die sich signifikant mit der Zeit ändern oder die statistisch signifikant von Gl. (2) abweichen.

Die Signifikanz der Abweichungen der Stichproben von der theoretischen Funktion Gl. (2) kann entweder durch die Überprüfung der statistischen Variabilität des Parameters λ ermittelt werden (COX und LEWIS, 1966), oder aber es kann mit Hilfe eines Anpassungstests die Signifikanz der Abweichungen der gemessenen von der theoretischen Kurve festgestellt werden. Hierfür kommt der KOLMOGOROFF-SMIRNOV-Test in Frage (HAAN, 1977; BELKE, 1974), der in seiner ursprünglichen Form parameterfrei ist, aber durch Simulationsverfahren (siehe BELKE, 1974 und CRUTCHER, 1975) für besondere Verteilungsfunktionen $P_{\bar{u}}(x)$ verschärft wurde. Für die Exponentialverteilung (Gl. [2]) hat CRUTCHER (1975) Tabellen für die Vertrauensgrenzen als Funktion der Stichprobenlänge N aufgestellt. Werden diese Ergebnisse auf die Stichproben der Abb. 3 angewendet, so stellt sich heraus, daß in keinem der Fälle die Abweichung der gemessenen Funktion ($P_{\bar{u}}[\Delta T]$) von der theoretischen selbst auf dem 20%-Niveau signifikant ist. D. h., die Annahme, daß die gemessene Funktion $P_{\bar{u}}(x)$ von der theoretischen abweicht, läßt sich selbst mit dem verschärften KOLMOGOROFF-SMIRNOV-Test für keine der vorliegenden Stichproben nachweisen. Es kann daraus geschlossen werden, daß die Anzahl der Extremsturmfluten statistisch signifikant nicht zugenommen hat.

Wie verhält es sich aber mit der Stärke der Sturmfluten? Es ist denkbar, daß zwar nicht die Häufigkeit, wohl aber die Höhe der Extremsturmfluten mit der Zeit zugenommen hat. Da definitionsgemäß eine Extremsturmflut eine seltene Erscheinung ist, sind zeitliche Veränderungen des Extremwertkollektivs sehr schwierig nachzuweisen, insbesondere, da dieses genau genommen in jeder Jahreszeit anders aussieht. Eine Möglichkeit, einen eventuellen Trend und den Einfluß der Jahreszeit voneinander zu trennen, besteht darin, den Trend für langjährige Mittelwerte der Extrema für bestimmte Monate zu bestimmen. Dies zeigt Abb. 4,

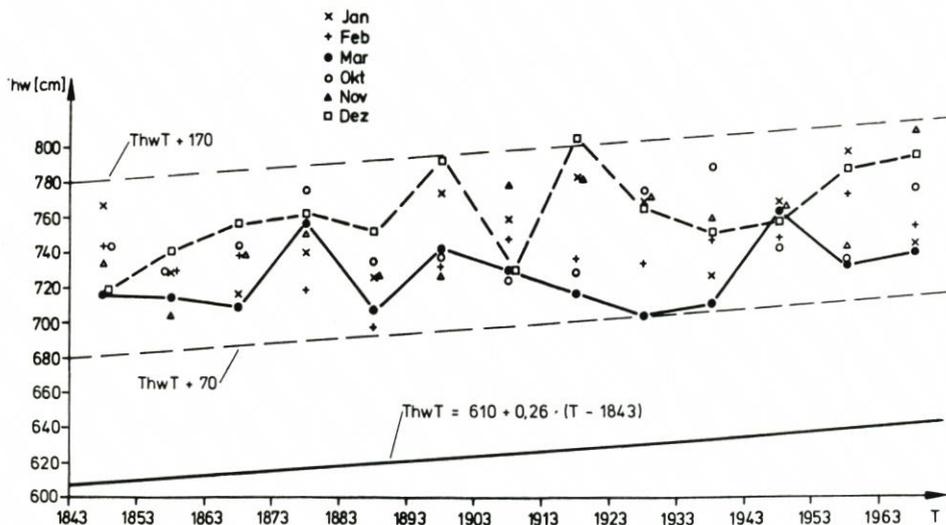


Abb. 4: 10-Jahres-Mittel der Monatsextrema (Oktober–November) für das Thw in Cuxhaven

in der die 10jährigen Mittelwerte der Monatsextrema von Thw für die Monate Oktober bis März als Funktion der Zeit jeweils über der Mitte des betrachteten Zeitintervalls aufgetragen sind. Wie zu erwarten ist, haben Dezember und Januar in der Regel die höchsten Werte, während der März die niedrigsten Extremwertmittel zeigt. Der Trend ist jedoch nicht eindeutig; es gibt z. B. Jahrzehnte, in denen die Dezembersturmfluten besonders niedrig sind, während die Märzwerte in anderen Dekaden zu den größten Mitteln gehören. Die gesamte Bandbreite für alle Werte beträgt etwa 1,1 m und läßt sich auch durch Berücksichtigung des Trends der Thw-Werte nicht vermindern. Dennoch wird deutlich, daß die steigende Tendenz der Werte den Trend ThwT kaum übersteigt, und es läßt sich aus den vorliegenden Daten keinesfalls auf eine Zunahme der mittleren Monatsextrema schließen. Wie weiter unten gezeigt wird, liegen auch die für bestimmte Zeitabschnitte aus den Daten geschätzten 100jährigen Extremwerte im Rahmen der zu erwartenden Streuung. Es muß daher festgestellt werden, daß – abgesehen vom langfristigen Trend infolge des Säkularanstiegs des Nordseewasserspiegels – sich keine statistisch nachweisbare Veränderung der Stärke oder der Häufigkeit von Sturmfluten erkennen läßt.

2.2.2 Das Stichprobenproblem

Nur die gesamte beobachtete Zeitreihe von 1843 bis 1976 ist lang genug, um einen Schätzwert für den einmal in 100 Jahren überschrittenen Extremwert $HThw_{100}$ zu erhalten. Ist diese Reihe jedoch instationär, so ist es nicht möglich, auf zukünftige Werte für $HThw_{100}$ zu extrapolieren. Eine Extrapolation in die Zukunft erfordert die Betrachtung einer zeitlichen Aufeinanderfolge von Zeitreihen, die jeweils als stationär aufgefaßt werden können. Für den vorliegenden Fall muß daher die 130jährige Reihe in kürzere Reihen zerlegt werden, die dann als jeweils stationäre Reihen angesehen werden können. Bei den kürzeren Reihen ist aber der Wert $HThw_{100}$ nicht mehr nachweisbar in der Reihe enthalten, so daß auf den $HThw_{100}$ -Wert extrapoliert werden muß. Durch diese Extrapolation entsteht eine Schätzungenungenauigkeit, die durchaus alle zeitlichen Veränderungen von $HThw_{100}$ überdecken kann. Das ist das

Stichprobenproblem, ein Problem, das natürlich nicht nur bei Extrapolationen von kurzen Reihen auftritt. Auch die beobachtete Zeitreihe der Jahresextrema von 1843–1976 ergibt nur einen Schätzwert für $HThw_{100}$, da sie ja nur eine von unendlich vielen möglichen 130jährigen Extremwertreihen darstellt, die für Cuxhaven auftreten könnten.

Das Stichprobenproblem bringt zwei Arten von Ungenauigkeiten, die im folgenden behandelt werden sollen: die Modellungenauigkeit und die Ungenauigkeit infolge des Stichprobenumfangs. Die erste entsteht, weil eine theoretische Begründung für eine besondere Form der Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung $f_x(x)$ nicht gegeben werden kann. Bekannt ist die Anwendung der auch von FÜHRBÖTER (1976) verwendeten, von WEMELSFELDER (1939) empfohlenen Exponentialverteilung

$$f_x(x) = \lambda e^{-\lambda(x-x_0)} \quad \text{für } x > x_0 \quad (3)$$

die den Vorteil hat, eine in geschlossener Form darstellbare Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_{\bar{u}}(x)$ zu haben, wobei

$$P_{\bar{u}}(x) = \int_x^{\infty} f_x(x) dx \quad (4)$$

für diesen Fall zu

$$P_{\bar{u}}(x) = e^{-\lambda(x-x_0)} \quad (5)$$

wird. Die Funktion $P_{\bar{u}}(x)$ ist im log-linearen Graph eine Gerade, und zwar unabhängig von x_0 . Wie WEMELSFELDER und FÜHRBÖTER gezeigt haben, ist die Exponentialverteilung eine gute Näherung an die höchsten Werte von x , während sie bei kleineren Werten von x weniger gut paßt. FÜHRBÖTER (1976) hat gezeigt, daß die Abweichung von der Exponentialverteilung etwa für alle Daten unter einer Jährlichkeit $T = P_{\bar{u}}(x)^{-1}$ von fünf Jahren auftritt. Daher bildet er sich eine Extremwertreihe, die aus dem höchsten Wert in jedem 5Jahresintervall besteht. Diese hat natürlich den Nachteil, daß sie nur wenige Werte enthält – bei den von FÜHRBÖTER hauptsächlich verwendeten 50jährigen Jahresreihen besteht sie nur aus 10 Werten, eine Anzahl, die weit unter dem etwa von MOSONYI et al. (1976) geforderten Minimum von 20–30 Werten liegt. Wenn man zudem bedenkt, daß unter den 10 Werten einige Ausreißer sein könnten, so ist es einleuchtend, daß die statistische Signifikanz von solchen Datenreihen nicht groß ist. Es wird aus solchen Gründen empfohlen, nicht nur mit einer Verteilungsfunktion zu rechnen, sondern möglichst viele verschiedene Verteilungsfunktionen zu probieren und diejenige als die maßgebliche Funktion zu verwenden, die die beste Anpassung an die gesamte Jahresreihe oder Teilreihe der Jahresextrema ergibt.

In diesem Sinne wurden für die Untersuchung der Jahresextrema die in der Hydrologie üblichen Verteilungsfunktionen: PEARSON III, log PEARSON III, GUMBEL (= Doppel exponentialfunktion), WEIBULL und die 2parametrische log-Normalverteilung verwendet. Darüber hinaus wurde auch mit drei verschiedenen Kollektiven gearbeitet: mit der Reihe der Jahresmaxima von $Thw-ThwT$ und mit zwei partiellen Reihen, von denen eine aus allen über $ThwT + 180$ cm liegenden, die andere aus allen über $ThwT + 150$ cm liegenden Extremwerten von Thw bestand.

Die Analyse der partiellen Reihen zeigte grundsätzlich um 20–40 cm niedrigere 100jährige Spitzen als die Reihe der Jahresextrema. Daher wurde zur Sicherheit (und zur besseren Übereinstimmung mit den beobachteten Extremwerten) die Reihe der Jahresextrema als für die Aussage maßgebend angesehen. Diese Daten werden mit x_i bezeichnet, wobei $x_i = HThw_i - ThwT_i$ ist, d. h. der im i -ten Jahre auftretende Spitzenwert $HThw_i$, vermindert um den Trendwert $ThwT_i$. Die in der Regel an diese Datenreihen nach dem KOLMOGOROFF-SMIRNOV-

Test am besten angepaßte Funktion ist die PEARSON III oder 3parametrische Gammaverteilung. Sie hat die Form der Wahrscheinlichkeitsdichte $f_x(x)$

$$f_x(x) = \frac{\lambda^\kappa}{\Gamma(\kappa)} (x - x_0)^{\kappa-1} e^{-\lambda(x-x_0)} \quad (6)$$

Diese Kurve enthält die Exponentialverteilung Gl. (3) als Sonderfall, indem $\kappa = 1$ gesetzt wird. Wegen $\Gamma(1) = \text{Gammafunktion} = 1$, für $\kappa = 1$ folgt Gl. (3). Alle weiteren Aussagen dieser Arbeit beziehen sich auf die als PEARSON-III-verteilt angenommene Zeitreihe der Jahresextrema.

Die beste Anpassung der Kurve nach Gl. (6) an die aus der gemessenen Zeitreihe ermittelten empirischen Verteilungsfunktion wird erreicht, wenn die Parameter κ und λ iterativ für verschiedene Werte von x_0 nach der Methode der MAXIMUM-LIKELIHOODSCHÄTZUNG bestimmt werden (KOBBERG, 1975). Zur Untersuchung der Stationarität des Thw_{100} -Wertes wurde diese Methode auf drei verschiedene Kollektive angewendet: auf insgesamt 5 Reihen von je 25 Jahren ohne Überlappung, auf insgesamt 5 Reihen von je 50 Jahren, jeweils 25 Jahre übergreifend, und auf die Gesamtreihe 1843–1972. Typische Beispiele sind in Abb. 5 gezeigt. Für die Jahresreihe 1843–1972 ist nach Abb. 5a die theoretische Kurve über den gesamten Datenbereich an die gemessenen Daten gut angepaßt. Dagegen zeigt die in Abb. 5b dargestellte Anpassung an eine kurze Stichprobe von 25 Daten große Abweichungen, und es ist schon aus der Anschauung heraus sehr zweifelhaft, ob der aus den angepaßten Kurven für so kleine Stichproben erhaltene extrapolierte Wert x_{100} eine große Aussagekraft hat. Hierdurch wird die Ungenauigkeit infolge des Stichprobenumfanges verdeutlicht, die nach folgendem Verfahren berücksichtigt wurde.

Werden die aus den verschiedenen Stichproben ermittelten Schätzwerte für x_{100} gegen die Anzahl N der Jahre (bzw. der Jahresextreme) in der Stichprobe abgetragen, so erhält man Abb. 6. Aus ihr wird deutlich, daß die Streuung der Schätzwerte mit der Länge der Jahresreihe abnimmt. Es ist daher sinnvoll, die Frage nach den Vertrauensgrenzen für die Schätzwerte zu stellen. Hierzu liegen umfangreiche Untersuchungen von BOBÉÉ (1973) vor. Mit Hilfe künstlich generierter PEARSON-III-verteilter Daten konnte er feststellen, daß die Schätzwerte

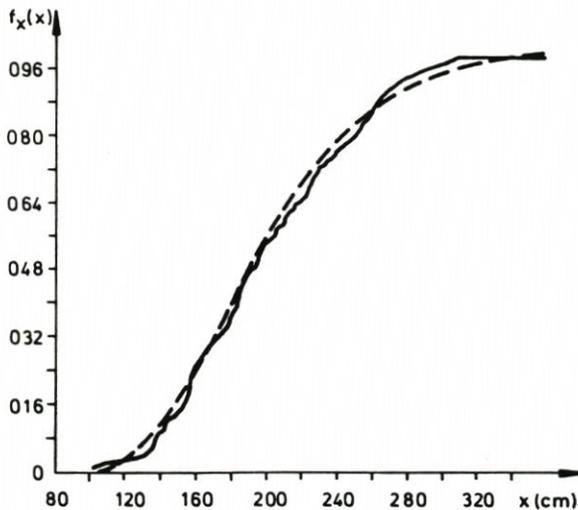


Abb. 5a: Anpassung der PEARSON-III-Kurve an die gemessenen Jahresextrema 1843–1975

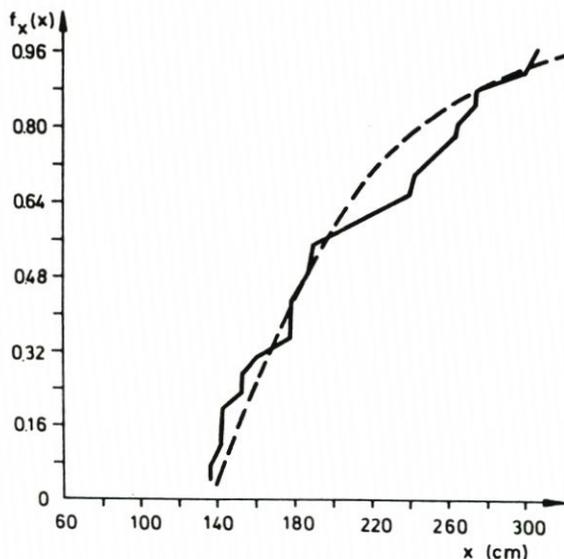


Abb. 5b: Anpassung der PEARSON-III-Kurve an die gemessenen Jahresextrema 1850-1875

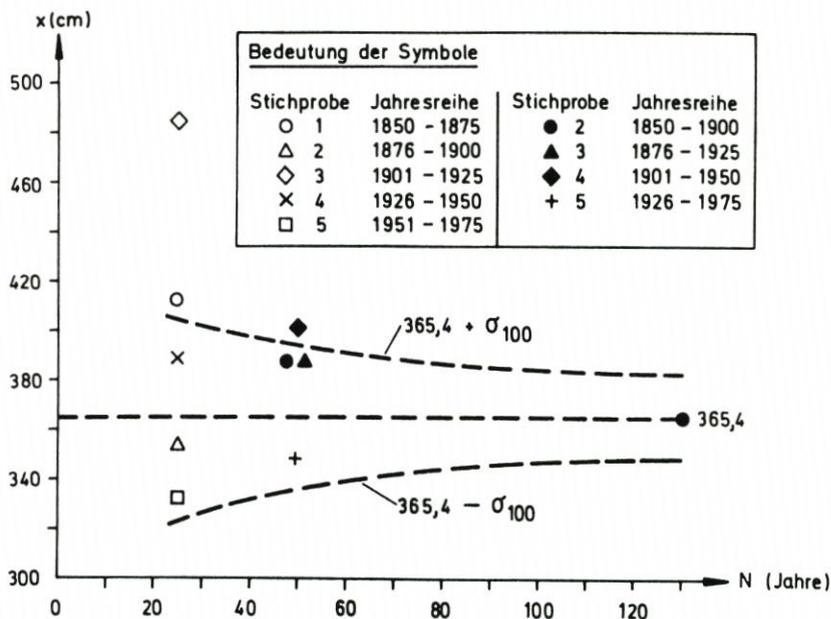


Abb. 6: Streubereich der Schätzungen des 100jährigen Extremwertes von x nach PEARSON-III-Verteilung ($x = Th_w - Th_w T$)

für x_{100} bei jedem Stichprobenumfang N (= Anzahl der Jahre in der Teilreihe) normalverteilt sind. Damit ist die Variabilität der $x_{100}(N)$ -Werte allein durch den Mittelwert (für den der aus der langjährigen Stichprobe mit $N = N_{max} = 133$ Jahren erhaltene Wert $x_{100}[133]$ als beste Schätzung für den Mittelwert der Gesamtheit dient) und durch die Streuung $\sigma_{100}(N)$ bestimmt,

wobei rd. 68 % aller Werte $x_{100}(N)$ in den Streubereich $\pm \sigma_{100}(N)$ um $x_{100}(133)$ fallen müssen. Die Grenzen dieses Streubereiches sind daher ein Maß für den mittleren Fehler.

Für die Berechnung von $\sigma_{100}(N)$ als Funktion von N hat BOBÉ (1973) ein Berechnungsverfahren angegeben, das zu den in Abb. 6 gestrichelt gezeichneten Grenzen $x_{100}(133) \pm \sigma_{100}(N)$ für die Streubereiche führt. Vergleicht man die aus den Stichproben berechneten Schätzwerte $x_{100}(N)$ mit diesen Bereichen, so zeigt sich, daß nur ein einziger Wert sehr weit außerhalb der gestrichelten Grenzen liegt, und dieser Wert gehört zu einer Stichprobe, die keineswegs am Anfang oder Ende, sondern genau in der Mitte der Gesamtreihe liegt, so daß ein Trend in Richtung einer Zu- oder Abnahme von x_{100} sich daraus nicht ableiten läßt. Man kann vielmehr aus Abb. 6 schließen, daß der Wert von $x_{100} = 350$ cm bis 380 cm eine gute asymptotische Schätzung für den tatsächlichen, sich im Mittel einstellenden 100jährigen Wert ergibt. Bemerkenswert ist, daß auch der größte beobachtete Wert von $x_{100} = 366$ cm genau mit dem Mittelwert dieses Streubandes zusammenfällt.

Das Ergebnis zeigt, daß sich die aus den beobachteten Daten gewonnenen Schätzungen des extrapolierten x_{100} -Wertes nicht mit der Zeit ändern. Es sagt jedoch nicht aus, daß der tatsächliche Wert x_{100} genau 366 cm ist, da dieser Schluß nur für die Verteilung nach Gl. (6) zutrifft. Es kann vielmehr vermutet werden, daß er in Übereinstimmung mit der log-normal- und WEIBULL-Verteilung möglicherweise zu hoch liegt, so daß auch die Schätzung für die Extremwelle in Abschn. 2 auf der sicheren Seite liegt. Oder anders ausgedrückt: Obgleich das Wiederkehrintervall der Extremsturmflut vom 3. 1. 1976 mit $1012 - \text{ThwT} = 1012 - (610 + 0,26 \cdot 133) = 367$ cm nach dem verwendeten Modell genau 100 Jahre beträgt, kann vermutet werden, daß in Wirklichkeit das mittlere Wiederkehrintervall noch länger ist.

2.3 Sekundäre Parameter der Extremsturmflut und die 100jährige Sturmflut in Cuxhaven

Neben der Extremgröße H_{Thw} entscheiden die anderen Parameter T_{nw_1} , T_{nw_2} , T_{F} und T_{E} in erster Linie über die Fülle der Welle. Sie müssen im Zusammenhang mit den Bedingungen untersucht werden, die zum Spitzenwert H_{Thw} führen. Daher wurden sie in Paralleluntersuchungen durch nichtlineare Regressionen mit Thw und mit Dauer und Stärke des Windes (beschrieben durch den geostrophischen Wind v_g) in Beziehung gesetzt.*) Hier genügt es festzustellen, daß sich die zwei zu untersuchenden Typen von Sturmfluten hauptsächlich durch Stärke v_g und Dauer des geostrophischen Windes unterscheiden. Eine Sturmflut vom Typ 1 entsteht, wenn bereits während eines längeren Zeitraumes vor der extremen Sturmflut ein stürmischer Wind herrscht hat, der sich am Tage des Auftretens der Extremsturmflut noch verstärkt (hoher, über einen Tag gemittelter Wert v_g). Damit baut sich mit den Definitionen der Abb. 1 auf eine bereits höhere Vortide mit schon hohem T_{nw_1} ein extremes H_{Thw} auf. Besonders typisch für diesen Verlauf ist die Welle vom 16. 2. 1962. Der Typ 2 dagegen entspricht einem relativ kurzen, aber starken Sturm, der sein Maximum in der Flutzeit hat, mit relativ niedriger, da über den Tag gemittelter geostrophischer Windgeschwindigkeit. Die Folge ist ein relativ niedriger T_{nw_1} -Wert mit einem sehr starken Anstieg während der Flutzeit auf ein sehr hohes H_{Thw} und mit einem relativ raschen Abfall auf das T_{nw_2} . Hierfür besonders typisch ist die Welle vom 3. 1. 1976. Es ergeben sich die Sturmflutparame-

*) Eine detaillierte Untersuchung des Zusammenhangs zwischen Wasserstand, Windstärke und Winddauer und eine Diskussion der Rolle des geostrophischen Windes wird in einem zukünftigen Aufsatz beschrieben.

ter der Tab. 1, nach denen die Wellen für die 2 verschiedenen Typen in Abb. 7 mit Hilfe der dimensionslosen Wellenformen von Abb. 2 konstruiert wurden. Dabei wurden alle Parameter unter Berücksichtigung des Säkular Trends auf das Jahr 1980 bezogen.

Tabelle 1
Parameter der Extremsturmfluten

für Jahr	Thw- Typ	Cuxhaven								Wiederkehr- periode	St. Pauli
		v_g	T_T	T_E	$KW_{1/2}$	HThw	Thw ₀	Thw ₃	Tnw _{1,2}	T	HThw
1980	HIST/1	21	14,8	8,6	290	1080	885	930	790	~600-1000	1240
1980	HIST/2	15	13,5	5,9	417	1080	680	930	663	~600-1000	1240
1980	100/1	21	14,8	8,6	290	1010	860	860	720	~100	1180
1980	100/2	15	13,5	5,9	417	1010	660	860	593	~100	1180
1980	EXTR/1	21	14,8	8,6	290	1055	895	895	755	~400	1220
1980	EXTR/2	15	13,5	5,9	417	1075	915	895	648	~600	1220

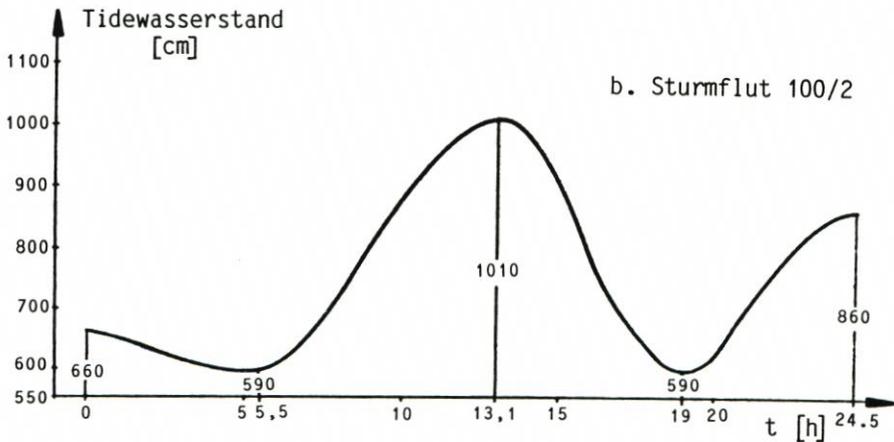
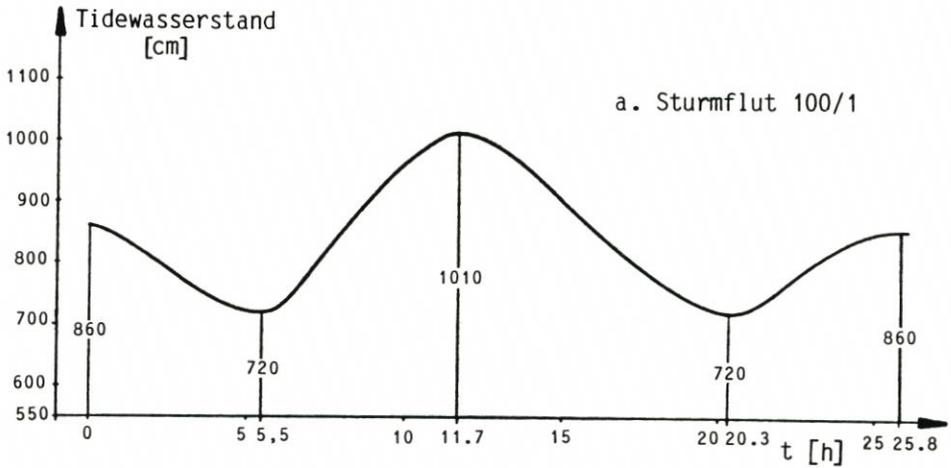


Abb. 7: Extremwellen für Cuxhaven im Jahr 1980

Zu bemerken ist, daß genaugenommen der Spitzenwert $H_{Thw_{100}}$ nicht für beide Typen aus einer einzigen Gesamtheit stammen kann, sondern daß je nach dem Verlauf der Windentwicklung verschiedene Gesamtheiten von Spitzenwerten entstehen, die getrennt analysiert werden müßten. Der beschriebene Weg über die Jahresextrema ohne Detailanalyse jeder einzelnen Sturmflut läßt jedoch eine solche Aufspaltung der Extremwertanalyse nicht zu. Aus physikalischen Gründen steht zu erwarten, daß die Extremwerte von Wellen vom Typ 1 höher sein müssen als die der Wellen vom Typ 2. Neben den Wellen 100/1 und 100/2 wurden auch Wellen konstruiert, die noch seltener auftreten. Wellen HIST/1 und HIST/2 entstehen, wenn auf den höchsten beobachteten Windstauwert HHW_{st} das höchste errechnete astronomische Tidehochwasser $HH_{Thw_{ast}}$ addiert wird, wobei $W_{st} = Thw - Thw_{ast}$ ist. Die Wellen EXTR/1 und EXTR/2 sind Sturmfluten in Cuxhaven, die in St. Pauli einen Spitzenwert H_{Thw} St. Pauli von 1220 cm erzeugen. $T = \frac{1}{P_{\ddot{u}}}$ ist die mittlere Wiederkehrzeit zwischen Extremsturmfluten mit Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_{\ddot{u}}$.

3. Sturmfluten in St. Pauli

Für St. Pauli stellt sich die Frage nach der Stationarität der Ganglinie in ganz anderer Weise als für Cuxhaven. Durch den Ausbau der Unterelbe und die Eindeichung der benachbarten Lande ist die Flußrinne erheblich verändert worden, wodurch das Auflaufen der Tidewellen von Cuxhaven her beeinflußt wird. Dies wird augenfällig, wenn man sich den zeitlichen Verlauf der Jahresmittel des Tidemittelwassers (MT_{mw}) und des Tidehubs (M_{Thb}) in St. Pauli anschaut, die in Abb. 8 dargestellt sind.

Deutlich ist der steile Abfall des MT_{mw} St. Pauli-Verlaufs bei gleichzeitigem Anstieg des M_{Thb} St. Pauli zu erkennen. Die Folgerung, daß sich die seit 1950 zu erkennende Änderung dieser Kurven auch auf die Sturmfluten auswirkt, darf aber hieraus nicht gezogen werden, da Mittelwerte mit Sturmflutsituationen nicht vergleichbar sind, bei denen ja die Abflüsse in der Elbe einen ganz anderen Teil des Strombettes einnehmen als bei mittleren Tidebedingungen. Sind aber die Extremtiden unabhängig vom Ausbau der Elbe, während weniger extreme Wellen beeinflußt sind, so muß die physikalische Gesetzmäßigkeit, nach denen die Beeinflussung stattfindet, bekannt sein, um mit statistischen Verfahren auf die Größe der Tideparameter schließen zu können. Ein statistisches Verfahren kann in solchen Fällen ein hydromechanisches Rechen- oder Modellverfahren nicht ersetzen. Es kann aber durch die Anwendung von vielen verschiedenen Regressionsverfahren der Bereich abgeschätzt werden, in dem der zur Extremtide in Cuxhaven gehörige Spitzenwert S_{Thw} in St. Pauli liegen kann. Hierfür wurden als Daten die Serien der Thw - und T_{nw} -Werte von 1938–1977 verwendet, sowie die 55 Extremsturmfluten, die sowohl für Cuxhaven als auch für St. Pauli seit 1953 aufgetreten sind.

3.1 Regressionsverfahren für den Extremwert S_{Thw}

Das einfachste Verfahren zur Bestimmung der Abhängigkeit des maximalen Scheitelwertes S_{Thw} ist die Aufstellung einer linearen Regression zwischen den zusammengehörigen Werten von H_{Thw} in Cuxhaven und S_{Thw} in St. Pauli. Hierfür wurden die Scheitelwerte von 55 Sturmfluten verwendet, die zwischen 1953 und 1978 aufgetreten sind. Es ergibt sich folgende Beziehung (Modell 1):

$$S_{Thw_g} = -23 + 1,091 H_{Thw} + Y \text{ (cm)} \quad (7)$$

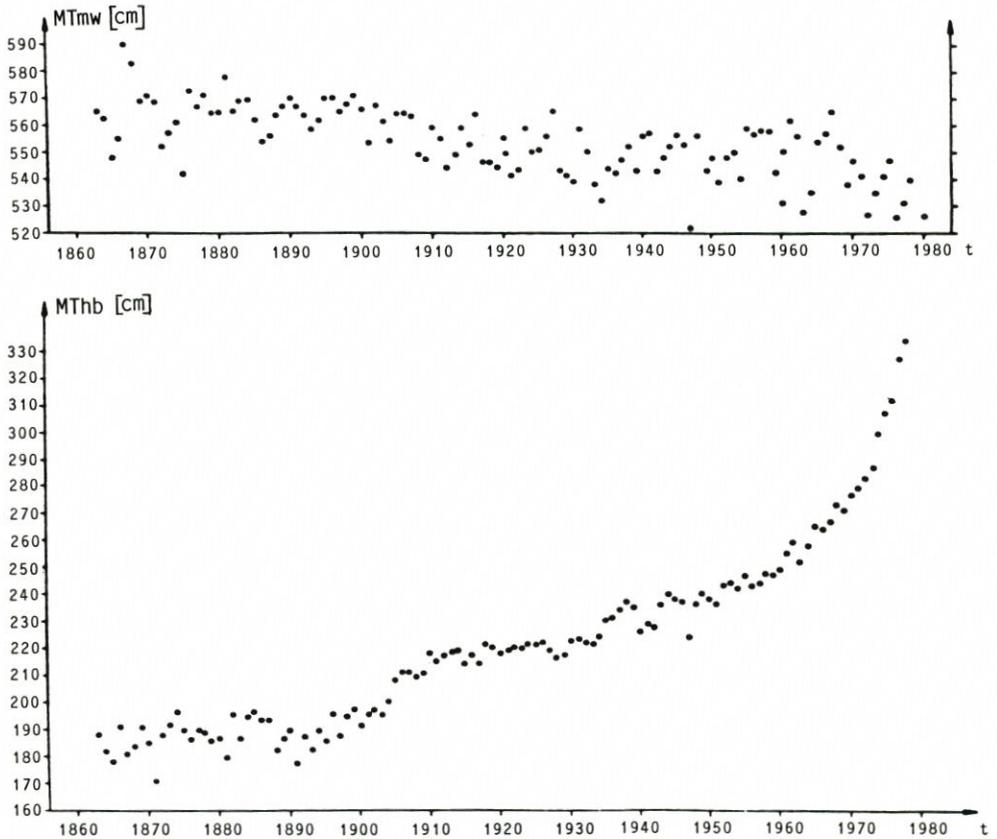


Abb. 8: Entwicklung des mittleren Wasserstandes und des Tidehubes in St. Pauli

wobei Y ein Restglied ist. Wird vorausgesetzt, daß Y ein normalverteilter Zufallsanteil ist mit Streuung $\sigma_y = 27$ cm und Mittelwert 0, dann liegen 97,75 % aller Werte im Bereich $SThw_g \pm 2 \sigma_y$, wie in Abb. 9 gezeigt ist. Der Korrelationskoeffizient für diese Regression beträgt 0,85. Die Vorhersage für das Jahr 1980 erbringt dann nur eine Erhöhung um den Betrag, der durch den säkularen Trend bedingt ist.

Eine mögliche zeitliche Veränderung der Beziehung nach Gl. (7) wird am einfachsten erfaßt, indem eine einfache lineare Regression des Gliedes Y mit der Zeit über den Ansatz (Modell 2) aufgestellt wird:

$$Y = (T - 1950) - 6,2 + Y' \text{ (cm)} \quad (8)$$

wobei T die Zeit in Jahren nach unserer Zeitrechnung ist. Durch diese Beziehung entsteht Modell 2 mit einer Reduzierung der Varianz σ_y des Zufallsgliedes Y' auf $\sigma_{y'} = 23$ cm und einem Korrelationskoeffizienten von 0,89, also mit einer leichten Verbesserung der Beziehung.

Eine dritte Regression berücksichtigt zusätzlich noch einen quadratischen Trend; es entsteht durch Mehrfachregression des Wertes von $SThw$ mit $(T - T_0)$, $(T - T_0)^2$ und $HThw$ die Beziehung (Modell 3):

$$SThw_g = 3,7 + 1,04 HThw - 2,15 (T - 1950) + 0,144 (T - 1950)^2 + Y'' \text{ (cm)} \quad (9)$$

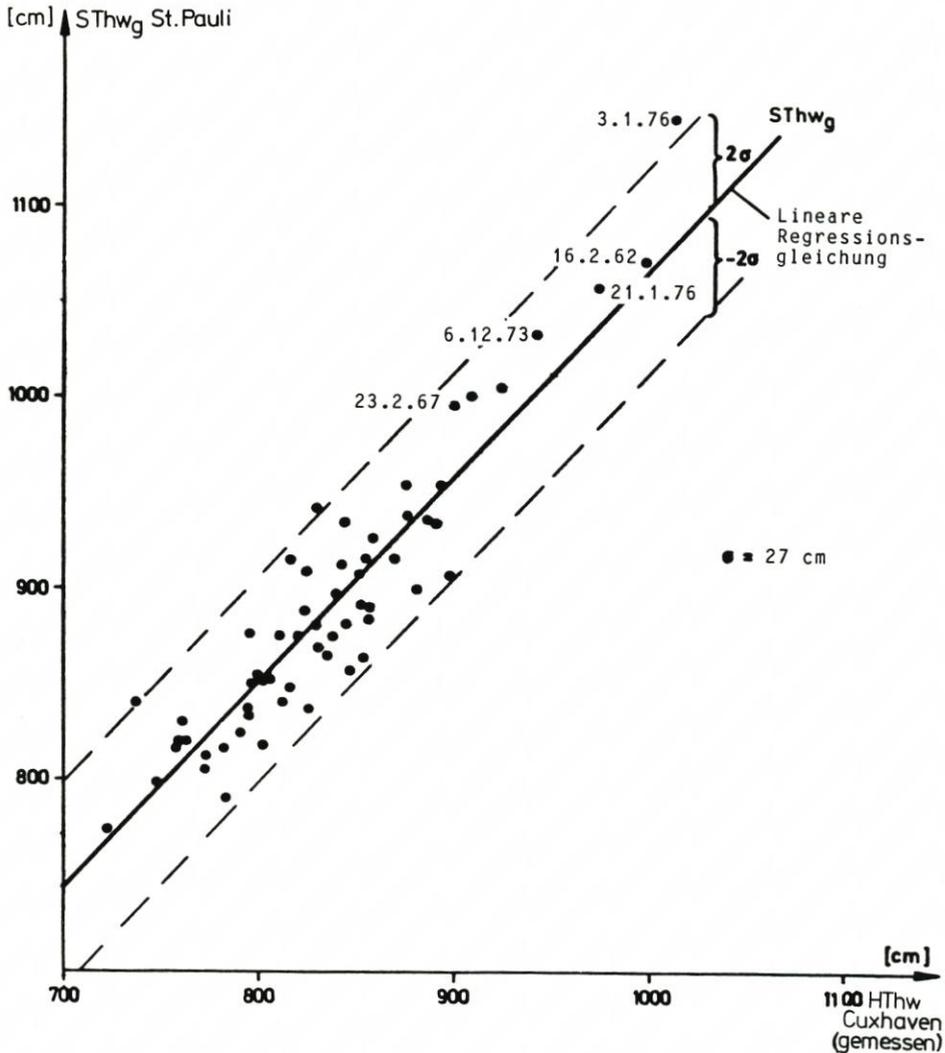


Abb. 9: Gemessene Extremtidehochwasser in St. Pauli als Funktion der Extremtidehochwasser bei Cuxhaven: lineare Regression

Dabei wurde T_0 durch schrittweise Optimierung als der Wert von T_0 bestimmt, bei dem die Standardabweichung σ_y'' des Restgliedes Y'' ein Minimum ist. Hieraus folgt $T_0 = 1950$, $\sigma_y'' = 20$ cm und ein Korrelationskoeffizient von 0,92, d. h., die Regression konnte durch Modell 3 noch einmal etwas verbessert werden. Es muß allerdings deutlich betont werden, daß es keine physikalische Begründung gibt, die die Extrapolation der Modelle 2 und 3 über das Jahr 1980 hinaus rechtfertigt.

Weitere Einflüsse auf den Scheitelwert SThw entstehen durch den Wind über der Elbe sowie durch Abflüsse in der Elbe (am Pegel Darchau/Neu Darchau). Eine sorgfältige statistische Analyse des durch den geostrophischen Wind ausgedrückten Windeinflusses sowie des Abflusses ergab jedoch keine signifikanten Korrelationen der Restglieder mit diesen Größen. Es geht daraus hervor, daß der Windeinfluß bereits voll durch den Regressionskoeffi-

zienten zwischen SThw und Thw erfaßt ist: Ein hoher Wasserstand in Cuxhaven ist bereits ein Indikator für starke Winde entlang der Elbe, wobei Variationen des Windfeldes nur noch in den Streugrößen in Erscheinung treten. Dasselbe gilt für den Abfluß. Offensichtlich sind im Vergleich zu den Wassermengen des Tidestromes die direkten Abflüsse zu klein, um bei ohnehin schon gefülltem Flußbett einen signifikanten Einfluß zu haben.

Werden jetzt Gl. (7), (8) und (9) verwendet, um den Scheitelwert $SThw_{100}$ einer in St. Pauli im Durchschnitt einmal im Jahrhundert überschrittenen Sturmflut als Funktion der Zeit darzustellen, so ergibt sich das Bild der Abb. 10. Für die drei Modelle wurde jeweils als die untere Begrenzung die Gl. (7), (8) bzw. (9) verwendet. Die obere Begrenzung wurde durch Addition von $Y = 2\sigma$ zum Wert der Regressionskurve erhalten. Zum Vergleich wurden auch die Spitzenwerte vom 3. 1. 76 und vom 16. 2. 62 in Abb. 10 eingetragen, und zwar jeweils mit $Y = 0$.

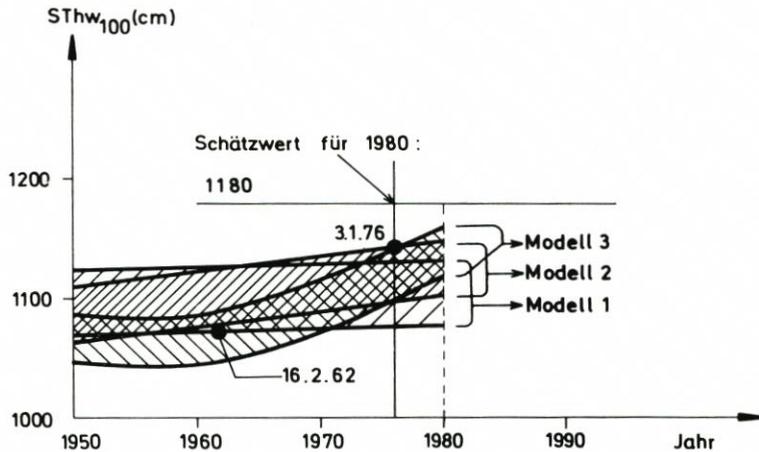


Abb. 10: Vorhersage des 100jährigen Scheitelwertes $SThw_{100}$ für St. Pauli nach Regressionsbeziehungen

Abb. 10 macht deutlich, daß die Vorhersage in den nächsten Jahrzehnten ständig überprüft werden sollte, um festzustellen, wie die Entwicklung von $SThw$ in der Zukunft verläuft. Es steht allerdings zu vermuten, daß mögliche Auswirkungen infolge antropogener Einflüsse abklingen werden und sich an die Kurven des Modells 2 oder 3 in den 80er Jahren ein Verlauf nach Modell 1 anschließen wird. Aus diesem Grunde wurde als konservativer Schätzwert für 1980 und später ein Wert für die 100jährige Spitze von $SThw_{100} = 1180$ cm angegeben.

3.2 Form der 100jährigen Sturmflut in St. Pauli

Die gleiche Methodik wie für die Bestimmung der Wellenform für Cuxhaven nach Abb. 2 läßt sich wegen der Instationarität der Wellenentwicklung auf St. Pauli nicht ohne weiteres anwenden. Ein anderer Weg hat hier befriedigendere Ergebnisse gebracht. Hierbei wurde die Sturmflutwelle in St. Pauli als Ausgang eines linearen Systems aufgefaßt, dessen Eingang die dazugehörige Welle in Cuxhaven war. Damit ergibt sich der Wasserstand $STw(t)$ in St. Pauli aus dem Wasserstand $Tw(t)$ in Cuxhaven über eine Faltung:

$$STw(t) = \int_0^{\infty} Tw(\tau)h(t - \tau)d\tau \quad (10)$$

wobei $h(t)$ die Übertragungsfunktion ist. Bekanntlich ist diese Beziehung immer dann gültig, wenn das System zu Anfang im Ruhezustand war und wenn die Übertragung durch eine gewöhnliche lineare Differentialgleichung mit konstanten Koeffizienten beschrieben werden kann. Obgleich letztere Bedingung mit Sicherheit nicht zutrifft, weiß man doch aus der Hydrologie seit der grundsätzlichen Arbeit von WITTENBERG (1973), daß sich der Ablauf einer

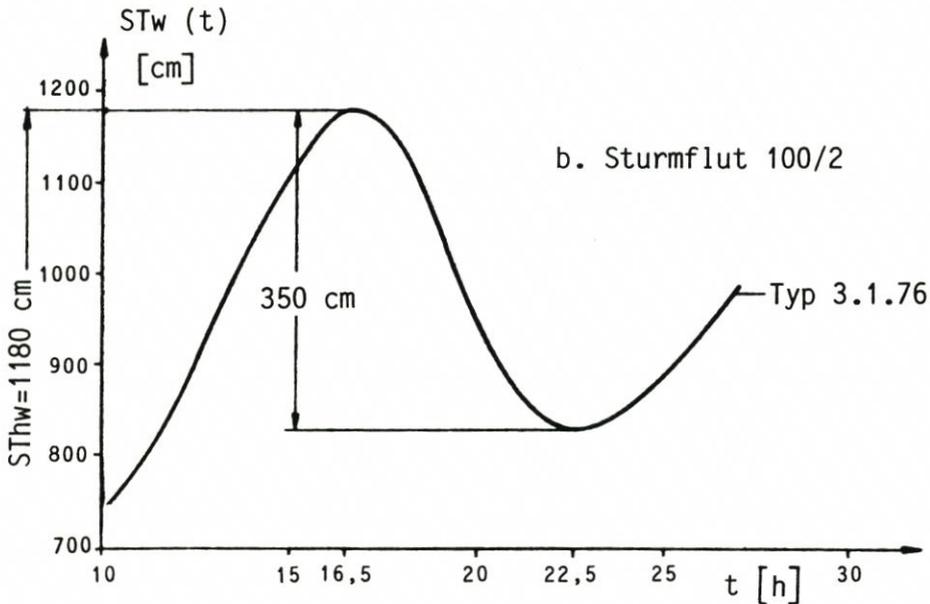
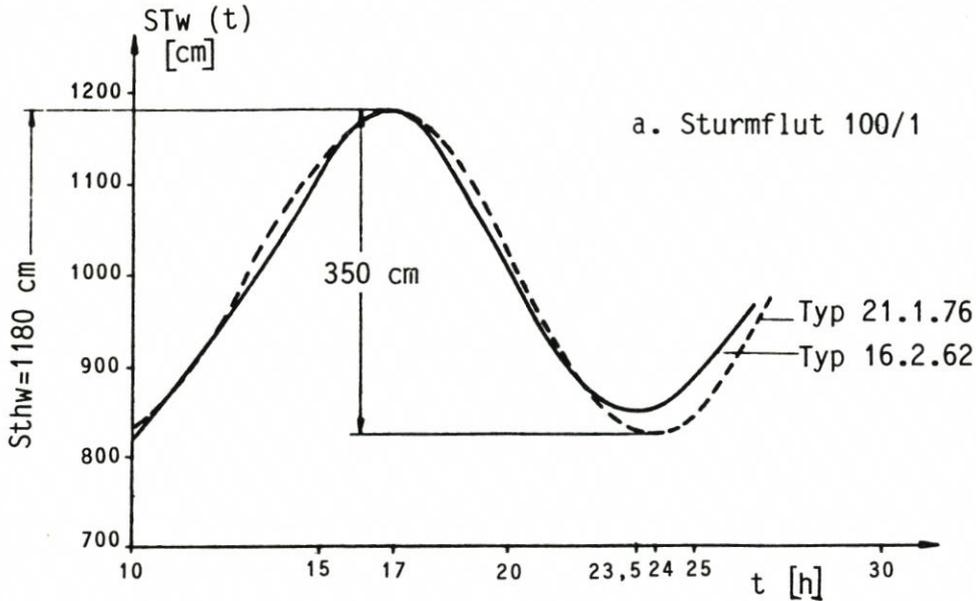


Abb. 11: Sturmflutwellen in St. Pauli, die im Jahr 1980 den Cuxhavener Sturmfluten (Abb. 7) entsprachen

Hochwasserwelle zwischen zwei Punkten gut durch ein allgemeines lineares Modell beschreiben läßt. Auch für die Sturmflutvorhersage wurden bereits lineare Modelle nach Gl. (10) verwendet (HAMBLIN, 1978). Dabei liegt die Schwierigkeit bei der Anwendung von Gl. (10) in der Definition der Anfangsbedingungen. Sie entsteht aus der für die Gültigkeit von Gl. (10) vorauszusetzenden Bedingung, daß das System zu Beginn der Belastung im Ruhestand sein muß. Die ständige Tidebewegung verhindert jedoch, daß das System Unterelbe sich je in Ruhe befindet. Ein konstanter Anfangswert läßt sich daher nicht angeben. Das Problem wurde nach zahlreichen Versuchen dadurch gelöst, daß der mittlere Tidewasserstand der vor der maximalen auftretenden Tide als Nullage für die Welle gewählt wurde. Verwendet wurden Halbstundenwerte von 1936–1976 für Cuxhaven und St. Pauli. Damit konnte die h -Funktion nach bekannten Verfahren (PLATE, 1976) ermittelt werden. Durch Eingabe der Extremwellen nach Abb. 7 in Gl. (10) entstehen bei Verwendung von h -Funktionen aus den verschiedensten Sturmfluten im Mittel die in Abb. 11 gezeigten Extremwellen für St. Pauli, die im großen und ganzen mit den Sturmfluten übereinstimmen, denen sie der Klasse nach entsprechen sollen.

Zu bemerken ist, daß auch der Spitzenwert, STw_{max} , der sich bei diesen Berechnungen ergab, fast immer in die Bandbreite der in Abb. 10 gezeigten Werte fiel. Die in Abb. 11 dargestellten Kurven sind allerdings mit einer Eingangskurve für Cuxhaven berechnet worden, deren Spitzenwert auf 1020 cm angehoben wurde. Dadurch konnte der Scheitelwert der STw -Welle mit dem oben ermittelten Spitzenwert STw von 1180 cm in Übereinstimmung gebracht werden.

Danksagung: Die Rechnungen, auf denen die Ergebnisse dieser Arbeit beruhen, wurden von Herrn Dipl.-Met. A. SCHULER durchgeführt. Die Daten wurden teils vom DHI, teils von der Freien Hansestadt Hamburg, Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft, Strom- und Hafenbau, zur Verfügung gestellt. Herrn Prof. W. SIEFERT sei für die Überlassung der Halbstundenwerte der Sturmfluten und der Sturmflutscheitelwerte gedankt.

4. Schriftenverzeichnis

- BELKE: Die statische Analyse von Grundwasserständen mit dem Ziel der Extremwertprognose. Technischer Bericht Nr. 13, Institut für Hydraulik und Hydrologie der TH Darmstadt, 1974.
- BOBEÉ, B.: Sample error of T-year event compute by fitting a Pearson Type III distribution. Water Resources Research, Bd. 9, 1973.
- COX, D. R. and LEWIS, P. A.: The statistical analysis of series of events Methuen. London, 1966.
- CRUTCHER, H. L.: A note on the possible misuse of the Kolmogoroff-Smirnov-Test. J. Applied Meteorol, 14, 1975.
- DUPHORN, K.: Gibt es Zusammenhänge zwischen extremen Nordsee-Sturmfluten und globalen Klimaänderungen? Wasser und Boden, H. 10, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Inst., TU Braunschweig, H. 5, 1976.
- HAAN, C. T.: Statistical methods in hydrology. Iowa State University Press, Ames, Iowa, USA, 1977.
- HAMBLIN, P. F.: Storm surge forecasting methods in enclosed seas. Proc. 16th Coastal Eng. Conf., Hamburg, Bd. 1, 1978.
- KOBERG, D., EGGERS, H. u. BUCK, W.: Die Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeiten für deutsche Flußgebiete. Mitt. des Theodor-Rehbock-Flußbaulabors, Universität Karlsruhe, H. 163, 1975.
- LIESE, R. u. LUCK, G.: Verfahren zum Nachweis von Veränderungen der Tidehochwasserstände in der Deutschen Bucht. DGM, Bd. 22, 1978.

- MOSONYI, E. et al.: Empfehlung zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit. KWK-DVWW Regeln zur Wasserwirtschaft, H. 101, 1976.
- PLATE, E. J.: Analyse kontinuierlicher Zufallsfunktionen. Mitt. des Inst. f. Wasserbau III der Univ. Karlsruhe, H. 1, 1971.
- PLATE, E. J.: Computerverfahren zur Berechnung der Einheitsganglinie. 5. Fortbildungslehrgang des Deutschen Verbandes für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Barsinghausen, 1976.
- RATHCLIFF, R. A. S., WELLER, J. u. COLLISON, P.: Variability in the frequency of unusual weather over approximately the last century. Quart. Journal Royal Met. Society, Bd. 104, 1978.
- SIEFERT, W.: Über das Sturmflutgeschehen in Tideflüssen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. TU Braunschweig, H. 63, 1978.
- WITTENBERG, H.: Die Bestimmung der Übertragungsfunktion zwischen den Hochwasserabflüssen an zwei Pegeln der Brigach. 7. Hydr. Konf. der Donauländer, Varna, 1973.
- WEMELSFELDER, P. J.: Westmatigheden in het optreden van stormvloed. De Ingenieur, Jg. 54, 1939.

Triftströmungen vor der Küste zwischen Eider und Elbe

Von Winfried Siefert, Fritz Mießner, Hans-Henning Richter und
Peter Wieland

Zusammenfassung

Als Ergänzung einer früheren Veröffentlichung über die Reststromverhältnisse vor der schleswig-holsteinischen Westküste werden überwiegend die gleichzeitig gewonnenen Erkenntnisse über die Triftströmungen bei auflandigen Windrichtungen dargestellt. Die Messungen sind im Rahmen eines KFKI-Programms vorgenommen worden. Frühere Erkenntnisse aus anderen Gebieten werden bestätigt, wonach die Triftströmungen auf den Wattrücken stärker als in den zwischenliegenden Rinnen und weitgehend nach dem Wind ausgerichtet sind. Es wurden Werte bis 10 km/Tide gemessen.

Summary

Recently a publication about the residual current conditions off the Schleswig-Holstein west coast (southeastern North Sea) was presented. Now the wind induced current conditions during westerly winds are given as a supplement. The measurements were carried out as a programme of the German Coastal Engineering Board (KFKI). Earlier knowledge about the behaviour of wind induced currents from other coastal areas was endorsed: The currents on top of the tidal flats are stronger than in the tidal gullies, and in very shallow water their direction corresponds fairly well with the wind direction. The highest values measured reached 10 km/tide.

Inhalt

1. Vorbemerkung	221
2. Durchführung und Aufbereitung der Messungen	222
3. Ergebnisse	226
3.1 Küstenvorfeld nach GÖHREN	226
3.2 Wattenmeer von Eiderstedt bis Blauort	226
3.3 Wattenmeer Blauort bis Hakensand	230
3.4 Wattenmeer Hakensand bis Elbe	238
4. Schlußfolgerungen	238
5. Schriftenverzeichnis	240

1. Vorbemerkung

Schon Ende der 1960er Jahre wurde in einer Denkschrift des damaligen Küstenausschusses Nord- und Ostsee auf die Notwendigkeit großräumiger Strömungsuntersuchungen im Küstenvorfeld hingewiesen. Seit 1974 befaßte sich eine Projektgruppe des *Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen* (KFKI) mit einem detaillierten Strömungsmeßprogramm, das 1975/79 durchgeführt wurde. Über die Ergebnisse bei windunbeeinflussten Tiden wurde inzwischen berichtet (SIEFERT et al., 1980). Hiermit werden die Ergebnisse aus dem Teilgebiet südlich von Eiderstedt, die sich unter Windeinfluß ergaben, dargestellt.

2. Durchführung und Aufbereitung der Messungen

Das Programm mit Schwerpunkt vor der Westküste Schleswig-Holsteins wurde noch 1974 vom KFKI verabschiedet und dann vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) ab 1975 finanziell gefördert. Bezüglich der Triftströmungen war die Zielsetzung eine Erweiterung der Kenntnisse über die unter Windeinfluß entstehenden und maßgebend durch die topographische Struktur der Küste beeinflussten Triftstromsysteme.

Unter Berücksichtigung des bereits vorhandenen jüngeren Datenmaterials (GÖHREN, 1974) umfaßte die ursprüngliche Konzeption Messungen an insgesamt 250 Stationen (jeweils über 2 bis 3 Wochen).

Man ging bei der Auslegung des Programms davon aus, die Messungen mit dem damals vorhandenen, aus dem Flachsee-Strommesser entwickelten und von der Fa. Hydrowerkstätten gebauten „Wattdauerstrommeßgerät“ – kurz: Wattstrommesser – durchzuführen. Dieses Gerät hatte sich sehr gut bewährt und kann in verschiedenen Geräteträgern in flachem Watt und in Prielen eingesetzt werden (GÖHREN, 1968). Neben etwa 10 von den beteiligten Dienststellen bereitgestellten Geräten wurden 16 über das KFKI beschaffte und vom BMFT finanzierte Geräte verwendet.

Abb. 1 zeigt die Meßprofile, in denen in dem Gebiet südlich der Halbinsel Eiderstedt 1975 bis 1977 die Strömungen gemessen wurden, ergänzt durch einige vom Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven 1979 durchgeführte Meßprofile in der Elbe. Die Stationen, für die Triftstromdaten vorliegen, sind besonders hervorgehoben.

Die Wattstrommesser wurden an den Flachwasserstationen in den Prielen vom Schiff aus in korbähnlichen Geräteträgern mit einer Meßhöhe von 1,0 m über Grund abgesetzt. An den Wattstationen dienten neben diesen hauptsächlich dreipfüßige, leicht an Ort und Stelle zusammensetzbare Gestelle als Geräteträger. Um längere Fußwege in dem teils sehr schlickigen Gelände zu vermeiden, wurden Geräte und -träger bei Thw mit Schlauchbooten an die Positionen transportiert, dort deponiert und dann später im trockenen Watt aufgebaut. Die Standortbestimmung erfolgte über Hi-Fix.

1971 bis 1973 hatte GÖHREN (1974) bereits im Rahmen des Schwerpunktprogramms „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft umfangreiche Messungen vor dem Wattgebiet zwischen Amrum und Trischen durchgeführt. 1975 begannen die Untersuchungen im hier behandelten Gebiet, und zwar mit gemeinsamen Einsätzen des Amtes für Land- und Wasserwirtschaft Heide/Büsum, der Wasser- und Schiffsämter Cuxhaven und Tönning und der damaligen Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk.

Die im Rahmen des KFKI-Strömungsmeßprogramms vor der schleswig-holsteinischen Westküste und im Mündungsgebiet der Elbe gewonnenen Meßwerte wurden bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) aufbereitet und verarbeitet.

Für die automatische Ablesung werden die Meßwerte (Stromrichtung und Umdrehungen des Propellers) auf dem Film durch einen Hell-Dunkel-Code dargestellt. Sowohl für die Zählung der Umdrehungen als auch für die Richtungen stehen je sieben Spuren zur Verfügung, die eine Zählung von 000 bis 127 ermöglichen. Für die Richtung ergibt sich daraus eine Unterteilung der 360°-Teilung des Kompasses in 128 Teile zu jeweils 2,8°. Bei der Geschwindigkeit entspricht ein Teil der 128er-Teilung 3,18 cm/s.

Bei der BAW-Außenstelle Küste in Hamburg wurden die Meßwerte vom Film durch ein speziell von den Hydrowerkstätten für diese Zwecke entwickeltes Gerät abgelesen und mit Hilfe eines Facit-Lochers auf einen Lochstreifen übertragen.

Für die Aufbereitung der Meßwerte mußte zunächst ein Erstaussdruck zur Erkennung der

Fehler angefertigt und dieser dann von Hand korrigiert werden. Dazu wurden die Zählerstands-differenzen zwischen den einzelnen Bildern errechnet. Der Differenz zwischen zwei Bildern wurden die Strömungsrichtung und die Nummer des zweiten Bildes zugeordnet und diese Werte dann ausgedruckt sowie als Plattendatei im Rechner gespeichert. Danach war es möglich, die im Ausdruck erkennbaren fehlerhaften Werte über ein Datensichtgerät in der Plattendatei von Hand zu korrigieren.

Um Zusammenhänge zwischen den Strömungswerten und den Wasserstands- sowie Windwerten bei der späteren Auswertung erkennen zu können, wurden Thw- und Tnw-Höhen und -Zeiten sowie Windrichtungen und -stärken, soweit sie über 4 Bft lagen, ebenfalls abgelocht und im Rechner gespeichert. Schließlich wurde automatisch ein Ganglinienplott gefertigt, in dem Tidewasserstände, Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen über die gesamte Meßphase enthalten sowie neben den MThw- und MTnw-Linien die Vektoren und in Ziffern $v_{e,max}$ und $v_{f,max}$ ausgedruckt sind. In der bereits vorliegenden Arbeit wurden mittlere und maximale Flut- und Ebbestromungsgeschwindigkeiten sowie die Reststromverhältnisse dargestellt (SIEFERT et al., 1980).

Der Reststrom wird definiert als vektoriell Integral über die Strömung einer vollen Tidephase:

$$\bar{V} = \int_{K_e}^{K_e} \bar{v} dt$$

\bar{V} ergibt sich aus der vektoriellen Addition des Flut- und Ebbestromvektors:

$$\bar{V} = \bar{V}_f + \bar{V}_e$$

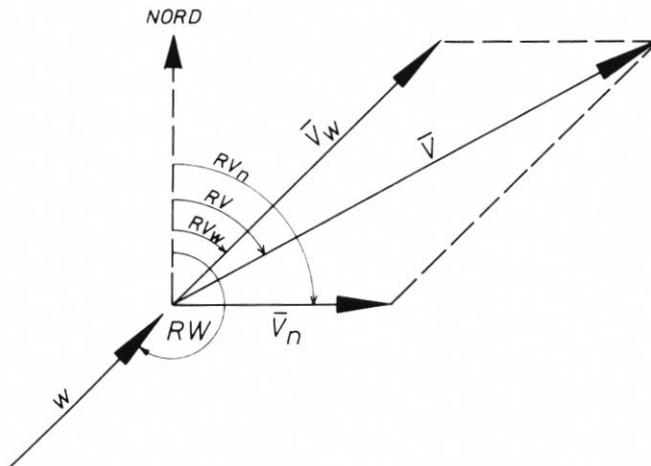
Der Triftstrom wird nach GÖHREN (1968) als vektorielle Differenz zwischen dem Reststrom der mittleren Tide und dem Reststrom der windbeeinflussten Tide ermittelt. Nach der folgenden Definitionsskizze gilt:

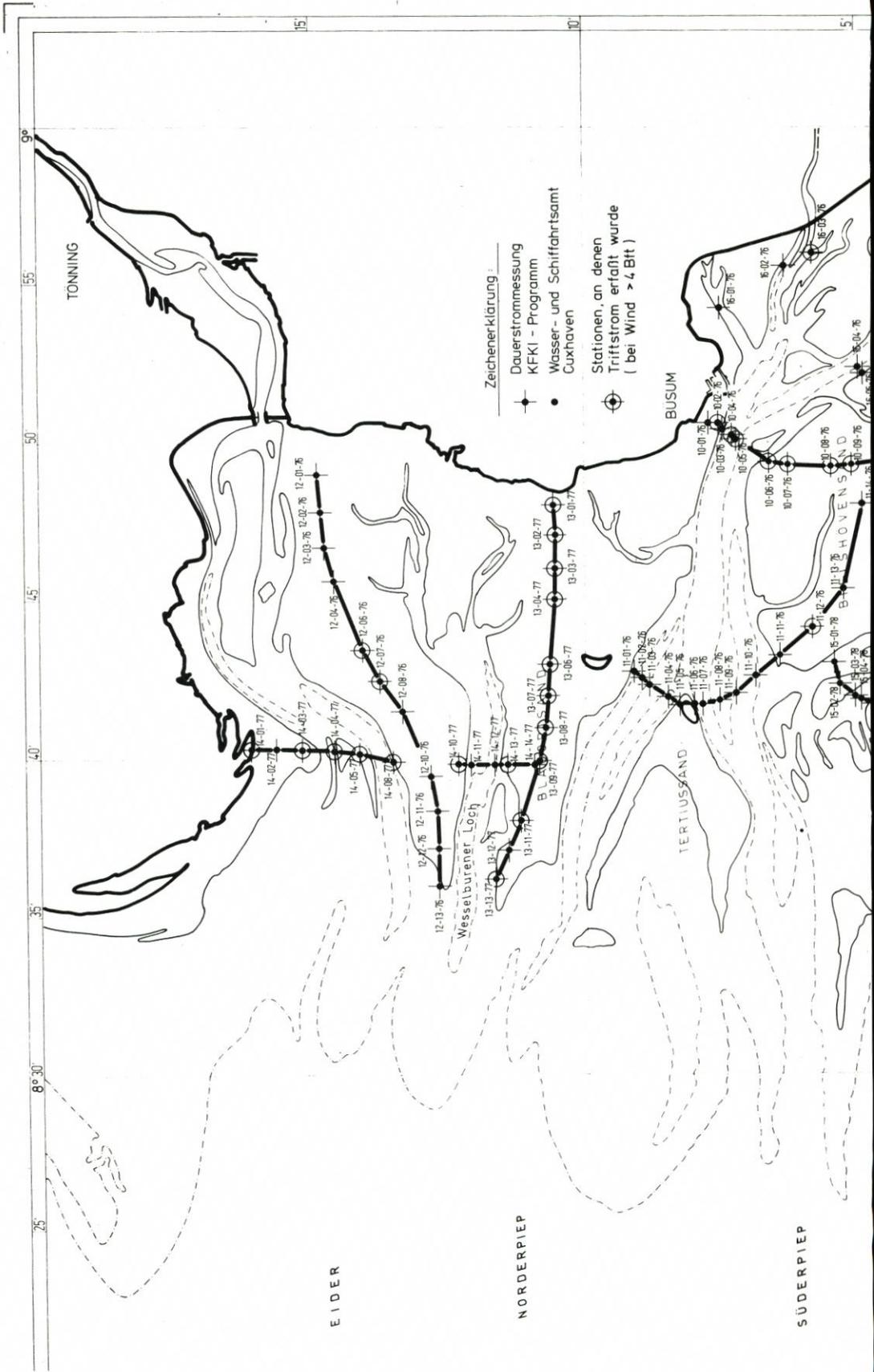
$$\bar{V}_w = \bar{V} - \bar{V}_n$$

\bar{V}_w = Triftstromvektor

\bar{V} = resultierender Stromvektor der windbeeinflussten Meßtide

\bar{V}_n = resultierender Stromvektor der mittleren Tide





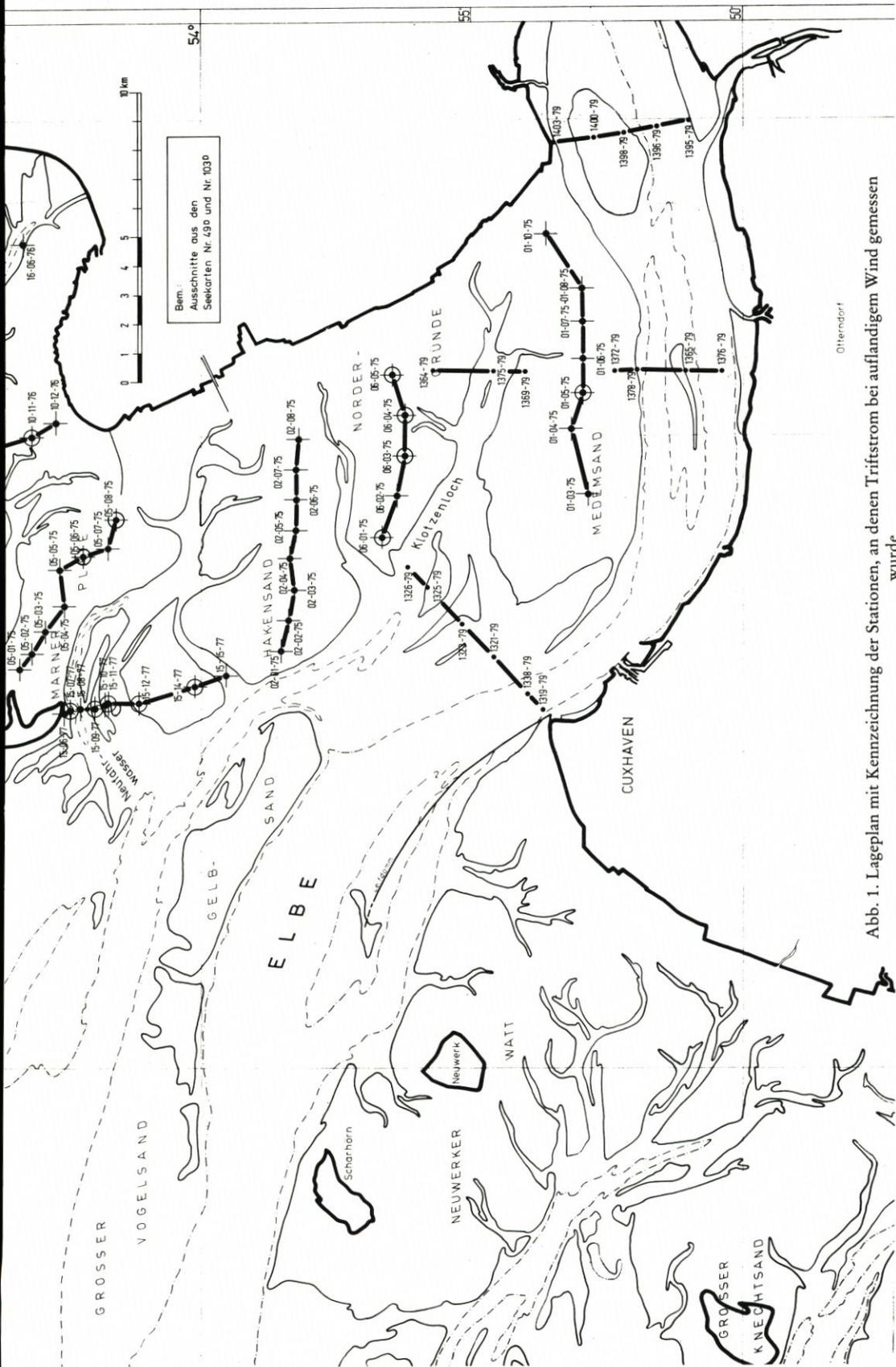


Abb. 1. Lageplan mit Kennzeichnung der Stationen, an denen Triftstrom bei auflandigem Wind gemessen wurde

3. Ergebnisse

3.1 Küstenvorfeld nach GÖHREN

Die Triftstromverhältnisse vor Amrum, Eiderstedt und Trischen bei Nordwestwind von 5 bis 7 Bft erläutert GÖHREN (1974) nach seinen Messungen von 1971 und 1972 (Abb. 2) u. a. so:

„Während der ersten Profilmessung vor Amrum herrschte am 26. und 27. 4. 72 über mehrere Tiden hinweg Nordwestwind mit Windstärke 6, zeitweise Windstärke 7. In den Gangliniendarstellungen erkennt man auf den ersten Blick noch keinen sonderlichen Einfluß auf die Strömungen. Die V_{\max} sind praktisch nicht größer als bei den ungestörten Tiden. Es ist jedoch zu erkennen, daß die Flutstrom-Geschwindigkeitskurven (Richtung Südsüdost) fülliger geworden sind, die Ebbestromgeschwindigkeiten dagegen geringer.

Die vektorielle Elimination des Gezeitenstromanteiles nach dem oben angegebenen Verfahren ergibt für beide Stationen einen einheitlich nach Südosten gerichteten Triftstrom (ermittelt für drei aufeinanderfolgende Tiden) von 7,6 km/Tide bzw. 5,7 km/Tide.

Eine Nordwest-Windlage mit Windstärken zwischen 5 und 6 Bft wurde während der Profilmessung vor Eiderstedt zwischen dem 11. und dem 13. 9. 1971 erfaßt. Der Windeinfluß ist unmittelbar an den Geschwindigkeitganglinien zu erkennen; die maximalen Ebbestromgeschwindigkeiten (Richtung Südsüdwest) sind wesentlich höher als bei ungestörter Gezeitenbewegung. Die Bildung des Differenzvektors zwischen dem Reststrom der Normaltide und dem Reststrom von drei windbeeinflussten Tiden ergibt auch in diesem Meßprofil einen eindeutigen und in der Richtung fast einheitlichen, nach Südsüdost gerichteten Triftstrom zwischen 2 und 5 km/Tide.

Die Meßserie vor Trischen schließlich enthält eine Starkwindperiode vom 14. bis 17. 7. 1971 mit Wind aus Nordwest (teilweise West) mit Windstärken 6 bis 7 Bft. Wie in den anderen Profilen sind auch hier nur zum Teil in den einzelnen Gangliniendarstellungen signifikante Veränderungen der V_{\max} festzustellen, dagegen ausgeprägte Veränderungen der Restströmungen, die nach Elimination des Gezeitenstromanteils Triftstromkomponenten in Richtung Südost zwischen 4 und 7 km/Tide ergeben (Abb. 2).

Außer den drei genannten Nordwest-Windlagen sind während der durchgeführten Dauerstrommessungen 1971/73 keine länger anhaltenden Starkwinde aufgetreten. Insofern beschränken sich die Ergebnisse auf den nordwestlichen Windsektor; sie sind jedoch – wie die zusammenhängende Darstellung in Abb. 2 zeigt – bemerkenswert eindeutig und bestätigen in vollem Umfang die von GÖHREN (1968) bereits aus den Messungen im Neuwerker Wattgebiet entwickelten Zusammenhänge. Die Triftströmung setzt auch in den hier untersuchten Flachwassergebieten vor der nordfriesischen Küste etwa in Richtung der wirksamen Windschubkräfte. Es handelt sich demnach um die sog. „primären Triftströmungen“. Dabei ist zu beachten, daß es sich mit einer Ausnahme in allen Fällen um Messungen dicht über der Sohle (1,0 m) handelt. Die ermittelten Triftstromgeschwindigkeiten sind also nicht mit den in der Literatur zu findenden zu vergleichen, die nach Treibkörpermessungen ermittelt worden sind.

3.2 Wattenmeer von Eiderstedt bis Blauort

Das Wattgebiet zwischen den Mündungen der Elbe und Eider wird gegliedert durch den dominanten Wattstrom Piep mit seinen landnahen Prielzweigen Wöhrdener Loch, Kronenloch und Sommerkoog-Steertloch, die bis in die Dithmarscher Bucht hineinreichen. Das nördlich anschließende Wesselburener Watt wird geteilt durch das Wesselburener Loch.

Südlich der Piep folgen nach dem Bielshövensand der Flackstrom, die Insel Trischen mit der Marner Plate, das Neufahrwasser, dann Mittelplate und Hakensand.

Die Meßstandorte wurden so gewählt, daß möglichst die Wattrücken erfaßt und von diesen Verbindungen durch die Wattströme zwischen den Außensänden hergestellt wurden. Darüber hinaus wurde ein Profil zur seewärtigen Begrenzung der Dithmarscher Bucht

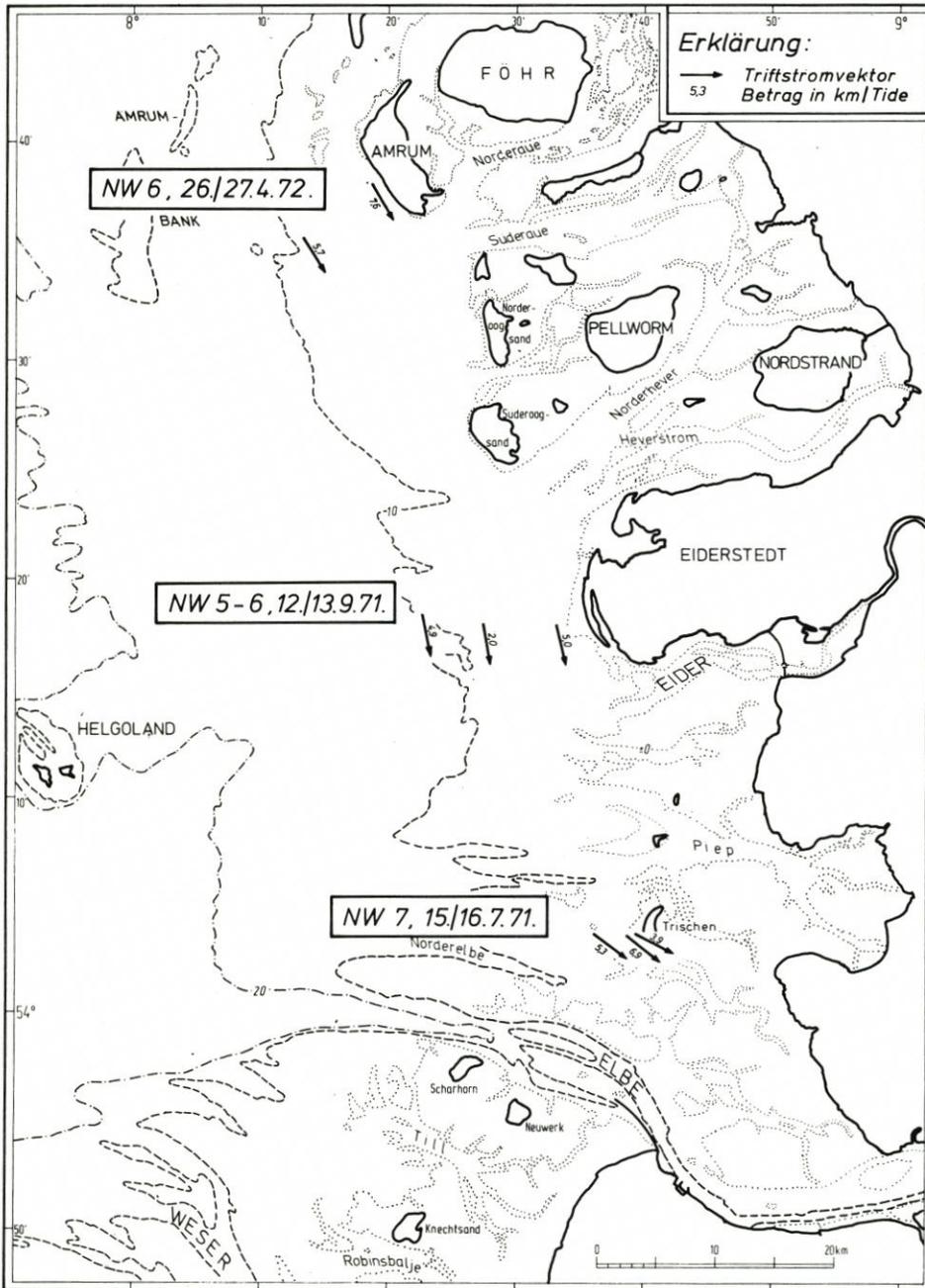


Abb. 2. Triftstrom im Küstenvorfeld bei Wind aus Nordwest (aus GÖHREN, 1974)

zwischen Büsum und Friedrichskoog-Spitze gelegt, und es wurden die Prielenden im Inneren der Dithmarscher Bucht erfaßt (Abb. 1).

Südlich von Eiderstedt sollten die Strömungsverhältnisse in einem gemeinsamen Querprofil durch Außeneider und Wesselburener Loch mit anschließenden Wattten gemessen werden. Die Außeneider ist als stark veränderlich bekannt; das Wesselburener Loch gilt dagegen als ziemlich stabil.

Die Ergebnisse für mittlere Strömungsverhältnisse wurden a. a. O. bereits veröffentlicht (SIEFERT et al., 1980, Abb. 20 bis 24). Triftströmungen wurden an rd. 20 Positionen in der Außeneider, auf dem Wesselburener Watt und dem Blauortsand erfaßt, ferner an rd. 20 Orten in Piep, Norder- und Süderpiep, Flackstrom und Neufahrwasser sowie auf dem Bielshövensand und den Wattrücken der Dithmarscher Bucht. Damit liegt ein bisher einmaliges Datenmaterial aus diesem Gebiet vor (Tab. 1 und 2 sowie Abb. 3 bis 5). (Es sei vermerkt, daß nur solche Messungen berücksichtigt wurden, bei denen über mindestens zwei Tiden der Triftstrom erfaßt werden konnte.)

Bei Südwestwind stimmt auf dem Blauortsand die Richtung des Triftstromvektors etwa mit dem Weg des Windes von Südwesten nach Nordosten überein; dabei sind Unterschiede zwischen den einzelnen Meßstationen hinsichtlich Richtung und Weglänge des Wassers topographisch bedingt (Abb. 3). An der küstennahen Meßstation weist der Triftstromvektor nach Nordwesten. Hier wird der Windstau an der Küste dahingehend wirksam, daß er eine Gefälleströmung in die genannte Richtung verursacht. Die vom Wind an die Küste gedrückten Wassermassen können hier nur nach Norden zum Wesselburener Loch hin ausweichen.

Auf dem Wesselburener Watt, dem Wattrücken zwischen dem Wesselburener Loch und der Außeneider, ist die Situation ähnlich wie auf dem Blauortsand. Der Triftstromvektor hat jedoch eine etwas mehr nördliche Richtung zur Eiderrinne hin. In der Nähe der Stromrinne und nördlich davon bis an die Halbinsel Eiderstedt heran wird der Triftstrom erheblich von der Topographie geprägt. Die Vektoren weisen nördlich der Rinne stromaufwärts oder zur Rinne hin, dagegen fließt am Südufer der Eiderrinne eine starke Ausgleichsströmung mit rd. 5,7 km/Tide in Ebberichtung. Daraus ist zu schließen, daß der stromaufwärts gerichtete Triftstrom in der Außeneider durch einen westwärts gerichteten Strom am Leehang des Wesselburener Watts ausgeglichen wird.

Auch bei Westwindlagen (Abb. 4) folgen die Triftstromvektoren im großen und ganzen dem Weg des Windes von See her in östliche Richtung auf die Küste zu, teils mit Abweichungen in die nördliche, teils in die südliche Richtung. Auf dem Blauortsand weist bei der Meßstation in Deichnähe der Vektor in südwestliche Richtung und deutet damit auf eine Gefälleströmung hin, wie sie auch beim Südwestwind festgestellt wurde. Auffallend sind die verhältnismäßig großen Wasserwege am seeseitigen Ende des Blauortsandes und am Südufer des Wesselburener Watts zum Wesselburener Loch hin mit 7,0 bzw. 5,9 km/Tide.

Auf den Wattten nördlich der Eiderrinne ist der Triftstromverlauf ähnlich dem bei Südwestwind. Die Vektoren sind stromaufwärts bzw. zur Rinne hin gerichtet, und der Wasserweg ist über 5 km/Tide lang. Leider liegen für Westwindlagen keine Meßergebnisse vom Wesselburener Watt vor, es ist jedoch zu vermuten, daß ein Triftstrom zum Wesselburener Loch hin vorhanden ist, denn der Gegenstrom am Südufer der Eiderrinne als Ausgleichsströmung hat nicht die gleiche Stärke wie beim Südwestwind.

Am stärksten ist die Auswirkung der Windrichtung auf den Triftstrom bei Nordwestwind ausgeprägt (Abb. 5). Die Vektoren weisen sehr einheitlich in südöstliche bis südliche Richtung. Aus der vektoriellen Darstellung ist auf einen großflächigen Triftstrom über die Wattten hinweg zur Norderpiep hin zu schließen. Der größte Triftstrom wurde bei der westlichsten Meßstation des Blauortsandes mit 10 km/Tide ermittelt. In der Eiderrinne am

Tabelle 1

Triftstrom bei Wind aus SW, W und NW ≥ 5 Bft sowie Reststrom bei ruhigen Tiden

Meßpunkt (Abb. 1)	Triftstrom bei Wind ≥ 5 Bft aus						Reststrom	
	SW		W		NW		km/Tide	Ri.
	km/Tide	Ri.	km/Tide	Ri.	km/Tide	Ri.		
12-06	1,63	26					0,72	307
-07	1,59	18					0,22	277
13-01	0,45	324	0,88	233	3,84	172	0,17	160
-02	1,82	33	1,03	58	1,08	146	0,33	183
-03	1,08	67	1,95	98	0,87	133	0,43	315
-04	1,41	78	1,01	112	1,53	150	0,46	324
-06	2,96	50	1,46	45	1,35	188	0,79	221
-07	2,78	84			0,90	97	2,45	353
-08	0,99	53	0,33	71	1,25	308	0,17	205
-09	1,75	63	1,63	85	1,31	120	0,11	219
-11	0,43	298	1,09	213	2,44	216	1,37	74
-13			7,00	115	10,00	145	0,91	34
14-01	3,73	126	5,32	135	5,40	133	0,91	300
-03	4,20	56	2,80	115	3,28	123	1,90	194
-04	2,04	110	5,76	111	4,76	132	3,09	209
-05	1,36	164					2,88	146
-08	5,74	236	4,28	234	1,56	219	3,20	70
-10	1,19	351	5,90	144	5,02	162	0,49	110
-13	3,09	45					0,55	297
-14	1,28	74	2,88	80	3,28	46	0,45	287
10-02			1,4	136			2,9	143
-04					1,2	132	6,5	272
-05			2,6	100	2,6	127	1,6	100
-06	1,9	95	3,4	97	3,9	90	0,9	155
-07			2,4	77			2,3	298
-08			2,0	38	2,1	65	2,6	280
-09	1,3	15			1,5	86	2,4	289
-11			1,8	12	2,3	85	3,7	218
16-01					5,2	89	6,5	266
-03					3,1	205		
11-12	6,0	54					3,9	248
15-07	4,0	60					5,3	242
-09	1,2	36					1,4	200
-10	1,5	141					0,6	312
-12	0,3	63	2,4	350			2,5	41
-14	4,7	109	3,7	115			1,9	257
-15	2,3	252					1,6	289
05-06					1,0	239	1,9	230
-08					0,3	320	2,1	200
06-01	0,5	320	5,1	90			1,2	195
-03	0,6	320	2,9	90			0,8	175
-04	0,8	60	2,6	70			2,1	190
-05	0,6	20	2,6	105			0,5	180

Tabelle 2
Triftstrom bei Wind aus N, O, SO und S ≥ 5 Bft

Meßpunkt (Abb. 1)	Triftstrom bei Wind ≥ 5 Bft aus							
	N		O		SO		S	
	km/Tide	Ri.	km/Tide	Ri.	km/Tide	Ri.	km/Tide	Ri.
10-01			0,6	252				
-02					1,7	288	0,9	277
-04	0,9	132						
-05	2,7	86						
-06	2,3	103						
-07			0,2	205	0,1	118	1,9	27
-08	1,4	40						
-09	1,9	157						
-11	1,9	11						
-12			0,4	4	0,3	258		
16-03	1,2	287						
15-07			4,2	60				
-08			0,5	288				
-09			1,2	347				
-10					2,1	57	1,4	192
-12					1,7	105	1,1	106
-14					0,4	102	4,2	109
05-01	1,8	205						
-02	2,2	165						
-03	2,0	195						
-04	2,5	175						
02-04	1,8	225						
-05	2,0	300						
-07	1,4	315						
01-03	1,6	120						
-04	1,0	180						
-05	2,0	145						
-06	1,2	160						
-08	1,3	170						
-10	2,0	130						

Ufer des Wesselburener Watts ist der Ausgleichsstrom schwächer als bei West- oder Südwestwind. Leider liegen auch für diese Windrichtung keine Meßergebnisse von Stationen in Küstennähe auf dem Wesselburener Watt vor.

In dem Wattengebiet südlich von Eiderstedt bis zum Blauortsand ist mit Triftströmen von Bedeutung nur bei Winden aus westlichen Richtungen zu rechnen, weil die Tiden hier dann höher als normal auflaufen und die Voraussetzungen dafür verbessert werden. Das ist bei Winden aus östlichen Richtungen nicht der Fall.

3.3 Wattenmeer Blauort bis Hakensand

Die Triftstromvektoren an den einzelnen Meßstationen zwischen Blauort und Hakensand, die sowohl auf den Wattrücken als auch in den Wattströmen aufgestellt waren, sind auch

hier im wesentlichen Ausdruck der vielgestaltigen und stark zergliederten Morphologie dieses Gebietes mit vorgelagerten, teilweise über MThw heraufreichenden Außensänden (Blauort, Trischen), Landvorsprüngen (Büsum, Friedrichskoog) und tiefen Buchten (Dithmarscher Bucht).

Ganz allgemein ist die stärkere Reaktion der rel. geringen Wasserschicht über den Wattücken auf tangentialen Windschub erkennbar. In den Wattströmen dagegen wirkt sich die Windrichtung auf den Triftstrom weniger aus, der Triftstrom folgt auch dann überwiegend dem vorgegebenen Prielverlauf und der normalen Flut- bzw. Ebbestromrichtung. Das wird deutlich insbesondere an der Station 10-02-76 auf dem Büsumer Watt, der höchstgelegenen auf dem Bielhövensand (Nr. 10-09-76) sowie auf der Südspitze der Insel Trischen (Nr. 15-06-77) (Abb. 1). Hier beugt sich der Triftstrom etwa der Windrichtung. Dagegen bleibt gewöhnlich in den Wattströmen, wie z. B. in der Piep querab Büsum und im Neufahrwasser (Stat. 15-07-77), auch bei östlichen Winden die westliche Stromrichtung erhalten.

Bei Südwind folgen die Triftstromvektoren nur auf hohen Wattten dem Weg des Windes. Offensichtlich kann die fast rechtwinklig zum normalen Tidestrom gerichtete Windkraft erst bei hohen Stärken meßbaren Einfluß auf die Strömungsrichtung gewinnen. Unmittelbar südlich der Insel Trischen scheint sich infolge Stauwirkung eine Richtungs-umkehr zu vollziehen. Bei Südwestwind und Westwind folgen die Triftstromvektoren dem Windweg am engsten mit den höchsten Werten der Wasserwege bis 6 km/Tide auf dem Bielhövensand bei Südwestwind. An der seeseitigen Peripherie der Dithmarscher Bucht wird ein Windstauwirkung vermutet, der die Stromrichtung zur Piep hin ablenkt.

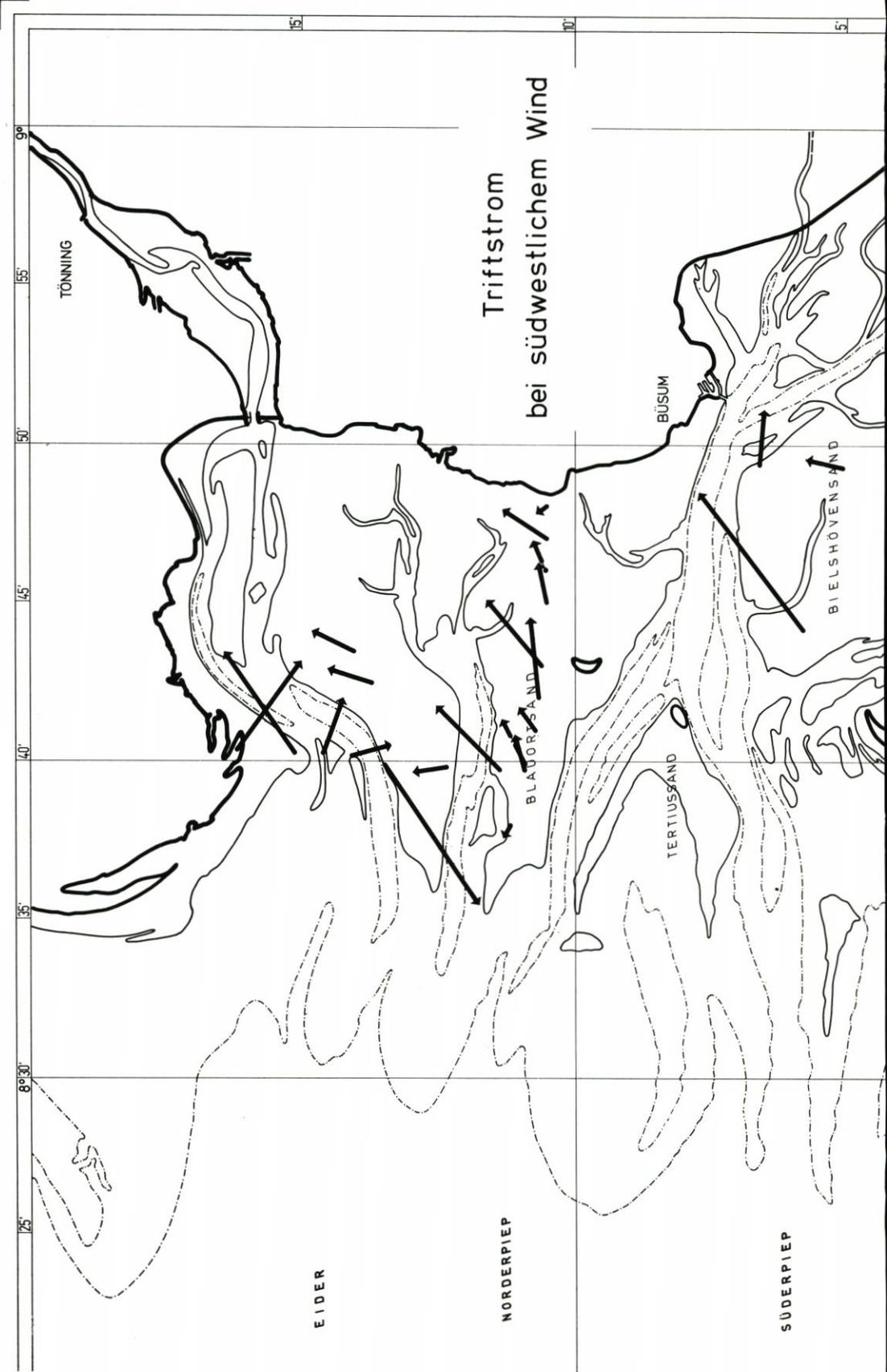
Sowohl Westwinde wie Nordwest- und Nordwinde lassen nördlich Friedrichskoog-Spitze einen Gefällestromeinfluß erkennen, so daß der Triftstromvektor von der Küstenlinie jeweils in nordöstliche Richtungen umgelenkt wird. Diese Erscheinung ist auch bei Ostwind festzustellen (Station 10-12-76). An den Wattstationen folgt der Triftstromvektor der herrschenden Windrichtung, andernfalls ist der Windweg kurz, in den Wattströmen ist er überwiegend entgegengesetzt gerichtet. Das gilt auch für Südostwinde.

Auf der Marnen Plate wurde in Küstennähe an zwei Positionen Triftstrom bei auflandigem Wind gemessen. Der Windweg erreichte bei der seewärtigen Station 1,0 km/Tide, bei der landnahen 0,3 km/Tide. Die Richtung war an ersterer Südwest, an der anderen (nahe des Dammkopfes Friedrichskoog-Spitze) wurde der Triftstrom infolge Stauwirkung nördlich umgelenkt.

Folgende maximale Einzelwerte (Windweg pro Tide) wurden ermittelt:

Windrichtung	Triftstrom		Station Nr.
	Windweg km/Tide	Windrichtung	
S	7,5	89°	15-14-77
SW	8,0	130°	15-14-77
W	8,0	45°	15-12-77
NW	8,3	112°	10-06-76
N	3,0	247°	10-11-76
O	7,0	283°	15-06-77
SO	3,1	297°	10-07-76

Stellenweise sind strahlenförmig abweichende Richtungen der Triftstromvektoren an nahe beieinanderliegenden Standorten festgestellt worden. Diese Erscheinung ist morphologisch bedingt.



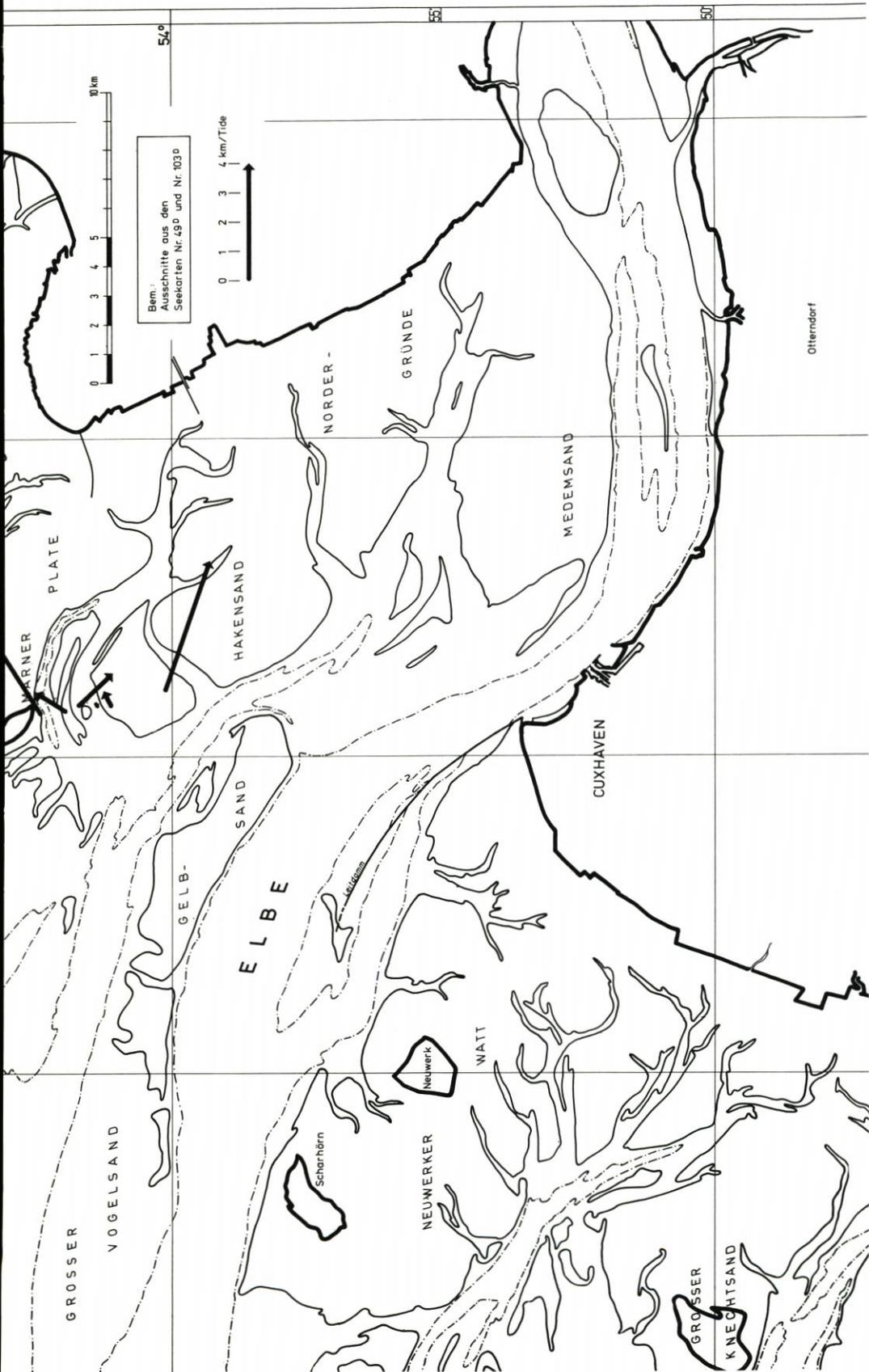
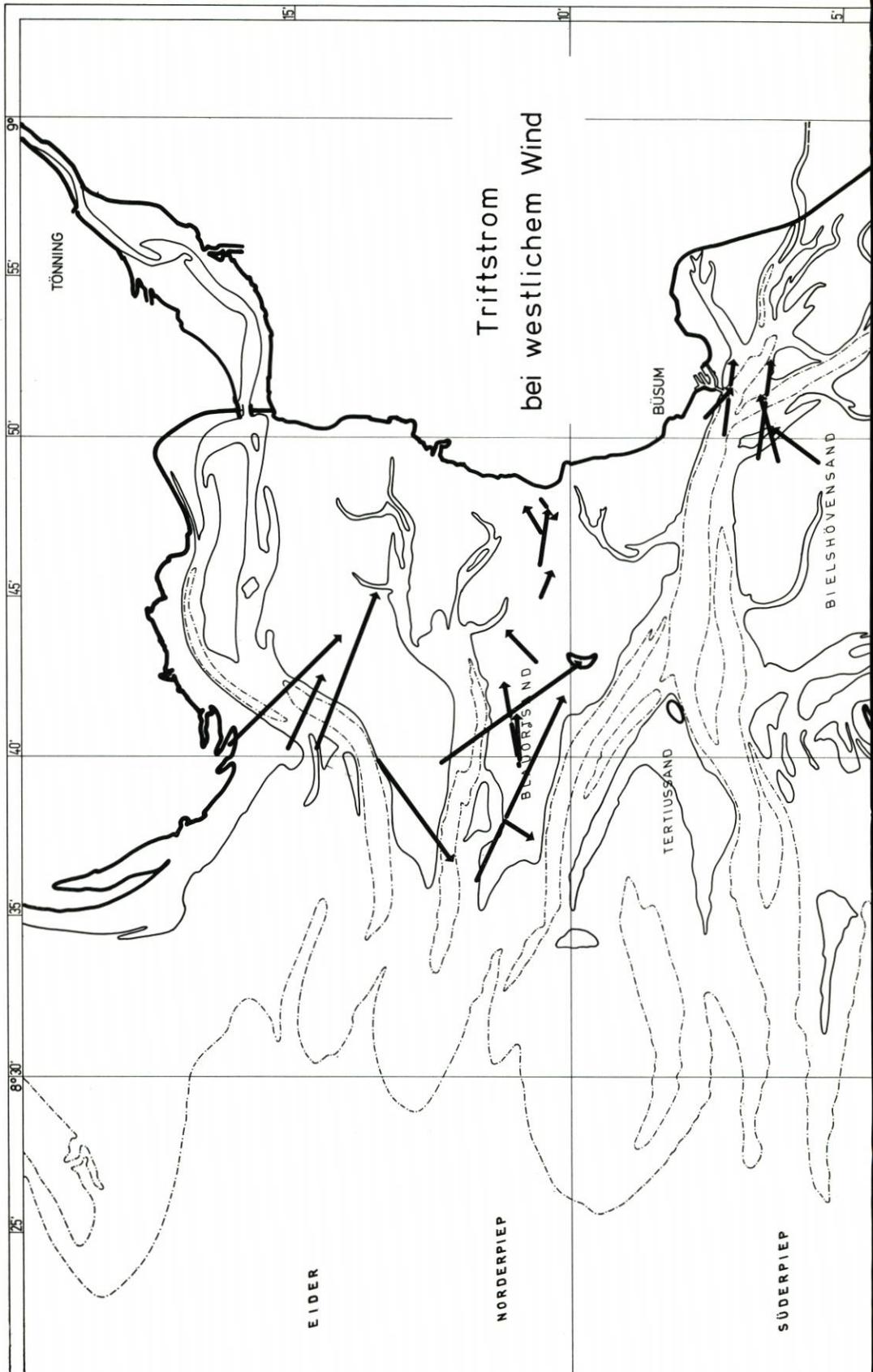


Abb. 3. Triftstrom bei Wind \geq 5 Bft aus Südwest



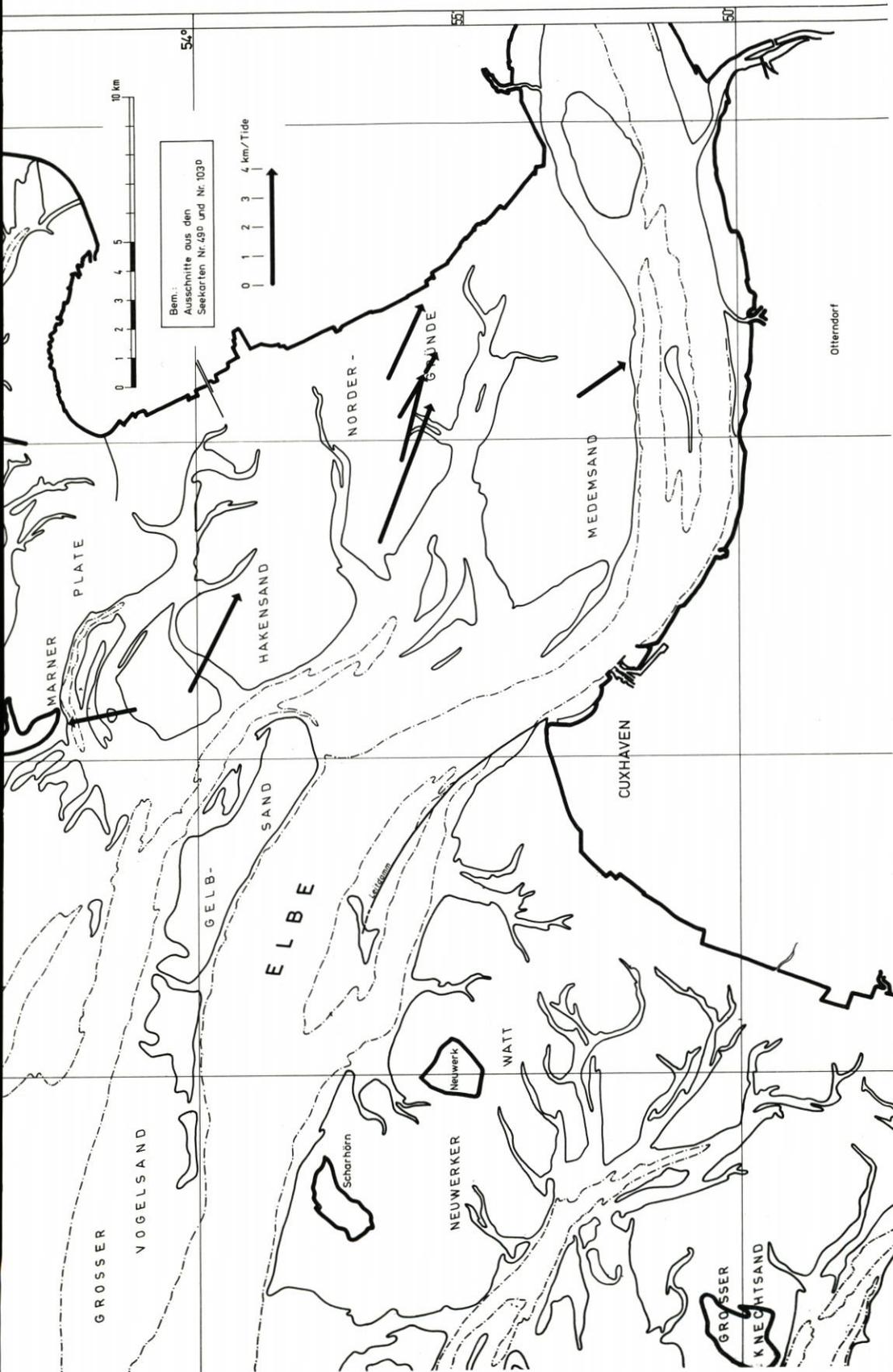
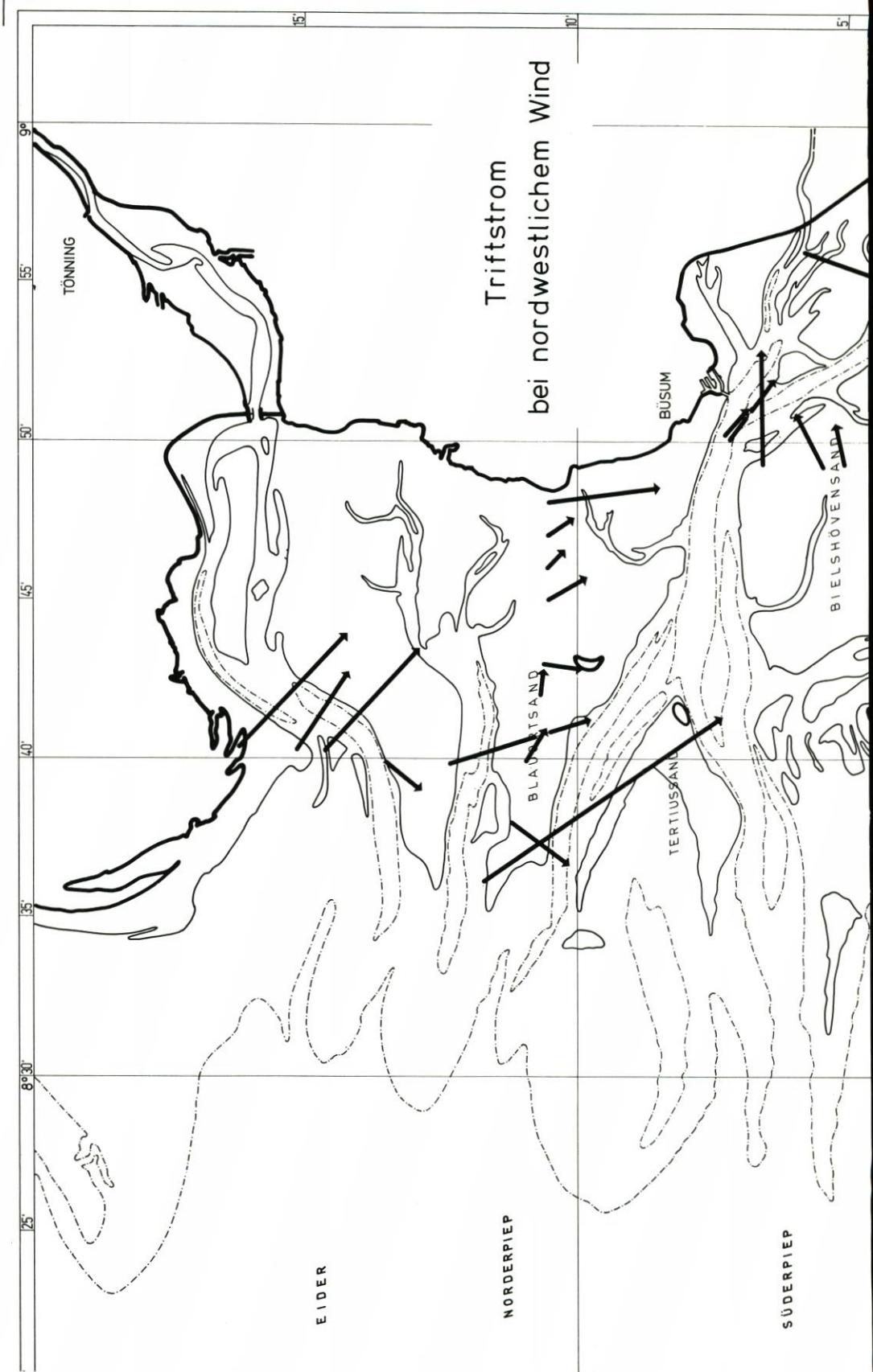


Abb. 4. Triftstrom bei Wind ≥ 5 Bft aus West



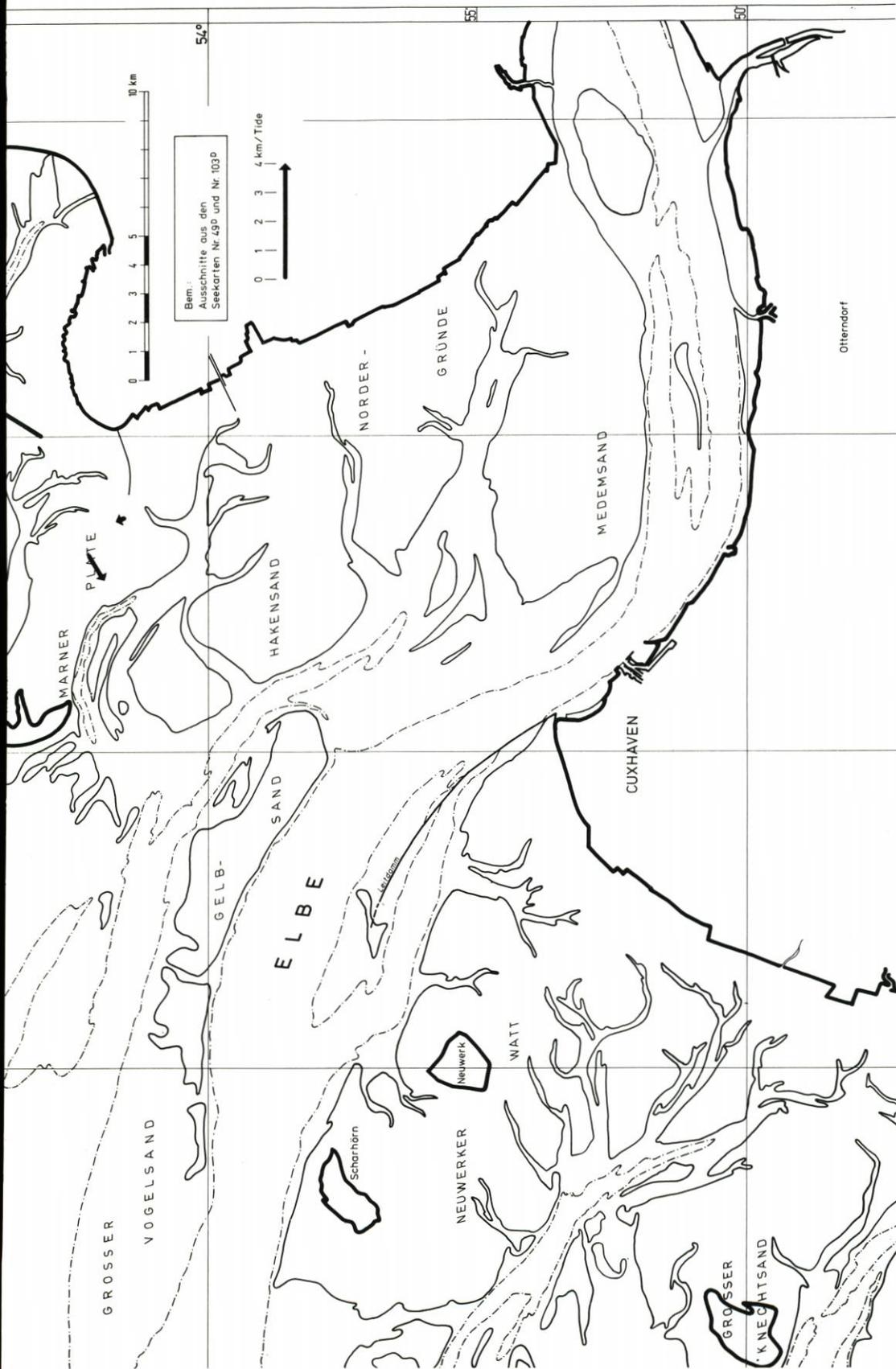


Abb. 5. Trifstrom bei Wind ≥ 5 Bft aus Nordwest

Bei Windstärken ab 8 Bft konnte der Triftstromvektor an zwei Meßstationen ermittelt werden (südlich Trischen: 15-12-77 und 15-14-77) mit mittleren Windwegen von 1,9 und 2,5 km/Tide. Hierbei zeigt sich deutlich die stärkere Wirkung im Vergleich mit den Wirkungen mittlerer Windtiden an gleicher Stelle anhand der hier dem Wind weitgehend folgenden Richtung der Triftstromvektoren.

3.4 Wattenmeer Hakensand bis Elbe

Auf dem Hakensand, den Nordergründen und dem Medemsand wurden die Strömungsverhältnisse jeweils auf den Wattwasserscheiden gemessen (Abb. 1). Ergänzend dazu waren Ergebnisse aus drei Profilen in der Unterelbe aufgenommen worden, die freundlicherweise vom Wasser- und Schifffahrtsamt Cuxhaven zur Verfügung gestellt wurden. Die Ergebnisse für Normaltiden finden sich in der o. g. Quelle.

Südlich des Hakensandes wurden nur noch auf den Nordergründen bemerkenswerte Triftströmungen erfaßt; die übrigen Messungen fanden bei ruhigen Wetterlagen statt. Bei Westsüdwestwind bis Stärke 8 Bft stellten sich Triftstromvektoren in Richtung Ostsüdost ein, also in den Elbetrichter hinein gerichtet. An der Westspitze der Nordergründe wurde der größte Triftstrom mit 5,1 km/Tide gemessen. Richtung und Größe des Triftstromes bestätigen die schon bei der Kommentierung der Reststromvektoren gemachte Aussage, daß das Watt südlich der Marner Plate hydrologisch zum Elbeästuar zu zählen ist. Bei Starkwindlagen und bei Sturmfluten wird über diese Watten ein Teil des gestauten Wassers nach Südosten transportiert, und der örtlich entstehende Windstau macht sich in der Elbe bemerkbar. Insoweit ist bei allen aufländigen Windrichtungen mit Triftstromvektoren zu rechnen, die auf dem Hakensand, den Nordergründen, dem Medemsand und dem Neufelder Sand nach Südosten gerichtet sind.

Die immer mit Seegang verbundenen Triftströmungen überlagern die in der gleichen Richtung verlaufenden Reststromvektoren. Bei Starkwindlagen aus westlichen Richtungen muß deshalb mit einem verstärkten Sedimenttransport über die Sände in den Elbemündungstrichter hinein bis in den Raum vor Brunsbüttel gerechnet werden.

Das WSA Cuxhaven beabsichtigt, die auf den Sänden des Elbeästuars bei ruhigen Wetterlagen durchgeführten Messungen bei Starkwindlagen schwerpunktmäßig zu wiederholen. Über die dann auch in diesen Gebieten abgesicherten Triftstromwerte werden zusätzlich Aussagen über Sandeintreibungen in die Fahrinne erwartet.

4. Schlußfolgerungen

In seinen Untersuchungen hat GÖHREN (1968) bereits auf große Streuungen bei den Ergebnissen der Triftstromermittlungen hingewiesen und mögliche Ursachen dafür genannt. Seine Aussage wird bei der Bearbeitung der vorhandenen Triftstromdaten bestätigt. Als Beispiel dafür sind in Abb. 6 einige Extremwerte von Triftstrombeträgen und Mittelwerte aus insgesamt 38 Einzeldaten in Abhängigkeit von der Windstärke für Meßstationen auf dem Watt südlich von Eiderstedt eingetragen. Die Ergebnisse gelten für aufländige Winde, d. h. für Winde aus westlichen Richtungen. Eine weitergehende Unterscheidung wurde nicht vorgenommen. (Die im Gebiet zwischen Blauort und Elbe bei nördlichen, östlichen und südlichen Winden gemessenen Triftströme sind nur tabellarisch aufgeführt.) Aus der Darstellung kann geschlossen werden, daß nur bei systematischer Auswahl unter Berücksichtigung der bekann-

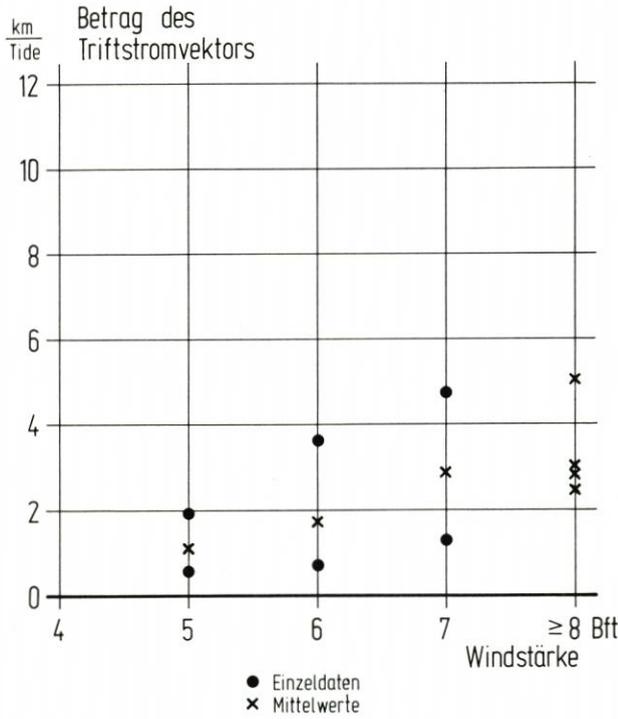


Abb. 6. Triftstrom bei aufländigem Wind in Abhängigkeit von der Windstärke

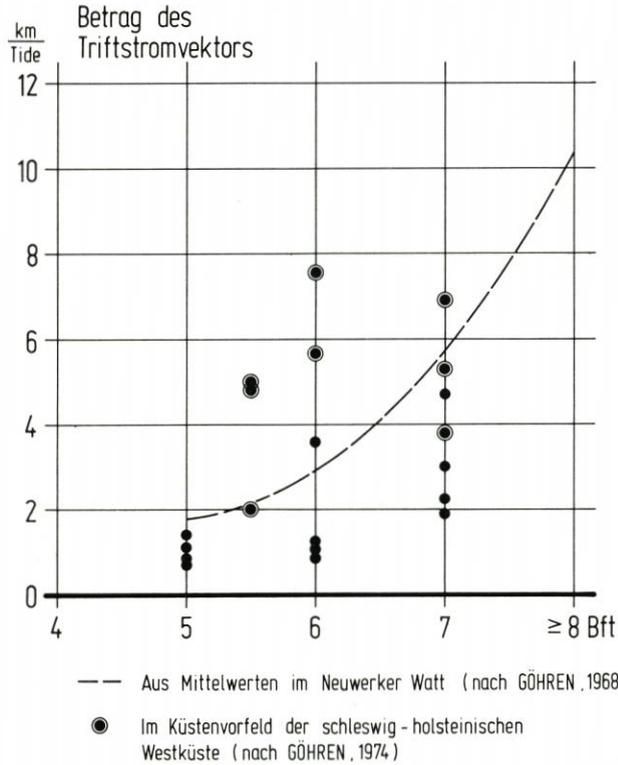


Abb. 7. Triftstrom bei Wind aus Nordwest in Abhängigkeit von der Windstärke

ten (oder vermuteten) Einflußfaktoren die Beziehung zwischen Triftstrom und Windstärke einigermaßen schlüssig dargestellt werden kann.

Aus diesem Grunde wurde versucht, den Triftstrom für verschiedene Meßstationen bei etwa gleicher Windrichtung und gleichen Tidehochwasserständen für unterschiedliche Windstärken ab 5 Bft zu ermitteln. Bei den relativ kurzen Meßperioden von jeweils etwa 3 Wochen Dauer war die Anzahl geeigneter zusammengehörender Werte sehr gering, und so gelang es nur, für nordwestliche Winde und für Tidehochwasserstände um PN + 700 cm (ca. 50 cm über MThw) am Bezugspegel entsprechende Daten für wenige Meßstationen zu erhalten. Das Ergebnis ist in Abb. 7 mit den Resultaten von GÖHREN (1968, 1974) dargestellt. Dabei muß betont werden, daß es sich bei den Stationen des gleichen Meßprofils natürlich um die gleichen Tiden bei gleichen Windstärken handelt.

Die zusammengehörenden Daten für die benachbarten Stationen 13-03 und 13-04 auf dem Blauortsand stimmen bei allen Windstärken recht gut überein. Es wäre allerdings zu vermuten gewesen, daß der Triftstrom bei Station 13-03 etwas größer gewesen wäre als bei Station 13-04, weil auf der erstgenannten Station das Meßgerät rd. 50 cm tiefer lag als bei Station 13-04 und daher Strömung und Windeinfluß entsprechend länger dauerten. Im anderen Profil unterscheiden sich die einzelnen Werte für die Stationen 14-03 und 14-14 erheblich. Auch hier ist bemerkenswert, daß bei der knapp 2 m tiefer liegenden Station auf einer Sandbank nordwestlich der Eiderrinne (14-03) der Triftstrom schwächer ist als auf dem Blauortsand bei Station 14-14. Der stärkere Triftstrom hier gegenüber den beiden anderen Stationen kann mit der mehr exponierten Lage begründet werden.

Die gezeigten Beispiele machen deutlich, daß bei nur relativ kurzen und damit wenigen Messungen die Abhängigkeit zwischen dem Triftstrom und der Windstärke nicht ausreichend zu erkennen ist, weil andere Einflußfaktoren nicht deutlich genug berücksichtigt werden können.

5. Schriftenverzeichnis

- GÖHREN, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 30, 1968.
- GÖHREN, H.: Über Strömungsverhältnisse und Sandtransport in den Flachwassergebieten vor der südöstlichen Nordseeküste. Hamb. Küstenf., H. 29, 1974.
- SIEFERT, W., FAHSE, H., MISSNER, F., RICHTER, H.-H., TAUBERT, A. u. WIELAND, P.: Die Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins – Ergebnisse eines KFKI-Meßprogramms. Die Küste, H. 35, 1980.